

Université Mohamed Boudiaf- M'sila

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Numéro de série :

Numéro d'inscription : D.GC/3C/01/12

Thèse

Présentée pour l'obtention du diplôme de

DOCTORAT LMD

Spécialité : Génie civil

Option : matériaux

THEME :

Pathologie des constructions en béton, diagnostic et méthodes de réparations. Etude de cas de l'effet combiné de pré-fissuration/corrosion sur les propriétés mécaniques des poutres en béton armé

Présenté par :

Ali SIAD

Soutenue le : 27 juin 2018

Devant le jury composé de :

<u>Nom et prénom</u>	<u>Grade</u>	<u>Etablissement</u>	<u>Qualité</u>
RAHMOUNI Zine- El- Abidine	Professeur	Université de M'sila	Président
BENCHEIKH Mohamed	Professeur	Université de M'sila	Encadreur
BOUDAUD Zine Eddine	Professeur	Université de d'Oum El Bouaghi	Examineur
MESSAOUDENE Ibrahim	M.C.A	Université de Bordj Bou Arreridj	Examineur
KHEMISSA Mohamed	Professeur	Université de M'sila	Invité

Année universitaire : 2017/2018

Remerciements

Le présent travail s'est déroulé au Laboratoire de développement de géomatériaux (LDGM) de l'université de M'sila, au laboratoire de génie civil de l'université de Bordj Bou Arreridj, et au laboratoire de recherche de la Société Sika Algérie.

Je tiens à exprimer mes plus vives reconnaissances et ma profonde gratitude à mon directeur de thèse Mr BENCHEIKH Mohamed, professeur à l'université de M'sila, de m'avoir accueilli au sein du laboratoire, et avec qui j'ai travaillé tout le long de cette thèse. J'ai pu profiter de sa compétence, de ses connaissances scientifiques et de ses conseils éclairés et j'ai énormément apprécié sa constante disponibilité et sa grande qualité humaine. Je désire lui rendre hommage ici.

Mes sincères remerciements vont à Mr RAHMOUNI Zine- El- Abidine, professeur à l'université de M'sila, d'avoir accepté la présidence du jury de thèse. Je souhaiterais également remercier très chaleureusement Mr BOUDAUD Zine Eddine, professeur à l'université d'Oum El Bouaghi,, et Mr MESSAOUDENE Ibrahim, M.C.A à l'université de Bordj Bou Arreridj d'avoir accepté d'examiner ce travail. Mes remerciements vont également à Mr KHEMISSA Mohamed, professeur à l'université de M'sila, pour l'intérêt qu'il a porté à ce travail en acceptant de faire partie de mon jury.

J'exprime ensuite toute ma sympathie à tout le personnel technique et administratif de laboratoire de génie civil de l'université de Bordj Bou Arreridj, et au laboratoire de recherche de la Société Sika Algérie, pour leur accueil, leur aide et leur soutien.

Je remercie également tous mes amis et collègues qui ont contribué de près ou de loin à la réussite de ce travail.

Enfin, je dédie ce travail à ma famille, plus particulièrement mes parents, pour leur soutien, leur générosité, et leur présence à mes côtés tout au long de mon parcours.

Sommaire

Liste de figures	5
Liste de tableaux	8
RÉSUMÉ	10
ABSTRACT	11
مقدمة	12
INTRODUCTION GÉNÉRALE	13
Mis en contexte.....	13
Problématique.....	15
Structure du document.....	16
CHAPITRE I : Pathologie des constructions en béton armé, actions physiques, chimiques et méthodes de diagnostic	18
I.1 Introduction.....	19
I.2 Action chimiques.....	19
1.2.1 Action de CO ₂ sur les structures en béton armé.....	19
1.2.2 Action des chlorures.....	28
1.2.3 Action des sulfates.....	31
1.2.4 Les alcali-réactions.....	37
I.3 Actions physiques.....	40
I.3.1 Action de gel/dégel.....	40
1.3.2 Fissuration par retrait.....	44
1.3.3 Action thermique.....	47
1.4 Conclusion.....	49
Chapitre II : la corrosion des armatures ; mécanisme, diagnostic et méthodes de réparation	50
II.1 Introduction.....	51
II.2 Mécanisme de corrosion par les chlorures.....	52
II.3 Mécanisme de dégradation par la corrosion.....	54
II.3.1 La période d'initiation.....	54
II.3.2 La période de propagation.....	54
II.4 Facteurs affectant la vitesse de corrosion des armatures.....	56
II.4.1 Facteurs internes.....	56
II.4.2 Facteurs externes.....	58
II.5 Méthodes de diagnostic.....	61
II.5.1 L'essai de potentiel de corrosion.....	62
II.5.2 L'essai de résistivité électrique.....	65
II.6 Les moyennes actuelles pour lutter contre la corrosion.....	69
II.6.1 Les méthodes classiques de réparation.....	69
II.6.2 Les méthodes électrochimiques.....	71
II.6.3 Les méthodes non électrochimiques.....	74
II.7 La réparation avec les matériaux composites renforcés des fibres.....	76
II.7.1 Généralités.....	77
II.7.2 Les matériaux composites à base des fibres de carbone.....	79
II.7.3 Les procédés d'utilisation des PRFC pour le renforcement des poutres en BA.....	80
II.7.4 Le comportement des poutres en béton arme renforcées par PRFC.....	82

II.7.5 L'efficacité de renforcement par les PRFC des poutres en BA corrodées...	83
II.8 Conclusion.....	85
Chapitre III : Effet de la corrosion et de la fissuration sur le comportement des poutres béton armé.....	86
III.I Effet de la corrosion sur le comportement des poutres en béton armé.....	87
III.I.1 Introduction.....	87
III.I.2 Effet de la corrosion sur les propriétés des armatures.....	87
III.I.3 Effet de la corrosion sur le béton d'enrobage.....	91
III.I.4 Effet de la corrosion sur l'adhérence entre l'acier et le béton.....	93
III.I.5 Effet de la corrosion sur le comportement mécanique des poutres en béton armé.....	96
III.I.6 Conclusion.....	99
III.II Relation entre la corrosion et la fissuration.....	100
III.II.1 Introduction.....	100
III.II.2 Effet de la fissuration sur le comportement des poutres en béton armé....	101
III.II.3 Effet de la fissuration sur la cinétique de corrosion.....	102
III.II.4 Facteurs affectant la vitesse de corrosion dans un béton fissuré.....	104
III.II.5 Conclusion.....	113
Chapitre IV : Étude de cas ; effet de la combinaison préfissuration/corrosion sur le comportement mécanique des poutres en béton armé.....	114
IV.1 Introduction.....	115
IV.2 Caractéristiques des matériaux.....	115
IV.2.1 Ciment.....	115
IV.2.2 Granulats.....	116
IV.2.3 Les armatures.....	117
IV.3 Caractéristiques des poutres.....	118
IV.3.1 Composition du béton.....	120
IV.3.2 Protocole de fabrication.....	120
IV.4 La résistance à la compression et à la traction du béton.....	121
IV.5 La préfissuration.....	122
IV.6 La corrosion accélérée.....	122
Chapitre V. Résultats et discussions.....	126
V.1 Introduction.....	127
V.2 Effet des chlorures sur la résistance à la compression et à la traction du béton.....	127
V.3 Résultats de la préfissuration.....	130
V.4 Résultats de comportement en flexion des poutres.....	132
V.4.1 Comportement des poutres saines.....	133
V.4.2 Comportement des poutres corrodées.....	136
V.4.3 Comportement des poutres préfissurées/corrodées.....	140
V.5 Effet de la combinaison préfissuration/corrosion sur le comportement mécanique en flexion des poutres en béton armé.....	144
V.5.1 Effet de la combinaison préfissuration/corrosion sur la charge et sur la flèche ultime.....	144
V.5.2 Effet de la combinaison préfissuration/corrosion sur la charge de plastification.....	148

V.5.3 Effet de la combinaison préfissuration/corrosion sur la rigidité.....	149
V.6 Conclusion.....	151
Chapitre VI : La réparation des poutres préfissurées/corrodées avec les matériaux composites à base des fibres de carbone.....	152
VI.1 Introduction.....	153
VI.2 Les propriétés des matériaux composites.....	154
VI.2.1 Les lamelles à base des fibres de carbone.....	154
VI.2.2 Le tissu à base des fibres de carbone.....	155
VI.3 Le protocole expérimental.....	155
VI.3.1 L'application directe des lamelles (méthode M1).....	156
VI.3.2 La méthode mixte (M2).....	157
VI.4 Résultats et discussions.....	159
VI.4.1 Comportement mécanique en flexion des poutres préfissurées / corrodées /réparées par la méthode M1.....	159
VI.4.2 Comportement mécanique des poutres préfissurées/corrodées/ réparées par la méthode mixte M2 (tissu + lamelle en PRFC)	165
VI.4.3 Comparaison entre les deux méthodes de réparation.....	169
VI.5 Conclusion.....	171
CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES.....	173
Références bibliographiques.....	177

Liste de figures

Figures chapitre I

Figure (I-1) : Exemple de fissures causées par la carbonatation, Romel et al (2008).....	22
Figure (I-2) : Exemple de test par la phénolphthaléine, photo extaite de Omikrine et al (2006)....	26
Figure (I-3) : Limite de test de pulvérisation par la phénolphthaléine, Ngoc (2011).....	26
Figure (I-4) : Processus de formation de pile électrolytique selon Houst (1989).....	27
Figure (I-5) : Endommagement d'une pile de pont provoqué par expansion d'aiguille d'ettringite, Divet (2003).....	35
Figure (I-6) : Réseau des fissures dans un pont endommagé par RSI, Divet (2003).....	35
Figure (I-7) : Exemple d'une section du béton attaqué par RAS, photo extraite de AAR (2013).....	38
Figure (I-8) : Exemple d'un faïençage dans un pont affecté par RAG, AAR (2013).....	39
Figure (I-9) : Exemple de test par la cobaltinitrite de sodium, (MAPEI 01).....	40
Figure (I-10) : Fissuration interne due par l'action des cycles de gel-dégel, Gayné et al (2008).....	43
Figure (I-11) : Exemples d'un écaillage du béton, (TECHNOBETON 2).....	43
Figure (I-12) : Exemple des fissures provoquées par un retrait plastique, (photo extraite de site de forumconstruire).....	45
Figure (I-13) ; Exemple d'une fissuration par un retrait empêché, (AUDIXOL).....	46

Figures chapitre II

Figure (II-1) : Mécanisme de la corrosion électrochimique en présence de chlorures, Duva (1992).....	53
Figure (II-2) : Les deux phases de corrosion selon Tuutti (1982).....	54
Figure (II-3) : Le volume de produits de corrosion par rapport au volume initiale de Fe, Jean-Pierre et al (2008).....	55
Figure (II-4) : Principales étapes de développement de corrosion.....	56
Figure (II-5) : Test de mesure de potentiel de corrosion, Garsiaz et al (2008).....	63
Figure (II-6) : Exemple d'une cartographie de potentiel de corrosion d'un tablier de pont, Dous et al (2003).....	64
Figure (II-7) : Dispositif expérimental pour mesurer la résistivité électrique d'après la méthode de Wenner, Broomfield et al (2002).....	67
Figure (II-8) : Configurations possibles pour un dispositif quadripolaire carré, NAAR (2006).....	67
Figure (II-9) : Exemple d'un dispositif de mesure par quadripôle carré, Lataste (2002).....	68
Figure (II-10) : Exemple d'une protection cathodique galvanique, (MAPEI 02).....	72
Figure (II-11) : Mécanisme d'extraction des chlorures par courant imposé, Bouteiller (2005).....	73
Figure (II-12): Propriétés des différents types des fibres, Dejke (2001).....	78

Figures chapitre III

Figure (III-1) : Mécanisme de fissuration du béton due à la corrosion des armatures, Munoz et al (2007).....	91
Figure (III-2) : Variation De l'adhérence acier/béton en fonction de taux de corrosion, Dekoster (2003).....	94
Figure (III-3): Comportement mécanique des structures en béton armé exposées en milieu salin Torres-Acosta et al (2007).....	97
Figure (III-4) : Processus de propagation de corrosion autour des fissures, William (2009).....	103
Figure (III-5) : Processus de corrosion dans un béton fissuré, François et al (1994).....	104
Figure (III-6) : Le mécanisme de formation de calcite en surface, Edvardsen (1999).....	112
Figure (III-7) : Le mécanisme de formation de calcite par diffusion. Edvardsen (1999).....	113

Figures chapitre IV

Figure (IV-1) : Analyse granulométrie des granulats utilisés.....	117
Figure (IV-2) : Ferrailage des poutres utilisées.....	118
Figure (IV-3) : Géométrie des poutres utilisées.....	119
Figure (IV.4) : Protocole de fabrication et de coulage des poutres.....	121
Figure (IV-5) : Processus de chargement en flexion quatre points.....	123
Figure (IV-6) : Processus de corrosion accélérée.....	123

Figures chapitre V

Figure (V-1) : Evolution de la résistance à la compression des bétons utilisés.....	128
Figure (V-2) : Mécanisme de double ou triple couche de Stern, Saillio (2013).....	129
Figure (V-3) : Fissures microscopiques apparues pendant la préfissuration.....	131
Figure (V-4) : Comportement des poutres durant la préfissuration.....	132
Figure (V-5) : Comportement charge/flèche des poutres saines.....	134
Figure (V-6) : Apparition des fissures durant la phase $\Delta 1$ - $\Delta 3$ (poutre PC3T).....	135
Figure (V-7) : Mode de rupture de poutre PC3T.....	135
Figure (V-8) : Eclatement du béton au point d'application de la charge (poutre PC3T).....	135
Figure (V-9) : Comportement charge/flèches des poutres corrodées.....	136
Figure (V-10) : Mode de rupture des poutres corrodées.....	137
Figure (V-11) : Evolution de la flèche en fonction de taux de corrosion.....	138
Figure (V-12) : Evolution de la rigidité en fonction de taux de corrosion.....	140
Figure (V-13) : Comportement des poutres préfissurées/corrodées.....	141
Figure (V-14) : Mode de rupture des poutres préfissurées/corrodées.....	142
Figure (V-15) : Ponçage de poutre PC5P.....	145
Figure (V-16) : Ponçage de poutre PC5.....	146
Figure (V-17) : Evolution de la charge ultime en fonction de taux de corrosion pour les poutres corrodées et préfissurées/corrodées	147
Figure (V-18) : Evolution de la flèche ultime en fonction de taux de corrosion pour les poutres corrodées et préfissurées/corrodées	147

Figure (V-19) : Exemple des fissures longitudinales (poutre PC15P).....	148
Figure (V-20) : Relation entre la charge de plastification, la préfissuration, et la corrosion.....	148
Figure (V-21) : Relation entre la rigidité, la préfissuration, et la corrosion	150

Figures chapitre VI

Figure (VI-1) : Méthode d'application directe des lamelles en PRFC (M1).....	156
Figure (VI-2) : Modes de renforcement utilisés.....	157
Figure (VI-3) : La réparation par la méthode mixte, lamelle + tissu en PRFC (M2) ...	158
Figure (VI-4) : Comportement des poutres préfissurées/corrodiées/réparées par M1	160
Figure (VI-5) : Mode de rupture par cisaillement des poutres renforcées par M1	161
Figure (VI-6) : Décollement partielle des lamelles des poutres renforcées par M1	161
Figure (VI-7) : Evolution de la flèche ultime en fonction de taux de corrosion pour les poutres réparées par M1	162
Figure (VI-8) : Evolution de la charge ultime en fonction de taux de corrosion pour les poutres réparées par M1	163
Figure (VI-9) : Evolution de la rigidité des poutres réparées par M1	164
Figure (VI-10) : Comportement des poutres préfissurées/corrodiées/réparées par M2	165
Figure (VI-11) : Rupture par cisaillement des poutres renforcées par la méthode mixte (M2)	166
Figure (VI-12) : Evolution de la flèche en fonction de taux de corrosion pour les poutres réparées par M2	167
Figure (VI-13) : Evolution de la charge ultime en fonction de taux de corrosion pour les poutres réparées par M2	168
Figure (VI-14) : Comparaison entre les méthodes de renforcement M1 et M2	170

Liste de tableaux

Tableaux chapitre I

Tableau (I-1) : Principaux effets de la carbonatation sur le béton durci (Venuat, 1978).....	23
Tableau (I-2) : Facteurs affectant la vitesse de carbonatation, Houst (1992).....	25
Tableau (I-3): Concentration critique en chlorures totaux, Izquierdo et al (2004).....	30
Tableau (I-4) : Principaux types de retrait.....	47

Tableaux chapitre II

Tableau (II-1) : Résistivité de corrosion dans le béton, (Polder 2001).....	57
Tableau (II-2) : Facteurs affectant les produits de corrosion, Cornell et al (2003).....	60
Tableau (II-3) : Teneur maximale en ions chlorure du béton, (NF EN 206-1).....	61
Tableau (II-4) : Risque de corrosion en fonction de différence de potentiel, Guidebook (2002).....	64
Tableau (II-5) : Corrélation entre le risque de corrosion et la résistivité électrique, Andrade et al (2004).....	66
Tableau (II-6) : Propriétés mécaniques de PRFV, PRFC, PRFA, Teng et al(2002),.....	78
Tableau (II-7) : Comparaison qualitative entre un PRFV, PRFC et PRFA, Meier et al (1995).....	79
Tableau (II-8) : Propriétés mécaniques de PRFC comparativement avec le béton et l'acier, Andres (2003).....	80

Tableaux chapitre IV

Tableau (IV-1) : Caractéristiques techniques de ciment CPJ - CEM II/B 42,5 R.....	116
Tableau (IV-2) : Propriétés des granulats utilisés.....	117
Tableau (IV-3) : Caractéristique des poutres utilisées.....	119
Tableau (IV-4) : Composition du béton utilisé.....	120
Tableau (IV-5) : Méthode de calcul de temps d'exposition en fonction de taux de corrosion (la loi de Faraday).....	125

Tableaux chapitre V

Tableau (V-1) : Résistances à la compression et à la traction des bétons utilisés.....	128
Tableau (V-2) : Résultats de la préfissuration.....	130
Tableau (V-3) : Résultats de l'essai de flexion quatre points.....	132
Tableau (V-4) : Charge de plastification des poutres corrodées.....	138
Tableau (V-5) : Rigidité des poutres corrodées.....	140
Tableau (V-6) : Charge de plastification des poutres préfissurées/corrodées.....	142
Tableau (V-7) : Rigidité des poutres préfissurées/corrodées.....	144

Tableaux chapitre VI

Tableau (VI-1) : Caractéristiques des lamelles (CarboDur).....	154
Tableau (VI-2) : Caractéristiques de résine (SikaDur-30).....	154

<i>Tableau (VI-3) : propriétés de tissu (SikaWrap-600 C).....</i>	<i>155</i>
<i>Tableau (VI-4) : Propriétés de résine (SikaDur-330).....</i>	<i>155</i>
<i>Tableau (VI-5) : Résultants des tests de flexion.....</i>	<i>159</i>
<i>Tableau (VI-6) : Rigidités des poutres réparées par la méthode M1.....</i>	<i>164</i>
<i>Tableau (VI-7) : Rigidité des poutres réparées par la méthode M2.....</i>	<i>169</i>
<i>Tableau (VI-8) : contribution des PRFC pour les deux méthodes M1 et M2.....</i>	<i>170</i>

RESUME

Dans le but d'étudier l'effet combiné de préfissuration/corrosion sur le comportement mécanique des poutres en béton armé, 15 poutres ont été initialement fissurées, puis corrodées sous champ électrique avec trois niveaux de corrosion, 5%, 10% et 15%. Les résultats ont montré que la formation des bouchons de corrosion limite l'effet des fissures sur le processus de corrosion pour un taux $\leq 5\%$. Cependant, avec l'augmentation de volume de rouille, la combinaison préfissuration/corrosion entraîne une dégradation plus importante des propriétés mécaniques des poutres préfissurées/corrodées par rapport aux poutres corrodées. En effet, pour un taux de corrosion de 15%, une diminution de 2,9%, 3,41%, et 12,36% a été remarquée respectivement, pour la charge ultime, la flèche ultime et la rigidité.

Une autre étude sur la réparation et le renforcement des poutres préfissurées/corrodées par les matériaux composites à base des fibres de carbone a été réalisée (PRFC), les résultats montrent la fiabilité du renforcement par les PRFC vis-à-vis à la combinaison préfissuration/corrosion. Un gain de charge allant jusqu'à 71% a réussi à rendre aux éléments endommagés ses capacités initiales et même les dépasser. En revanche, la réparation a rendu les poutres plus rigides, une diminution significative de la flèche allant jusqu'à 84% a été remarquée.

Mots-clés : béton armé, pathologie, corrosion, fissuration, endommagement, réparation, matériaux composites.

ABSTRACT

In order to study the combined effect of pre-cracking/corrosion on the mechanical behavior of reinforced concrete beams, 15 beams were initially cracked, then corroded under an electric field with three different rates of corrosion; 5%, 10% and 15%. The results revealed that, for a rate $\leq$ 5%, the formation of corrosion deposits inside cracks limits the effect of pre-cracking on the corrosion progress. However, with the increase in the amount of rust, the combination between pre-cracking and corrosion causes a higher decrement of the mechanical properties of pre-cracked/corroded beams compared to the corroded beams without pre-cracking. For instance, for a corrosion rate of 15%, decrements of 2.9%, 3.41% and 12.36% were recorded for the ultimate load, the ultimate deflection and the stiffness, respectively.

Another study about the repair and reinforcement of pre-cracked/corroded beams by composite materials based carbon fibers (CFRP) was also carried out. The results show that the method of reinforcement by CFRP is more reliable regarding the combined effect of corrosion and pre-cracking. A load increases of up to 71% have been able to repair the damaged elements to their original capacities, and even to exceed them. However, the repair causes the beams to be stiffer, a significant reduction in the ultimate deflection of up to 84% was noticed.

Keywords: reinforced concrete, pathology, corrosion, cracking, damage, repairs, composite materials.

مقدمة

من اجل دراسة التأثير المشترك لكل من التشقق المسبق والصدأ على السلوك الميكانيكي لمجموعة من عوارض خرسانية مسلحة، 15 عارضة تم تشقيقتها مبدئياً ثم تصديتها كهربائياً على ثلاثة مستويات، 5%، 10% و 15%. النتائج الاولى اظهرت ان تشكل مقابس الصدأ حدث من تأثير الشقوق على عملية التآكل. لكن مع زيادة حجم الصدأ، التأثير المشترك لكل من التشقق المسبق والصدأ ادى الى تدهور مهم في الخصائص الميكانيكية للعوارض المشققة اولياً والمتآكلة بالمقارنة مع العوارض المتآكلة. على سبيل المثال، لمعدل تآكل 15%، لوحظ انخفاض بنسبة 2,9%، 3,41%، و 12,36% على التوالي لكل من التحميل النهائي، الانحاء النهائي، والصلابة.

وأجريت دراسة اخرى حول اصلاح وتعزيز العوارض المتشققة اولياً والمتآكلة بواسطة مواد مركبة متكونة من الياف كربونية. وقد كشفت النتائج عن نجاعة التعزيز بهذه الطريقة ضد التأثير المشترك للتشقق الاولی والصدأ. في الواقع ارتفاع ب 71% في قدرة التحميل نجح في اعادة القدرة الاولى للعوارض التالفة وحتى تجاوزها. من ناحية اخرى، التعزيز جعل العوارض أكثر صلابة حيث لوحظ انخفاض كبير يصل الى 84% في قدرة الانحناء الكلي،

الكلمات الرئيسية: خرسانة مسلحة، علم الامراض، الصدأ، التشقق، الاضرار، الاصلاح، المواد المركبة

INTRODUCTION GENERALE

Mise en contexte :

Grâce à ses caractéristiques mécaniques et physico-chimiques, le béton armé est considéré comme le matériau de construction le plus répandu mondialement, son caractère à la fois durable et souple d'emploi a multiplié son utilisation, en effet, ce matériau est très présent dans notre vie, que ce soit dans les ponts, les barrages et les bâtiments. D'ailleurs, pour une meilleure utilisation, plusieurs règlements et des codes de calcul et de conception ont été développés notamment le CCBA 68, BAEL 91, Eurocode 2...etc. Cependant, plusieurs facteurs peuvent affecter la durabilité d'un ouvrage en béton armé, dont les origines sont liées soit à des phénomènes climatiques et environnementaux existant dans le milieu de construction, soit à des fautes initiales issues lors de calcul ou de conception. En général, les dégradations peuvent varier d'une simple fissuration dormante, à un fait réel traduit par un effondrement partiel ou total de l'ouvrage.

La corrosion des armatures est considérée comme la cause principale des détériorations des structures en béton armé, elle peut créer des problèmes techniques et financiers très importants en matière de maintenance et de réparation. Pour certains ouvrages, le coût induit par l'entretien et les réparations peut même dépasser le coût initial de construction, en effet, d'après les statistiques fournies par l'organisation mondiale de corrosion, le coût mondial de réhabilitation des structures en béton armé affectées par la corrosion est supérieur à 1,8 milliard dollars par an, Schmitt (2009). En outre, la corrosion affecte les constructions exposées à une atmosphère chargée de CO_2 dans les environnements urbains et industriels (phénomène de carbonatation), ou celles exposées aux ions chlorure dans les environnements marins, et par comparaison, la corrosion induite par les chlorures est plus dangereuse avec celle induite par la carbonatation, du fait de son développement rapide et des risques d'éclatement du béton dans les conditions sévères. Selon Dekoster (2003), la corrosion par les chlorures représente 80% des dommages totaux dans les structures en béton armé.

En Algérie, avec un côté méditerranéen de 1622km, la majorité de la population est concentrée dans des bâtiments qui souffrent déjà des problèmes de dégradations avancées, dont les principaux facteurs sont les chlorures provenant de l'eau de mer et de l'air marin. Vu l'importance des dégâts techniques et financiers engendrés par ce type de corrosion, il est temps de prendre ce phénomène au sérieux.

Au cours de ces dernières années, de nombreuses recherches numériques et analytiques ont été réalisées sur les effets de la corrosion sur un élément en béton armé. En somme, la corrosion génère une perte de section d'acier accompagnée par une dégradation de ses propriétés mécaniques notamment ; sa ductilité, son allongement à la rupture, et sa résistance à la traction. Au cours du temps, plus la corrosion se progresse, plus le volume des produits de corrosion augmente, l'accumulation de ces produits autour des armatures entraîne une pression interne à l'interface acier/béton. Dans ces conditions, des fissures peuvent apparaître à la surface du béton, et qui peut même arriver à un éclatement du béton d'enrobage dans les cas les plus sévères. La réunion de ces paramètres peut entraîner des conséquences défavorables sur le comportement d'un élément en béton armé notamment sur sa capacité portante et sur sa ductilité.

Dans la littérature, la plupart des recherches sont concentrées principalement sur l'effet de la corrosion seule sur le comportement mécanique des éléments en béton armé, alors que dans les structures en exploitation, la corrosion n'intervient pas seule, elle est souvent aggravée par la présence des autres facteurs, le plus souvent est la fissuration du béton.

En effet, les structures en béton armé sont dimensionnées dans le but de maîtriser la fissuration du béton en limitant les contraintes de traction dans les armatures. Dans une situation normale, un chargement excessif ou accidentel peut ne pas se manifester par des dégradations importantes, mais avec des fissurations. De même, la permutation de la destination initiale de l'ouvrage ou la sous-estimation des charges accidentelles peut provoquer des charges supplémentaires, permanentes qui constituent, à long terme, une des causes principales de fissuration. En somme, les fissures peuvent entraîner une perte de capacité portante, une perte de résistance mécanique, et une perte très préjudiciable de l'étanchéité qui favorise à son tour, dans les milieux agressifs, la pénétration des ions chlorures. Vidal (2003) et Francois (2009) ont montré que les fissures transversales (dus par un chargement) sont un facteur essentiel qui affecte la corrosion des armatures.

Par ailleurs, pour assurer la durée de service des ouvrages dégradés par la corrosion, plusieurs méthodes de renforcement ont été développées, les plus utilisées sont la projection des bétons fibrés, ou l'utilisation des plaques et des tôles en acier, en revanche, la durabilité du béton projeté ainsi que le poids-lord et la corrosion des tôles d'acier ont limité l'utilisation de ces méthodes. Récemment, les polymères renforcés des fibres (PRF) ont été développés et utilisés pour réparer

ou renforcer les éléments en béton armé, et dans très peu de temps, ce produit est devenu le matériau de réparation du siècle. En effet, les PRF présentent une résistance élevée à la corrosion, d'excellentes propriétés thermomécaniques, un rapport résistance/poids élevé ainsi la rapidité de mise en œuvre. Pour les poutres en béton armé affectées par la corrosion, plusieurs techniques de renforcement par les matériaux composites ont été développées, notamment le remplacement des armatures corrodées par des barres en PRF, le collage des plaques et des tissus par la méthode EBR (Externally Bonded Reinforcement), et l'insertion des plats ou de joncs en PRF dans des gravures sur la surface du béton par la méthode NSM (Near Surface Mounted).

Problématique :

Bien que les diagnostics réels sur le terrain montrent généralement que la cause des dégradations est due à la combinaison de deux ou plusieurs facteurs en même temps, jusqu'à présent, peu d'études ont été portées sur l'effet du couplage de ces facteurs sur la méthode de réparation ou sur le comportement mécanique des poutres en béton armé. La plupart des études antérieures ont été limitées à la corrosion seule (Alsaïdy et al 2010), ou à la fissuration seule (Kermiche et al., 2012), alors que dans les structures en exploitation la corrosion est souvent aggravée par la présence des fissurations. Par conséquent, la réalisation d'une telle étude est indispensable.

Un des objectifs de cette étude est de définir l'effet de la combinaison préfissuration/corrosion sur le comportement mécanique des poutres en béton armé, ainsi :

- De déterminer l'effet des fissures sur le comportement mécanique des poutres en béton armé
- De déterminer l'effet des fissures sur le processus de corrosion.
- De déterminer l'effet de corrosion sur les fissures.

Également, il s'agit de vérifier la fiabilité de renforcement par les matériaux composites à base des fibres de carbone (PRFC) sur la combinaison préfissuration/corrosion. Pour ce faire, 13 poutres ont été initialement fissurées sous chargement mécanique, la corrosion a été accélérée sous champ électrique avec trois niveaux 5%, 10% et 15%. Deux techniques de réparation (EBR) ont été utilisées, la première consiste à coller directement des lamelles en PRFC sur la partie tendue des poutres, et pour la deuxième, en plus de l'utilisation des lamelles, des tissus en fibre de carbone a été ajouté à la partie inférieure, à gauche et à droite des poutres (méthode mixte).

Structure du document

La thèse est présentée en six chapitres :

Chapitre I : Afin de maîtriser les types des pathologies qui peuvent affecter les structures en béton armé, le premier chapitre comprend une étude bibliographique sur les cas pathologiques les plus rencontrés. Pour chaque cas, nous présentons le processus de dégradation, les facteurs affectant, les conséquences sur les structures en béton armé, ainsi les méthodes de diagnostics possibles.

Chapitre II : Le deuxième chapitre comporte une revue de la documentation sur les connaissances actuelles en matière de corrosion, en particulier celle induite par les chlorures. Le processus de développement de corrosion dans un élément en béton armé est détaillé avec les différentes réactions, les produits résultants et les facteurs affectant. De plus, les principales méthodes de diagnostic, de protection et de réparations y compris celle d'utilisation des PRF sont également montrées.

Chapitre III : le troisième chapitre comporte un état de connaissance sur les travaux expérimentaux antérieurs portant sur l'effet de la corrosion sur les propriétés mécaniques des armatures, sur le béton, sur le comportement global des poutres en béton armé, ainsi les relations existant entre la fissuration et la corrosion.

Chapitre IV : le quatrième chapitre est consacré à la présentation de protocole expérimentale notamment les matériaux utilisés, le dimensionnement des poutres et le protocole de fabrication. Les méthodes d'essai sont présentées aussi (résistance à la compression, résistance à la traction, résistance à la flexion, la préfissuration, la corrosion accélérée).

Chapitre V : le cinquième chapitre décrit les résultats expérimentaux de l'effet de la combinaison préfissuration/corrosion sur le comportement en flexion des poutres en béton armé. Ce chapitre est composé de deux parties, la première est consacrée à la vérification de l'effet de la présence des chlorures au sein du béton sur ses résistances en compression et en traction. La deuxième partie concentre sur le comportement en flexion des poutres en béton armé endommagées par deux types d'endommagement, la corrosion seule, et la combinaison préfissuration/corrosion.

Chapitre VI : le sixième chapitre rapporte les résultats expérimentaux de l'effet de la réparation par les matériaux composites à base des fibres de carbone (PRFC) des poutres endommagées par la combinaison préfissuration/corrosion. Pour cela, les poutres testées ont été préfissurées,

corrodées et réparées par deux méthodes différentes, la première avec les lamelles seules et la deuxième mixte, le tissu avec les lamelles à base des fibres de carbone.

Chaque chapitre se termine par une conclusion. Enfin, le travail est finalisé par une conclusion générale et proposition d'éventuelles perspectives.

Chapitre I : Pathologie des constructions en béton armé, actions physiques, chimiques et méthodes de diagnostic

I.1 Introduction :

Une structure en béton armé est conçue pour servir en toute sécurité, pendant une durée de vie bien précise, cette durée est influencée par plusieurs facteurs climatiques et environnementaux, notamment, l'attaque des chlorures, l'attaque des sulfates...le gel/dégel...etc. La norme (NBN EN 1504-9) a classé les principales causes de détérioration des structures en béton armé en cinq types, à savoir ; les actions mécaniques, les actions chimiques, les actions physiques, les dommages causés par le feu, et la corrosion des armatures. Entre autres, la durabilité d'un ouvrage est caractérisée par sa capacité à conserver son niveau de fiabilité, et de sa résistance face aux ces agressions, et lorsqu'il ne peut résister, des désordres apparaissent dans le béton, dont les plus fréquents sont la fissuration, le faïençage, l'écaillage et l'éclatement du béton.

Aujourd'hui, la plupart des constructions en béton armé souffrent à des problèmes des dégradations importantes, dont plusieurs ont déjà atteint la fin de leur durée de vie. L'identification de l'origine de dégradation constitue l'étape la plus importante avant tout travail de diagnostic et de réparation. En effet, plusieurs méthodes destructives et non destructives ont été développées, le plus utilisé est la pulvérisation par les indicateurs colorés, l'ultrason, le radar... etc.

Le présent chapitre a pour objectif de présenter les agressions le plus rencontrées qui touchent les constructions en béton armé, de déterminer les différentes dégradations en particulier celles dues aux agents agressifs notamment le CO₂, les chlorures et les sulfates, et de mettre en évidence les méthodes de diagnostics possibles.

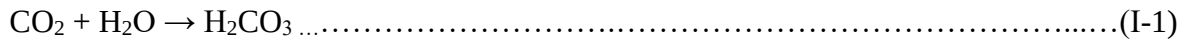
I.2 Actions chimiques :

I.2.1 Action de CO₂ sur les structures en béton armé :

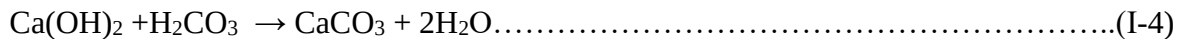
Actuellement, l'atmosphère contient environ 0,04 ml en volume de dioxyde de carbone CO₂ par litre d'air soit avec une augmentation de 0.0015ml/an d'après les statistiques fournies par le World Meteorological Organisation, Yukitomo et al (2009), cette teneur peut prendre des valeurs de 0.3 ml dans les grandes villes et elle peut atteindre jusqu'à 1ml dans les parois des tunnels routiers. Selon Chaussadent (1999), la concentration de CO₂ dépend essentiellement de la température, de la pression atmosphérique, et aussi de l'humidité relative.

I.2.1.1 la Carbonatation :

Selon Chaussadent (1997), le CO₂ présent dans l'air pénètre dans le béton suivant deux états ; soit gazeuse par les fissures lorsque le réseau poreux accessible est désaturé, soit avec les réseaux capillaires en présence d'eau en quantité suffisante dans les pores. Le CO₂ dans les pores peut être dissout pour former l'acide carbonique H₂CO₃ en déclenchant les relations suivantes :

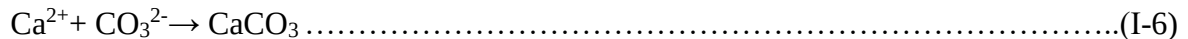
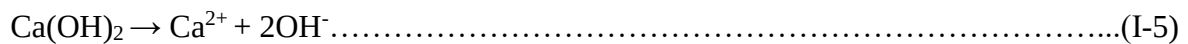


Par la suite, l'acide carbonique formé par la réaction (I-1) entre en contact direct avec les produits hydratés (dont le pH est compris entre 12 et 13), plus particulièrement avec la portlandite, et provoque une réaction chimique dite de carbonatation pour former le carbonate de calcium suivant la réaction (I-4) :

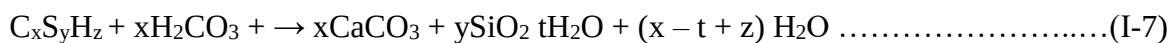


Ces séries de réactions ont pour conséquence d'épuiser les bases alcalines OH⁻ contenu dans la solution interstitielle et réduire par conséquent le pH pour atteindre une valeur de 9.

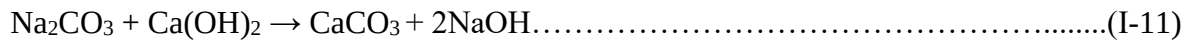
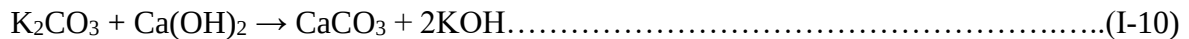
En outre, pour rétablir la basicité de milieu, la portlandite non carbonatée se dissout par la réaction (I-5). Ainsi, les ions de calcium libérés par cette réaction précipitent avec les ions de calcium libérés par la réaction (I-3) pour former le carbonate de calcium suivant la réaction (I-6) :



Les C-S-H peuvent aussi se carbonater en précipitant avec le dioxyde de carbone pour former le carbonate de calcium et un matériau siliceux hydraté (gel de silice) suivant le mécanisme de Dunster (1989) :



Même cas pour les bases alcalines, elles peuvent aussi se carbonater en présence de CO₂ :



I.2.1.2 les effets de la carbonatation sur les structures en béton armé :

Préalablement, l'action de CO_2 peut se résumer par de deux étapes différentes ;

- la dissolution de la portlandite
- la formation du carbonate de calcium.

En fait, ces deux réactions résultent un changement de volume au niveau de la microstructure du béton, Houst (1989) a constaté que la production de carbonates de calcium entraîne une augmentation de volume, de fait que les produits des réactions de carbonatation ont un volume supérieur à ceux des produits hydratés [CaCO_3 , KOH , NaOH]. À titre d'exemple, le volume molaire de CaCO_3 est de 36.9 cm³/mol et celui de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ est de 33.2 cm³/mol, soit une augmentation de 11 à 12%. Également le volume molaire de C-S-H carbonaté est supérieur de 30% par rapport à un C-S-H sain, Thiry (2006).

D'autre part, dans le béton durci, la portlandite existe sous forme des cristaux, après la carbonatation, elle dissout alors que celle-ci est soumise à des chargements extérieurs, ce qui provoque un relâchement des contraintes internes et entraîne une diminution de volume, qui résulte en réalité un retrait. En revanche, la carbonatation de C-S-H ne provoque pas de retrait de fait que celle-ci se fait sans dissolution.

Cependant, pour l'évolution de la microstructure de béton, Ngala et al (1997) ont conclu une baisse de porosité de 10% à 15% pour des pâtes de ciment exposées à une carbonatation naturelle durant 32 mois. La cause de cette réduction a été étudiée par Thiery et al (2003), où ils ont conclu que la baisse de porosité est liée essentiellement à la carbonatation de C-S-H.

En outre, cette réduction a un impact direct sur la résistance mécanique. La relation entre la carbonatation et le comportement mécanique a été étudiée par Lea (1970), dont il a remarqué que la résistance à la compression et à la flexion du béton conservé dans un milieu chargé en CO_2 est 30 % supérieure par rapport à celle conservée dans un ambiant pauvre en CO_2 . Cette augmentation

de résistance dépend essentiellement de carbonate de calcium produit, qui consolide la microstructure du béton carbonaté.

Enfin, il est important de mentionner qu'une augmentation de volume s'accompagne toujours par une contrainte additionnelle, qui peut provoquer des fissures sur la section superficielle de béton, Lea et al (1970) ont montré que dans certains cas, la profondeur des fissures se coïncide avec la profondeur de carbonatation qui se manifeste souvent dans les structures en béton armé lorsque l'enrobage est faible où l'orientation des fissures est dans le même sens avec la distribution des armatures (fig. I-1).

Le tableau (I-1) présente les principaux effets de la carbonatation sur le béton durci selon Venuat (1978).



Figure (I-1) : Exemple de fissures causées par la carbonatation, Romel et al (2008).

Tableau (I-1) : Principaux effets de la carbonatation sur le béton durci, Venuat (1978).

Effets de la carbonatation		Influence sur le béton	
		Favorable	Défavorable
Décroissance de pH		Ciment armé de fibres de verre	Protection moins bonne ou perte de protection des aciers
Augmentation de la capacité par formation de microcristaux remplissant certains vides	Couche mince en surface	Teinte plus régulière. Moins d'efflorescences. Résistance accrue à l'usure.	Hétérogénéité. Fissuration éventuelle due au retrait différentiel.
	Couche moyenne carbonatée	Mêmes avantages que ci-dessus plus ; Résistances mécaniques augmentées. Résistance améliorée aux eaux agressives (en immersion totale)	Hétérogénéité. Fausse les mesures et leur interprétation.
	Carbonatation entière	Mêmes avantages que ci-dessus plus ; Résistances encore augmentées. Stabilité plus grande.	Pièces plus fragiles. Retrait total augmenté. Fluage augmenté (si la carbonatation est sous charge).

I.2.1.3 Facteurs influençant la vitesse de carbonatation :

La carbonatation est un phénomène lent, sa progression se fait dans les surfaces extérieures de l'ouvrage, en contact avec l'atmosphère vers l'intérieur. D'une part, la formation des carbonates de calcium colmate partiellement la porosité ce qui freine la vitesse de propagation de CO_2 . D'autre part, sa vitesse de propagation dépend de nombreux paramètres intérieurs, tels que la compacité, le rapport E/C les dosages en eau et en ciment, la porosité et la perméabilité, et extérieurs tels que la concentration en gaz carbonique, la température et l'humidité relative.

Les travaux de Venuat (1978) et Duval (1992) ont montré que plus le béton est compact, le dosage en eau faible et le dosage en ciment élevé, plus la vitesse de progression est lente. Également, Nischer (1984) et Parrot (1987) ont montré que la progression du front de carbonatation augmente proportionnellement avec l'augmentation de la teneur en gaz carbonique, ainsi, la vitesse de carbonatation est maximale pour des humidités relatives de l'ordre de 65 %. Saetta (1995) a montré que la carbonatation est pratiquement nulle en atmosphère sèche ou pour des bétons complètement saturés en eau.

Houst (1992) a résumé les principaux facteurs qui affectent la vitesse de carbonatation dans le tableau (I-2).

I.2.1.4 Méthode de diagnostic :

Pratiquement, pour vérifier si la détérioration est faite par la carbonatation, la méthode la plus utilisée est la pulvérisation par la phénolphthaléine. Cette technique consiste à identifier les virages de pH dans un échantillon du béton provenant de site et en le rompant perpendiculairement à la surface exposée au CO_2 , ensuite le pulvérisé avec la phénolphthaléine. Quand la solution entre en contact avec la surface du béton, les parties carbonatées ne changent pas de couleur tandis que les parties saines se colorent en rose (fig. I-2).

L'efficacité de cette technique a été étudiée par des plusieurs chercheurs, Parott et al (1989) et Rafai et al (2002) ont constaté une troisième partie mixte entre la zone carbonatée et la zone saine dans laquelle le virage de la phénolphthaléine est visible au milieu de la zone mixte (fig. I-3), par la suite ils ont conclu que les résultats de ce test ne révèlent pas parfaitement les zones touchées par la carbonatation. Ces résultats mettent en évidence les limites du test à la phénolphthaléine.

Tableau (I-2) : Facteurs affectant la vitesse de carbonatation, Houst (1992).

Facteur	Influence
E/C	Plus ce rapport est bas, plus la vitesse de carbonatation est faible
Dosage en ciment	Une augmentation du dosage diminue la profondeur de carbonatation à un temps donné
Cendres volantes Laitiers Pouzzolanes	Augmente la profondeur carbonatée à un temps donné. Diminuent la porosité et l'effet négatif
Cure	Une bonne cure diminue la vitesse de carbonatation, car le béton sera plus compact et l'hydratation du ciment augmentée
Concentration en CO ₂	Une augmentation de la concentration en CO ₂ accroît la vitesse de carbonatation
Humidité interne du béton	Vitesse de carbonatation maximum entre 50% et 70%, H.R., Vitesse très faible au-dessus de 90%-95% H.R, et en dessous H.R. humidité relative en dessous de 50% H.R.
Exposition aux intempéries (cycles humidification/séchage)	Diminution de la vitesse de carbonatation pour un béton compact
Température	Une augmentation de la température augmente la vitesse de carbonatation
Revêtements protecteurs	Peuvent très fortement réduire la vitesse de carbonatation. Les revêtements hydrophobes peuvent accroître la vitesse de carbonatation.
Alcalis de ciment	Plus la teneur est élevée, plus la vitesse de carbonatation augmente.

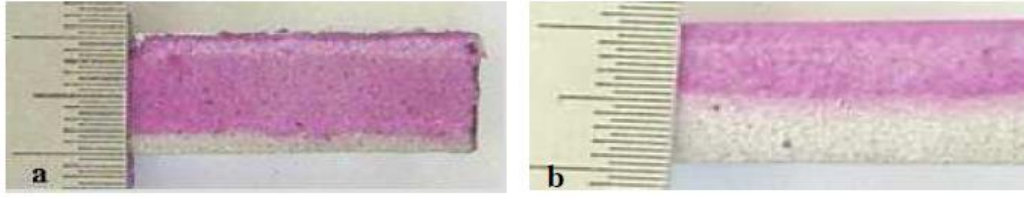


Figure (I-2) : Exemple de test par la phénolphtaléine, Omikrine et al (2006).

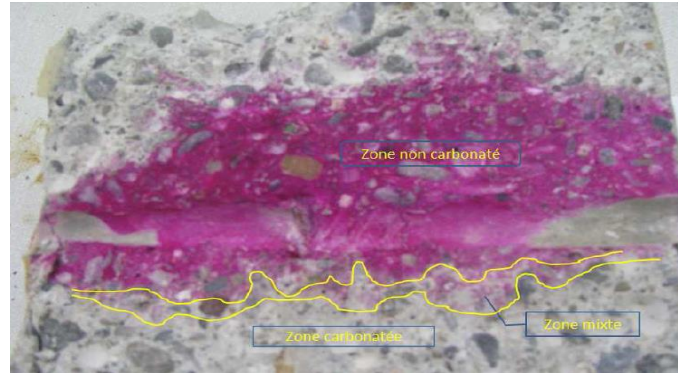
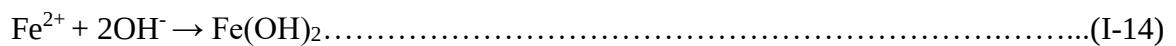
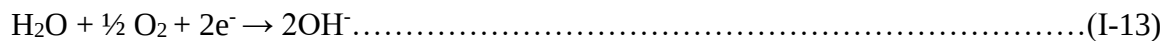
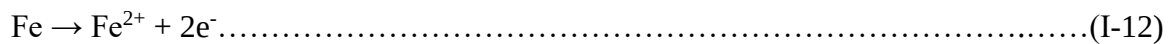


Figure (I-3) : Limite de test de pulvérisation par la phénolphtaléine, Ngoc (2011).

I.2.1.5 la corrosion par la carbonatation :

Pour les structures en béton armé, la carbonatation du béton d'enrobage détruit en premier lieu le film passif qui protège les armatures en éliminant progressivement les substances alcalines. Par conséquent, l'acier qui n'est plus protégé, entre en contact direct avec la solution interstitielle qui se trouve dans les structures poreuses. La concentration, ou bien la potentielle de cette solution, défère d'un point à l'autre (électrolyte), ce qui engendre une différence de potentielle le long de l'armature (électrode), dite pile électrolytique. Des électrons vont se déplacer de point qui a le potentiel le plus négatif (anode) vers le point qui a le potentiel le moins négatif (cathode) en déclenchant les réactions suivantes :



Houst (1989) a résumé ces réactions par la représentation schématique suivante (figure I-4) :

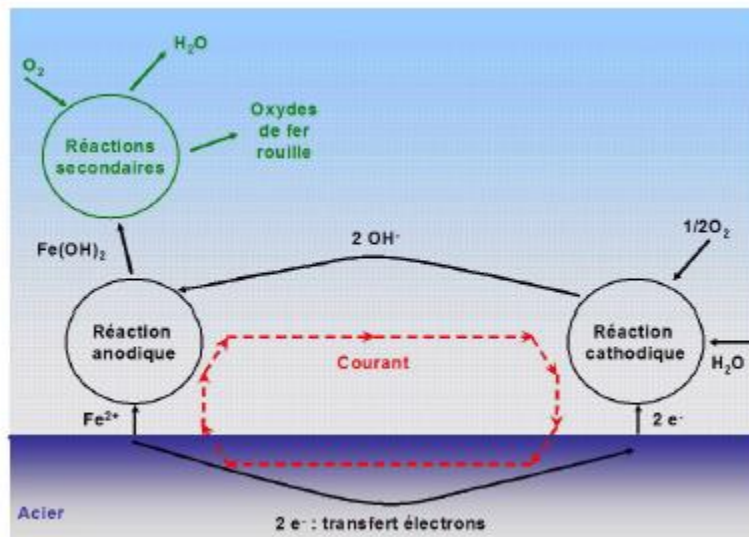
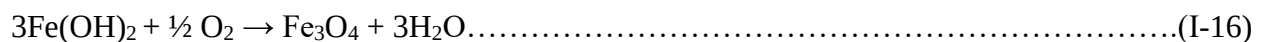
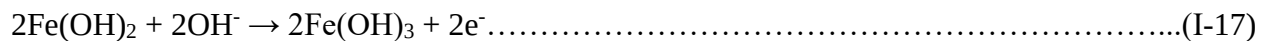


Figure I-4 : Processus de formation de pile électrolytique selon Houst (1989).

En présence d'oxygène, l'hydroxyde de fer se transforme en oxyde de fer qui précipite le long de la partie affectée, dite pile de corrosion, pour former un rouille rouge-brun pour le cas de Fe_2O_3 (l'hématite), et un composé noir appelé la magnétite pour le Fe_3O_4 , selon les réactions suivantes :



En présence d'un excès d'oxygène, $\text{Fe}(\text{OH})_2$ s'oxyde en $\text{Fe}(\text{OH})_3$. À long terme, le $\text{Fe}(\text{OH})_3$ se transforme à son tour en cristaux prismatiques striés de couleur noire appelée le goethite.



En outre, la distance entre l'anode et la cathode décrit clairement deux types de piles de corrosion, les micropiles et les macropiles. Les micropiles se manifestent seulement si tout le béton autour des armatures est carbonaté (carbonatation générale) dans une section donnée. Elles dépendent typiquement de la différence de potentielle entre les structures cristallines des métaux et de la disposition de l'eau et de l'oxygène. En revanche, les macropiles se produisent si certaines zones sont carbonatées (carbonatation locale), dont la formation de ces piles et dépend essentiellement à

la différence de potentielle entre les environnements carbonatés et non carbonatés le long de l'armature.

I.2.2 Action des chlorures :

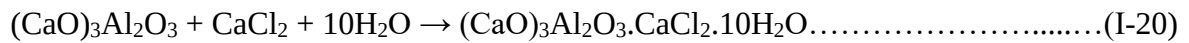
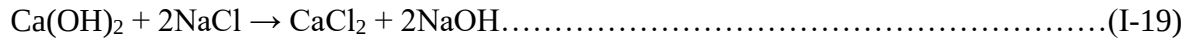
I.2.2.1 Généralités :

L'action de chlorures se limite généralement à des certaines constructions dans lesquels peut se trouve le béton. L'origine de ces chlorures peut être extérieure, comme l'eau de mer pour les ouvrages situés en milieu maritime, ou les sels utilisés pour le déverglaçage des routes. Également, ces chlorures peuvent aussi proviennent du milieu intérieur à partir des composants du béton (sable.... gravier... etc.) ou incorporées au moment du malaxage (adjuvants accélérateurs de prise, l'eau de gâchage...etc.).

Pour les structures maritimes, en milieu saturé où l'élément est totalement immergé, les chlorures pénètrent dans le béton par diffusion sous gradient de concentration. Dans le cas où l'élément se trouve dans un milieu saturé cycliquement (cycles d'humidification/séchage) grâce au marnage et aux embruns, le transfert de chlorures se fait par absorption capillaire et par convection due au mouvement de la phase liquide, François et al (2001). Ensuite par diffusion là où le degré de connectivité de la phase liquide le permet dans les zones partiellement saturée. Les recherches ont montré que la vitesse de propagation de chlorures par convection est plus rapide à celle de diffusion, François et al (1998) ont constaté que l'humidification d'un matériau sec avec une solution saline durant une journée peut faire pénétrer les chlorures plus profondément que ne le feraient plusieurs mois de diffusion en milieu saturé.

Entre autres, les chlorures se trouvent au niveau de béton sous deux formes :

- Les chlorures libres : qui se trouve sous forme ionique soluble dans l'eau dans la solution interstitielle.
- Les chlorures totaux : qui regroupent outre de chlorures libres, tous les ions Cl^- interagissent avec les composés du béton (appelés chlorures liés) tel que ceux fixés par le C-S-H, et ceux réagissent chimiquement dans la matrice cimentaire avec certains composés comme l'aluminate tricalcique (C_3A) pour former de nouveaux produits en particulier le chloroaluminates de calcium hydraté ou sel de Friedel, $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ selon les réactions suivantes :



La capacité d'un béton de fixer des ions chlorures dépend fortement de sa teneur en C₃A et C₄AF. Pour les bétons à base de CEMI qui présentent une teneur relativement élevée en 3CaO Al₂O₃, beaucoup de chercheurs ont considéré que seuls les chlorures libres peuvent être diffusés et joués un rôle actif dans le processus de dépassivation [Holden et al (1983), Hussain et al (1995)].

I.2.2.2 Concentration critique en chlorures :

Contrairement à la corrosion par carbonatation, la corrosion par les chlorures ne prend place qu'à partir d'un certain seuil de concentration de Cl⁻ près des armatures dite seuil critique (C_{crit}). Cette valeur a fait le sujet des nombreuses études, mais la diversité des résultats et le nombre important des facteurs influençant la concentration critique ne permettent pas de déterminer avec précision cette valeur. Toutefois, certains chercheurs ont exprimé cette valeur par la teneur en chlorures totaux par rapport au poids de ciment selon Hope et al (1987), Stoltzner et al (1997). Selon d'autres, seule la teneur en chlorures libres peut être prise en considération, Holden et al (1983), Hussain et al (1995).

Izquierdo et al (2004) ont étudié les concentrations critiques (C_{crit}) pour un béton CEMI en utilisant ces deux méthodes, les résultats sont récapitulés dans le tableau (I-3).

Il existe d'autres travaux qui expriment cette valeur par le rapport des ions activant sur les ions passivant [Cl⁻]/ [OH⁻]. Dans ce cas, il est souvent admis que le risque de corrosion devient réel à partir d'une valeur de 0.6, selon Hausman (1967), Goni et al (1990).

$$\frac{[\text{Cl}^-]}{[\text{OH}^-]} \geq 0.6 \dots\dots\dots (\text{I-21})$$

En revanche, ce seuil de concentration n'est pas fixe, il dépend de nombreux paramètres ;

- Internes : tels que les constituants du mélange (la teneur en C₃A, le dosage et la nature du ciment et des additions), le rapport E/C, le degré d'hydratation, la microstructure du béton.
- Externes : la température, l'humidité relative, la teneur en oxygène.

Selon Hussain et al (1995), plus la teneur en C₃A augmente plus C_{crit} augmente, ce résultat a été confirmé par Franczy (1998) dont il a étudié le mécanisme de fixation de chlorures sur deux mortiers différents ayant la même teneur en ciment, il a constaté que le mortier qui a une teneur élevée en

aluminates possède une capacité de fixation de 30% supérieure à celle de mortier de référence. La microstructure du béton et les propriétés de transfert rentrent aussi en jeu, où la migration des ions chlorures au sein du béton se fait à travers la structure poreuse. Encore, la concentration critique C_{crit} augmente lorsque le rapport E/C diminue, tableau (I-3).

Tableau (I-3): Concentration critique en chlorures totaux, Izquierdo et al (2004).

Environnement	E/C	Moyenne (% de ciment)
Immersion	0.5	1.5
immersion	0.4	2
immersion	0.3	2.2
Conditions aériennes ou sels de déverglaçages	0.5	0.5
Conditions aériennes ou sels de déverglaçages	0.4	0.6
Conditions aériennes ou sels de déverglaçages	0.3	0.8

I.2.2.3 Méthode de diagnostic :

La présence de chlorures dans le béton peut être vérifiée par l'utilisation de l'analyse de diffraction des rayons X (DRX). Aussi, par l'utilisation directe de la fluorescéine et du nitrate d'argent (norme UNI 7928). Cet essai consiste à pulvériser un échantillon du béton avec une solution contient de la fluorescéine et du nitrate d'argent, cette solution réagisse avec les composants du béton or les parties touchées par les chlorures se colore en rose clair tandis que les parties saines se colorent en rose foncé. La ligne entre ces deux couleurs indique l'épaisseur du béton détérioré, et si les chlorures ont atteint les armatures ou non.

I.2.3 Action des sulfates :

En fonction de la source des ions, l'attaque sulfatique est classée en deux types ;

- l'attaque interne ou les sulfates sont déjà présents dans le mélange avant l'hydratation du ciment.
- l'attaque externe dans le cas où le béton est exposé à un environnement chargé en sulfates.

I.2.3.1 Attaque sulfatique externe :

La source des sulfates SO_4^{2-} dans la nature est très diverse ; les eaux souterraines, les sols, l'eau de mer, les pluies acides causées par la pollution atmosphérique, ou associés aux alcalins dans les sels (sulfates de sodium, potassium, calcium et magnésium)...etc. En outre, l'attaque externe des sulfates peut être résumée en trois processus essentiels. Premièrement la diffusivité et la perméabilité des ions SO_4^{2-} au fond du matériau béton par les réseaux poreux, ensuite, la confrontation entre ces ions et la matrice cimentaire qui se traduit par des réactions chimiques de cristallisation conduisent principalement à la dissolution des C-S-H et des portlandites et à la précipitation de l'ettringite différée nommée par Collepardi (2003) « DEF by ESA » ou (Delayed Ettringite Formation by External Sulfate attack). Enfin, une expansion issue de l'apparition de nouvelles phases cristallines qui peut provoquer ultérieurement un gonflement et même une fissuration.

Cependant, le degré de l'attaque externe par les sulfates dépend principalement de :

- La composition du béton notamment le taux de C_3A , le rapport E/C, et l'utilisation des ajouts pouzzolaniques.
- La concentration des ions SO_4^{2-} dans le site, le temps d'exposition et la surface du béton exposé à l'attaque.
- La vitesse d'infiltration des eaux.
- Milieu ambiant à savoir l'humidité, la température.

Également l'apparition des fissures après l'attaque accélère la pénétration des ions SO_4^{2-} en raison de la modification de la porosité et des propriétés de transport du béton.

1.2.3.1.1 Mécanisme de l'attaque sulfatique externe :

Les principaux sulfates présents dans la nature sont les sulfates de sodium, de magnésium, de potassium et de calcium généralement avec de faibles concentrations qui ne sont pas nocives pour le béton. Cependant, dans certains sols argileux ou alluvionnaires, la concentration en ions SO_4^{2-} dépasse les seuils critiques. Par exemple, dans un environnement industriel, cette valeur peut atteindre jusqu'à 7000 mg/l, tandis que dans les conditions naturelles, elle varie entre 30-400 mg/l, Guanshu (1994).

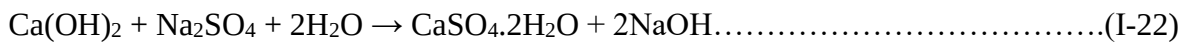
En règle générale, pour qu'une attaque sulfatique se produise, deux facteurs sont essentiels ;

- La présence d'un liant, ciment ou chaux, qui est la source des aluminates.
- La présence des minéraux sulfatés primaires, gypse et pyrite pour le cas des sols argileux ou alluvionnaires, ou plus simplement la présence des ions SO_4^{2-} en contact direct avec la matrice cimentaire (la portlandite et les C-S-H).

1.2.3.1.2 Exemples sur les attaques sulfatiques externes :

a- Action de sulfate de sodium :

Les sulfates de sodium (Na_2SO_4) réagissent avec la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) pour former de nouveau produit, Gypse secondaire ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), par la réaction suivante :

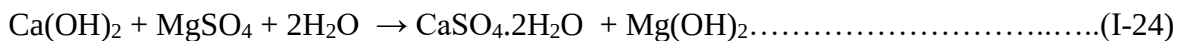


En présence d'aluminates (C_3A) et de silicates de calcium hydratés provenant des liants, le gypse produit par cette réaction réagit à nouveau avec ces composants pour donner finalement l'ettringite différée dont le volume molaire est de 3 à 8 fois supérieur au volume du solide initial

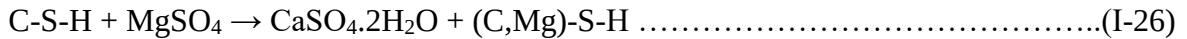


b- Action de sulfate de magnésium

Les sulfates de magnésium (MgSO_4) réagissent avec la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) pour donner un nouveau produit nommé Brucite ($\text{Mg}(\text{OH})_2$), selon les réactions suivantes :



En présence des C-S-H, la substitution des ions Ca^{2+} par les ions Mg^{2+} peut provoquer un remplacement partiel du calcium par le magnésium ce qui donne un nouveau produit nommé (M-S-H) ou le silicate de magnésium hydraté. Le mécanisme d'attaque se déroule comme suit :



I.2.3.2 Attaque sulfatique interne (réaction sulfatique interne ou RSI) :

La RSI est une pathologie relativement récente par rapport à la réaction sulfatique externe. En effet, les recherches menées sur cette pathologie ont démarré principalement dans les deux dernières décennies. Entre autres, comme le cas de l'attaque externe, la RSI se produit après la prise du béton, mais sans apports externes, la source des ions sulfates est d'origine interne, elles proviennent d'utilisation directe de granulats contenant des sulfates, d'utilisation d'eau de mer ou d'eau sulfatée...etc.

Cependant, le mécanisme de RSI est très complexe, il est composé de trois séquences essentielles:

- La naissance d'une source de sulfates par la décomposition de l'ettringite primaire aux températures supérieures, ce phénomène est dû, soit à un traitement thermique inadapté visant à accélérer le décoffrage pour les bétons préfabriqués. Soit à l'exotherme naturelle du matériau au cœur des pièces massives [Barbarulo (2002), Carles et al (2008)]. Mohammed et al (2009) ont montré qu'au-delà d'une température de 90 °C, une quantité importante des sulfates est constatée comme résultat de la décomposition de l'ettringite, ces sulfates sont absorbés par la suite par les C-S-H.
- Le deuxième paramètre essentiel pour la remobilisation des sulfates et la recristallisation de l'ettringite différée liée au mouvement d'eau, qui est dû à une immersion, un défaut de drainage, ou une exposition aux intempéries. Ce paramètre est traduit par de précipitation de microcristaux d'ettringite confinés dans les C-S-H.
- L'expansion, qui est le résultat de la contrainte exercée par la formation d'ettringite différée.

I.2.3.3 Effets de l'attaque sulfatique sur les structures en béton armé :

Dans un échantillon du béton exposé aux sulfates, trois types d'ettringite peuvent être distingués ; ettringite primaire, secondaire et différée. Ces trois types ne se différencient ni par leur minéralogie ni par leur composition chimique, mais par le moment de leur cristallisation. En fait, la formation d'ettringite primaire s'accompagne par une expansion or le béton est encore dans l'ambiance plastique. Dans ce cas, cette croissance ne cause aucun dommage, car les déformations sont libres et aucune contrainte ne peut alors se développer Mohammed et al (2009). D'ailleurs, l'ettringite primaire peut présenter un caractère bénéfique pour le béton, puisqu'il contribue à la cohésion de la pâte du ciment au jeune âge par la réduction de la porosité et l'augmentation de la résistance mécanique du mélange, Bruno et al (2013).

Ensuite, l'ettringite secondaire se forme dans le milieu solide après la prise du ciment. Dans ce cas, la cristallisation génère une expansion volumique due à une réorganisation du matériau, cette expansion est supérieure à la résistance en traction de la pâte, et elle est traduite finalement en surface par un maillage, un faïençage, ou une fissuration macroscopique irréversible (Figure I-5), avec une chute de résistance et de rigidité qui pouvant aller jusqu'à la ruine partielle de l'ouvrage. De plus, les produits développés par les réactions de cristallisation comme le Brucite (faible solubilité, alcalinité faible, pH faible) et le M-S-H (gel faiblement cohésif) provoquent une diminution des propriétés liantes et un abaissement du pH, ce dernier favorise l'attaque des armatures dans les structures en béton armé.

Enfin, l'ettringite différée se développe par la réaction sulfatique interne, traduite initialement par une expansion (figure I-6) où l'expansion maximum mesurée sur une éprouvette du béton peut atteindre 2 %, Pavoine (2003). Ensuite, à l'échelle de l'ouvrage, un réseau de fissures multidirectionnelles se développe (fig. I-6) dont l'ouverture peut aller jusqu'à quelques millimètres Carles et al (2008).

Également, les propriétés mécaniques peuvent être touchées par la RSI, Zhang (2002) a constaté une diminution du module d'élasticité dynamique allant de 10 % à 40 % pour une expansion de 1.7%. De plus, Pavoine (2003) a remarqué une chute de 75% de résistance à la compression pour une expansion de 1.6%.

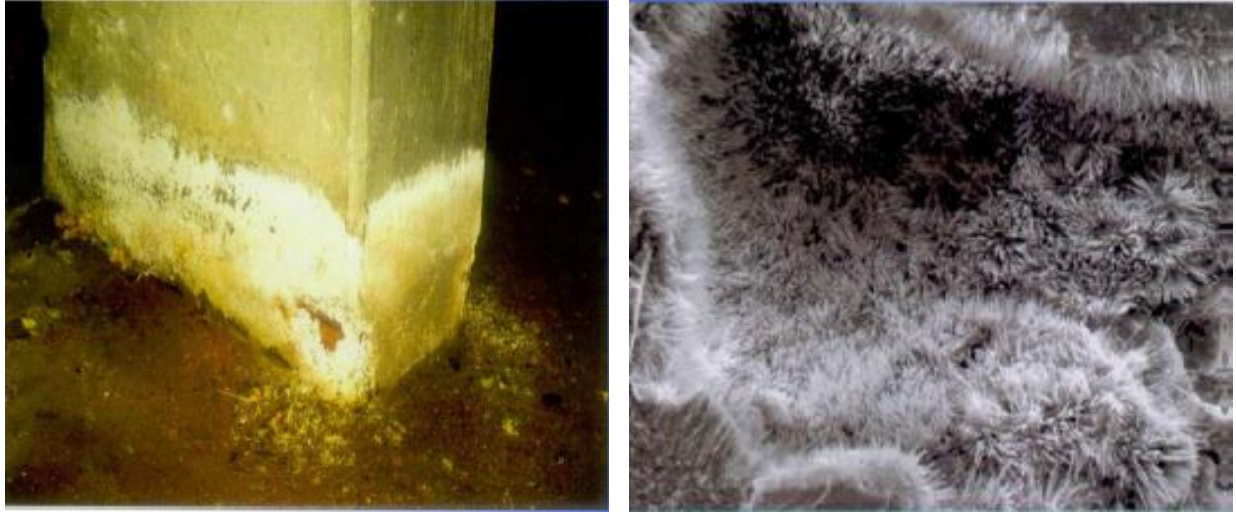


Figure (I-5) : Endommagement d'une pile de pont provoqué par expansion d'aiguille d'ettringite, Divet (2003).



Figure (I-6) : Réseau des fissures dans un pont endommagé par RSI, Divet (2003).

I.2.3.4 Méthode de diagnostic :

La complexité de l'attaque sulfatique a rendu le diagnostic plus délicat. D'une part la confusion qui peut exister entre les symptômes de l'alcali réaction et de la réaction sulfatique interne. D'autre part, l'ettringite est un minéral qui se rencontre généralement dans tous les types du béton, Famy

et al (2001) rapporte que les bétons sains peuvent présenter des traces d'ettringite au sein de leur microstructure, son existence n'est pas due forcément à la présence d'attaque sulfatique.

Par ailleurs, les réactions sulfatique n'est pas une pathologie virulente, elle laisse le temps aux ingénieurs de faire une démarche globale sur la microstructure du matériau et sur la structure de l'ouvrage (environnement, sollicitations mécaniques..... etc.).

Le premier pas dans l'approche de diagnostic est l'observation macroscopique du faciès de fissuration pour l'établissement des mécanismes de dégradation. Ensuite, la réalisation d'une carte d'identité qui regroupe tous les facteurs ayant contribué à l'attaque sulfatique, notamment le milieu ambiant et l'histoire thermique, delon Bruno et al (2013), le paramètre température est primordial dans les mécanismes de la RSI, la réalisation d'une étude thermique peut permettre d'évaluer la température maximale atteinte lors de la construction, ce qui est un élément très important lors de diagnostic.

L'examen microscopique est aussi un paramètre indispensable qui permet de distinguer entre une ettringite primaire normale et une ettringite différée expansive. Ces analyses se font sur des carottes prélevées de l'ouvrage. Pour les pièces massives en béton, un fort gradient de température peut exister à partir de la surface vers l'intérieur, dans ce cas le prélèvement doit être suffisamment profond pour toucher le cœur de la pièce. De plus, les analyses minéralogiques peuvent également contribuer au diagnostic, en fait, ils permettent de fournir des informations adéquates sur les causes de dégradation, notamment, la source des sulfates (internes ou externes) et les constituants du béton (dosage en ciment, teneur en alcalins et nature des granulats)

Enfin, la réalisation d'un essai d'expansion résiduelle une fois la dégradation macroscopique constatée. Cette technique est couramment mise en œuvre dans le cadre d'expertise. Le principe de cet essai consiste à prélever des carottes en de lieu atteint par l'attaque, ensuite de mesuré la possibilité de gonflement résiduel dans ces zones par des suivis dimensionnels en laboratoire, Santos et al. (2008). Cette méthode permet aussi de déterminer l'amplitude de la réaction de gonflement et d'estimer le risque qu'il présente en évaluant le degré d'avancement de l'attaque.

I.2.4 Les Alkali-réactions (RAG) :

I.2.4.1 Généralités :

Appelé aussi les réactions alcali-granulats, c'est une pathologie qui se caractérise par des réactions chimiques entre certains granulats réactifs du béton et les alcalins contenus dans le ciment (sodium et potassium). En fait, pour qu'une RAG se produise, trois facteurs essentiels doivent se réunir ;

- 1- Une concentration critique en alcalins : d'après Hobbs (1988), les alcalins ne deviennent nocifs qu'au-dessus d'une valeur de 4 kg/m³, une des sources principales d'alcalines est le ciment, plus précisément la dissolution des sulfates alcalins du clinker, leur teneur peut aller de 0.3 à 1.2%. Les adjuvants constituent aussi une source, Matsukawa (1991) a constaté que certains super-plastifiants peuvent accroître la teneur alcaline dans la solution interstitielle. De plus, le milieu extérieur peut aussi contribuer au démarrage et au développement des réactions en fournissant les alcalins nécessaires, notamment l'eau de mer et les sels fondants.
- 2- La présence des granulats réactifs : l'activité des RAG dépend surtout de la réactivité des granulats, mais aussi de leur nature, leur dosage et leur composition minéralogique. En effet, certains granulats sont plus réactifs que d'autres, par exemple un granulats concassé présente plus de matière réactive qu'un granulats roulé.
- 3- Une humidité relative importante : permettant le transport des alcalins vers les phases réactives. En fait, on considère qu'une alcali-réaction ne pourra pas endommager un béton à température ordinaire (20 °C) que si l'humidité relative moyenne est au-dessus d'une valeur seuil égale à 80-85 % Carles et al (2008). Comme le cas des ouvrages en contact avec l'eau notamment les murs de soutènement, les parois des tunnels, les barrages...etc.

I.2.4.2 Les type des RAG :

Les RAG se présentent sous trois formes ;

- 1- Réaction alcali-silice : nommé RAS, c'est le cas le plus rencontré des RAG, elle se produit entre la silice amorphe, mal cristallisée qui se trouve libre dans les granulats siliceux (acide silicique ou dioxyde de silicium (SiO₂), et les alcalins (Na⁺, K⁺) de la solution interstitielle. Cette réaction développe un gel de silice alcalin à l'intérieur et/ou autour de l'agrégat de caractère hygroscopique qui a la capacité d'absorber d'eau et de se gonfler. La poursuite de la réaction et d'absorption d'eau, augmente la pression interne au point où elle dépasse

la résistance à la traction du béton, qui génère en fin de compte, une fissuration sous forme de faïençage (fig. I-7) similaire à celle développée par RSI. En général, la RSI peut se produire après le coulage du béton de quelques années.

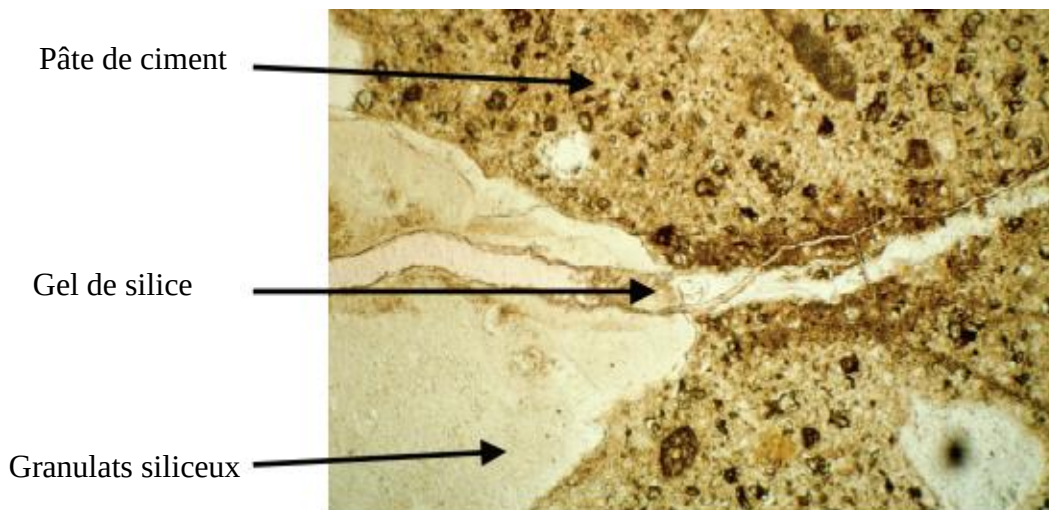


Figure (I-7) : Exemple d'une section de béton attaqué par RAS, photo extraite de AAR (2013).

- 2- Réaction alcali-silicate : le rythme de cette réaction est similaire au RAS, sauf dans ce cas les granulats réactifs sont des silicates variés à la place de silice (phyllo-silicates, tecto-silicates....etc.). En général, ce type des réactions peut se produire après le coulage du béton de quelques décennies.
- 3- Réaction alcali-carbonate : c'est la réaction entre les granulats réactifs composés de dolomites et les alcalins (Na^+ , K^+ , OH^-) de la solution interstitielle. Pratiquement, très peu de cas ayant été recensés à ce sujet comparativement avec la réaction alcali-silice et la réaction alcali-carbonate.

I.2.4.3 Conséquence des RAG sur les structures en béton armé :

Les désordres macroscopiques les plus rencontrés dans les ouvrages atteints par la RAG sont principalement des réseaux des fissures irrégulières dont l'ouverture peut aller de quelques dixièmes de millimètre sous forme de faïençage, aux quelques millimètres (inférieure à 10 mm), avec une progression variable qui peut dépasser 1mm/an, Carles et al(2008). Également, leur

profondeur, qui dépend aussi de l'état d'avancement des réactions, peut parfois atteindre les armatures. Le faïençage développé par RAG est similaire à celui développé par RSI, la seule différence est la couleur blanchâtre provenant de l'exsudation du gel de silice qui ressort à la surface du béton à travers les fissures, sauf dans les structures en BA où la couleur des fissures devient brunâtre du fait de la corrosion des armatures (figure I-8).



Figure (I-8) : Exemple d'un faïençage dans un pont affecté par RAG, AAR (2013).

Du point de vue mécanique, la résistance à la traction semble le plus affaiblie par RAG par rapport à la résistance à la compression, le module d'élasticité peut aussi subir des réductions importantes avant même l'apparition des produits expansives.

En outre, dans les éléments en BA, l'effet des armatures sur les bétons atteints par l'alcali-réaction est très visible, les performances mécaniques sont très peu touchées pour des carottes extraites de poutres en béton armé comparativement à celles extraites du béton non armé. Par ailleurs, l'application d'une charge sur des éléments en béton armé dès leur fabrication à tendance à prolonger leur vie de 50 à 60% comparativement avec des éléments non chargés, Ahmed et al (1991).

I.2.4.4 Méthode de diagnostic :

La première étape essentielle pour détecter la présence d'une RAG est de faire une inspection visuelle détaillée sur les fissures développées et leur localisation dans la structure, ainsi le positionnement de la structure elle-même. En fait, comme il est mentionné auparavant, les fissures

provoquées par RAG ont une forme de faïençage localisée dans les zones où l'humidité est supérieure à 80%. Une fois ces conditions sont réunies, des tests de laboratoire sont indispensables, soit par l'utilisation de l'analyse de diffraction des rayons X (DRX), ou bien par l'utilisation directe de cobaltinitrite de sodium pour confirmer l'existence de gel de silice alcalin. Cette dernière méthode consiste à pulvériser un échantillon du béton à l'aide de cobaltinitrite qui réagit avec l'alcalin de sodium pour former un précipité de couleur jaune. Cet essai est utilisé souvent pour tester la réactivité des agrégats (figure I-9). D'autres indicateurs sont utilisés dans la littérature, par exemple ; l'acétate d'uranyle, sels d'uranium...etc. [Guthrie et al (1997)].



Figure (I-9) : Exemple de test par la cobaltinitrite de sodium, (MAPEI 01).

I.3 Actions physiques :

I.3.1 Action de gel-dégel :

1.3.1.1 Mécanisme d'attaque :

Comme la plupart des matériaux poreux, le volume du béton augmente lorsqu'il est soumis au gel, cependant, il est généralement admis que le volume induit par la transformation de l'eau en glace (de l'ordre de 9%) n'est pas la cause principale de la dégradation du béton soumis au cycle gel-dégel. Or, durant l'hydratation de ciment, une quantité d'eau absorbée chimiquement entre dans la formation du béton durci tandis que l'autre reste libre dans les pores capillaires, et ce n'est qu'au-

delà d'un certain seuil critique de la quantité d'eau libre (nommé degré de saturation critique généralement de 90%) où le risque devient réel.

Préalablement, dans de telles conditions, l'eau se transforme en glace dans les plus gros pores, et comme elle n'est pas pure à 100 % (solution saline), une séparation se produit entre la glace et le reste de la solution aqueuse (plus concentré). De plus, l'eau gèle à une température qui dépend fortement de la taille de pore (certaine eau liée dans les pores très fins est fortement structurée et il ne peut pas cristalliser que pour de température de -78 °C, notamment celle liée au C-S-H). Par conséquent, pour rétablir l'équilibre des concentrations, l'eau contenue dans les pores voisins le plus fins et qui n'a pas encore gelée, migre par osmose vers les pores le plus gros, ce qui engendre une pression nommée pression osmotique dans les réseaux capillaires. Si cette pression dépasse la résistance à la traction du béton, une fissuration de celui-ci peut se produire.

De plus de la pression osmotique, un autre type de pression peut être considéré est celui lié à l'écoulement d'humidité de zones chaudes (pores plus fins) vers les zones froides (les gros pores) par le principe de thermodynamique. La pression développée par ce phénomène peut parfois dépasser la résistance à la traction du béton ce qui provoque des déformations locales et des fissurations du béton.

La pression osmotique a tendance à créer un autre type de pression nommée hydraulique, provoquée par l'expulsion d'eau en excès dans les pores en raison de l'augmentation de volume qui s'accompagne la transformation de l'eau en glace (augmentation de 9%). Ce type de pression est fonction de la résistance à l'écoulement, de la vitesse de refroidissement et principalement de la distance du trajet entre le pore initial et le prochain vide susceptible d'accepter l'eau expulsée. Si ce trajet dépasse une certaine distance, la pression hydraulique développée peut dépasser la résistance à la traction du béton, ce qui provoque des détériorations du béton, Powers (1949).

I.3.1.2 facteurs influençant l'attaque par les cycles gel/dégel :

La détérioration cumulative du béton dépend du nombre de cycles gel-dégel. La sévérité de chaque cycle dépend aussi de plusieurs paramètres, notamment ;

- La vitesse de refroidissement ou la formation de glace : plus elle est rapide, plus les pressions développées sont intenses.
- La température minimale atteinte : plus elle est basse, plus l'eau gelable est importante.

- Le degré de saturation du béton : plus il est fort, plus la dégradation est importante.
- L'air entraîné : plus le volume d'air entraîné est important, plus le béton résiste au gel.
- Le rapport E/C : plus il est élevé, plus la quantité d'eau gelable est importante, plus le béton ne résiste pas au gel.
- La porosité et la perméabilité des granulats utilisés : plus elle est importante, plus les pressions développées sont intenses.

I.3.1.3 Conséquence de cycles gel/dégel sur les structures en béton armé :

L'action de cycles gel/dégel produit deux types de détérioration macroscopique du béton qui peuvent se produire séparément ou simultanément, à savoir :

I.3.1.3.1 La fissuration interne :

Il s'agit d'une microfissuration répartie dans toute la masse du béton atteint par le gel/dégel. Ce type de détérioration résulte en général d'une exposition consécutive d'un béton saturé aux nombreux cycles. En effet, la portlandite semble la plus touchée par l'attaque, tandis que le C-S-H reste stable. La dissolution de la portlandite provoque une augmentation de la perméabilité et de la porosité capillaire, ce qui influe fortement les performances mécaniques du béton notamment, sa résistance à la compression et à la traction, son module d'élasticité ...etc, par conséquent, le béton devient faible, et perd presque toute sa cohésion. Enfin, la pression développée (osmotique et hydraulique) a l'aptitude à causer des dégradations à la surface et au voisinage du béton affecté, qui se manifeste le plus souvent par des fissurations superficielles et profondes. De plus, les dégradations peuvent même arriver à la fragmentation de squelette granulaire et à l'éclatement du béton dans les cas les plus sévères (figure I-10).

I.3.1.3.2 L'écaillage :

C'est le cas le plus fréquent, il s'agit d'un délitage de la surface superficielle du béton en contact direct avec le milieu externe, il apparaît d'abord dans des zones localisées, ensuite il se propage dans toute la surface. Cependant, contrairement à la formation de gel interne, l'écaillage ne se produit pas sans l'action combinée du gel et un apport extérieur de sels fondants. Bien que le mécanisme fondamental de ce type de dégradation ne soit pas à l'heure actuelle complètement unifié, plusieurs hypothèses ont été proposées à ce sujet. Par exemple la théorie de choc thermique

par Rosli et al (1980) basée sur le gradient thermique résulte de la fusion brutale de gel provoquée par l'application des sels, et qui peut entraîner des contraintes de traction interne allant de 1.1 jusqu'à 1.4 MPa, ces contraintes sont traduites par des microfissurations en surface.

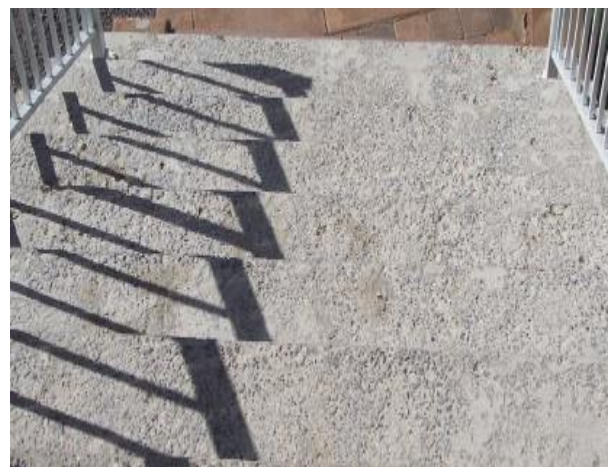
Une autre hypothèse proposée par Rosli est celle du gel couche par couche, elle est basée sur la variation de la température de congélation provoquée par le gradient de la concentration ionique dans les différentes couches du béton, or la couche contenant le moins teneur en ions gèlent le premier. Enfin, la dilatation des différentes couches gelées et non gelées peut développer des tensions internes, traduite par un écaillage en surface (figure I-11).



Figure (I-10) : Fissuration interne due par l'action des cycles de gel-dégel, Gayné et al (2008).



a- Écaillage modéré d'une dalle de béton



b- Écaillage sévère d'un escalier

Figure (I-11) : Exemples d'un écaillage du béton, (TECHNOBETON 2).

I.3.2 Fissuration par retrait :

Les fissures jouent un rôle primordial sur la durabilité du béton et en particulier celles de la zone d'enrobage. En fait, c'est au travers les réseaux poreux que les agents agressifs peuvent diffuser et/ou migrer au sein de l'élément, la présence des fissures peut augmenter considérablement les propriétés de transferts de béton.

La fissuration par retrait constitue l'une des causes principales des désordres constatés dans les structures en béton armé. De façon générale, elle est provoquée par des variations dimensionnelles avant, pendant et après la prise du béton. Il existe plusieurs types de retrait en fonction des circonstances qui peuvent se produire, de façon simultanée ou indépendante les uns des autres, notamment, le retrait plastique, ensuite chronologiquement, le retrait endogène et le retrait thermique.

I.3.2.1 Le retrait plastique :

C'est une déformation qui se produit après un séchage rapide de l'eau de surface, durant la phase plastique. Il se manifeste par des fissures superficielles, courtes et parallèles les uns aux autres, sa longueur variée de 50 à 1000 mm avec une largeur de 2 à 3 mm. En général, la résistance du béton demeure intacte, seul l'aspect esthétique qui est touché (figure I-12).

Le retrait plastique dépend de nombreux paramètres externes :

- La vitesse du vent : plus la vitesse du vent augmente, plus l'évaporation d'eau augmente. Par exemple, une augmentation de 0 à 15 km/h de vitesse du vent peut augmenter la vitesse d'évaporation par 4 [CSA béton (2009)].
- L'humidité relative : plus l'humidité diminue, plus l'évaporation d'eau augmente. Par exemple une diminution d'humidité de 90% à 50%, augmente la vitesse d'évaporation d'eau par 5.
- La température ambiante : plus la température augmente, plus la vitesse d'évaporation d'eau augmente.



Figure (I-12) : Exemple des fissures provoquées par un retrait plastique, (photo extraite de site de forumconstruire).

I.3.2.2 Le retrait endogène :

Nommé aussi le retrait d'auto-dessiccation, comme son nom l'indique, il est d'origine interne. En effet, Il se produit après la prise de ciment, quand le volume des hydrates formés est plus petit que le volume initial d'eau et de ciment, un retrait dit chimique se produit (*contraction* le *Chatelier*). Cependant, son évolution suit de très près l'évolution des résistances mécaniques, très rapide dans les premiers jours, puis elle atteint de 80 à 90% de retrait ultime à 28 jours.

En général, le retrait endogène est faible (aucun effet mécanique, aucun risque de fissuration), sauf s'il est réuni avec d'autres types de retrait, et/ou lorsque les contraintes générées sont empêchées, qui finissent parfois par atteindre la résistance à la traction du béton, ce qui traduit par des fissures précoces (figure I-13).

Par ailleurs, le retrait endogène dépend essentiellement de rapport E/C, or plus le rapport est faible, plus le retrait est important. Pour un béton ordinaire, le retrait endogène est négligeable, il ne concerne que les bétons dont le rapport $E/C < 0.4$, par exemple, les bétons à hautes performances.



Figure (I-13) ; Exemple d'une fissuration par un retrait empêché, (AUDIXOL).

I.3.2.3 Le retrait thermique :

En général, une hydratation du ciment s'accompagne toujours par des réactions exothermiques et un dégagement de chaleur, ce qui peut augmenter considérablement la température du béton. Cependant, lors de retour à la température ambiante, des fissures peuvent se produire lorsqu'un obstacle empêche les déformations provoquées par le retrait thermique, on parle de fissuration par assèchement de mouvement de l'ensemble. Ce type de retrait ne concerne que les pièces massives du béton où le gradient thermique entre la surface et le cœur de l'élément est important. Par ailleurs, il peut aussi avoir lieu lorsque la surface se refroidit plus rapidement que le cœur, causé généralement par un ensoleillement direct après le décoffrage de l'élément.

En outre, le retrait thermique se manifeste après le coulage de quelques dizaines d'heures jusqu'à quelques semaines, il dépend essentiellement de :

- Coefficient de dilatation thermique : plus il est important, plus le retrait est sérieux.
- Le type et le dosage de ciment, la chaleur dégagée lors d'hydratation variée d'un ciment à l'autre.

- Le rapport E/C : plus le rapport diminue, plus la résistance augmente, plus le retrait thermique diminue.
- Le taux des armatures : Les armatures n'empêchent pas le béton de se fissurer, mais permettent de contrôler la fissuration.
- un refroidissement rapide.
- La taille de l'élément pour le cas des pièces massives en béton ; plus l'épaisseur est importante, plus le gradient thermique est important.
- Les obstacles mécaniques ; plus le retrait est empêché, plus la fissuration est sérieuse.

Le tableau (I-4) résume les principaux types de retrait rencontré précédemment.

Tableau (I-4) : Principaux types de retrait.

Type de retrait	Origine	Période	Grandeur
Retrait plastique	Séchage rapide	0 à 2 heures sur un béton frais	2 à 3 mm
Retrait endogène	Autodessication	Rapide de 0 à 7 jours, ensuite il poursuit lentement	3×10^{-4} (si $E/C < 0.45$)
Retrait thermique	Réaction d'hydratation	Fin de la cure (en général le 7 ^{ème} jour)	De 1.4×10^{-4} à $2,8 \times 10^{-4}$

I.3.3 Action thermique :

L'action de la haute température sur les constructions en béton armé est une action désastreuse qui peut même arriver à une ruine totale de l'ouvrage. En somme, elle est liée à deux types essentiels de dégradation, l'écaillage et éclatement du béton et la perte de résistance mécanique.

I.3.3.1 Écaillage et éclatement du béton :

Le comportement du béton vis-à-vis à l'éclatement dépend de la sollicitation thermique. En fait, l'écaillage se produit généralement dans des températures comprises entre 190 °C et 350 °C, généralement, une élévation de la température entraîne une évaporation d'eau contenant dans le béton, d'abord l'eau dans les pores, ensuite l'eau dans les micropores, et l'eau liée dans les hydrates. Ce vapeur peut causer des contraintes de traction importantes, qui peut conduire à un

détachement des morceaux de tailles différentes de béton dans des points singuliers comme les bords et les angles, et même à un éclatement explosif local au niveau de la surface exposée du béton. De plus, la pression induite par les dilatations différentielles des composants du béton peut aussi provoquer des fissurations internes qui peuvent propager jusqu'à la surface, et traduit par un écaillage. D'après Hertz (2003), les différents facteurs qui favorisent ces deux phénomènes sont :

- La faible perméabilité.
- Les sollicitations thermiques.
- Le taux d'humidité et d'eau libre dans le béton.
- Les dilatations thermiques empêchées.
- La montée rapide en température.

I.3.3.2 La perte des résistances mécaniques :

L'élévation de la température dans le béton entraîne une déshydratation des composés hydratés de la pâte de ciment durci. Schneider et al (1981) ont étudié les changements des différentes phases durant le chauffage du béton en fonction de la variation de température, cette étude révèle ;

- Une déshydratation de l'ettringite et des C-S-H au-delà de 100 °C
- Une décomposition de la portlandite à 500 °C par la réaction :

$$\text{Ca (OH)}_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O} \dots \dots \dots \text{(I-27)}$$
- Une transformation du quartz à 570 °C
- Une décomposition des C-S-H à 600 °C
- Une décarbonatation du calcaire due à la décomposition du carbonate de calcium au-delà de 800 °C suivant la réaction (21) :

$$\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2 \dots \dots \dots \text{(I-28)}$$

Ces changements dans les propriétés du béton peuvent conduire certainement à une perte massive des propriétés mécaniques, et par conséquent la ruine de la structure.

En outre, dans les éléments en béton armé, l'armature, distinguée par sa haute diffusivité thermique, constitue le maillon le plus faible vis-à-vis à la température élevée. En effet, l'armature chauffe et perd sa résistance plus vite que le béton, et à 750 °C la résistance de l'acier est nulle. La résistance des armatures au feu dans les structures en béton armé est conditionnée par de nombreux facteurs tels que :

- La vitesse de montée de température.
- La température maximale atteinte.
- La durée d'exposition à la température élevée.
- L'épaisseur de béton au-dessus des aciers ou le béton d'enrobage.

Le rôle du béton d'enrobage dans le cas des incendies est fondamental, plus l'épaisseur est important, plus le temps pour que les armatures atteignent leur température de défaillance est long.

I.4 Conclusion :

En général, la pathologie est à la fois une science qui a pour objet l'étude des maladies, leurs causes et leurs symptômes. Pour les constructions en béton armé, la pathologie n'est pas une science nouvelle, son apparition remonte au temps de la première apparition des travaux d'entretien et de réparation. Cependant, les maladies où les dégradations d'une construction en béton armé se manifestent sous diverses formes (fissuration, écaillage, faïençage, éclatement du béton), elles peuvent survenir à n'importe quel moment (au moment de collage jusqu'à à long terme), ces dégradations peuvent agir séparément ou simultanément, de même il existe des situations où les symptômes sont identiques d'un cas pathologique à un autre (exemple de faïençage pour les réactions alcali-granulats et les réactions sulfatiques internes). Pour bien assurer la sécurité des biens et des personnes, un diagnostic est essentiel au moment de l'apparition de la première dégradation, d'ailleurs, c'est l'étape essentielle dans le processus d'entretien de la structure. Cependant, pour un élément en béton armé, le point faible qui le met le plus en péril est la corrosion des armatures. Au vu de ce qui précède, nous nous intéresserons ci-après au problème de corrosion, en particulier celle induite par les ions chlorures.

Chapitre II : la corrosion des armatures ; mécanisme, diagnostic et méthodes de réparation

II.1 Introduction :

Définie par la norme ISO 8044 (1999) comme étant une interaction physico-chimique entre un métal et son milieu environnant, entraînant des modifications dans les propriétés du métal et souvent une dégradation fonctionnelle du métal lui-même, de son environnement ou de son système technique. Dans une pièce en béton armé, le métal est les armatures transversales et longitudinales, le milieu environnant est le béton. Par ailleurs, la corrosion des armatures est considérée comme la première cause de désordre affectant les constructions en béton armé, et négliger ce phénomène peut réduire la durée d'utilisation de l'ouvrage de moitié ou du quart du temps d'utilisation normale.

De point de vue économique, le problème de corrosion reste la cause de détérioration la plus coûteuse, son coût représente de 3 à 4% du PIB des pays industrialisés selon l'OMC (l'Organisation Mondiale de la Corrosion), Schmitt (2009). En effet, environ 150 millions de tonnes/an, ou encore 5 tonnes/ seconde sont détruits par la corrosion, ce qui correspond au quart de la production d'acier. Dans le domaine des constructions en béton armé, environ 1.8 milliard US \$ sont dépensés chaque année pour l'entretien et la réparation des structures corrodées autour du monde. Ces pertes sont le résultat de plusieurs paramètres tels que :

- Les pertes directes ; qui correspond à la détérioration partielle ou totale des structures.
- Les pertes indirectes ; qui regroupe tous les travaux de réparation, de réhabilitation, et de renforcement.
- Les mesures de protection ; comme l'utilisation de la protection cathodique, le revêtement... etc.
- Les mesures de préventions ; diagnostic, inspection, entretien, redimensionnement des structures.

Cependant, la maîtrise de ce phénomène constitue un enjeu majeur pour toute la profession, de nombreux travaux de recherches ont été faits durant les dernières décennies. Les causes et les conséquences de la corrosion sont diverses. En règle générale, la corrosion ne se produit qu'à partir de la réunion de quelques conditions, la première est la pénétration des agents agressifs tels que le gaz carbonique ou les ions chlorures. Dans la présente étude, nous nous intéresserons seulement à la corrosion par les ions chlorures.

Par ailleurs, les conséquences de la corrosion sur la structure sont diverses, elle peut être manifesté par :

- Une dégradation de l'interface acier-béton qui se traduit par une diminution de l'adhérence entre les deux matériaux
- Une expansion volumique qui se manifeste par une fissuration du béton d'enrobage
- Une perte de section des armatures qui se traduit par la diminution de la ductilité et de la capacité portante de l'ouvrage.

La réunion de ces paramètres peut provoquer une altération de l'aspect extérieur de l'ouvrage, et qui peut même arriver à un effondrement partiel ou total de l'ouvrage dans les cas le plus graves.

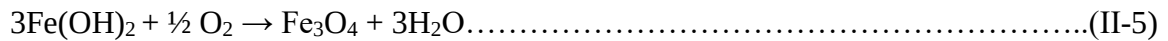
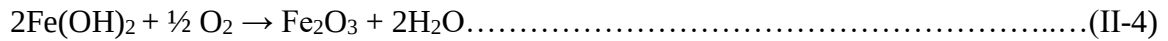
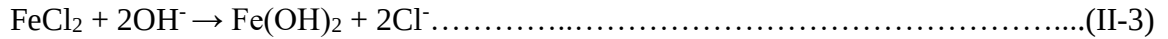
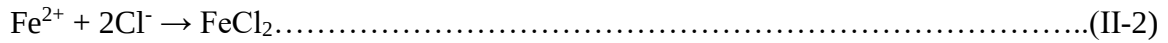
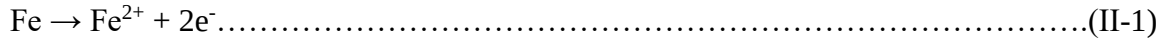
En outre, plusieurs méthodes d'entretien et de réparation ont été développées à ce sujet, notamment le renforcement à l'aide des plaques et des tôles en acier, ou la projection du béton fibrés dans les zones endommagées. Cependant, il existe de nombreux inconvénients pour ces méthodes, y compris la durabilité du béton projeté ainsi que le poids et la corrosion des plaques d'acier. Afin de maîtriser ces inconvénients, des polymères renforcés de fibres de carbones (PRFC) ont été utilisés ces dernières années pour réparer ou renforcer les éléments en béton armé.

Ce chapitre est consacré au phénomène de la corrosion, plus précisément celle induite par les chlorures. Le processus physico-chimique de développement est abordé avec les méthodes de diagnostic le plus employées dans la littérature. Enfin, les différentes méthodes de protection et de réparation utilisées auparavant sont analysées avec une investigation détaillée sur l'utilisation des matériaux composites pour le renforcement des structures en béton armé.

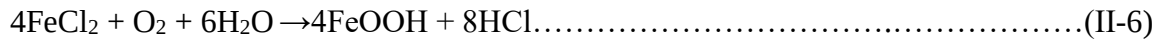
II.2 Mécanisme de corrosion par les chlorures :

Lorsque, la concentration des chlorures dépasse le seuil critique, les ions Cl^- attaquent directement le film passif qui protège les armatures dans des points localisés sous forme des piqûres (figure II-1). Ces sites deviennent anodiques par rapport au reste de la surface (cathode), des micropiles se forment dont le rapport cathode/anode, et qui conduit à la dissolution du métal (réaction. 23). Au niveau des aires cathodiques, la production des ions OH^- *relève le pH, ce qui réduit la possibilité d'attaque ultérieure sur ces surfaces.* En fait, les ions chlorures réagissent avec les ions de fer Fe^{2+} libérés par la réaction (II-1) pour former les chlorures de fer (réaction II-2). Par la suite, le FeCl_2

produit consomme les bases alcalines du béton suivant la (réaction II-3). Cette réaction a par conséquent de recycler les chlorures consommés, ce qui explique l'absence de Cl^- de produit final de cette réaction (hydroxyde de fer). En présence d'oxygène, le Fe(OH)_2 continue sa réaction pour former finalement l'oxyde de fer où la rouille (Fe_2O_3 , Fe_3O_4) suivant les réactions (II-4) et (II-5).



En cas de présence d'oxygène en quantité suffisante, le mécanisme de corrosion se déroule comme suit :



Pour un milieu exempt en oxygène, le mécanisme de corrosion devient :

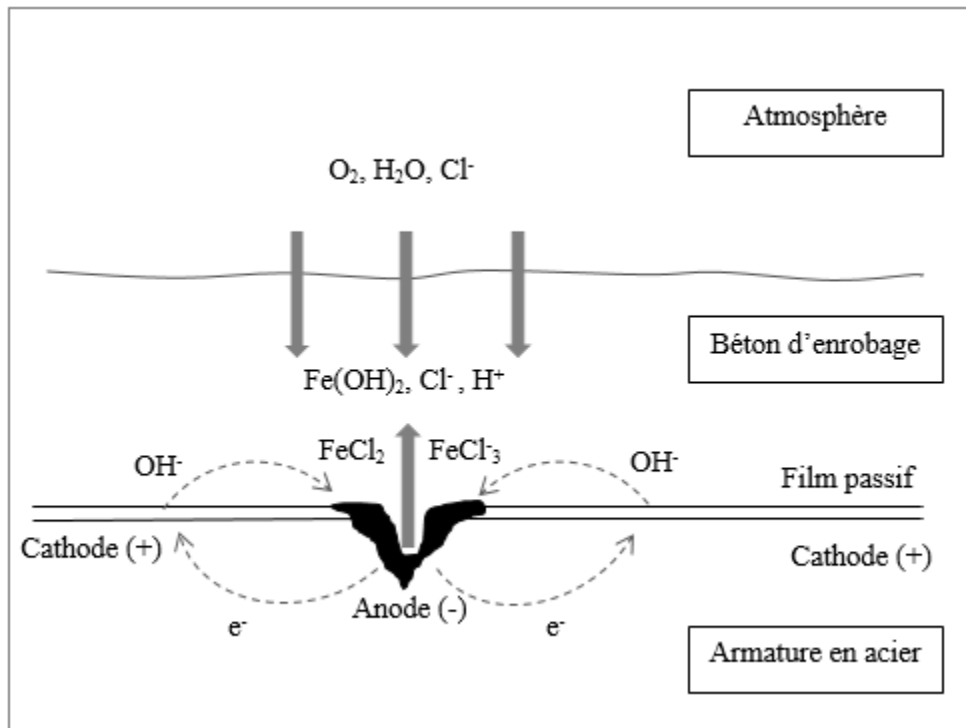
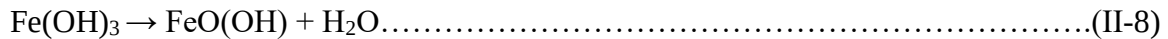
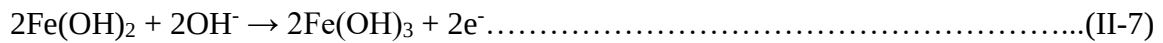


Figure (II-1) : Mécanisme de corrosion électrochimique en présence de chlorures, Duval (1992).

II.3 Mécanisme de dégradation par la corrosion :

Selon le modèle proposé par Tuutti (1982) (figure II-2), deux étapes successives dans le développement de la corrosion peuvent être distinguées, l'initiation et la propagation de la corrosion.

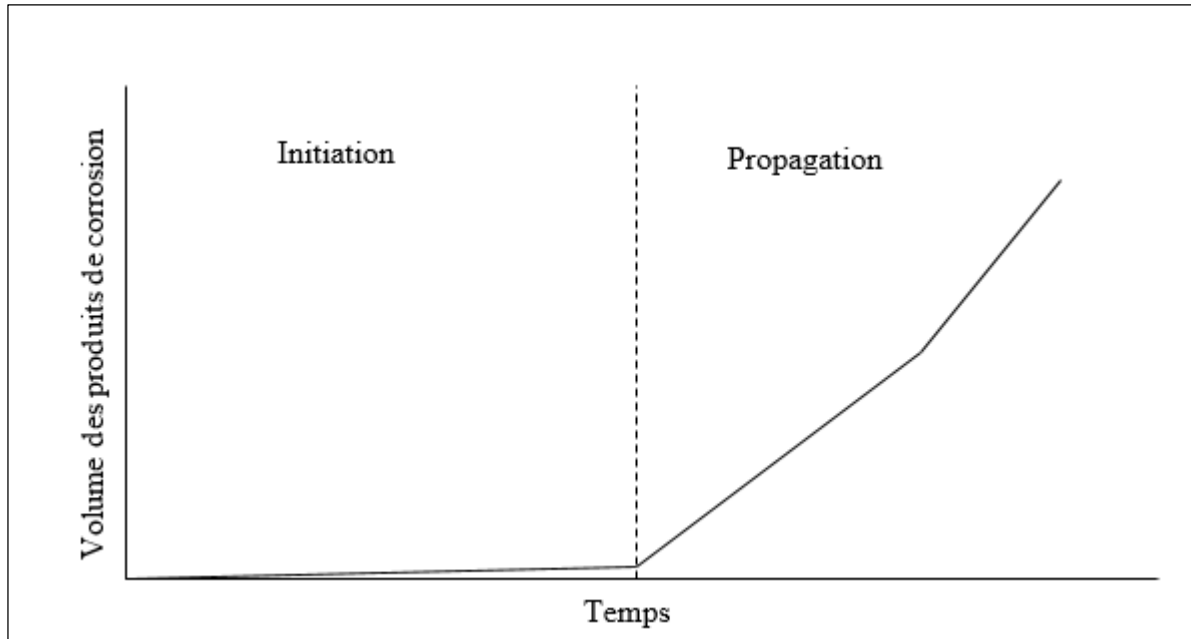


Figure (II-2) : Les deux phases de corrosion selon Tuutti (1982)

II.3.1 La période d'initiation :

Appelée aussi la période dormante, elle correspond au temps requis pour que les conditions favorables pour le développement de la corrosion soient réunies (la pénétration de chlorures, et la dépassement d'aciers), dont, aucune détérioration ni intérieure, ni extérieure ne peut être constatées. Dans ce cas, le béton d'enrobage joue un rôle primordial dans la protection des armatures, son épaisseur et ses caractéristiques de transfert, de perméabilité et de diffusivité assurent la fonction de barrière vis-à-vis des agents agressifs (les chlorures).

II.3.2 La période de propagation :

Après la dépassement de l'acier, un ensemble des réactions électrochimiques se produisent à la surface des armatures. Ces réactions conduisent en fin de compte, à la formation d'un mélange de produits dite rouille. Liu (1996) a classé les composants de produit de corrosion finale en 3 types :

- Composés amorphes, tels que le $\text{Fe}(\text{OH})_3$ et FeO.OH , de l'ordre de 55 à 65 % ;
- Composés cristallins, tels que la magnétite (Fe_3O_4), la goethite ($\alpha\text{-FeO.OH}$) et la lépidocrocite ($\gamma\text{-FeO.OH}$) de l'ordre de 30 % ;
- D'autres types de composés hydratés de 5 à 15%.

Ces produits ont des volumes supérieurs au volume initial (figure II-3), le coefficient d'expansion passe de 2.1 pour la magnétite, 3.8 pour hydroxyde de fer II ($\text{Fe}(\text{OH})_2$), jusqu'à 4.3 pour l'hydroxyde de fer III ($\text{Fe}(\text{OH})_3$), Baroghel-Bouny et al (2008), (figure II-3). D'abord, ces produits s'accumulent autour de l'acier, ensuite ils migrent à l'intérieur du système poreux jusqu'à la surface du béton. Lorsque la contrainte provoquée par ces produits dépasse la résistance à la traction du béton, des fissures parallèles aux armatures se développent, et qui peut même engendrer un éclatement du béton d'enrobage. Par la suite, la situation devient de plus en plus incontrôlable, ces fissures donnent un accès rapide aux ions chlorures, et accélère la vitesse de corrosion (figure II-4).

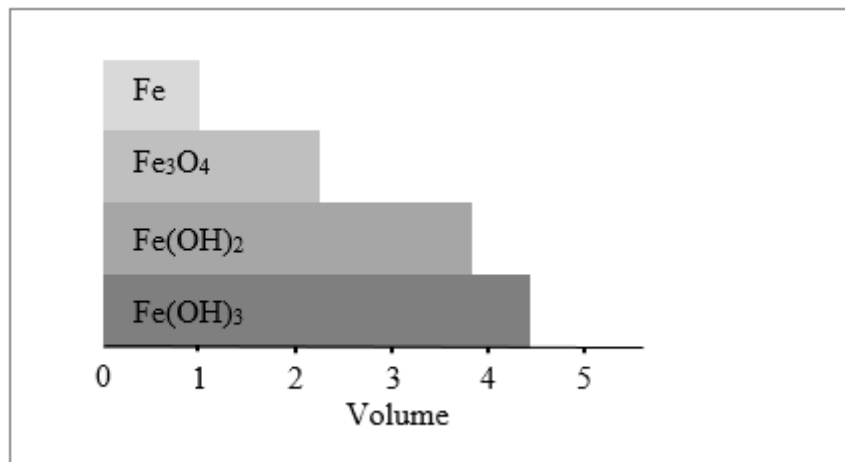


Figure (II-3) : Le volume des produits de corrosion par rapport au volume initial de Fe, Baroghel-Bouny et al (2008).

De plus, la corrosion réduit la section des armatures, diminue l'adhérence acier/béton, affaiblit les résistances mécaniques, et peut même réduire la capacité portante de l'ouvrage dans les cas les plus sévères. Castel et al (2000) lors de ses travaux sur le comportement mécanique des poutres en béton armé soumises pendant 14 ans à un environnement agressif, ont constaté une diminution de 20 % de la capacité portante avec une diminution de 70% de la ductilité des aciers tendus.

La figure (14) résume les principales étapes de processus de corrosion pour un élément en béton armé :

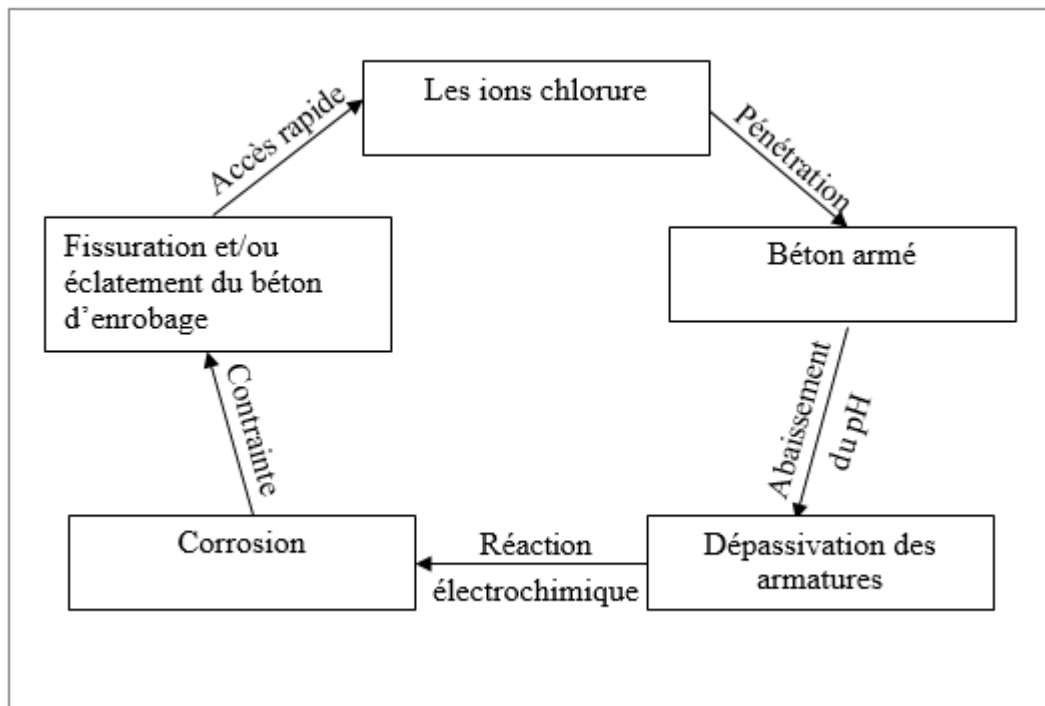


Figure (II-4) : Principales étapes de développement de corrosion.

II.4 Facteurs affectant la vitesse de corrosion des armatures :

II.4.1 Facteurs internes :

II.4.1.1 Les propriétés de transfert du béton :

La vitesse de pénétration des ions chlorures (par perméabilité ou par diffusion) dépend essentiellement de la porosité du béton. Cette dernière est influencée directement par le rapport E/C et le degré d'hydratation, pour un rapport élevé de E/C, la diffusion d'oxygène et de chlorures se fait aisément en phase aqueuse par les réseaux poreux. En revanche, plus le rapport E/C diminue, la perméabilité diminue, Goto et al (1981) ont remarqué une forte diminution de la perméabilité au-delà d'une valeur de 0.45 de E/C.

II.4.1.2 La résistivité du béton :

La résistivité électrique caractérise la capacité d'un matériau à s'opposer au courant électrique ou à la corrosion. Elle est conditionnée essentiellement par le rapport E/C du béton, or plus ce dernier augmente, la résistivité diminue et par conséquent le taux de corrosion augmente. Polder (2001) a étudié le risque de corrosion en fonction de résistivité électrique pour un béton ordinaire, le résultat est représenté dans le tableau (II-1) :

Tableau (II-1) : Résistivité de corrosion dans le béton (Polder 2001)

Résistivité du béton ($\Omega.m$)	Risque de corrosion
< 100	Elevé
100-500	Modéré
500-1000	Faible
>1000	Négligeable

II.4.1.3 Influence des additions minérales

L'utilisation des additions minérales peut avoir une influence major sur la durabilité du béton. En effet, son utilisation réduit la portlandite, modifie la nature des hydrates et affine les réseaux capillaires, ce qui peut résulter d'une diminution de la perméabilité. Elles peuvent aussi avoir des conséquences sur la stabilité de la couche passive en modifiant le pH de la solution interstitielle.

- L'utilisation des cendres volantes :

Les additions de type cendres volantes augmentent fortement la durabilité du béton en augmentant sa résistance aux agents agressifs telles que les ions chlorures. En outre, elles réagissent aussi avec la portlandite pour former des C-S-H supplémentaires qui influencent les propriétés mécaniques du béton. Des recherches dans la littérature ont montré que la substitution de ciment par des cendres volantes conduisait à une diminution significative de la vitesse de corrosion. Par exemple, Maria (1994) a montré qu'un pourcentage de substitution de 50 % peut conduire à une réduction de 50% de la diffusion des chlorures.

- L'utilisation des laitiers de haut-fourneau :

L'hydratation de laitier ne conduit pas à la formation de portlandite, ce qui peut avoir des conséquences sur le pH de la solution interstitielle (une légère diminution est constatée).

- L'utilisation de fumé de silice :

L'utilisation de fumé de silice comme addition a une influence positive sur le coefficient de diffusion des ions chlorures. Shekarchi et al (2009) ont constaté une importante réduction du coefficient de diffusion en substituant 7.5% du ciment par de fumé de silice. En revanche, son utilisation perturbe le film passif en réduisant le pH de la solution, Page (1983).

II.4.1.4 Le béton d'enrobage :

Les codes de la conception des structures en béton armé exigent une épaisseur d'enrobage minimum en fonction des conditions d'exposition, du fait que celui-ci joue un rôle de barrière contre les agents agressifs. Cependant, le risque de corrosion est fort lorsque l'épaisseur du béton d'enrobage est faible.

II.4.1.5 La résistance à la traction du béton :

Les fissures de corrosion se produisent, si seulement si la contrainte provoquée par les produits de corrosion dépasse certain seuil critique. Zhang et al (2017) ont montré récemment que plus la résistance à la traction du béton augmente, plus la contrainte de gonflement critique augmente, or au-delà de cette valeur, le béton ne résiste plus à la contrainte induit par les produits de corrosion.

II.4.2 Facteurs externes :

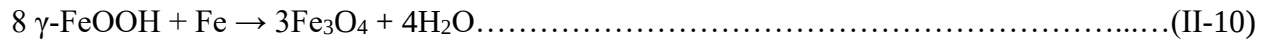
II.4.2.1 Les conditions environnementales :

- La présence de O_2 :

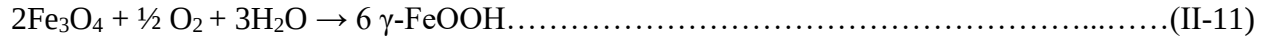
La présence d'oxygène a une grande influence sur la vitesse de corrosion et sur le type des produits formés. D'une part, le O_2 réagit avec l'eau pour former des ions hydroxydes sur la cathode. D'autre part sa présence est indisponible pour la formation de lépidocrocite γ -FeOOH selon la réaction :



Ensuite, le lépidocrocite formé se transforme à la magnétite en absence d'oxygène selon la réaction :



Enfin, dans le cas d'une forte concentration en oxygène, la magnétite réagit avec le O₂ pour reformer lépidocrocite selon la réaction (II-11) :



- La présence de CO₂ :

Le dioxyde de carbone influence la vitesse de corrosion, Cornell et al (2003) ont constaté que la goethite ($\alpha\text{-FeOOH}$) se forme seulement en présence de CO₂.

- La température :

La température joue aussi un rôle important, son effet est indirect. Lors d'un changement de température, les paramètres essentiels qui caractérisent le taux de corrosion peuvent être modifiés, notamment, la résistivité du béton et le degré de saturation. Zivica (2002) a constaté qu'une élévation de température de 40°C à 60°C provoque une diminution du courant de corrosion à cause de la baisse du taux de saturation (une résistivité infinie correspond à un courant de corrosion très faible dans un béton très sec).

Le tableau (II-2) résume l'effet de O₂, CO₂, la température, et le pH sur les produits de corrosion formés, Cornell et al (2003).

- L'humidité :

L'humidité est un paramètre essentiel pour déclencher la corrosion, elle joue le rôle du milieu électrolytique. Or au-delà d'un certain degré, voisin de 60% aucune corrosion ne se produit. D'après Tuutti, (1982), un taux de corrosion maximale correspond à une humidité relative très élevée (de 90 à 95%). En fait, lors d'une augmentation d'humidité, une diminution de la résistivité du béton, et de la perméabilité à l'oxygène sont constatés, c'est deux paramètres stimulent respectivement, le taux de corrosion, et les types des produits formés.

Tableau (II-2) : Facteurs affectant les produits de corrosion, Cornell et al (2003).

Géothite Présence de CO ₂ Sulfate Oxydation lente pH faible Al, Mn, Co	Lépidocrocite Absence CO ₂ Chlore Oxydation rapide pH élevé /
Lépidocrocite Oxydation lente pH > 5 /	Ferrihydrite Oxydation rapide pH < 5 Si
Lépidocrocite Oxydation rapide Température faible pH faible Chlore Concentration faible en Fe ²⁺	Magnetite Oxydation lente Température élevée pH élevé / Concentration élevée en Fe ²⁺

II.4.2.2 La concentration en chlorures :

La vitesse de corrosion est plus élevée en milieu chloruré, la concentration de ces ions est plus importante à voisinage des armatures. En effet, la dissolution du métal résulte un excès d'ions Fe²⁺ et/ou Fe³⁺ qui conduise à la diffusion des ions chlorures Cl⁻ pour garder la neutralité de milieu. Par conséquent, plus la concentration des ions chlorures augmente, plus la vitesse de corrosion augmente. La norme NF EN 206-1 définit avec précision les seuils critiques de chlorures en fonction d'utilisation du béton, (tableau II-3).

II.4.2.3 La nature de chlorure :

Hanson et al (1985) et Ranc et al (1989) ont confirmé que la pénétration de chlorure de calcium CaCl₂ se fait plus rapidement que celle de chlorure de sodium NaCl ou de potassium KCl. Cependant, la capacité de fixation de chlorure de calcium liée à la matrice cimentaire est supérieure à celle de chlorure de sodium, Arya et al (1990).

Tableau (II-3) : Teneur maximale en ions chlorure du béton, (NF EN 206-1)

Utilisation du béton	Classe de chlorures	Teneur maximale en Cl- rapportée à la masse de ciment
Bétons contenant des armatures de précontrainte en acier	Cl 0.2	0.2%
Bétons contenant des armatures en acier ou des pièces métalliques noyées	Cl 0.4	0.4%
Bétons contenant des armatures en acier ou des pièces métalliques noyées et formulées avec des ciments de type CEM III	Cl 0.65	0.65%
Bétons ne contenant ni armatures en acier ni pièces métalliques noyées	Cl 1.0	1%

II.5. Méthode de diagnostic :

Pour que les ouvrages existants puissent durer, la visite sur terrain et l'inspection visuelle sont des étapes essentielles dans le processus de diagnostic et d'entretien des ouvrages. En général, il n'est pas possible d'évaluer l'état de dégradation d'une structure et la nécessité de réparation sans savoir les mécanismes des dégradations et de l'intégrité structurelle de l'ouvrage. En effet, une inspection visuelle permet de fournir des informations précieuses à l'œil nu seulement. De plus, des équipements ont été développés pour permettre à l'ingénieur de réaliser un diagnostic complet, ceux-ci impliquent des accessoires communs tels que l'appareil photo, thermomètre, fissuromètre, la loupe..etc. et des autres appareils spéciaux tels que la profilométrie optique et laser, le radar. ...etc.

Dans les cas des ouvrages atteints par la corrosion (par les ions chlorures), une simple inspection visuelle ne permet pas de connaître l'état de structure, il faut donc plus de détails sur le dossier de

documentation et sur les conditions de service de l'ouvrage. Cela permet dans un premier temps de connaître les informations préalables suivantes :

- Rapports d'essais sur les matériaux.
- Changements effectués durant la construction.
- Réparations antérieures.
- Analyse des conditions de service.
- Les conditions climatiques.
- Les zones les plus sollicitées.
- Les parties exposées aux eaux, sels.

Ensuite, pour compléter la visite, quelques données sont nécessaires notamment :

- La cartographie des fissures : leur ouverture, leur activité, leur longueur.
- L'éclatement du béton d'enrobage.
- La profondeur des armatures.
- Les aciers apparents.
- La présence de rouille (couleur noir ou brune).
- La localisation des zones critiques.
- Le carottage : pour les essais destructifs notamment : résistance à la compression, et la teneur en ions chlorure.

Enfin, après la collection des informations liées aux conditions de construction et de service, des essais sur site peuvent être effectuées pour connaître la cause exacte de corrosion, les plus utilisées sont :

- L'essai de potentiel de corrosion.
- L'essai de résistivité électrique.

II.5.1 L'essai de potentiel de corrosion (relevé de potentiel par demi-pile) :

Employée pour la première fois par Stratful (1957), cette méthode est l'une des méthodes les plus utilisées pour diagnostiquer le risque de corrosion des armatures dans le béton. En fait, selon la norme ASTM C876-91, le principe de cette méthode consiste à mesurer la différence de potentiel

entre les armatures que l'on veut tester et une électrode de référence généralement en cuivre-sulfate de cuivre (Cu/CuSO_4) placée sur la surface de béton (figure II-5).

Pratiquement, la connexion électrique des armatures est faite par forage dans le béton, l'électrode de référence est branchée à la borne positive du voltmètre tandis que les armatures sont branchées à la borne négative. Les mesures de potentiel sont effectuées selon des lignes parallèles espacées généralement de 1m. Dans certaines circonstances, la présence de couches isolantes de revêtements ou de peintures limite la conductivité électrique du béton, dans ce cas le grattage et le brossage de ces couches dans les zones auscultées sont nécessaires. De plus, afin de donner plus de précision aux résultats, il est préférable d'humidifier le béton pour améliorer le couplage électrique.

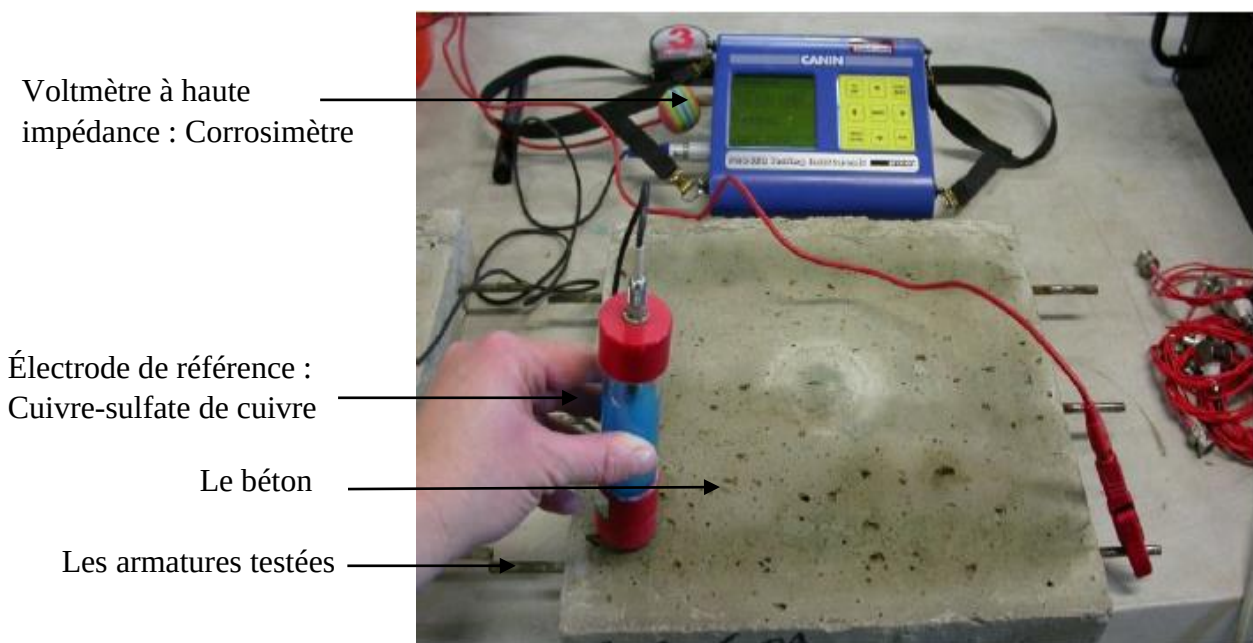


Figure (II-5) : Test de mesure de potentiel de corrosion, Garsiaz et al (2008).

Cependant, l'application de cette méthode peut être compliquée par plusieurs facteurs notamment la température ambiante dont la mesure de potentiel est stable entre 0 °C et 50 °C et variable au-delà de cet intervalle. Donc il est préférable de déterminer la température et l'humidité du béton

avant la mesure de potentiel. Le béton d'enrobage influence aussi le potentiel de corrosion, plus l'épaisseur est faible, plus le potentiel est élevé.

Enfin, les valeurs numériques de la différence de potentiel mesurée sont présentées sous forme d'une cartographie (Figure II-6). Les résultats obtenus permettent d'indiquer la probabilité de corrosion de différent endroit ausculté du béton et de localiser les zones à risque maximal. Le tableau suivant (Tableau II-4) représente la corrélation entre la probabilité de corrosion et la différence de potentiel mesurée.

Tableau (II-4) : Risque de corrosion en fonction de différence de potentiel, Guidebook (2002)

Potentiel mesuré (mV)	Probabilité de corrosion
Inférieure à -500	Corrosion visible
Entre -350 et -500	95%
Entre -200 et -350	50%
Supérieure à -200	5%

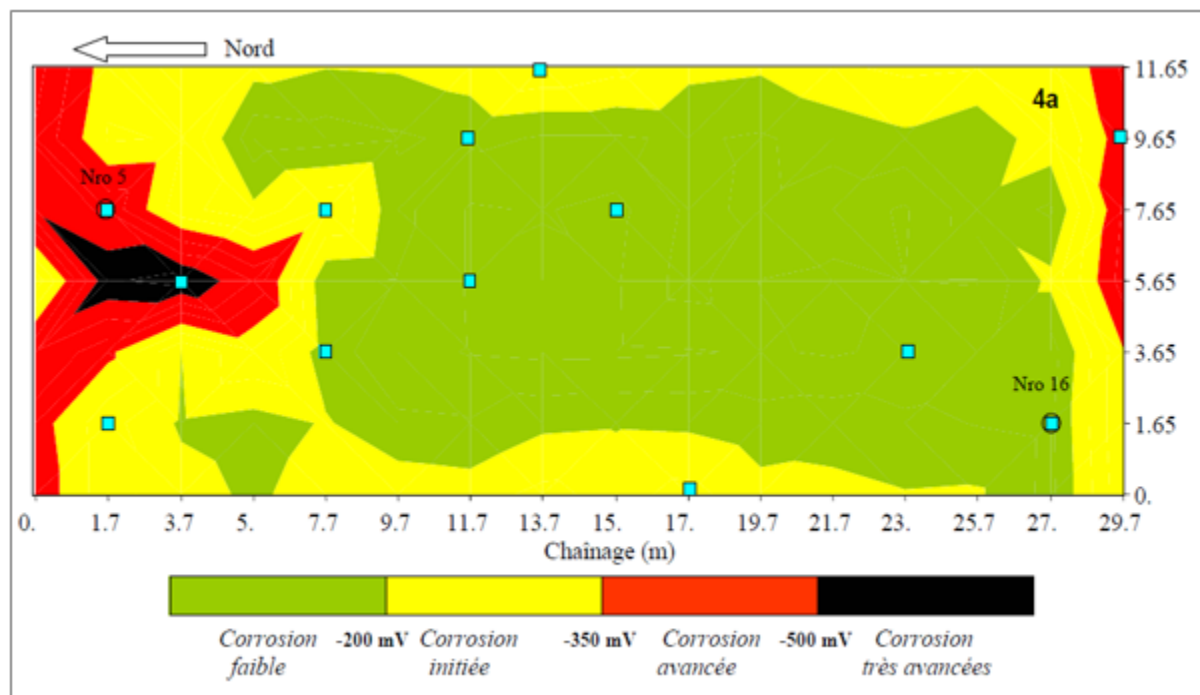


Figure (II-6) : Exemple d'une cartographie de potentiel de corrosion d'un tablier de pont, Dous et al (2003).

II.5.2 L'essai de résistivité électrique :

Préalablement, de point de vue électrique, le béton est un matériau hétérogène constitué de trois phases ;

- la pâte de ciment (un milieu conducteur).
- les granulats (peu conducteurs).
- les pores (conducteur dans un milieu saturé et non-conducteur dans un milieu sec).

D'après Whittington et al (1981), le courant électrique circule dans le béton sous trois chemins différents :

- Le courant circule à la fois à travers les granulats et la pâte de ciment.
- Le courant circule à travers les granulats seulement.
- Le courant circule uniquement dans la pâte de ciment.

Lors de l'application d'un courant électrique au béton, la résistivité électrique de ce béton caractérise son aptitude à s'opposer à la conduction électrique, elle est influencée par de nombreux paramètres notamment la composition du béton, la porosité, la teneur en eau, la nature des granulats...etc., et elle est mesurée par Ohm mètre ($\Omega.m$). En fait, la résistivité électrique varier de 1 $\Omega.m$ pour un béton saturé et peut atteindre jusqu'à 100000 $\Omega.m$ pour un béton sec, McNeill (1980).

Pratiquement, dans le cas de diagnostic des structures en béton armé supposées atteintes par la corrosion, la mesure de résistivité électrique est utilisée pour localiser les zones de faible résistivité. Ces zones sont celles qui ont une forte humidité et une forte concentration ionique en chlorures, ce sont également les zones qui présentent une forte probabilité de corrosion. Le tableau (II-5) propose une corrélation entre la résistivité électrique et le risque de corrosion, Andrade et al (2004).

En outre, il existe plusieurs méthodes pour mesurer la résistivité électrique du béton in situ, le plus utilisé est celle de la méthode de Wenner et de quadripôle carré.

Tableau (II-5) : Corrélation entre le risque de corrosion et la résistivité électrique, Andrade et al (2004).

Probabilité de corrosion	Seuil de résistivité électrique (W.m)
Très faible	≥ 1000
Faible à modérée	500-1000
Elevée	100-500
Très> haute	≤ 100

II.5.2.1 La méthode de Wenner :

Développée par Wenner en 1915 dans le domaine de géophysique, cette méthode est considérée actuellement comme la technique la plus fiable et la plus répandue pour mesurer la résistivité électrique du béton in situ. Le principe consiste à placer quatre électrodes sur la surface du béton avec la même distance (généralement de 5 cm) (figure II-7). Les deux électrodes externes sont utilisées pour injecter un courant alternatif I , tandis que les deux autres électrodes internes mesurent la différence de potentiel ΔV .

La résistivité électrique ρ est calculée par la relation suivant :

$$\rho = \frac{2\pi a \Delta V}{I} \dots\dots\dots (II-12)$$

Avec : a : la distance entre les électrodes

ΔV : la différence de potentiel

I : le courant électrique appliqué

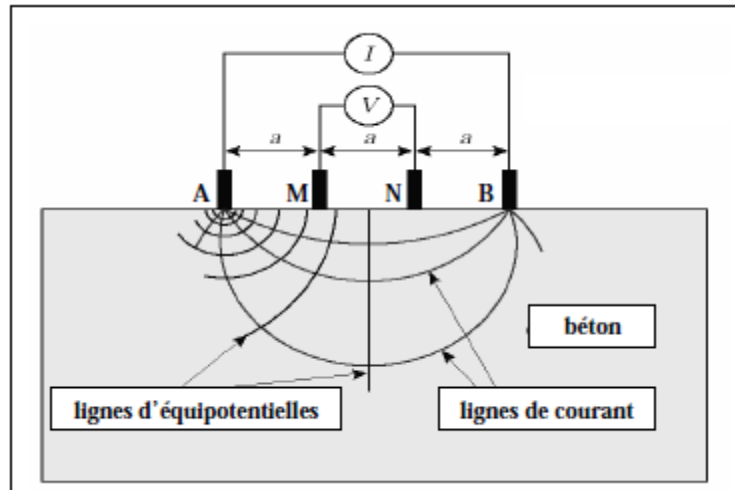


Figure (II-7) : Dispositif expérimental pour mesurer la résistivité électrique d'après la méthode de Wenner, Broomfield et al (2002).

Les résultats de mesures de résistivité sont souvent portés sur un plan cartographique pour faciliter la localisation des zones de faible résistivité et de risque probable de corrosion.

II.5.2.2 La méthode de quadripôle carrée :

Dans ce cas, les quatre électrodes sont arrangées sous forme carrée avec un espacement de 5cm ou de 10cm, deux électrodes (A, B) servent à injecter le courant électrique dans le béton, et les deux autres (M et N) pour mesurer le potentiel créé. Trois configurations différentes peuvent être utilisées, la configuration longitudinale α , transversale β et diagonale γ (Figure II-8).

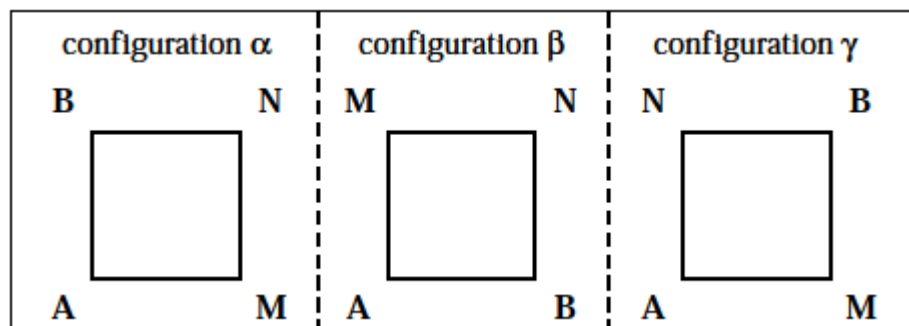


Figure (II-8) : Configurations possibles pour un dispositif quadripolaire carré, NAAR (2006).

La résistivité obtenue par cette méthode correspond à la résistivité apparente ρ_a différente de la résistivité réelle, et qui est fonction de la résistivité et de l'arrangement des différents matériaux présents dans la zone auscultée. Un exemple d'un dispositif de mesure par quadripôle est présenté dans la figure (II-9). La valeur numérique de ρ_a est calculée par la relation suivante :

$$\rho_a = k \frac{\Delta V}{I} \dots\dots\dots(\text{II-13})$$

Avec : k : facteur géométrique

$$k = \frac{2\pi a}{2 - \sqrt{2}} \dots\dots\dots(\text{II-14})$$

a : la distance entre les électrodes

ΔV : la différence de potentiel

I : le courant électrique appliqué

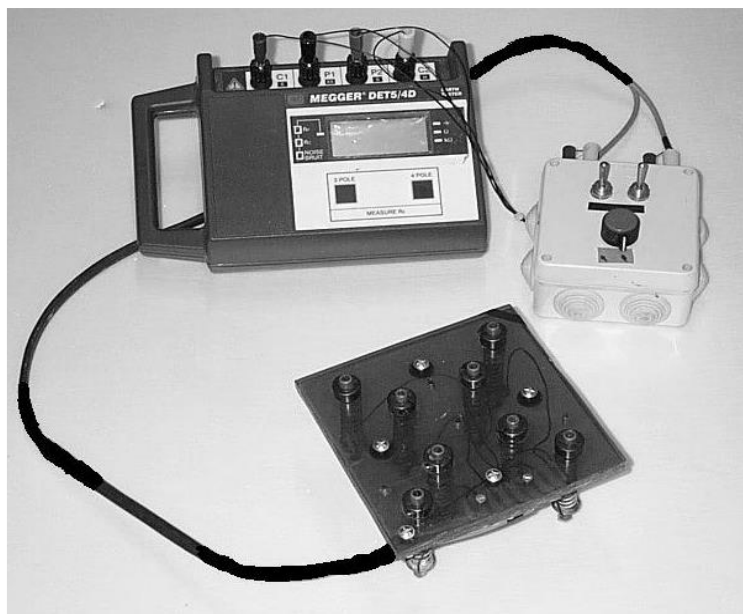


Figure (II-9) : Exemple d'un dispositif de mesure par quadripôle carré, Lataste (2002).

II.6 Les moyennes actuelles pour lutter contre la corrosion :

II.6.1 Les méthodes classiques de réparation :

II.6.1.1 L'application de revêtement :

L'application de revêtement est une technique très répandue contre la pénétration des agents agressifs. Il est utilisé soit pour la protection des structures nouvelles, soit pour la réparation de structures anciennes placées dans un environnement corrosif. Le principe de base est d'appliquer une (couche mince) ou plusieurs couches de revêtement (multicouche) dans le but d'améliorer l'imperméabilité du support, de diminuer la pénétration de l'humidité extérieure et de renforcer la durabilité du béton. Les types de revêtements le plus utilisés sont les inhibiteurs de corrosion, les lasures, les produits d'imprégnation et les peintures.

- Les inhibiteurs de corrosion : ils peuvent jouer le rôle d'une anode sacrificielle pour limiter la corrosion des armatures, avec le rôle d'une barrière vis-à-vis des agents agressifs tels que les couches de zinc.
- Les lasures : elles sont utilisées pour conserver la texture superficielle des surfaces du béton, elles existent sous forme de produits souvent incolores, parfois colorés.
- Les produits d'imprégnation : ces produits peuvent former un film très fin permettant à l'eau de glisser sur le support, tels que les hydrofuges et les minéralisateurs.
- Les peintures : elles sont appliquées généralement en trois couches (impression, intermédiaire, finition) avec une épaisseur de 50 à 300 µm.
- Les revêtements minces : regroupe tous les revêtements à base de résines acryliques ou polyuréthane.

II.6.1.2 La méthode du béton projeté :

C'est une technique classique utilisée généralement lorsque la dégradation de surface du béton est importante. Le béton utilisé est constitué d'un mélange de granulats, de ciment, d'eau et des ajouts projetés simultanément à l'aide d'une machine spéciale (développé la première fois en 1907 par Carl Akeley). Cependant, deux techniques de projection du béton sont utilisées :

1- La projection par vois sèche :

Les différents constituants du béton, à l'exception de l'eau sont malaxés et propulsés par l'air comprimé ou par pompage, l'eau est ajoutée en bout de lance au dernier moment. Cette technique donne une résistance plus élevée que par vois humide (en raison de faible rapport E/C), elle est aussi très pratique du fait de sa grande souplesse d'utilisation, et de sa grande distance de transport. En revanche, son utilisation est limitée du fait de sa capacité de production limitée, un dégagement plus important de poussière avec le risque de détérioration des supports fragiles.

2- La projection par vois humide :

La seule différence par rapport à la méthode précédente est que l'eau est ajoutée lors de malaxage, elle est utilisée sur les supports fragiles, dans les espaces confinés et sur les travaux de soutènement qui nécessitent des cadences importantes de projection. Cependant, cette technique est caractérisée par sa grande capacité de production et par un meilleur contrôle de qualité du béton, avec moins de poussière par rapport à la projection par vois sèche. En revanche, l'utilisation des adjuvants est indispensable pour garder la fluidité du béton, et des stabilisateurs pour permettre d'élargir le temps du béton, sans oublier la faible adhérence et la nécessité d'un dosage initial élevée en ciment (minimum 400kg/m³).

II.6.1.3 La réparation par mortier :

Le principe de cette méthode est basé sur la reconstitution du béton d'enrobage dégradé par les chlorures, elle est utilisée d'une part, pour limiter la corrosion des armatures en supprimant les réactions anodiques et les empêcher de se reproduire. D'autre part, la reconstitution du béton d'enrobage permet de repassiver les armatures affectées et d'augmenter le pH du milieu. Cependant, les mortiers de réparation doivent assurer certains critères notamment, l'adhérence avec l'ancien béton, l'adhérence avec les armatures et la protection vis-à-vis à la pénétration des agents agressifs et de corrosion, de plus, l'enrobage est reconstitué de façon s'assurer la géométrie initiale de la structure.

En outre, afin d'assurer une surface du support sain, propre et rugueux, l'application de cette méthode nécessite des opérations de préparation et de traitement préalables tels le technique d'hydrodémolition, le décapage au marteau pneumatique. Dans le cas où les armatures sont

sévèrement touchées par la corrosion, les parties corrodées doivent être découpées par scellement, ensuite remplacé par soudure par une armature similaire en tenant compte de la longueur d'ancrage.

Morgan (1996) a défini trois types de mortier de réparation selon leurs compositions :

- Les mortiers classiques : constitués d'un mélange classique sable, ciment, eau, ajout et éventuellement des adjuvants, tels que les mortiers à base de ciment Portland ordinaires ou alumineux
- Les mortiers modifiés aux polymères : tels que les mortiers à base de ciment modifié par un polymère styrène butadiène ou un polymère vinyle. Ces polymères sont ajoutés afin d'améliorer les propriétés mécaniques, les propriétés de transfert et l'adhérence. Les plus utilisés sont les latex, le Styrène-Butadiène (SBR), le chlorure de polyvinyle (PVDC)... etc.
- Les mortiers à base de résines : composés d'un mélange de liant polymère et de granulats calibrés, tels que les mortiers d'époxy, acrylique et polyester.

Enfin, la mise en œuvre de mortier se fait soit :

- À la main : par l'application directe d'une ou plusieurs couches sur des surfaces déjà préparées, ensuite les compacter, afin d'assurer une protection maximale contre la corrosion
- Mortier projeté : projection par vois sèche ou humide.
- Mortier coulé : dans les cas d'attaque sévère par la corrosion, le mortier est coulé à l'aide d'un coffrage tout en respectant l'inclusion des vides d'air, la ségrégation et le ressuage.

II.6.2 Les méthodes électrochimiques :

II.6.2.1 La protection cathodique :

Cette méthode est considérée comme l'une des méthodes électrochimiques les plus utilisées et les plus efficaces dans la protection des armatures contre la corrosion. Le principe de cette méthode est de faire circuler un courant électrique entre les armatures corrodées qui sert de cathode, et une anode extérieure dont le but est de diminuer le potentiel de polarisation et de réduire la vitesse de corrosion. Cependant, deux types de protection sont utilisés :

- La première consiste à connecter les armatures avec la partie négative d'un générateur électrique. L'autre partie positive est reliée électriquement avec une anode externe constituée le plus souvent d'un alliage en titane activé, la densité de courant peut varier de 2 jusqu'à 20 mA/m², Eric et al (2017).
- La deuxième méthode est basée sur l'utilisation d'une anode sacrificielle moins noble que l'acier, Cheung et al (2013), positionnée soit sur le parement du béton tel que les couches surfaciques de zinc (zinc métallisé) ou connectée directement aux aciers sous forme d'une pâte spéciale conductrice chargée des anodes de zinc (nommé aussi protection galvanique) (figure II-10). En effet, la protection dans ce cas est assurée par la différence de potentiel entre les deux métaux qui crée un courant électrique inverse et consomme l'anode à la place des aciers.



Figure (II-10) : Exemple d'une protection cathodique galvanique, (MAPEI 02)

Une autre méthode de protection cathodique hybride développée par Glass et al (2008), consiste à utiliser les anodes sacrificielles, une alimentation électrique et la protection galvanique.

Entre autres, les types d'anodes les plus utilisées sont :

- Treillis de titane enrobé du béton : utilisé souvent sur les tabliers de pont, les éléments de l'infrastructure, mur de soutènement...etc.,
- Enduit conducteur contenant de la poudre de graphite, utilisé sur les parties inférieures des dalles, les colonnes, les murs.....etc.
- Zinc métallisé, peuvent être utilisés sur les parties inférieures des tabliers de pont, les colonnes.....etc.

II.6.2.2 L'extraction électrochimique des chlorures :

Appelée méthode de déchloruration, elle consiste à appliquer un courant électrique entre les armatures atteintes par les chlorures et une anode externe placée dans une solution électrolytique sous forme d'une pâte conductrice spéciale telle que le borate de sodium (Na_3BO_3), le borate de lithium (Li_3BO_3) l'hydroxyde de calcium ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) et l'hydroxyde de sodium (NaOH), Brito (2013). Elle est basée sur l'électromigration des ions chlorures loin des armatures vers le parement du béton en raison de champ électrique formé, puis les piéger dans l'électrolyte. Cependant, deux systèmes d'extraction sont utilisés :

- Le système de protection par courant imposé : le courant électrique est appliqué à l'aide d'un générateur, le pôle négatif est connecté aux armatures tandis que l'autre est connecté à l'anode (Figure II-11). En fait, puisque les chlorures sont de charge négative, ils ont tendance à migrer vers l'électrode extérieure à travers les pores du béton un traitement typique est capable d'éliminer de 20 à 50% de chlorures dans un temps maximal de 50 jours basé sur l'utilisation d'une densité de courant entre 1 et 5 A/m^2 , Brito et al (2007).

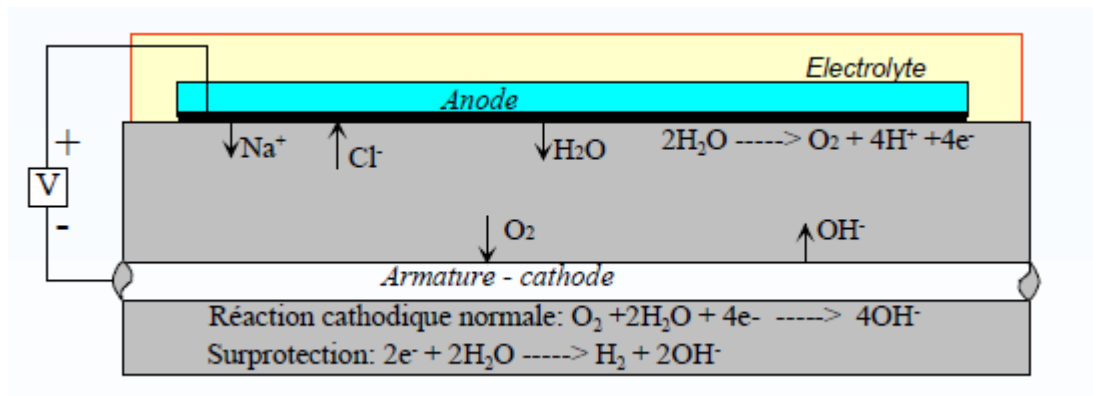


Figure (II-11) : Mécanisme d'extraction des chlorures par courant imposé, Bouteiller (2005).

- Le système de protection galvanique : une anode externe (alliage) est utilisée et reliée directement aux armatures. Le courant de polarisation circule de l'anode vers l'armature (cathode) sans retour à une alimentation électrique.

II.6.2 Les méthodes non électrochimiques :

II.6.3.1 Inhibiteurs de corrosion :

Selon la norme ISO 8044 (1999), un inhibiteur de corrosion est une substance chimique ajoutée au système de corrosion à une concentration choisie pour son efficacité, et qui entraîne une diminution de la vitesse de corrosion sans modifier de manière significative la concentration d'agent corrosif contenu dans le milieu agressif. Cependant, son apparition a été pour la première fois dans le domaine de l'industrie pétrolière dans les années 50 pour protéger les métaux contre la corrosion comme les pipelines, les puits de pétrole acidifiés...etc. Avec le développement technologique notamment de l'électrochimie, de nouveaux inhibiteurs sont développés, son utilisation pour la première fois sur le béton date de 1990. D'ailleurs, les inhibiteurs de corrosion sont considérés comme l'une des meilleures méthodes de protection contre la corrosion du fait de sa simplicité, son efficacité et son faible coût de réalisation. Leur action peut être décrite de plusieurs façons, et elle est différente d'un inhibiteur à un autre, mais, le principe d'action est le même. Il consiste à former une couche protectrice autour d'acier (il peut même former une barrière contre les agents agressifs comme les chlorures et le CO₂), à augmenter le pH du milieu et à repassiver les armatures.

En outre, un inhibiteur de corrosion est considéré comme efficace s'il assure certaines fonctions définies par AFGC (2003) comme suit :

- D'être capable de diminuer ou d'arrêter la vitesse de corrosion des armatures, sans aucune modification ni de ses propriétés ni des propriétés du béton.
- D'assurer la compatibilité et la stabilité avec le milieu traité.
- D'assurer le critère de no-toxicité.
- D'être efficace à la concentration recommandée.

Le mode de classement des inhibiteurs de corrosion peut être divers, essentiellement, ils sont classés selon :

- Leur mode d'action : dans les zones anodiques, cathodiques ou mixtes.
- Leur nature : organique, ou inorganique.

1. Inhibiteurs anodiques :

Appelés aussi inhibiteurs de passivation, ils agissent dans les zones anodiques en réduisant et/ou arrêtant ces réactions et favorisant les réactions cathodiques à l'interface acier/béton. En fait, les ions d'inhibiteur sont absorbés par le béton jusqu'à la surface des armatures, et dès qu'ils atteignent une concentration seuil, la densité de courant devient plus élevée dans les zones cathodiques par rapport aux zones anodiques. Ce changement entraîne une augmentation de potentiel de corrosion. Ainsi, ces ions peuvent aussi libérés d'ions OH^- , une forte concentration au voisinage des armatures peut augmenter le pH de milieu et même les repassiver. En outre, ils peuvent aussi réagir avec les produits de corrosion pour former une couche complexe, cohésive et insoluble sur la surface des armatures.

Les inhibiteurs anodiques sont le type le plus efficace sauf dans le cas d'une faible concentration où la protection est partielle, une augmentation de la densité de courant peut entraîner une corrosion localisée plus intense qu'avant. Les inhibiteurs anodiques les plus utilisés sont ; le Nitrite de Calcium ($\text{Ca}(\text{NO}_2)_2$), le Nitrite de sodium NaNO_2 , benzoate de sodium $\text{C}_7\text{H}_5\text{NaO}_2$ et le chromate de sodium Na_2CrO_4 .

2. Inhibiteurs cathodiques :

Pendant le processus de corrosion, ces types d'inhibiteurs jouent le rôle d'un stabilisateur des réactions sur les sites cathodiques par la formation d'une couche insoluble compacte et complexe sur la surface des armatures. Cette couche agit comme une barrière vis-à-vis des éléments qui favorisent la corrosion notamment le O_2 , les électrons, et les chlorures. Cependant, ce type d'inhibiteur est plus sûr que l'anodique du fait qu'il est indépendant de la concentration. Les inhibiteurs les plus utilisés sont, les hydroxydes de sodium NaOH et les carbonates de sodium Na_2CO_3 .

3. Inhibiteurs mixtes :

Ce type d'inhibiteurs peut agir à la fois dans les zones anodiques et cathodiques en formant une couche complexe protectrice sur la surface des armatures, les plus utilisés sont les amines et l'aminoalcool (des composés organiques).

Certes, l'utilisation des inhibiteurs cathodiques donne plus de résultats par rapport aux inhibiteurs anodiques, mais les deux sont efficaces. En revanche, l'inconvénient commun de ces deux types c'est leur toxicité vis-à-vis aux êtres humains et de l'environnement.

4. Les inhibiteurs organiques

La toxicité des autres inhibiteurs a conduit les chercheurs à développer de nouveaux produits de faible risque environnemental dérivés des composés organiques avec la même efficacité que les autres [Ormellese et al (2009), Nmai et al (2004)]. En effet, durant la dernière décennie, l'utilisation de ce type d'inhibiteur prend de plus en plus d'ampleur.

Cependant, un inhibiteur organique doit contenir au moins une molécule active pour échanger des électrons avec le métal tel que le potassium K, le soufre S, l'azote N et l'oxygène O, les types les plus utilisés sont, l'amine, alkanolamines et l'acide carboxylate ...etc. Il peut intervenir dans la zone anodique, dans la zone cathodique ou mixte. En outre, le paramètre principal pour ce type d'inhibiteur est ses propriétés d'absorption, qui dépendent essentiellement de la nature et de l'état de surface du métal.

5. Les inhibiteurs inorganiques :

Ce type d'inhibiteur est moins en moins utilisé en raison de nombreux inconvénients qu'il présente notamment, la toxicité, la limitation d'utiliser ces inhibiteurs dans le milieu acide et leur coût élevé. Ces inhibiteurs sont le LiNO_3 , Li_2CrO_4 et Li_2MoO_4 ...etc.

II.7 La réparation avec les matériaux composites renforcés des fibres :

Développés par la première fois dans le domaine de l'aérospatiale et de la défense, cette technologie est considérée aujourd'hui l'une des meilleures technologies en matière de renforcement dans le domaine de construction. En effet, son caractère à la fois non corrosif, et résistant à la plupart des attaques chimiques ainsi la simplicité de sa mise en œuvre rendent cette technique plus fiable et plus pratique comparativement aux techniques traditionnelles. La première utilisation des matériaux composites comme une matière de renforcement remonte à 1991 en Suisse pour la réhabilitation du pont d'Ibach (Meier et al 1992), 6.2 kg de composites sous forme de feuilles de 2 mm d'épaisseur, 150 mm de largeur ont été appliqués sur la surface tendue. Un peu plus tard, cette technique a été utilisée largement pour renforcer plusieurs structures existantes

en béton armé autour du monde [Kachlakev et al (2000), Teng et al (2002), Alampalli et al (2002)...etc.].

II.7.1 Généralités :

Connus sous le nom de polymères renforcés de fibres (PRF), les matériaux composites sont des matériaux formés de deux éléments distincts, les fibres et la matrice. Le rôle des fibres consiste à fournir la résistance nécessaire au matériau FRP, trois types de fibres sont développés, les fibres d'aramide, les fibres de verre et les fibres de carbone. Toutes les fibres ont généralement une capacité portante plus élevée que l'acier (Figure II-12), les propriétés les plus importantes qui diffèrent les unes des autres sont la rigidité et la contrainte de traction.

D'autre part, la matrice est constituée généralement d'une résine d'époxy, de polyester ou de vinylester, et elle sert à transférer les contraintes entre les fibres, à résister aux efforts tranchants, et de protéger les fibres contre l'humidité et les agressions chimiques. Lorsque les fibres et les matrices sont réunies, ils deviennent un matériau composite.

En fonction des fibres utilisées, trois types de PRF sont distingués:

- Polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC)
- Polymère renforcé de fibres de verre (PRFV)
- Polymère renforcé de fibres d'aramide (PRFA)

En général, les matériaux composites sont caractérisés par :

- Un rapport résistance/poids très élevé.
- Une haute résistance à la traction.
- Une épaisseur très fine.
- Non-corrosif.
- Une manutention facile.
- Un faible coût d'installation.

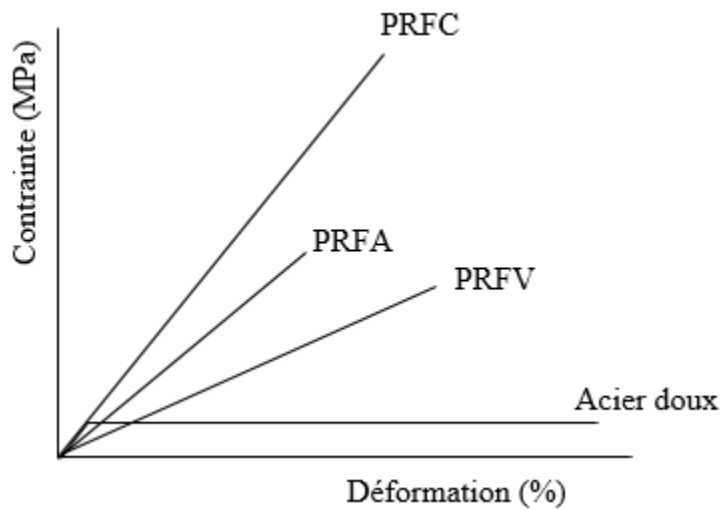


Figure (II-12): Propriétés des différents types des fibres, ACI Committee 440 (1996).

Toutefois, ces matériaux ont des inconvénients, y compris le mode de rupture fragile, le coût élevé de la matière première et le manque de codes de conception détaillés. Bien que le problème de coût des PRFC est largement posé avant toute utilisation, l'analyse du renforcement à l'aide de cette technique a montré que ce coût peut être compensé par l'économie réalisée sur le transport du matériel et le temps de réalisation comparativement aux matériaux traditionnels (tôle en acier). Teng et al (2002) ont résumé les principales propriétés des matériaux composites le plus utilisés dans le tableau (II-6).

Tableau (II-6) : Propriétés mécaniques de PRFV, PRFC, PRFA, Teng et al(2002)

Matériaux composites unidirectionnels	Contenu en fibres (% par poids)	Densité (Kg/m ³)	Module d'élasticité longitudinale (Gpa)	Résistance à la traction (Mpa)
Fibres de verre / polyester PRFV laminé	50-80	1600-2000	20-55	400-1800
Carbone/ époxy PRFC laminé	65-75	1600-1900	120-250	1200-2250
Aramide / époxy PRFA laminé	60-70	1050-1250	40-125	1000-1800

Les fibres utilisées par Teng et al (2002) sont des fibres unidirectionnelles, ces valeurs sont à titre d'exemple seulement, car les propriétés des PRF sont différentes d'un produit à un autre. Ils sont fonction de mode de production (stratification, pultrusion), de l'orientation des fibres (unidirectionnelle, bidirectionnelle), de la matrice utilisée, et du rapport volume-fibre.

II.7.2 les matériaux composites à base des fibres de carbone :

Dans le cas des travaux de renforcement, les polymères à base de fibres de carbone PRFC sont le type de renfort le plus approprié comparativement avec les PRFA et les PRFV en raison de leur excellent module d'élasticité, de leur haute résistance à la traction et aux fatigues et de leur très faible coefficient de dilatation. Meier et al (1995) ont fait une comparaison quantitative entre les différents types de PRF, les résultats sont illustrés dans le tableau (II-7).

Tableau (II-7) : Comparaison qualitative entre un PRFV, PRFC et PRFA, Meier et al (1995).

Critères	Tissu en PRFV	Tissu en PRFC	Tissu en PRFA
Force de traction	Très bonne	Très bonne	Très bonne
Force de compression	Bonne	Très bonne	Inadéquate
Module de Young	Adéquat	Très bon	Bon
Comportement à long terme	Adéquat	Très bon	Bon
Comportement à la fatigue	Adéquat	Excellent	Bon
Densité apparente	Adéquate	Bonne	Excellent
Résistance à l'alcaline	Inadéquate	Très bonne	bonne

Deux types de fibres de carbone sont distingués, le HR (haute résistance) produit par carbonisation et le HM (haute module) issu d'une fabrication par graphitisation. Le diamètre de chacune de ces fibres varie entre 0,005 mm et 0,010 mm.

Le tableau (II-8) représente les propriétés mécaniques de fibres de carbone comparativement avec celles du béton et de l'acier :

Tableau (II-8) : Propriétés mécaniques de PRFC comparativement avec le béton et l'acier, Andres (2003)

Matériaux	Module d'élasticité (Gpa)	Résistance à la compression (Mpa)	Résistance à la traction (Mpa)	Densité (kg/m ³)
Béton	20-40	5-60	1-3	2400
Acier	200-210	240-690	240-690	7800
PRFC	200-800	/	2500-6000	1750-1950

En général, un PRF composé de fibres de carbone de type HR noyé dans une matrice époxy ou vinylester possède les propriétés suivantes [Ze (2010)] :

Module d'Young longitudinal en traction : 155 -165GPa

Résistance longitudinale en traction : 500 - 3000MPa

Déformation à la rupture : 1,2 – 1,3 %.

Les PRFC sont manufacturés sous différentes formes : des barres, des tiges, des lamelles et des tissus, chacun de ces produits convient à une utilisation spécifique.

II.7.3 Les procédés d'utilisation des PRFC pour le renforcement des poutres en BA :

Au cours de ces dernières années, la hausse de demande en matériaux composites comme matière de confinement a encouragé les chercheurs à développer de nouvelles méthodes de renforcement.

À l'heure actuelle, les techniques les plus utilisées sont :

- Le EBR système (externally bonded reinforcement) ou renforcement par collage extérieur
- Le NSM système (NEAR Surface Mounted) ou PRF collées près de la surface.

II.7.3.1 Le système EBR:

C'est la méthode la plus courante pour un travail de renforcement par matériaux composites. En effet, le principe de cette technique consiste à coller directement une ou plusieurs stratifiés sur les surfaces extérieures du béton avec de résines époxy, ce renforcement peut être appliqué sur la

partie tendue de la poutre afin d'augmenter sa capacité flexionnelle, sur la partie latérale et sur les parois afin d'augmenter sa résistance au cisaillement et la ductilité de la poutre. Les PRFC utilisés sont principalement les lamelles et les tissus qui peuvent être préfabriqués ou construits sur place par stratification directe. Cependant, pour améliorer l'adhérence entre le béton et le PRFC, une préparation de surface est nécessaire afin d'enlever la couche faible de la surface du béton. Le procédé de la mise en œuvre de cette technique est le suivant :

- Nettoyage de la surface du béton par l'air comprimé (dépoussiérage) afin d'enlever toutes les poussières sur la surface préparée.
- L'application d'une couche de résine sur la surface du béton dans le cas de renforcement par tissu, et sur le composite dans le cas d'utilisation des lamelles.
- Le pressage des composites pour un meilleur ancrage, avec l'enlèvement de la colle en excès.
- L'application d'une résine de protection sur la dernière couche de composite.

II.7.3.2 Le système NSM :

Cette technique a été développée récemment pour le renforcement des éléments en béton armé. Le principe consiste à introduire des PRF dans des gravures réalisées dans le béton d'enrobage et les fixer avec des résines époxy. En général, la première utilisation de technique NSM remonte au 1949 par Asplund, les barres de renforcement étant en acier collées sur le béton avec un mortier à base de ciment. Le développement des matériaux composites a permis de remplacer ces barres en acier avec des barres composites plus légères, plus résistantes et plus pratiques. En outre, la première utilisation pratique de la technique NSM par des fibres composites date au 1998 par Warren (1998) pour le renforcement de la station naval San Diego. Les PRFC utilisés dans le système NSM sont fabriqués par pultrusion, ils sont disponibles sous différentes formes tels que les joncs, les plats, les bandes et les barres. Le procédé de mise en œuvre de cette technique est le suivant :

- La réalisation des rainures sur la surface inférieure de l'élément à l'aide d'une disceuse avec une profondeur bien précise.
- Le dépoussiérage des rainures pour enlever toutes les poussières et assurer la bonne adhérence entre béton et résine époxy.
- Les rainures sont remplies à 2/3 de la profondeur par de la résine époxy.

- Les composites sont introduits dans les rainures avec l'application d'une pression suffisante pour un meilleur ancrage.
- Les rainures sont ensuite remplies complètement avec la résine époxy.

II.7.4 Le comportement des poutres en béton arme renforcées par PRFC :

Les matériaux composites ont une résistance très élevée en traction, le renforcement d'une poutre en béton armé par les PRFC augmente sa résistance ultime, sa rigidité et parfois limite la propagation des fissures. En revanche, les travaux réalisés par Rizkalla et al (2001), Teng et al (2002), et Andres (2003) ont montrés que les PRFC ont une faible ductilité comparativement à l'acier. Leur comportement est linéaire élastique suivi par une rupture fragile en traction, de plus, ils ont un mauvais comportement au choc et à l'abrasion.

Dans le cas de confinement par les PRFC, ces propriétés affectent considérablement le comportement des éléments renforcés comparativement à ceux non renforcés, leur fragilité limite le comportement ductile des éléments en béton armé, la rupture devient fragile avec une diminution significative de la flèche. D'ailleurs, quatre modes de rupture sont souvent constatées [Ze (2010)] :

- Une rupture due au décollement de composite.
- Une rupture de l'enrobage du béton.
- Une rupture en flexion.
- Une rupture par cisaillement.

La rupture par décollement de composite est produite essentiellement par la haute concentration de contrainte au niveau des extrémités de renforcement. D'après Chajes et al (1995), dans le cas d'une sollicitation en flexion, l'effort supporté par le composite est équilibré par la résistance de la colle sur une certaine longueur appelée longueur d'ancrage, le décollement se produit dans un point sur cette longueur où la contrainte de cisaillement est maximale. En outre, l'utilisation d'un PRFC rigide comme les lamelles empêche la flèche de la poutre, ce qui augmente la contrainte de cisaillement dans les extrémités de lamelle, et qui finir par leur décollement.

La rupture de l'enrobage du béton est due à la différence entre la résistance à la contrainte de cisaillement de la colle et celle du béton. Des fissures à l'extrémité de la plaque se forment et se propagent dans l'endroit où les contraintes de cisaillement sont maximales. De ce fait, une partie

du béton est décollée avec le composite en raison de sa faible résistance au cisaillement comparativement avec celle de la colle.

La rupture due à la flexion est produite soit par un excès de renforcement (les poutres fortement armées ou renforcées avec trop de PRFC), ou par un faible renforcement (poutres faiblement ou moyennement armées ou un PRFC mal réalisé). Dans les conditions normales de renforcement (béton armé dans les normes avec un renforcement en PRFC correctement ancré), la rupture se fait soit par flexion due à la traction si la capacité de flexion ultime de la poutre renforcée est atteinte, soit en compression avec un écrasement du béton dans la partie comprimée de la poutre. Si la résistance à l'effort tranchant de la poutre seule est faible, la rupture se fait par cisaillement avec des fissures inclinées de 45° de l'extrémité de PRFC vers le centre de la poutre. Dans une telle condition, pour assurer que la rupture par flexion dépasse toujours celle par cisaillement, le renforcement de la poutre au cisaillement doit être effectué simultanément avec le renforcement en flexion.

II.7.5 L'efficacité de renforcement par les PRFC des poutres en BA corrodées :

L'utilisation des PRF pour la réhabilitation et le renforcement des éléments en béton armé endommagés par la corrosion devenue de plus en plus une méthode populaire. L'efficacité de cette technique a été prouvée par plusieurs travaux de recherches :

Bonacci et al (2000) ont réalisé des essais expérimentaux sur sept poutres en béton armé à grande échelle avec une section ($270 \times 400 \times 4350$ mm). Quatre de ces poutres ont été corrodées, ensuite réparées avec le collage des tissus dans la partie tendu avec le système EBR. Les résultats ont montré que le renforcement des poutres corrodées avec le PRFC est une technique très efficace, et peut maintenir l'état structural et même l'améliorer après son endommagement. En effet un gain de charge allant de 10% à 35% par rapport à la poutre témoin (non corrodée et non réparée), avec une réduction de la flèche de 10% à 32%.

Elmaaddawy et al (2005) ont étudié l'efficacité de renforcement par les PRFC des poutres corrodées. Le travail a été réalisé sur 14 poutres en béton armé de même section rectangulaire de ($152 \times 254 \times 3,200$ mm). La corrosion a été induite par un processus électrochimique, 11 poutres ont été corrodées avec un taux variable de 9.6, 15.6, 23.3, et 30.5%, 6 poutres ont été réparées par l'application de PRFC avec l'adjonction des bandes sous forme de U. Finalement, toutes les

poutres ont été testées en flexion par un appareil de flexion quatre points. Les résultats ont montré que le renforcement est très efficace vis-à-vis à la corrosion, un gain de charge de 73% au niveau des poutres corrodées/ réparées comparativement avec celles non réparées (pour un taux de corrosion de 30.5%), cette valeur est même supérieure de 31% par rapport à la poutre témoin (non corrodée et non réparée). En revanche, la flèche a été diminuée de 46% pour les poutres corrodées /réparées comparativement avec celle des poutres corrodées /non réparées.

Sodki et al (2006) ont présenté les résultats de leurs travaux de sept années de recherche sur le renforcement des structures corrodées avec des PRF. Des poutres en béton armé ont été utilisées avec un taux de corrosion variable (de 0 à 15%), ensuite réparées par les PRF avec le système EBR. Les résultats ont révélé que la réparation avec PRF a confiné avec succès la corrosion, en effet une réduction de 88% de l'ouverture des fissures a été remarquée. De plus, les charges ultimes des poutres renforcées ont été améliorées de 85% et 77% par rapport à celles non renforcées pour un taux de corrosion de 5.5% et 12% respectivement.

Alsaidy et al (2010) ont testé expérimentalement des poutres corrodées/ réparées avec PRFC, le taux de corrosion a été varié de 5% à 15%, la perte de masse a été calculée théoriquement par la loi de Faraday, différents systèmes de renforcement ont été utilisés. Les résultats ont révélé que le renforcement avec le PRFC a restauré les capacités initiales de poutres réparées, avec une diminution remarquable de la flèche.

Jian et al (2012) ont réalisé des tests expérimentaux sur la réhabilitation avec le PRFC des poutres en béton armé endommagé par la corrosion. Une nouvelle méthode a été proposée qui consiste à remplacer une partie du béton dans la partie tendue par un mortier polymère forme de V, le tout suivi par l'application d'un PRFC. Les résultats montrent que cette technique peut offrir aux poutres endommagées une meilleure performance même si le taux de corrosion est important (plus de 15%). De plus, le renforcement par le système EBR a donné des résultats remarquables pour un taux de corrosion moins de 15%.

Su et al (2016) ont fait des essais expérimentaux sur vingt poutres en béton armé corrodées. Différents schémas de renforcement ont été utilisés, les résultats montrent que la capacité portante des poutres corrodées/réparées augmente avec l'augmentation de nombre de couches de PRFC. En effet, un gain de charge de 30% à 50% est constaté pour une utilisation d'une couche de FRP seulement.

II.8 Conclusion :

La maîtrise de mécanisme de corrosion d'un élément en béton armé constitue l'étape l'essentielle avant toute intervention. En fait, le processus de corrosion est différent d'un élément à un autre, il est fonction de propriétés du béton d'enrobage et de sa composition, de milieu environnemental, et de concentration critique en chlorures à proximité des armatures. Afin de déterminer l'intensité de corrosion, des méthodes de diagnostic et d'inspection ont été développées, les plus utilisées sont celles liées, soit à l'application d'un courant électrique entre les armatures (considérés comme cathode) et une électrode de référence pour mesurer la différence de potentiel (l'essai de potentiel de corrosion). Soit à l'injection d'un courant électrique à la surface du béton et de mesurer sa résistivité électrique (l'essai de résistivité électrique). Après la détermination de risque de corrosion, la réparation ou le renforcement devient indispensable, plusieurs méthodes ont été développées, des méthodes classiques telles que la projection du béton, l'application de revêtement et la réparation par mortier, et des méthodes électrochimiques et non électrochimiques telles que la protection cathodique et les inhibiteurs de corrosion. L'utilisation de polymères renforcés de fibres (PRF) comme une matière de renforcement constitue un choix intéressant comparativement aux techniques traditionnelles, sa fiabilité a été prouvée par plusieurs recherches. Par ailleurs, le polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC) semble le matériau le plus approprié pour un travail de renforcement. Dans le présent travail, nous nous intéressons seulement au renforcement des poutres en béton armé par des lamelles et des tissus en fibre de carbones.

Chapitre III : Effet de la corrosion et de la fissuration sur le comportement des poutres en béton armé

Partie III.I : Effet de la corrosion sur le comportement des poutres en béton armé

III.I.1 Introduction :

Dans une construction en béton armé, l'acier est ajouté pour compenser la mauvaise résistance à la traction du béton, à son tour le béton fournit la protection idéale pour l'acier contre la corrosion, l'un complète l'autre. Dans les milieux agressifs, certains types des bétons ont une durabilité limitée contre les agents agressifs. Dans une telle situation, une corrosion d'acier peut se produire à la suite d'une pénétration des ions chlorures. D'ailleurs, l'état de service et même la sécurité de l'élément en béton armé corrodé se trouvent complètement affectés. D'une part, les armatures subit une perte de section, plus la corrosion se progresse, plus l'oxyde ferrique se développe, plus la section des armatures initiales se diminue. Cette perte peut accompagner par une perte des propriétés mécaniques initiale de l'acier notamment ; la ductilité, l'allongement à la rupture, et la résistance à la traction. D'autre part, quand la corrosion se progresse, les produits développés ont tendance à créer des fissures dans le béton, ce qui peut conduire à un éclatement du béton d'enrobage. En conséquence, l'accumulation des produits de corrosion autour d'armatures provoque une chute brutale de l'adhérence acier/béton, et entraîne des effets défavorables sur le comportement d'élément infecté notamment sa capacité portante et sa ductilité. Rodrigueuz et al (1997) ont résumé les effets de la corrosion sur un élément en béton armé comme suite :

- Une réduction de la section d'acier accompagnée par une altération de ses propriétés mécaniques.
- Une réduction de la section du béton à la suite d'une fissuration et d'un éclatement du béton d'enrobage, accompagnée par une réduction de ses propriétés mécaniques.
- Une réduction de l'adhérence acier/béton.

La présente partie sera consacrée aux effets de la corrosion sur les propriétés mécaniques des armatures, sur les propriétés du béton, et sur le fonctionnement mécanique en service des poutres en béton armé exposées en milieu agressif.

III.I.2 Effet de la corrosion sur les propriétés des armatures :

Préalablement, le comportement mécanique d'une barre en acier saine se décompose essentiellement en trois phases, une phase élastique dans laquelle la barre reprend sa dimension initiale après la suppression de la charge, cette étape est caractérisée par la résistance élevée en

traction de l'acier. Une phase plastique où une partie de l'allongement de la barre demeure permanente, cette étape est caractérisée par la ductilité élevée de l'acier, et enfin une phase de rupture suite à une déformation totale de la barre. Ces propriétés, plus celles du béton, assure le bon comportement mécanique des structures en béton armé.

En milieu agressif, la corrosion affecte en premier lieu les armatures de renforcement par la modification de ses propriétés mécaniques, notamment, sa résistance en traction et sa ductilité. Cependant, la revue de la littérature a permis de constater une attention assez limitée à ce problème, or la majorité des recherches ont été consacré principalement au mécanisme de corrosion et ses effets locaux sur le béton. En effet, afin de garantir une plage de sécurité acceptable, L'Eurocode 2 fixe une ductilité minimale pour les armatures saines dont le but est d'assurer la ductilité des constructions, mais il n'y a aucune partie concerne la ductilité minimale des armatures atteinte par la corrosion. En outre, l'allongement à la rupture semble aussi affecté par la corrosion, Andrade et al (1991) ont trouvé qu'une perte de section d'acier de 15% peut provoquer une réduction de l'allongement à la rupture de 30%, et une perte de section d'acier de 28% peut provoquer une réduction allant à 50%.

Almusallem et al (2001) ont étudié l'effet de taux de corrosion des armatures sur leurs propriétés mécaniques dans les structures en béton armé, des essais expérimentaux ont été effectués sur des séries de barres corrodées dans des échantillons en béton. La première série a été préparée avec des barres d'acier de 6 mm, et la deuxième série avec des barres d'acier de 12 mm. La corrosion a été accélérée par un courant électrique de 2mA/cm^2 . Les résultats ont montré que la résistance à la traction est inférieure à l'exigence lorsque le niveau de corrosion est de 12 % ou plus pour les barres de 6 mm, et de 24% pour les barres de 12mm, au-delà de ces valeurs de corrosion, le comportement des barres corrodées devient un comportement fragile. En outre, une variation de la résistance de traction a été remarquée en fonction des données du calcul, une grande perte a été signalée lorsque la contrainte est calculée à l'aide du diamètre initial, tandis qu'elle demeure constante lorsqu'elle est calculée à l'aide du diamètre résiduel.

L'effet de la corrosion sur la ductilité des armatures a été étudié par Du et al (2005), un total de 108 éprouvettes en acier ont été testées, y compris 78 barres nues et 30 barres intégrées dans des cylindres en béton. Une corrosion accélérée avec l'imposition d'un courant électrique a été appliquée sur 81 barres, plus une corrosion simulée sur 3 autres barres induite mécaniquement

avec l'enlèvement des parties partielles de la section d'acier. Le reste des échantillons ont été utilisés comme témoins. Après la mise en traction des barres, les résultats expérimentaux ont indiqué que la corrosion affecte légèrement le module élastique, par contre elle réduit considérablement la ductilité des barres corrodées. D'après l'auteur, cette réduction résulte de la répartition non uniforme de la corrosion, ce qui induit à une distribution non uniforme de la perte de section le long de la barre, par conséquent, la ductilité et l'allongement sont réduits dans les zones affectées. De plus, la ductilité des barres incorporées dans le béton a été diminuée plus significativement que celle des barres nues. Enfin, d'après l'analyse des résultats, les auteurs ont conclu que la ductilité des barres corrodées est principalement fonction de la qualité de corrosion plutôt que du type et du diamètre des barres.

Une autre étude sur la ductilité des barres corrodées a été menée par Apostolopoulos et al (2008), des échantillons en acier ont été testés. Les barres utilisées dans le test ont un diamètre de 10mm et une longueur de 250mm. Ces barres ont été corrodées avec la méthode de brouillard salin sous différentes périodes de 10, 20, 30, 40 et 60 jours. Pour chaque période de corrosion accélérée, 5 échantillons ont été testés en traction. Après comparaison entre le comportement des barres corrodées par rapport aux barres non corrodées, les résultats ont révélé une réduction significative de la ductilité des barres corrodées. Pour les expositions salines de plus de 20 jours, l'allongement à la rupture diminue de 14%, pour une diminution de 0,12mm de la section d'acier. Au 60 jours, la perte de masse des barres corrodées est d'environ 11% par rapport à la masse des barres non corrodées.

Dans une étude antérieure, Apostolopoulos et al (2006) ont constaté que les barres soumises à une corrosion par pique peuvent souffrir d'une perte de résistance relativement faible, mais d'une perte significative de la ductilité, liée principalement à la variabilité de l'attaque sur toute la longueur de la barre.

Ou et al (2016) ont étudié la différence entre le comportement des armatures d'acier naturellement et artificiellement corrodées, des essais de traction ont été réalisés sur deux types des barres, celles extraites d'un bâtiment résidentiel situé dans le littoral du nord de Taiwan (construit en 1970), et des barres corrodées artificiellement par l'imposition de courant électrique. Le taux de corrosion pour les barres retirées de bâtiment est de 28.7%. Après l'analyse des résultats, les auteurs ont

constaté que, pour les deux types de corrosion, la capacité portante et la déformation diminuent avec l'augmentation de la corrosion. Enfin, des facteurs de réduction ont été proposés, reliant les comportements en traction à la perte de masse des armatures corrodées sous corrosion naturelle ou artificielle.

En outre, l'influence de taux de corrosion et sa morphologie sur les propriétés mécaniques des armatures a été étudié par Zhu et al (2017). Deux séries de tests ont été réalisées, la première comporte des barres en acier extraites de deux poutres en béton armé, exposées à un environnement riche en chlorure pendant 26 ans et 28 ans. La deuxième série comporte des barres avec des pertes de masse variable, induites mécaniquement par des prélèvements partiels de la section d'acier, et ceci afin de simuler les différents scénarios possibles de corrosion notamment, la corrosion uniforme, la corrosion sur deux côtés, la corrosion sur un seul côté. Ensuite, les barres sont testées en traction jusqu'à la rupture. Pour la première série, les résultats ont montré que la capacité portante des barres corrodées a été considérablement diminuée, par rapport aux poutres non corrodées. De plus, une dégradation importante de la ductilité a été constatée suivie par une réduction de l'allongement total, le mode de rupture a été changé de rupture ductile à une rupture fragile. Pour la deuxième série, le taux de corrosion varié de 0 à 50%, les résultats ont montré que la capacité portante des armatures dépend principalement de taux de corrosion, tandis que l'allongement à la rupture dépend à la fois de taux de corrosion et de sa morphologie.

- **la perte de masse (la loi de Faraday):**

La loi de Faraday est utilisée pour déterminer la durée de vie d'une structure en béton armé soumise à la corrosion. En effet, le taux de corrosion d'un métal se traduit par une perte de masse selon l'équation (III-1) suivante :

$$\frac{m}{tA} = \frac{iM}{zF} \dots\dots\dots(III-1)$$

Avec :

A : la surface du métal

M : la masse atomique du métal (M=55.9 g /mol)

i : la densité du courant (μA/cm²)

t : temps (s)

z : le nombre d'électrons de valence

F : le constant de Faraday (96500C/mole)

III.1.3 Effet de la corrosion sur le béton d'enrobage :

La formation des produits de corrosion entraîne une pression sur le béton environnant, au fur et à mesure, cette pression augmente suite à l'augmentation de volume de ces produits. Des fissures longitudinales, parallèles aux armatures se développent, en préalable à l'interface acier/béton, ensuite elles se propagent vers l'extérieur. La largeur de ces fissures est fonction de la pression engendrée par les produits de corrosion, or plus la pression augmente, plus la largeur augmente, qui se termine dans des plusieurs cas par un éclatement du béton d'enrobage.

Pour bien comprendre le mécanisme d'expansion due à la corrosion, Munoz et al (2007) ont considéré que l'armature peut être représentée par un simple cylindre de rayon initial r_0 , incorporé dans une pièce du béton d'épaisseur C , et corrodée sur une longueur L (figure III-1). Quand la corrosion se progresse, les produits développés occupent un volume supplémentaire Δr_{ref} autour de l'armature, il en résulte un volume supérieur au volume initial $\Delta r_{ref} + r_0$.

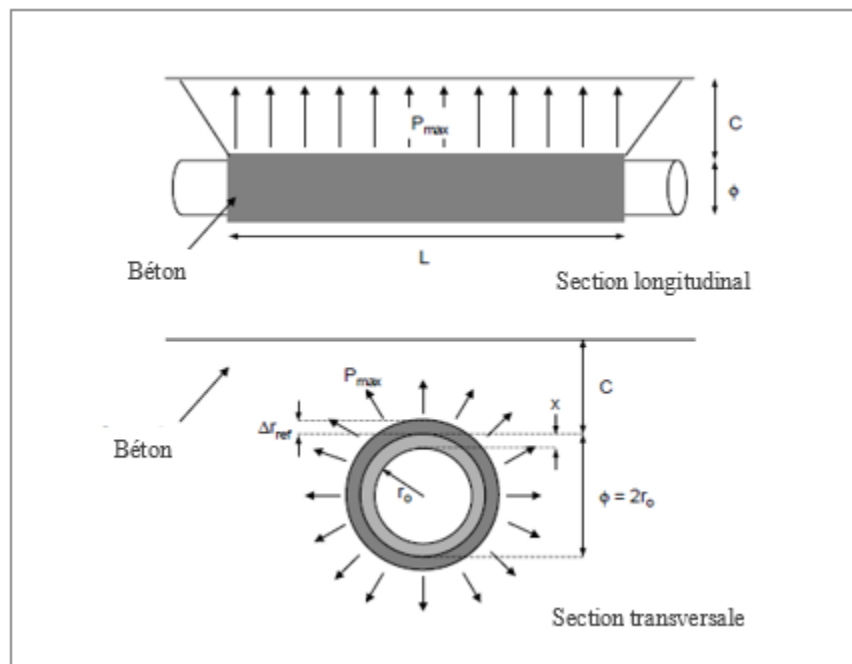


Figure (III-1) : Mécanisme de fissuration du béton due à la corrosion des armatures, Munoz et al (2007).

Plusieurs recherches expérimentales et théoriques ont été accomplies sur le mécanisme de fissuration du béton dû à l'expansion des produits de corrosion. Liu et al (1998) ont considéré que la fissuration ne se produise pas, sauf après le remplissage des espaces vides autour de l'acier par les produits de corrosion. Ensuite, ils ont proposé un modèle avec trois phases de fissuration du béton due à la corrosion à savoir :

- Une période d'expansion libre : après la dépassivation de l'acier, les produits de corrosion remplissent dans un premier temps, les vides poreux autour de l'acier. Dans cette étape, la formation des produits de corrosion ne crée pas des contraintes supplémentaires dans le béton environnant, et l'augmentation du volume est compensée par le remplissage des vides. La validité de cette théorie a été vérifiée ultérieurement par plusieurs chercheurs [Asami et al (2003), Michel et al (2011), Zhao et al (2012)]. Dont ils ont constaté que les produits de corrosion sont pénétrés dans la zone du béton autour de l'armature, cette zone est appelée zone de logement de corrosion (corrosion accommodating region) ou la pâte de corrosion (corrosion-filled paste).
- Une période d'amorçage de contrainte : au cours de temps, l'augmentation supplémentaire des produits de corrosion entraîne une pression expansive, cette pression crée des contraintes supplémentaires dans le béton environnant.
- Une période de fissuration du béton : Lorsque la contrainte développée par les produits de corrosion dépasse la contrainte de traction interne du béton, des fissures se déclenchent de l'intérieur vers l'extérieur du béton.

Cependant, dans une étude récente, Zhao et al (2013) ont remarqué que la pénétration des produits de corrosion dans la zone poreuse du béton, et la formation d'une couche de corrosion à l'interface acier / béton peuvent se faire simultanément. Ces résultats affirment que le modèle proposé par Liu et al (1998) n'est pas précis. Un autre modèle en deux étapes au lieu du modèle en trois étapes a été proposé :

Phase 1 : après la dépassivation de l'acier, une partie de produits de corrosion s'accumule dans l'interface acier/béton pour former une couche de corrosion, le reste se pénètre dans les vides du béton environnant autour de l'acier pour former la pâte de corrosion.

Phase 2 : au cours de temps, le développement de la pâte de corrosion s'arrête, et tous les produits de corrosion s'accumulent dans l'interface acier / béton. Seule l'épaisseur de la couche de corrosion qui se progresse, jusqu'à ce que la surface du béton avironnant fissure.

III.1.4 Effet de la corrosion sur l'adhérence entre l'acier et le béton :

L'adhérence acier/béton est un facteur essentiel pour assurer une meilleure performance de ces deux matériaux. En fait, lorsqu'une charge externe s'applique à un élément en béton armé, un transfert de charge se produit entre le béton et les armatures afin de mieux résister aux forces de compression et de traction. Ce phénomène est influencé par de nombreux paramètres, notamment :

- Les propriétés des armatures d'acier : le type, la forme et le diamètre des barres d'armatures, et la disponibilité des étriers.
- Les propriétés du béton : la profondeur du béton d'enrobage, la résistance en compression et en traction du béton.
- Les facteurs environnementaux : la corrosion et la température, Elbusaefi (2014).

Dans un béton sain, l'adhérence acier/béton est composée de trois mécanismes essentiels [ACI 408 (2003)] :

- L'adhérence chimique : c'est la liaison chimique qui permette le glissement entre le béton et les armatures pour une faible charge.
- Le frottement : pour les barres lisses, la force de frottement joue un rôle très important entre le béton et les armatures.
- L'adhérence mécanique : pour les barres rugées, la liaison mécanique devient plus significative avec l'augmentation de la charge.

Dans le cas de corrosion des armatures, l'augmentation de volume des produits de corrosion entraîne une pression d'éclatement entre les armatures et le béton d'enrobage, cela conduit dans un premier temps à perdre les mécanismes d'adhérence chimique et physique (frottement). Des réseaux de fissures longitudinales se développent, et qui finissent pour un taux de corrosion avancée, par une rupture de liaison entre l'acier et le béton.

Cependant, dans le cas d'une attaque par la corrosion, le mécanisme d'adhérence passe par plusieurs phases, d'après la littérature, Al-Sulaimani et al (1990), Almusallem et al (1996), Coronelli et al (2002), trois phases essentielles sont distinguées (figure III-2) :

- Préalablement, les produits développés ont tendance à améliorer l'adhérence. En effet, avec un faible taux de corrosion, la rouille augmente le mécanisme de frottement en augmentant la rugosité des barres d'acier, par la formation d'une couche fine stable et adhérente.
- Au fur et à mesure, des fissures longitudinales se produisent, à cause de l'augmentation de volume de rouille. Dans ce cas, le confinement des barres d'acier et l'adhérence acier/béton se dégradent progressivement avec l'ouverture des fissures, jusqu'à une valeur très importante (perdre de l'adhérence chimique).
- Avec le temps, la corrosion se propage le long des armatures, la dégradation de l'adhérence se continue jusqu'à un niveau critique. À partir de ce stade, la pression développée par les rouilles devient une contrainte résiduelle, qui n'a plus d'effet sur la dégradation de l'adhérence acier/béton (perdre de l'adhérence mécanique).

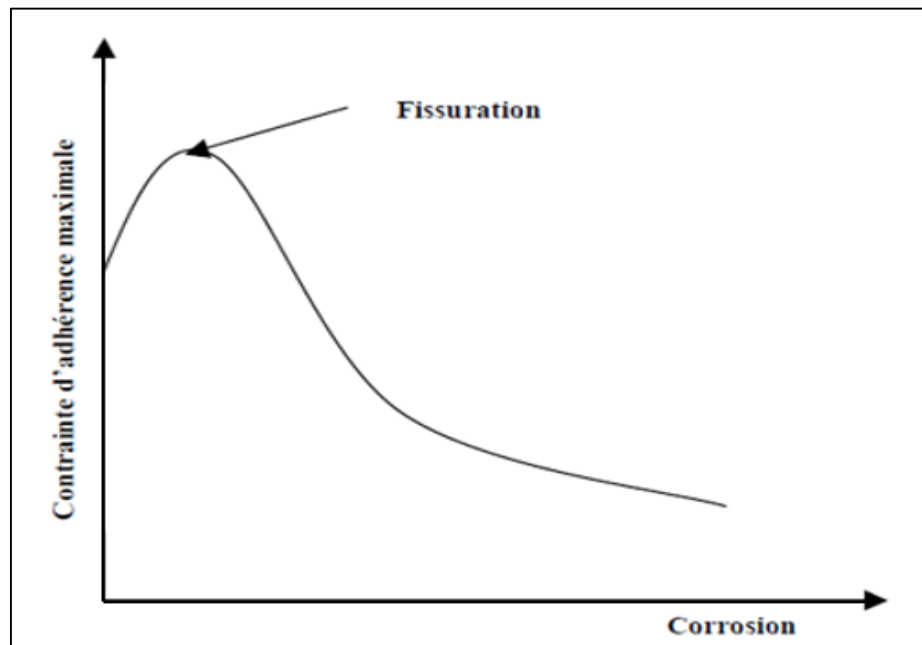


Figure (III-2) : Variation de l'adhérence acier/béton en fonction de taux de corrosion, Dekoster (2003).

Afin d'étudier expérimentalement l'état de l'adhérence acier/béton, plusieurs tests ont été développés, les plus utilisés sont l'essai d'arrachement (le pull out test), et l'essai de flexion.

Pour mieux comprendre l'effet de corrosion sur l'adhérence acier/béton, Almusallam et al (1996) ont réalisé des essais d'arrachement sur des échantillons en béton de (152×254×279mm) renforcés avec des barres de 12mm. Pour accélérer le processus de corrosion, un courant électrique de 0.4A a été appliqué. Les résultats ont montré une augmentation de l'adhérence pour un faible taux de corrosion (0-4%), cette amélioration est due à l'augmentation de la rugosité des barres en raison de la formation des rouilles. Pour un taux de corrosion de 4% à 6%, une chute importante de l'adhérence provoquée par la fissuration du béton d'enrobage a été enregistrée. Pour un taux de corrosion de 6%, une rupture de liaison acier/béton a été constatée. L'adhérence a été diminuée de 35% pour un taux de corrosion de 8%. Pour les taux de corrosion au-delà de 6%, l'adhérence maximale n'a pas varié, même jusqu'à 80% de corrosion.

En outre, dans le but d'évaluer l'effet des étriers et le type des barres sur le comportement d'adhérence acier/béton, Fang et al (2004) ont réalisé des essais expérimentaux sur 40 éprouvettes en béton armé. Des barres en acier lisses et rugées avec une section de (20×420mm) ont été utilisées, chaque barre a été incorporée dans une pièce de béton de (140×140×180mm). Deux étriers de 6mm ont été utilisés avec un espacement de 40mm. La surface de contact entre le béton et l'acier était de 80mm. Pour accélérer la corrosion des armatures, les éprouvettes ont été immergées dans une solution de NaCl pendant 3 jours, ensuite, un courant électrique a été appliqué pour des périodes différentes, le taux de corrosion a été varié de 0% à 9%. Les éprouvettes ont été testées par l'essai d'arrachement. Les résultats expérimentaux ont montré que ; pour les barres rugées, la corrosion n'a pas d'influence sur l'adhérence pour les éprouvettes avec étriers, tandis qu'elle est très sensible au niveau de corrosion pour les éprouvettes sans étriers. Pour les barres lisses avec étriers, une augmentation de l'adhérence acier/béton a été remarquée même à un niveau de corrosion supérieur à 5% (l'adhérence pour un niveau de corrosion de 5,2% est d'environ 20% supérieure à celle d'un niveau de corrosion de 3%). En revanche, le même comportement a été observé pour les éprouvettes lisses sans étriers, mais jusqu'à un taux de corrosion de 4%. Enfin, une conclusion générale a été obtenue, les étriers jouent un rôle très important dans l'adhérence acier/béton. Cette conclusion a été confirmée ultérieurement par Hanjari et al (2011).

L'effet des produits de corrosion sur l'adhérence acier béton a été étudié par Kearsley et (2013), des échantillons cylindriques en béton contenant le même type des barres d'acier ont été utilisés. Les barres ont été corrodées à de faibles et hauts niveaux de corrosion. Des essais d'arrachement ont été réalisés sur les échantillons. Les résultats ont montré une augmentation de 20% de l'adhérence pour un faible taux de corrosion (inférieure à 2%), cette augmentation est liée principalement à la formation d'une couche de rouille bien adhérente autour des barres. Pour des niveaux supérieurs à 4%, l'adhérence est inférieure à celle des échantillons témoins. Lorsque les barres ont été retirées des échantillons de béton, les auteurs ont noté que la corrosion a commencé à la section des nervures des barres.

III.I.5 Effet de la corrosion sur le comportement mécanique des poutres en béton armé :

Quand la corrosion devient active, elle n'affecte pas seulement les propriétés mécaniques des armatures, mais elle entraîne aussi une altération des différentes propriétés mécaniques de toute la structure sous diverses façons. Tout d'abord, la pression exercée par les produits de corrosion provoque des fissurations dans le béton d'enrobage, ces fissures favorisent la pénétration des agents agressifs, et accélère le processus de corrosion. De plus, l'adhérence acier/béton se dégrade fortement suite à l'accumulation des produits de corrosion, et de la fissuration longitudinale. Par conséquent, le comportement de l'élément corrodé se dégrade par la diminution de sa capacité portante et de sa rigidité. Cependant, ces altérations peuvent agir individuellement ou en combinaison, ce qui résulte dans les cas le plus graves des problèmes de sécurité importante.

Le comportement mécanique des structures en béton armé a été discuté par de nombreux chercheurs, Torres-Acosta et al (2007) ont proposé un modèle de comportement triphasique pour les éléments en béton armé exposés à un environnement corrosif, le principe est basé sur la relation entre la capacité portante de la structure et sa durée de vie. Ce modèle de comportement est schématisé dans la figure (III-3), avec :

- Phase T1 : commence dès le collage de l'élément, jusqu'à l'amorçage par la corrosion.
- Phase T2 : commence à partir de l'amorçage de la corrosion, jusqu'à l'apparition de première fissure avec une largeur inférieure à 0.1mm.
- Phase T_{RL} : (time limite for repairs) commence quand la dégradation devient visible, jusqu'à un niveau critique définit par les codes de calcul.

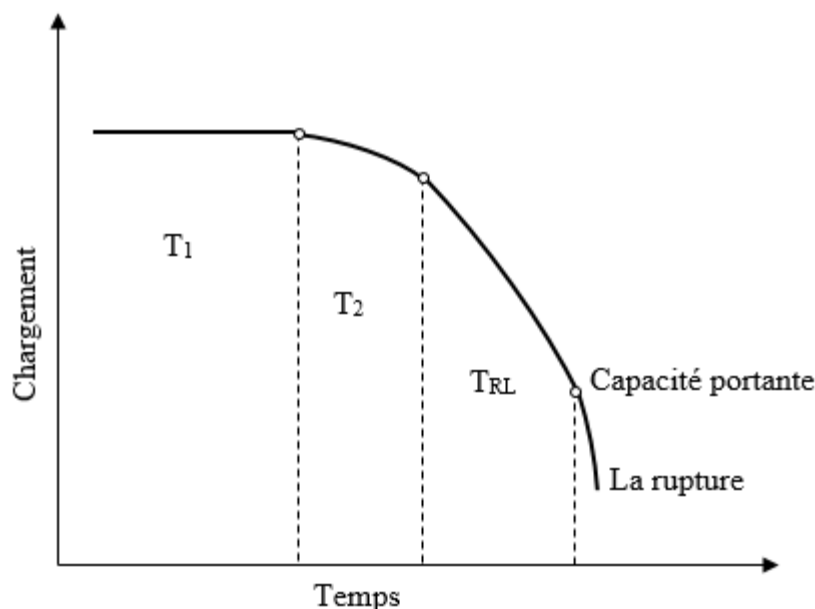


Figure (III-3): Comportement mécanique des structures en béton armé exposé en milieu salin
Torres-Acosta et al (2007)

Dans le même travail, Torres-Acosta et al (2007) ont réalisé une étude expérimentale sur la capacité de flexion des poutres en béton armé corrodées, 12 poutres de $(100 \times 150 \times 1500)$ renforcées avec des barres de 10 mm ont été réalisées. Des ions chlorure ont été ajoutés lors de gâchage avec une concentration de 3% en poids de ciment. La corrosion a été accélérée par l'imposition d'un courant électrique de $80 \mu\text{A} / \text{cm}^2$ sous différentes périodes de 40, 80 et 200 jours, et cela pour atteindre des niveaux de corrosion de 5, 10 et 15% respectivement. Les résultats expérimentaux ont montré que la profondeur maximale de corrosion joue un rôle important dans la performance en flexion des poutres corrodées. En fait, une perte de 0.06 et 0.2 (le rapport entre la pénétration moyenne de la corrosion et le diamètre initial d'armature r_0) a diminué la capacité de flexion des poutres corrodées de 30% à 40% par rapport aux poutres saines. Cette réduction peut atteindre jusqu'à 60% pour une corrosion profonde. D'après les auteurs, la diminution de la capacité de flexion est due principalement à la formation des piqûres sur la surface des armatures.

En outre, la ductilité des poutres corrodées semble aussi affectée par la corrosion, Mangat et al (1999) ont montré expérimentalement que la corrosion peut réduire la flèche des poutres en béton armé de 13mm à 3mm pour un degré de corrosion de 10%.

Dans une étude menée par Yuan et al (2007) sur des poutres en béton armé corrodées, les auteurs ont remarqué que la corrosion des barres peut détériorer significativement la capacité portante et la ductilité. En outre, un changement dans le mode de rupture a été constaté, de rupture ductile à une rupture fragile.

Zhu et al (2013) ont fait des études expérimentales sur l'effet de la corrosion sur le comportement mécanique des poutres en béton armé fortement corrodées. Deux poutres à courte portée obtenues à partir d'une poutre originale de (3000×280×150) ont été utilisées. Cette poutre appartient à un programme de recherche à long terme réalisé depuis 1984, puis stockée dans un environnement de chlorure sous charge de service afin de mieux comprendre le comportement en service des structures corrodées. La poutre est testée en flexion avec une autre utilisée comme témoin. Ces deux poutres sont ensuite coupées en deux par sciage puis testées directement en flexion après avoir retiré les sections intermédiaires des poutres originales. Les résultats ont montré une réduction de plus de 50% dans la ductilité des barres, cette perte a entraîné une perte de ductilité des poutres corrodées. De plus, un changement dans le mode de rupture a été remarqué, de rupture par cisaillement pour les poutres témoins à une rupture par flexion pour les poutres corrodées. Ce changement est démontré par le fait que la réduction de la section transversale de l'armature a un effet plus important sur la capacité de flexion que sur la capacité de cisaillement. Cependant, avec une corrosion avancée, la capacité de flexion a été réduite plus que la capacité de cisaillement, de façon que le mode de rupture passe à une rupture par flexion pure.

Dasar et al (2017) ont étudié la réduction de la performance des poutres en béton armé exposées 40 ans à un environnement naturel corrosif. Deux poutres ont été utilisées, de dimensions (2400×150×300mm) et renforcées par trois barres 13mm dans la partie tendue, et deux barres de 6 dans la partie comprimée. Ces poutres ont été testées en flexion quatre points, ensuite, les armatures corrodées ont été extraites des poutres puis nettoyées. Les résultats montrent que chaque 1% de perte de section d'acier correspond à une perte d'allongement de 2.5%, et une perte de résistance de 1.3%, et une perte de 0.9% de la capacité portante des poutres corrodées.

III.I.6 Conclusion :

La revue de la littérature a permis de faire un bilan complet sur les connaissances actuelles en matière de corrosion et ses effets sur les armatures, sur le béton environnant et sur le comportement mécanique des éléments en béton armé. En effet, la corrosion a suscité beaucoup d'intérêt durant les dernières décennies, les informations sur ce sujet sont vastes. Tout d'abord, la corrosion affecte les armatures de renforcement par la modification de ses propriétés notamment sa résistance en traction, sa ductilité et son allongement à la rupture. Ensuite, l'infection se propage vers le béton environnant, par la création des fissures longitudinales, parallèle aux armatures. La présence de ces fissures augmente le taux de corrosion en formant des chemins privilégiés aux ions chlorures. L'adhérence acier/béton semble aussi affectée par la corrosion suite à l'accumulation des rouilles et de la fissuration longitudinale. Par conséquent, le comportement global de l'élément corrodé se dégrade progressivement par la réduction de sa durabilité, sa capacité portante et sa rigidité.

Partie III.II : Relation entre la fissuration et la corrosion :

III.II.1 Introduction :

En réalité, les éléments en béton armé ne sont jamais exempts des défauts initiaux lors de calcul et de conception, et des défauts tardifs proviennent des milieux extérieurs et des contraintes mécaniques appliquées, ces désordres se traduisent généralement par des fissures. Dans le premier cas, les fissures peuvent être produites à la phase du dimensionnement de l'ouvrage, les causes de dégradation le plus connues sont le mauvais dimensionnement de l'ouvrage, et l'utilisation des codes de calcul erronés. Également, les fissures peuvent être produites dans la phase d'exécution à la suite d'une mauvaise disposition des armatures ou l'utilisation des armatures non conformes, à des défauts d'enrobage, à un béton mal dosé, et à des défauts de vibration...etc. Un autre aspect qui doit être également considéré, concerne la modification des conditions d'exploitation ou d'utilisation des ouvrages, en effet, il arrive parfois à sous-estimer les charges accidentelles ou de permuter la destination initiale de l'ouvrage, dans les deux cas, des charges supplémentaires peuvent être induites supérieures à celles dans le calcul. La surcharge d'exploitation et les contraintes mécaniques induites par le chargement appliqué, sur le long terme, constituent la cause principale de la fissuration. Par ailleurs, selon l'Eurocode 2 « La fissuration est normale dans les structures en béton armé soumises à des sollicitations de flexion, d'effort tranchant, de torsion ou de traction résultant soit d'un chargement direct, soit de déformations gênées ou imposées ». Les fissures traitées ci-après sont celles de la zone de traction en raison de l'application des charges de flexion sur les éléments étudiés.

Dans les cas normaux des constructions en service, les fissurations peuvent provoquer des altérations d'ordre mécaniques (altération de rigidité, formation d'articulations non désirées...etc.) et esthétiques (altération d'étanchéité). Ainsi, dans les milieux agressifs, les fissurations jouent un rôle très important dans la cinétique de corrosion, sa présence favorise la pénétration des ions chlorures en formant des chemins privilégiés, en d'autres termes, sa présence influe directement sur la vitesse de corrosion des armatures. Plusieurs hypothèses ont été évoquées concernant la relation entre la préfissuration et la corrosion, mais les résultats sont confondus. La difficulté pour ce problème est la diversité des paramètres, notamment la qualité du béton, et sa perméabilité, l'épaisseur du béton d'enrobage, les propriétés des fissures...etc. Un autre facteur qui influe sur

les résultats est le protocole expérimental pour créer la corrosion en laboratoire, qui diffère d'une expérience à une autre (corrosion accélérée par courant électrique, brouillard salin...etc.).

Pour bien comprendre la relation entre les fissures préexistantes et la corrosion, la prochaine partie est consacrée aux effets des fissurations sur le comportement des éléments en béton armé sains, sur le comportement des éléments en béton corrodés, ainsi que les facteurs principaux qui aggravent la situation.

III.II.2 Effets de la fissuration sur le comportement des poutres en béton armé :

Les fissurations ont des conséquences néfastes sur la durabilité et sur la performance mécanique de l'élément fissuré, notamment sur sa perméabilité, sa rigidité, sa résistance en cisaillement et sa capacité portante. Plusieurs chercheurs ont intéressé au problème de fissuration et ses effets sur le béton. Aldea et (1999) ont étudié la relation entre la fissuration et la perméabilité à l'eau des différents matériaux (pâte de ciment, mortier, béton ordinaire et béton à hautes performances). Pour chaque type de matériau, 18 échantillons ont été utilisés. Les fissures ont été réalisées par un essai avec contrôle par rétroaction, l'ouverture de fissure a été variée de 0, 50, 100, 140, 170, 200, 250, 300, 350 microns. La perméabilité à l'eau a été réalisée par un essai à base de pression. Les résultats ont montré que, pour une ouverture de fissure plus de 100 micromètres, le béton ordinaire présente le coefficient de perméabilité le plus élevé. De plus, l'épaisseur de l'échantillon a peu d'influence sur la perméabilité. Une conclusion générale a été retirée, la perméabilité du matériau fissuré augmente de façon significative avec l'augmentation de l'ouverture de fissure.

Pimanmas et al (2001) ont réalisé des études expérimentales sur les effets de la préfissuration sur la résistance en cisaillement des poutres en béton armé, un total de 4 poutres avec les mêmes dimensions de (250× 350 × 2500 mm) ont été testées. Deux méthodes ont été utilisées pour réaliser la préfissuration ; la charge de traction directe et la charge de flexion inversée. La flexion inversée a été réalisée en deux étapes, un chargement initial en flexion pour provoquer des fissures verticales dans la partie tendue, les poutres ont été ensuite inversées et rechargées afin de permettre aux fissures de pénétrer dans toute la section. Le test au cisaillement a été réalisé par un essai de flexion trois-points. Les résultats expérimentaux ont montré une différence significative de comportement en cisaillement des poutres préfissurées par rapport aux poutres non fissurées. En fait, la préfissuration a augmenté la résistance en cisaillement et la capacité portante des poutres. D'après les auteurs, la préfissuration a retardé la rupture par cisaillement en bloquant la

propagation des fissures diagonales, la cause principale de ce phénomène est la largeur des pré-fissurations.

III.II.3 Effet de la fissuration sur la cinétique de corrosion :

En milieu salin, les fissures donnent un accès privilégié aux ions chlorures, à l'humidité et à l'oxygène. Plusieurs auteurs ont étudié l'effet de la fissuration sur le processus de corrosion, la plupart de ces études ont montré que les fissures raccourcissent la phase d'initiation. En effet, Coppola et al (1996) et François et al (2012) ont constaté une initiation instantanée de la corrosion au niveau des fissures. Ce phénomène est expliqué par le fait que la pénétration des chlorures est retardée dans un premier temps dans les fissures, dont l'ouverture est inférieure à l'ouverture critique. Cependant, lorsque le taux des chlorures dans le fond des fissures atteint un seuil critique, le processus de corrosion commence très rapidement, quelle que soit l'ouverture des fissures. Bien que, plusieurs études [Tremper et al (1947). Coppola et al (1996), Mohammed et al (2003), Kishimoto (2010)] ont montré que la corrosion se produit à proximité de fissures, et elle se propage sur quelques millimètres le long de la barre à partir de point d'intersection avec la fissure (figure III-4). En revanche, l'influence des fissures sur la propagation de la corrosion est toujours un sujet de contradiction, d'après l'analyse des résultats de la littérature, deux points sont distingués ;

- À court terme : [Atimtay et al (1974), Misra et al (1991), Mohammed et al (2003)] d'après des essais expérimentaux à court terme sur des échantillons en béton armé préfissurés est corrodés en milieu salin, ces auteurs ont observé que les fissures ont une influence faible sur la propagation de la corrosion.
- À long terme [François et al (1999), Mohammed et al (2001)] : ces auteurs ont observé que les fissures n'ont aucune influence sur la propagation de la corrosion.

Malgré l'absence des données détaillées dans la littérature sur la propagation de la corrosion dans un béton fissuré, les études ont généralement indiqué un effet faible, voire négligeable, des fissures au cours de temps.

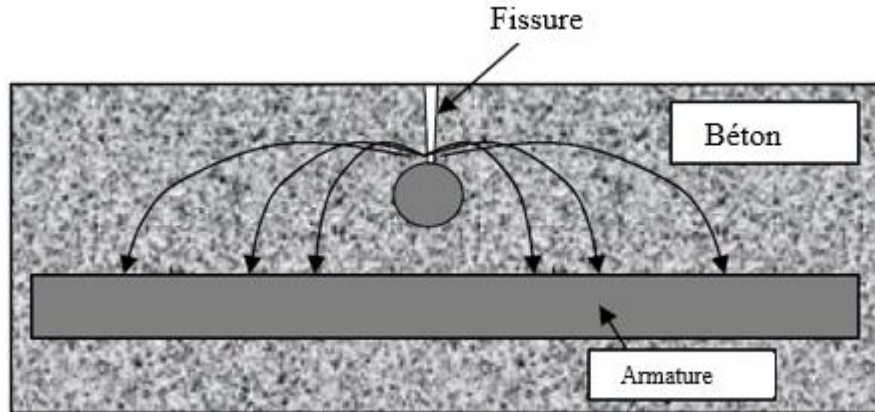


Figure (III-4) : Processus de propagation de corrosion autour de fissure, William (2009).

François et al (1994) ont proposé un modèle de corrosion pour les bétons fissurés, ce modèle comporte quatre phases (Figure III-5) :

- Une période d'incubation : les ions chlorures pénètrent de façon préférentielle à travers les fissures, jusqu'à les armatures.
- Une période d'initiation : elle commence lorsque la concentration des Cl^- au niveau des armatures atteint un seuil critique (environ 0,4% par masse de ciment),
- Une période d'induction : les produits de corrosion remplissent le fond de fissure et réduisent considérablement le taux de corrosion (formation des bouchons de corrosion).
- Une période de propagation : au cours de temps, le développement de volume de rouille peut conduire à la formation des fissures, étroites dans un premier temps, ensuite elles s'élargissent et s'interconnectent progressivement le long de la barre.

Ultérieurement, François et al (2012) ont étudié l'effet des fissures préexistantes sur le mécanisme de corrosion, 25 échantillons des anneaux de mortier renforcés ont été utilisés. Les fissures ont été contrôlées en imposant une contrainte expansive sur le noyau des anneaux. Les échantillons ont été ensuite soumis à des cycles humidification/séchage en milieu salin pour accélérer la corrosion. Les résultats ont montré que la corrosion démarre rapidement dans les zones fissurées même avec une ouverture inférieure à $40\mu\text{m}$. Par contre, aucune corrosion n'a été observée sur les échantillons non fissurés. À long terme, les fissures de corrosion ont été apparues dans les zones préfissurées, ce qui a été expliqué par l'accès plus facile aux chlorures au sein de l'échantillon.

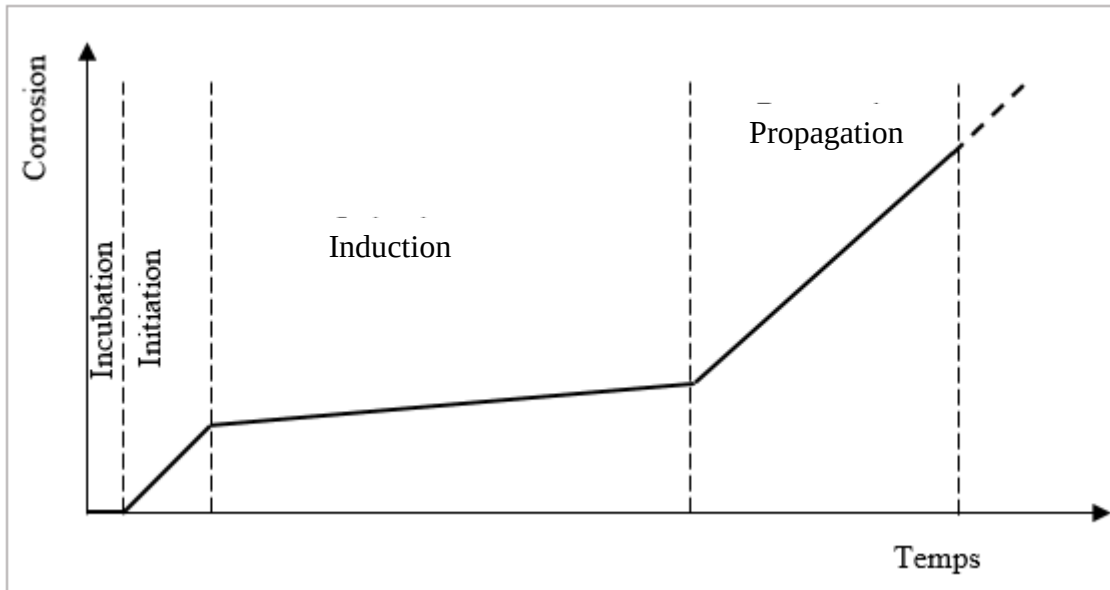


Figure (III-5) : Processus de corrosion dans un béton fissuré, François et al (1994).

III.II.4 Facteurs affectant la vitesse de corrosion dans un béton fissuré :

Il semble que la présence des fissures conduit à une pénétration plus rapide des ions chlorure, ce qui conduit à une initiation plus rapide de la corrosion. La pénétration des chlorures dans le béton est influencée par plusieurs paramètres, notamment, la perméabilité du béton, le rapport E/C, le type de ciment, les fissures...etc. Dans ce qui suit, nous nous intéressons seulement aux effets des fissures sur la pénétration des chlorures. En effet, six paramètres essentiels sont distingués dans la littérature :

- L'ouverture des fissures.
- La fréquence des fissures.
- L'espacement des fissures.
- L'orientation des fissures.
- La profondeur des fissures.
- La cicatrization des fissures.

III.II.4.1 L'ouverture des fissures :

La largeur des fissures est considérée comme un facteur déterminant de la durabilité des structures en béton armé. Bien que, depuis très longtemps, les chercheurs ont essayé de définir une largeur

critique par laquelle la fissure ne contribue pas au développement de la corrosion, mais aucun seuil critique n'a été décrit. À titre d'exemple, l'Eurocode 2 recommande une valeur admissible de 0.3mm pour les environnements agressifs, le comité ACI 224 (2007) conseille une largeur maximum de 0.15mm. En général, cette valeur est comprise entre 0.1 et 0.5mm dans la littérature. Le travail de Francois et al (1999) a résumé la relation entre l'ouverture de fissure et le développement de la corrosion sur des poutres en béton armé de dimension 150x280x3000 mm exposées en milieu salin. Différentes périodes d'exposition ont été testées, 3mois, 6mois, 1an, 5ans, 6ans, 7ans, 11ans et 12ans. Dans le but de fournir une meilleure représentation des conditions réelles des structures en exploitation, les poutres ont été chargées en flexion trois-points et exposées simultanément à des cycles humidification séchage. Après l'analyse des résultats, les auteurs ont constaté une apparition des fissures longitudinales après 6 ans d'exposition pour les poutres ayant une largeur des fissures de 0.05 à 0.25m. Par contre, aucune trace des fissures longitudinales n'a été signalée au niveau des poutres ayant une largeur de 0.05 à 0.5mm. Cette constatation a permis aux auteurs de conclure que la largeur des fissures n'est pas d'influence sur le développement de la corrosion ou sur les fissures elles-mêmes, pour les largeurs inférieures à 0,5mm. En outre, ils ont constaté que la charge appliquée joue un rôle important sur la pénétration des agents agressifs et sur la corrosion, en fait, la contrainte de chargement provoque une augmentation de taux de pénétration des chlorures en raison de l'endommagement de l'interface pâte/granulat, ainsi, il encourage le développement de la corrosion sur l'armature en raison de l'endommagement de l'interface béton/d'acier.

Marsavina et al (2009) ont aussi constaté que la largeur n'est pas d'influence sur le développement de la corrosion, pour des largeurs comprises entre 0.2 et 0.5mm.

Par ailleurs, pour une largeur importante des fissurations, Scott et (2007) ont remarqué que le taux de corrosion augmente de 75% pour une augmentation de 0.2 à 0.7mm de la largeur. Ce résultat a été confirmé par Otieno et al (2009) dont ils ont constaté que le taux de corrosion augmente avec l'augmentation de la largeur des fissures.

Plus récemment, Li et al (2017) ont étudié expérimentalement l'effet de l'ouverture des fissures sur la corrosion des armatures. Des éprouvettes prismatiques en béton armé des dimensions (100 x 100 x 400 mm) ont été utilisées, une seule fissure a été réalisée dans la moitié de chaque éprouvette, la largeur de fissure variée de 0.2, 0.3, 0.4 et 0.5mm. Les éprouvettes ont été ensuite

exposées à une solution saline de NaCl de concentration variable (0,6%, 1,2%, 2,1%, 3,0% et 6,0%). Afin de contrôler le taux de corrosion, 51 mesures de potentiel de corrosion ont été effectuées pendant 654 jours. Les résultats ont montré qu'une augmentation de la largeur de fissure entraîne une augmentation de la vitesse de corrosion, le taux de corrosion pour une fissure de 0.2mm est inférieur pour un taux de corrosion pour une fissure de 0.3mm ainsi respectivement. Une largeur limite de fissure de 0.2mm et une valeur limite de concentration en chlorure ont été suggérées pour diminuer le taux de corrosion. En conséquence, afin de prédire le taux de corrosion dans un élément fissuré, un modèle empirique reliant la largeur de fissure et la concentration en chlorure a été proposé.

III.II.4.2 La fréquence des fissures :

Défini comme le nombre des fissures dans une longueur spécifique, ce paramètre est considéré comme un facteur important sur la pénétration des chlorures dans un béton fissuré. Cependant, peu d'études concernant la fréquence des fissures sont trouvées dans la littérature. Arya et al (1996) ont réalisé des tests expérimentaux dont la fréquence des fissures a été prise comme paramètre essentiel, 28 poutres en béton armé de dimensions (135x 100x1360mm) ont été utilisées. Les poutres ont été fissurées par des cales plastiques lors de collage du béton, le nombre des fissures varié de contenant 0, 1, 4, 8, 12, 16 et 20. Chaque poutre a été renforcée par une barre d'acier inoxydable dans le centre (utilisé comme un contre électrode pour mesurer la densité du courant) et deux barres d'acier de diamètre 8mm. Ensuite, les poutres ont été soumises à des cycles humidification séchage pendant 24mois. Afin de prédire le taux de corrosion, des tests de densité de courant ont été réalisés mensuellement. À la fin des essais, les pertes de masse étaient de 24.9, 9.8, 26.1, 34.6, 54.0, 7.1 μ /cm² pour les nombres de fissure 1, 4, 8, 12, 16 et 20 respectivement. En effet, le premier cas d'une seule fissure a entraîné une corrosion localisée par piqure plus dangereuse à celle de multiples fissures (4 et 8 fissures). Pour les autres cas, plus le nombre des fissures augmente, plus la surface de contact entre les barres d'acier et les chlorures augmente, la seule exception a été remarquée pour un nombre de fissures de 20. À la fin, les auteurs ont conclu que, plus la fréquence de fissures augmente, plus la perte de masse augmente, pour une fréquence normale variée entre 4 et 16 fissures.

III.II.4.3 L'espacement des fissures :

L'influence de ce paramètre sur la vitesse de pénétration des chlorures et sur le taux de corrosion a été étudiée récemment par Bezuidenhout et al (2017), 27 poutres en béton armé de dimensions (150×150×700mm) ont été utilisées. Dans le but d'imposer l'espacement des fissures, des fissures préliminaires ont été réalisées par coupage des entailles dans la face de traction avant le chargement mécanique. Trois cas ont été examinés, une seule entaille centrale, 3 entailles espacées de 50mm, et 5 entailles espacées de 30mm. Les poutres avec une seule entaille ont été ensuite préfissurées en flexion trois points, les autres ont été préfissurées en flexion quatre points. La largeur des fissures après le chargement mécanique était de 0.4mm. Afin d'accélérer le processus de corrosion, des cycles humidification/séchage (14jours/3jours) avec une solution contenant 5% de NaCl ont été réalisés. Des mesures de vitesse de corrosion ont été effectuées sur la face fissurée. Les résultats ont montré que le taux de corrosion pour le cas d'une seule fissure est plus élevé à celle de multiples fissures, cela peut être expliqué par un rapport cathode/anode plus faible. En outre, une relation linéaire a été trouvée entre le courant de corrosion et l'espacement des fissures, plus l'espacement entre les fissures augmente, plus le courant de corrosion augmente.

III.II.4.4 La profondeur des fissures :

L'effet de la profondeur des fissures sur la vitesse de pénétration des chlorures a été montré par Marsavina et al (2009), des cubes en béton de 150mm ont été utilisés. Les fissures ont été effectuées artificiellement par positionnement et enlèvement des tôles minces en cuivre d'épaisseurs 0.2 et 0,3mm, placées dans le béton à une profondeur de 5, 10, 15 ou 20mm. Après le durcissement, des échantillons cylindriques de 50 mm de hauteur et 100 mm de diamètre ont été extraits de chaque cube. Ensuite, un potentiel électrique a été appliqué sur les échantillons afin de forcer la migration des ions chlorures. Après l'analyse des résultats, les auteurs ont constaté que la profondeur de pénétration des chlorures augmente avec l'augmentation de profondeur de fissure, en effet, une pénétration plus élevée a été constatée au niveau des fissures le plus profonde.

III.II.4.5 L'orientation des fissures :

Dans la pratique, deux types des fissures peuvent être distinguées, les fissures transversales, et les fissures longitudinales. Bien que ce dernier type soit peu rencontré dans les structures en béton armé, il est considéré comme extrêmement dangereux sur la corrosion des armatures en raison de

l'accès facile des chlorures, de l'humidité et de l'oxygène le long des armatures. Poursae et al (2008) ont effectué des essais expérimentaux sur des échantillons en béton de dimensions (100×100×500mm), préfissurées premièrement avec une fissure transversale ensuite avec une fissure longitudinale par rapport à la direction des armatures, la largeur des fissures était de 0.1mm. Des cycles humidification séchage ont été réalisés dans le but d'accélérer la vitesse de corrosion. Les résultats ont montré que le taux de corrosion pour les fissures transversales est inférieur par rapport au taux de corrosion des fissures longitudinales. En effet, après 124 semaines d'exposition, la densité de courant de corrosion dans les prismes avec une fissure longitudinale de 0.1mm est proche de 0.025 A/m² comparativement avec une valeur de 0.007A/m² pour une fissure transversale de 0.1mm.

III.II.4.6 La cicatrisation des fissures :

En fonction de l'activité des fissures, deux types peuvent être distinguées, les fissures dormantes et les fissures vivantes. En fait, les fissures dormantes sont des fissures dont la largeur ne varie pas avec le temps, et qui ne présentent pas des risques sur le développement de la corrosion, ces fissures sont produites essentiellement au jeune âge du béton (retrait, fluage), ou après un chargement mécanique temporaire. Les fissures vivantes résultent généralement par un chargement excessif ou par une attaque extérieure (chimique et physique) dont la largeur évolue dans le temps (fonction de chargement, des propriétés du béton et de milieu extérieur), et qui présente des risques sur le développement de la corrosion pour les structures en béton armé.

Cependant, dans les cas normaux des structures en service (un chargement statique dans les normes, absence des effets thermiques et les réactions de dilatation), les résultats des travaux de François et al (1999), François et al (2012) ont montré que les fissures dormantes peuvent être bloquées où colmatées par le phénomène de cicatrisation pour une largeur inférieure à 0.5mm. En pratique, deux mécanismes de cicatrisation peuvent être distingués :

- La formation des bouchons de corrosion.
- L'auto-cicatrisation.

III.II.4.6.1 La formation des bouchons de corrosion :

François et al (1999) ont constaté que les produits de corrosion scellent les zones d'écoulement et le fond des fissures. En fait, dans le cas où la quantité de rouille est insuffisante pour créer une

fissuration secondaire, l'oxyde et l'hydroxyde formés peuvent limiter le processus de corrosion en formant des amoncellements (des bouchons) dans le fond des fissures. Cependant, aucune étude n'est trouvée dans la littérature concerne l'influence des bouchons de corrosion sur la pénétration des chlorures et sur la cinétique de corrosion pour un béton fissuré. .

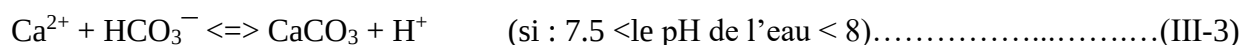
III.II.4.6.2 L'auto-cicatrisation (self-healing):

Dans le travail d'Arya et al (1996) sur la fréquence des fissures, les auteurs ont constaté un taux de corrosion plus faible pour un nombre de fissures de 20, comparativement à celui de 1, 4, 8, 12, 16 fissures, cette différence a été attribuée probablement à l'auto-cicatrisation de certaines fissures. En fait, Arya n'est pas le seul qui a mentionné l'effet de l'auto-cicatrisation des fissures sur la pénétration des chlorures et sur le taux de corrosion. La première constatation de ce phénomène a été faite par Tremper et al (1947) sur des blocs en béton armé exposés en milieu salin pendant 10 ans, la corrosion a été observée sur des courtes distances dans la région des fissures, mais avec un taux très faible à celui de taux espéré. Ultérieurement, Fidjestol et al (1980) ont remarqué un changement de l'état de corrosion des armatures, de corrosion active à une corrosion extrêmement faible ($<10 \mu\text{m} / \text{an}$) sur des poutres en béton armé exposées à un environnement marin. Toutefois, à cette époque, il n'y a pas eu d'explication technique de l'auto-cicatrisation car le phénomène lui-même et les processus chimiques / physiques impliqués ont été mal connus.

Afin de déterminer l'effet de l'auto-cicatrisation des fissures sur la diffusion des ions chlorures dans un béton fissuré, Jacobsen et al (1996) ont effectué des séries de tests sur des échantillons en béton endommagés par les cycles gel/dégel à divers degrés, après l'endommagement, les éprouvettes ont été placées dans l'eau pendant 3 mois, ensuite des tests de migration ont été réalisés. Les résultats ont montré une réduction de taux de migration des chlorures de 28 à 35%, avec une augmentation significative de temps de pénétration.

Edvardsen (1999), lors d'une étude expérimentale sur l'écoulement d'eau à travers un béton fissuré sous gradient hydraulique, il a noté une réduction progressive de perméabilité du béton au fil du temps. Après l'analyse des résultats, Edvarson a montré que la nucléation de calcite dans les fissures est la principale cause de ce phénomène. la formation de calcite est le résultat des réactions entre les ions Ca^{2+} présents dans le béton après la dissolution de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ (hydroxyde de calcium, portlandite) et des CSH (silicates de calcium) dans l'eau des pores, et les ions carbonates (CO_3^{2-})

et bicarbonates de calcium (HCO_3^-) présents dans l'eau extérieure suite aux dissolutions du CO_2 . L'auto-cicatrisation s'initie préalablement en surface tant qu'il y a une quantité suffisante d'ions Ca^{2+} , ce phénomène se traduit par une couleur blanchâtre visible à l'œil nu. Ensuite, après la diminution de la concentration des ions Ca^{2+} en surface, ils diffusent à travers le béton et la couche de calcite déjà formée, grâce au gradient de concentration entre la surface de la fissure et l'intérieur du béton. En outre, Edvardsen a signalé que la formation de carbonate de calcium (CaCO_3) est favorisée lorsque le pH de l'eau augmente, la calcite se produit selon les réactions suivantes :



Dans le but de bien comprendre le processus de corrosion des barres d'acier dans un béton fissuré, Mohamed et al (2003) ont réalisé une étude détaillée sur l'effet de la largeur de fissure sur le taux de corrosion et l'auto-cicatrisation des fissures. Deux séries de tests ont été réalisées, la première série comporte des échantillons en béton de ($100 \times 100 \times 400 \text{ mm}$) renforcés par une barre d'acier de 9mm composée de 7 éléments de 45mm de longueur, les échantillons ont été fissurés artificiellement avec une seule fissure de 0.3mm dans la partie centrale de traction. Dans le but d'accélérer la vitesse de corrosion, des cycles humidification séchage ont été réalisés dans un milieu marin. La deuxième série est composée d'un échantillon du béton de ($100 \times 100 \times 600 \text{ mm}$) renforcé avec une barre d'acier de 9mm et exposés en milieu marin pendant 15ans. Après l'analyse des résultats de la première série des tests, une concentration plus élevée en ions chlorure a été remarquée au fond des barres d'acier, près de la fissure. Pour la deuxième série, après l'observation au MEB, les auteurs ont constaté une auto-guérison de certaines fissures avec faible largeur. En fait, au cours du temps, les ettringites ont été mélangées avec d'autres dépôts dans les fissures, ces dépôts sont composés essentiellement de brucite et calcite. En outre, la concentration des chlorures dans les fissures cicatrisées a été faible par rapport à celle des fissures non cicatrisées. Cependant, les auteurs ont signalé un important taux de corrosion dans certaines régions non fissurées par rapport à la région fissurée. La guérison de certaines fissures a forcé de créer de nouvelles zones anodiques dans les régions non fissurées, ce qui a augmenté le taux de corrosion dans ces zones.

Nynke ter Heide et al (2006) ont réalisé une étude expérimentale et numérique sur l'auto-cicatrisation des fissures dans les jeunes âges du béton, des échantillons prismatiques de dimensions ($40 \times 40 \times 160 \text{ mm}$) ont été utilisés, des fissures de largeur de $50 \mu\text{m}$ ont été réalisées avec

un appareil de flexion trois-points. Afin d'initier l'auto-cicatrisation, les échantillons ont été chargés en compression pour fermer les fissures, et stockés pendant deux semaines dans des chambres climatiques à une température constante avec une humidité variable (sous l'eau, 95% et 60%). À la fin, les éprouvettes ont été testées à nouveau en flexion trois-points. Les résultats ont montré que le béton a presque récupéré ses propriétés mécaniques après le stockage, en outre, l'auto-cicatrisation a été produite seulement dans le cas de stockage sous l'eau, pour les autres cas, aucun signe d'auto-cicatrisation n'a été remarqué, même après une période de stockage de 3 mois dans un environnement de 95% d'humidité.

Dans le but d'étudier la relation entre le degré de dommage sur l'auto-cicatrisation des fissures, Zhong et (2008) ont réalisé des séries de tests sur des échantillons en béton (100×100×100) endommagés par des essais de compression à différents âges (7, 14, 28 jours). Tous les échantillons ont été stockés pendant 30 jours, et testés ensuite par un ultrason. Les résultats ont montré que l'auto-cicatrisation du béton est fortement influencé par son degré de dommage, le taux d'auto-cicatrisation augmente avec l'augmentation de degré de dommage jusqu'à un seuil critique, or à partir de cette valeur le taux d'auto-cicatrisation diminue avec l'augmentation de degré de dommage.

Plus récemment, Savija et al (2016) ont étudié également la relation entre l'auto-cicatrisation des fissures et le transport des chlorures dans un béton fissuré, cinq séries d'échantillons ont été testées. La première et la deuxième série comportent des échantillons fissurés à 14 et à 28 jours, ensuite conservés dans une chambre climatique de (20 ° C et 95% HR) pendant 70 jours. La troisième et la quatrième série ont été réalisées avec des échantillons fissurés à 14 et à 28 jours, ensuite stockée dans l'eau pendant 70 jours, la cinquième série comporte des échantillons fissurés juste avant le test de migration. Tous les échantillons ont été testés par un test de migration des chlorures accélérée. Après l'analyse des résultats, les auteurs ont constaté que les fissures ont complètement récupéré leurs résistances à l'infiltration des chlorures pour les fissures inférieure à 60µm, par rapport à une récupération partielle pour les fissures plus larges. En outre, l'âge de fissuration (entre 14 et 28 jours) ne semble pas d'influence sur la capacité à la cicatrisation, de plus, les deux conditions de stockage ont permis une récupération similaire de la résistance aux chlorures.

En somme, l'auto-cicatrisation des fissures est l'ensemble des réactions chimiques entre les composants de ciment en présence d'eau, ce phénomène consiste à créer des nouveaux cristaux

composés essentiellement d'ettringite, de brucite, et de calcite, qui précipite au fil du temps sur les surfaces opposées des fissures (figure III-6) et (figure III-7). Selon Neville (2002), l'auto-cicatrisation est le phénomène qui permette au béton de restaurer la continuité des deux lèvres d'une fissure sans intervention extérieure.

Dans le cas des bétons au très jeune âge, la cicatrisation est associée essentiellement à l'hydratation continue de ciment anhydre [Schlangen et al (2006), Zhong et al (2008)]. Après 28 jours, la cicatrisation est liée à la formation des carbonates de calcium [Yang et al (2009)]. Par ailleurs, Edvardsen (1999) a démontré que la nucléation de la calcite est la principale cause de la cicatrisation du béton.

Le taux de formation des produits de l'auto-cicatrisation est fonction de nombreux paramètres tels que l'ouverture de fissure 0.1-0.3mm, les propriétés de l'eau (le pH), la température, l'âge de l'endommagement, le degré de l'endommagement, l'humidité, et le temps de l'auto-cicatrisation. Les recherches ont montré que l'auto-cicatrisation peut rendre à l'élément endommagé ses caractéristiques initiales de rigidité, de perméabilité et de résistance.

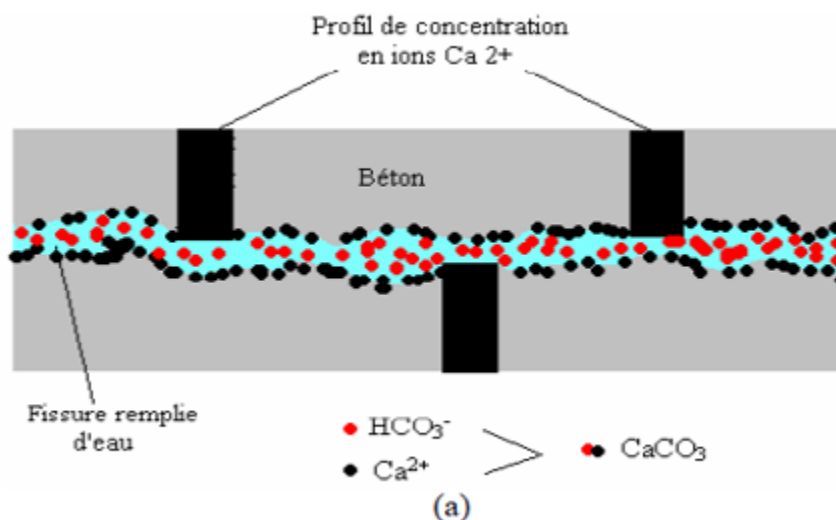


Figure (III-6) : Le mécanisme de formation de calcite en surface, Edvardsen (1999).

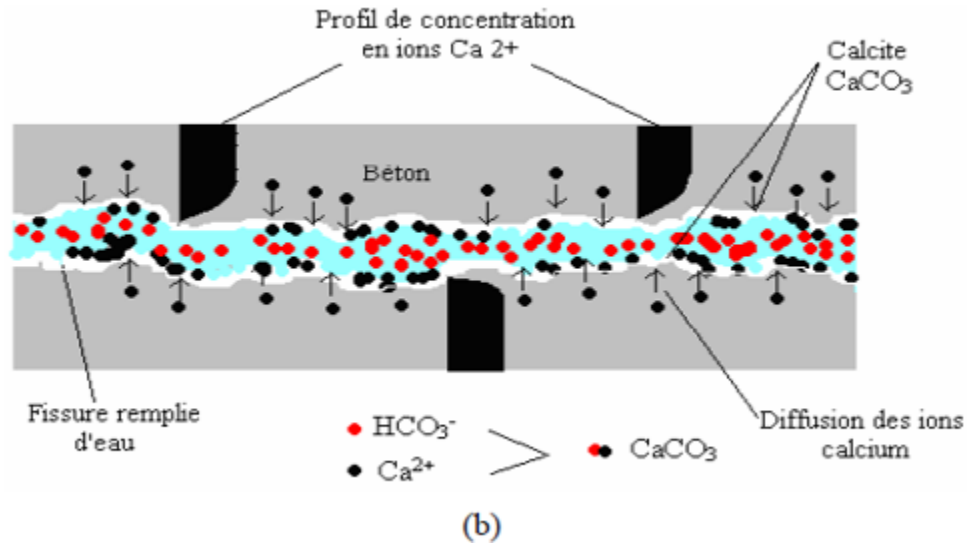


Figure (III-7) : Le mécanisme de formation de calcite par diffusion. Edvardsen (1999).

III.II.5 Conclusion :

D'après les résultats collectés, il semble que la présence des fissures modifie le comportement de l'élément endommagé par la modification de sa capacité portante, de sa perméabilité, de sa rigidité et de sa résistance en cisaillement. En effet, dans un milieu salin, la présence des fissures raccourcit la phase d'initiation en formant un accès privilégié aux ions chlorures, à l'eau et à l'oxygène. Lorsque le taux des chlorures au fond des fissures atteint un seuil critique, la corrosion démarre instantanément à proximité des fissures, ensuite, elle se propage sur quelques millimètres le long de la barre à partir de point d'intersection avec la fissure. Toutefois, la pénétration des chlorures dans un béton fissuré est influencée par plusieurs paramètres notamment, l'ouverture des fissures, la fréquence, l'espacement, l'orientation et la profondeur des fissures. Au cours du temps, le phénomène de l'auto-cicatrisation limite l'effet des fissures sur la cinétique de corrosion. Entre autres, les recherches ont montré que l'auto-cicatrisation peut rendre à l'élément endommagé ses caractéristiques initiales de résistance et de perméabilité.

Chapitre IV : Étude de cas ; Effet de la combinaison préfissuration/corrosion sur le comportement mécanique des poutres en béton armé

IV.1 Introduction :

Dans les structures en exploitation, la corrosion n'intervient pas seule, elle est souvent aggravée par la présence des autres défauts structurelles issus, lors de calcul ou de conception, des défauts de résistance due aux surcharges d'exploitation, et ceux liés à la fissuration du béton d'enrobage suite à une attaque physique ou chimique du milieu extérieur. La revue de la littérature et des codes de calcul actuels ont permis de constater que les méthodes de contrôle utilisées se basent essentiellement sur les effets séparés de principaux processus de dégradation (la corrosion, la fissuration,...etc.), alors que les diagnostics réels sur le terrain montrent généralement deux ou plusieurs facteurs internes ou externes en même temps. En plus, la réunion de deux facteurs ou plus peut conduire à une perte significative et rapide des propriétés d'élément endommagé. Cependant, des études limitées ont été réalisées sur l'effet de l'assemblage de deux facteurs simultanés sur le comportement d'un élément en béton armé. À titre d'exemple, Mohamed Ali (2012) a étudié l'effet du couplage de la corrosion et de l'augmentation des chargements d'exploitation dans le temps, les résultats ont révélé que le couplage affecte considérablement la fiabilité des poutres en béton armé, et conduit à une réduction importante de la durée de vie utile.

À la suite des informations collectées dans les chapitres précédents sur le comportement des poutres en béton armé corrodées, sur le comportement des poutres en béton armé fissurées et sur la relation entre la fissuration et la corrosion, le présent chapitre est consacré à la présentation d'une étude expérimentale sur le comportement en flexion des poutres en béton armé préfissurées et corrodées en même temps. Tout d'abord, les propriétés des matériaux utilisés (le béton et les armatures) sont présentées, après la cure de 28 jours, les poutres sont préfissurées sous chargement mécanique, puis corrodé sous champ électrique avec un taux de corrosion variable (5, 10, 15%). À la fin, toutes les poutres sont testées en flexion jusqu'à la rupture avec un appareil de flexion quatre points.

IV.2 Caractéristiques des matériaux :

IV.2.1 Ciment :

Le ciment utilisé est de type CPJ - CEM II/B 42,5 R conforme à la norme ASTM C150, il provient de la cimenterie de Lafarge de Msila, il est constitué d'oxydes minéraux (CaO , SiO_2), d'alumine

(Al_2O_3) et de fer (Fe_2O_3), sa composition minéralogique du clinker est $60 \pm 3\%$ de C_3S et $7,5 \pm 1\%$ de C_3A . Les caractéristiques techniques de ce ciment sont représentées dans le tableau (V-1) :

Tableau (IV-1) : Caractéristiques techniques de ciment CPJ - CEM II/B 42,5 R

Caractéristiques techniques	Valeur
Composition minéralogique du Clinker C_3S (%)	60 ± 3
Composition minéralogique du Clinker C_3A (%)	7.5 ± 1
Consistance normale (%)	26.5 ± 2
Finesse suivant la méthode de Blaine (cm^2/g)	3700 - 5200
Retrait à 28jours ($\mu\text{m}/\text{m}$)	< 1000
Expansion (mm)	≤ 3
Perte au feu (%)	10 ± 2
Teneur en sulfates SO_3 (%)	2.5 ± 0.5
Teneur en oxyde de magnésium MgO (%)	1.7 ± 0.5
Teneur en chlorures (%)	0.02 - 0.05
Début de prise (min)	150 ± 30
Fin de prise (min)	230 ± 50
Résistance à la compression à 28 jours	> 42.5

IV.2.2 Granulats :

Dans le cadre de ce travail, deux types de sable ont été utilisés, il s'agit de sable fin de dune de la région de Boussaâda, et un sable grossier concassé. De plus, deux types de graviers ont été utilisés, un gravier 3/8, et un autre 8/12.5. Les propriétés de ces quatres composants sont indiquées dans le tableau (V-2). La fraction 8/12.5mm a été obtenue par tamisage de fraction 8/16mm. L'analyse granulométrique de ces matériaux selon la norme (NF P 18-560) est représentée dans la (figure IV-1).

Tableau (IV-2) : Propriétés des granulats utilisés

Granulats	Masse volumique absolue (NF P 18-555)	Masse volumique apparente (NF P 18-554)	Module de finesse
Sable fin	1.51	2.49	1.44
Sable grossier	1.51	2.63	3.2
Gravier 3/8	1.43	2.63	/
Gravier 8/12.5	1.52	2.59	/

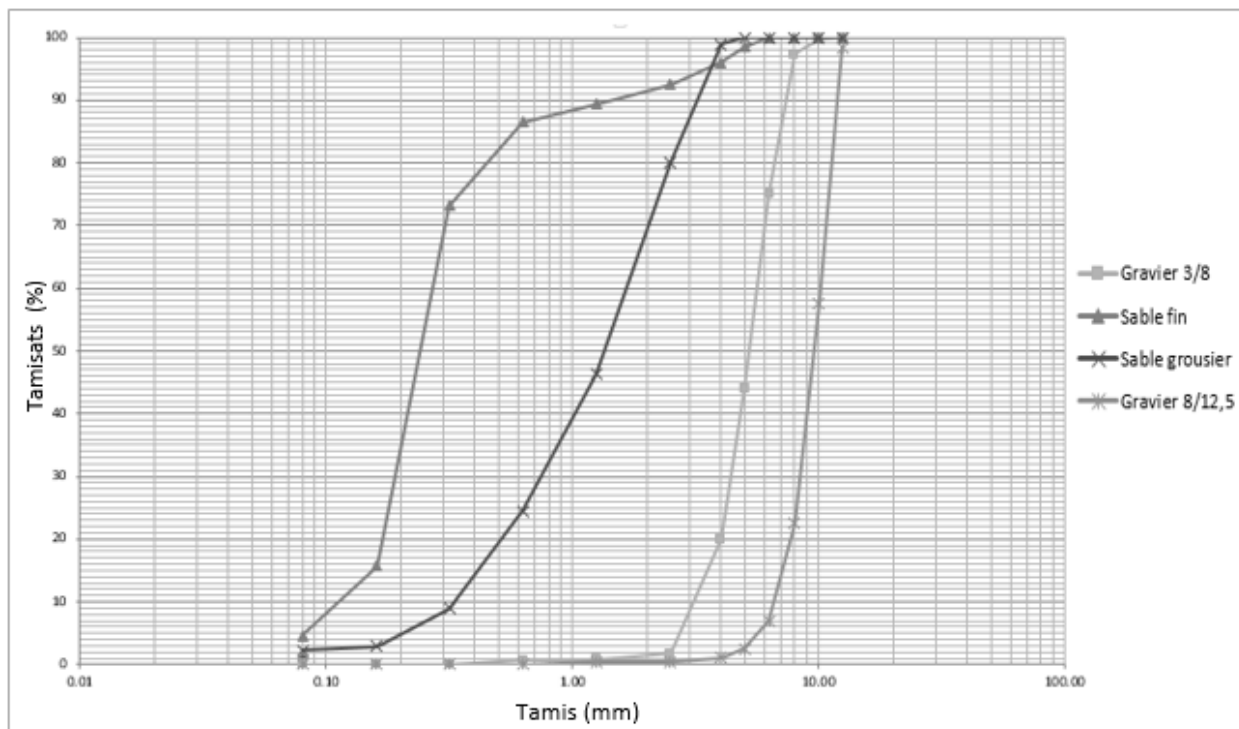


Figure (IV-1) : Analyse granulométrique des granulats utilisés.

IV.2.3 Les armatures :

Des barres de 10 et de 6mm ont été utilisées avec des limites d'élasticité de 410 et 420 MPa respectivement, et un module d'élasticité de 200 GPa pour les deux types d'acier. Tout d'abord, les barres de 10mm ont été coupées en des tiges de 920mm de longueur, et brossées avec une

brosse métallique pour enlever la couche de rouille latérale, pour une meilleure représentation des cas de construction réelle, les barres ont été utilisées directement sans nettoyage approfondi (jet de sable, les solutions chimiques..etc.). En outre, des fils électriques ont été attachés avec les deux barres d'acier situées dans la partie de traction des poutres afin de réaliser ultérieurement le test de corrosion accélérée (Figure IV.2).

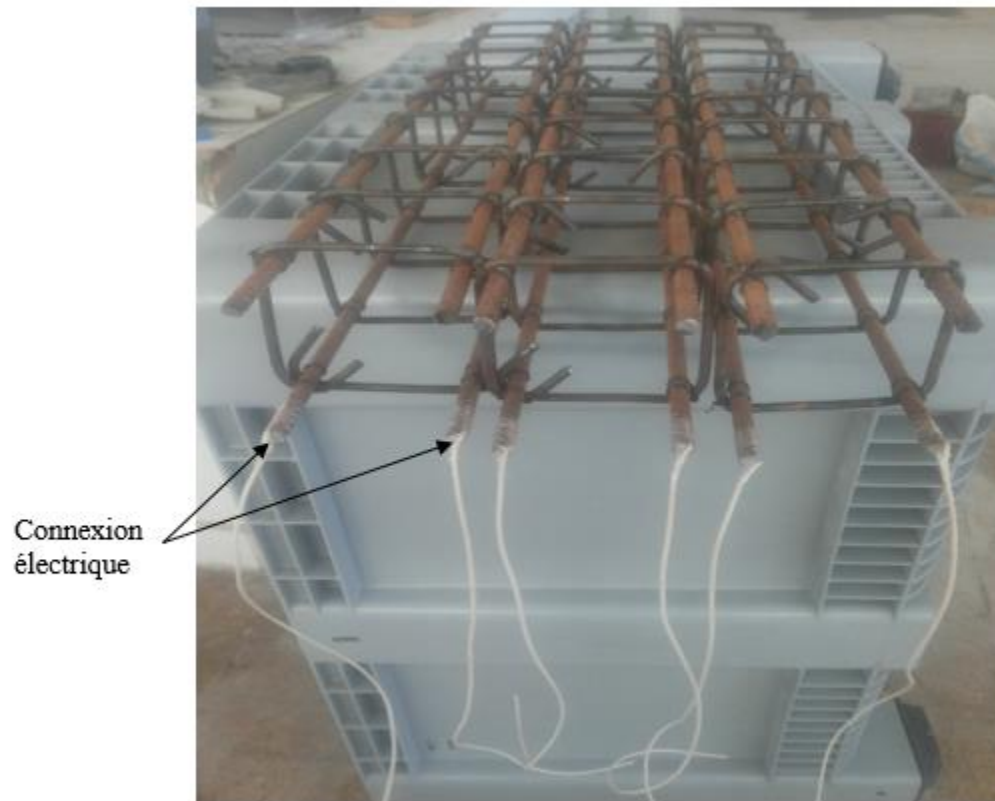


Figure (IV-2) : Ferrailage des poutres utilisées.

IV.3 Caractéristiques des poutres :

Neuf poutres de dimensions (150×150×960mm) ont été fabriquées, chaque poutre a été renforcée par quatre barres d'acier longitudinales de diamètre $\Phi 10\text{mm}$ et des étriers de $\Phi 06\text{mm}$, l'espacement entre les étriers est de 100mm (Figure IV-3). Trois séries de tests ont été effectuées, chaque série comporte trois poutres, la première série a été utilisée comme des poutres de contrôle, non corrodées et non préfissurées, nommées respectivement PC0T1, PC0T2, PC0T3. La deuxième série comporte des poutres PC5, PC10 et PC15 corrodées avec un taux de corrosion de 5%, 10% et 15% respectivement. La troisième série regroupe des poutres PC5P, PC10P et PC15P

préfissurées à 60% de la charge ultime, puis corrodées avec un taux de corrosion de 5%, 10% et 15% respectivement. Des chlorures sous forme de NaCl ont été ajoutés lors de gâchage avec une concentration de 5% par rapport au poids de ciment. Le tableau (IV-3) représente les caractéristiques des poutres utilisées.

Tableau (IV-3) : Caractéristique des poutres utilisées

Poutre	Pré-fissuration	Corrosion %
PC0T1	Non	0
PC0T2	Non	0
PC0T3	Non	0
PC5	Non	5
PC5P	Oui	5
PC10	Non	10
PC10P	Oui	10
PC15	Non	15
PC15P	Oui	15

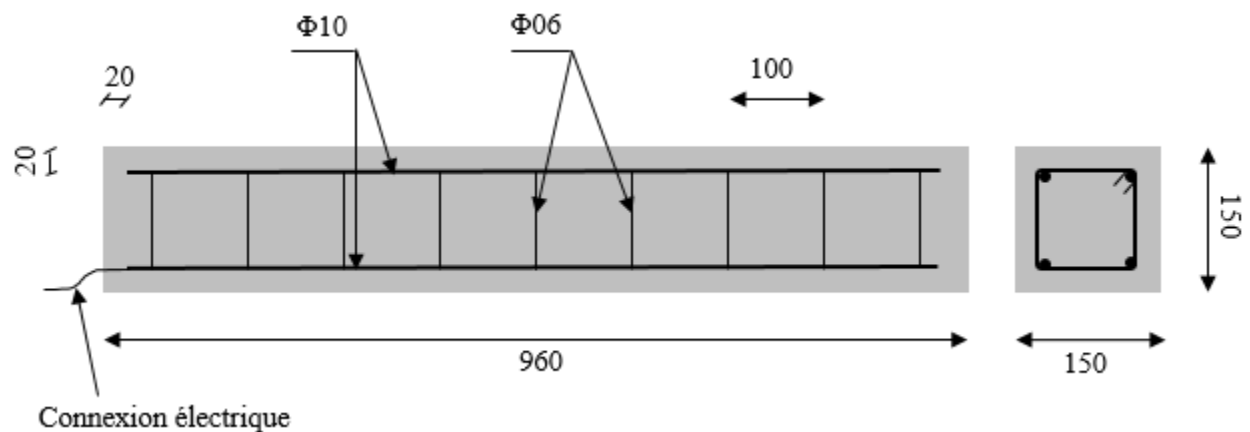


Figure (IV-3) : Géométrie des poutres utilisées et leurs ferrailages

IV.3.1 Composition du béton :

Un seul mélange du béton avec un rapport de $E/C = 0.63$ a été utilisé dans cette étude, la formulation a été déterminée selon la méthode de Dreux Gorisse, la composition du béton est indiquée dans le tableau (IV-4) :

Tableau (IV-4) : Composition du béton utilisé

Constituants	Composition (kg/m ³)
Ciment	375
Gravier 8/12.5	680
Gravier 3/8	277
Sable grossier	519
Sable fin	277
L'eau	235
NaCl	18.75
E/C	0.63

IV.3.2 Protocole de fabrication :

Un coffrage en bois a été réalisé au sein de laboratoire de développement des géo-matériaux LDGM de l'université de Msila pour le coulage des poutres (figure IV-4). Le protocole de fabrication est le même pour tous les essais. Tout d'abord, les granulats ont été introduits dans le malaxeur de la plus grande granulométrie (8/12.5) à la plus petite (sable fin). Ensuite, la moitié d'eau a été ajoutée au mélange en 30 secondes durant un malaxage initial de 2 minutes. Après une période de repos de 2 minutes, le ciment et la deuxième moitié d'eau a été ajouté respectivement en 1 minute (30 secondes pour chaque composant) durant un malaxage final de 3 minutes. La durée de malaxage totale entre le début et la fin est de 7 minutes.

Après la préparation du mélange, le béton a été transféré aux moules en deux étapes, de la partie inférieure jusqu'à la moitié de moule, puis de la moitié jusqu'à le remplissage total de moule, chaque étape a été suivie par 10 secondes de vibration (figure IV-4).

Après 24h, les éprouvettes ont été placées dans une chambre climatique de 20 ± 2 °C de température et 95 ± 5 % d'humidité.



Figure (IV.4) : Protocole de fabrication et de coulage des poutres

IV.4 La résistance à la compression et à la traction du béton :

Pour l'évaluation de la résistance à la compression du béton, neuf éprouvettes cubiques de dimensions (100×100×100mm) ont été fabriquées. En outre, trois éprouvettes cylindriques de dimensions (160×320mm) ont été également réalisées afin de déterminer la résistance à la traction. Dans le but de déterminer l'impact des chlorures sur la résistance à la compression et en traction du béton, neufs autres éprouvettes cubiques de (100×100×100mm) et trois cylindriques de (160×320mm) ont été fabriqués avec des chlorures ajoutés lors de gâchage sous forme de NaCl avec une concentration de 5% par rapport au poids de ciment. Après 24h, les éprouvettes ont été démoulées, ensuite, conservées dans une chambre climatique à 20 ± 2 °C de température et 95 ± 5 % d'humidité jusqu'à la date de l'essai. Une presse de capacité de 3000 kN a été utilisée pour les deux types d'essais.

La résistance à la compression a été obtenue pour les échéances (7, 28 et 90 jours), conformément à la norme (NF EN 12390-3).

La résistance à la traction a été déterminée par fendage conformément à la norme (NF P 18-408) à 28 jours. La contrainte de rupture est calculée par la relation suivante :

$$f_{fendage} (MPa) = \frac{2F}{\pi dh} = 0,637 \frac{F}{dh} \dots\dots\dots (V-1)$$

Avec :

F : charge de rupture (MN) ;

d : diamètre (m) ;

h : hauteur de l'éprouvette (m).

IV.5 La préfissuration :

Après une cure de 28 jours, les poutres ont été transportées au laboratoire pédagogique de l'université de Bordj-Bou-Argeridj dont le but de pré-fissurer les poutres. La préfissuration a été réalisée avec un appareil de flexion quatre points (300 kN) selon les recommandations de la norme ASTM C1341-13. Cette technique permet de prolonger la fissuration le long de la surface de l'échantillon. Le principe consiste à précharger les poutres à 60% de la charge ultime, d'après l'Eurocode2, pour les structures en béton armé exposé à l'air, cette charge correspond à une valeur pour laquelle les fissures induites ont une ouverture minimale de 0.3mm. Encore, une ouverture de 0,3mm est la valeur critique démontrée par Shiessl et Raupach (1997) pour initier la corrosion. La vitesse de chargement est 0,005 kN/s, avec une force initiale de 1 kN, la valeur de 60% de la charge correspond à 49 kN. Un seul cycle de chargement-déchargement a été appliqué. Afin de déterminer la flèche, une jauge de déformation (LVDT) avec une résolution de 0.01mm a été installée à mi-portée de chaque poutre. Le mode de préfissuration est similaire pour toutes les poutres (Figure IV-5).

IV.6 La corrosion accélérée :

Afin d'obtenir le taux de corrosion souhaité dans une période de temps raisonnable, une méthode électrochimique basée sur l'application d'un courant électrique constant a été réalisée [(Hassan 2002, Smith 2007 A.H.AL-Saidy 2010)]. Le principe consiste à imposer une densité de courant entre l'armature à corroder (anode), et une contre-électrode constituée d'une plaque d'inox inoxydable (cathode), cette dernière est posée au-dessous des poutres (Figure IV-6). Les poutres ont été partiellement immergées dans un bac contenant un électrolyte qui assure la conductivité électrique, de NaCl a été ajouté à cette solution avec une concentration de 5% par rapport à la

masse de l'eau. Des ions chlorures ont été ajoutés lors de gâchage (avec une concentration de 5% par rapport aux poids de ciment) et cela pour détruire la couche de dépasse. La solution d'électrolyte a été renouvelée chaque semaine afin d'éviter le changement de concentration.

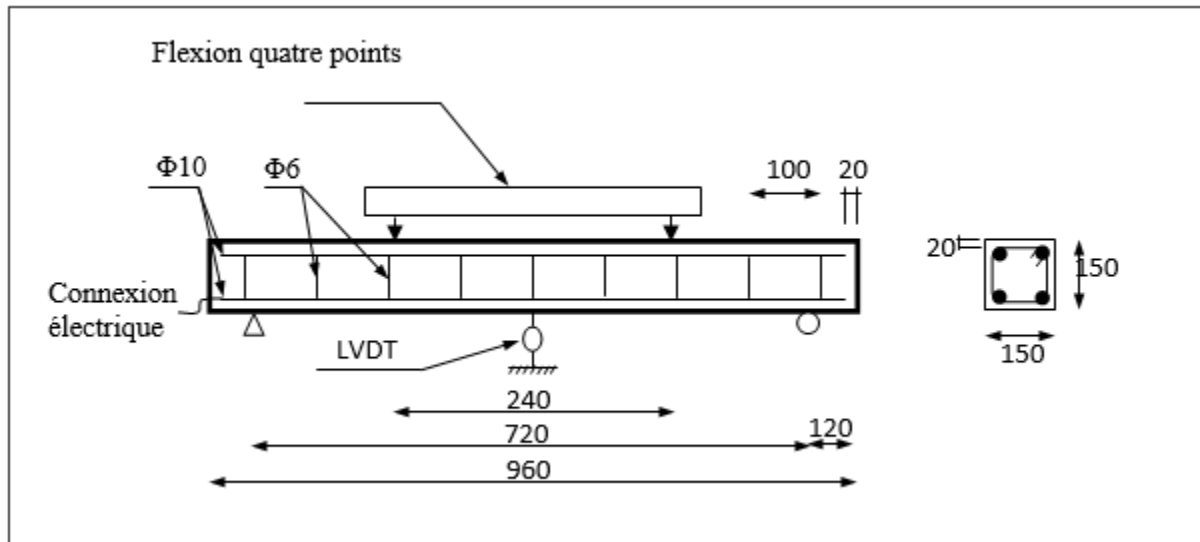


Figure (IV-5) : Processus de chargement en flexion quatre points

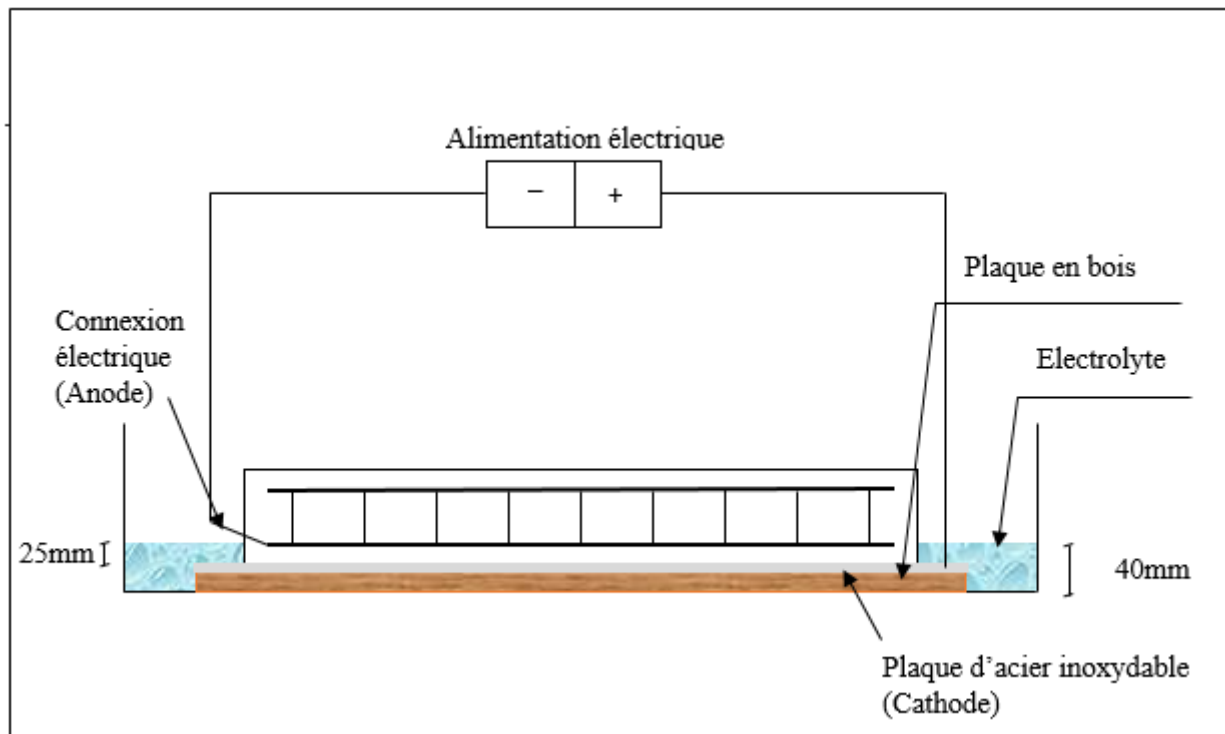


Figure (IV-6) : Processus de corrosion accélérée

Après le processus de préfissuration, six poutres ont été placées dans le réservoir, sur la plaque d'acier inoxydable et sur la plaque en bois. La hauteur de 40mm de solution électrolyte est calculée par la somme de hauteur de la plaque en bois (15mm), de l'enrobage des armatures (20mm), plus le diamètre des barres longitudinales divisé en deux (10mm/2). Un courant électrique d'environ 250 mA a été appliqué sur les deux barres situées dans la partie inférieure des poutres, ce qui correspond à une densité de 432 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$. Les barres et la plaque d'acier inoxydable ont été connectées en parallèle à une alimentation électrique. Le temps d'exposition des poutres sous champ électrique a été calculé on se basant sur la loi de Faraday :

$$\frac{m}{tA} = \frac{iM}{zF} \dots\dots\dots(\text{V-2})$$

$$i = \frac{I}{A} \dots\dots\dots(\text{V-3})$$

Avec :

A : la surface du métal

M : la masse atomique du métal ($M=55.9 \text{ g/mol}$)

i : la densité du courant ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)

t : temps (s)

z : le nombre d'électrons de valence

F : la constante de Faraday (96500C/mol)

Dans le but d'obtenir un taux de corrosion théorique de 5%, un courant électrique de 250mA a été appliqué aux poutres PC5 et PC5P pendant une période de 15jours. De même, un taux de corrosion théorique de 10% a été obtenu par l'application d'un courant électrique de 250mA sur les poutres PC10, PC10P pendant une période de 30jours. Également, un courant électrique constant de 250mA a été appliqué aux poutres PC15, PC15P pendant une période de 45jours, afin d'obtenir une perte de masse théorique de 15%. Le tableau (IV-5) résume toutes les données nécessaires de cette étape.

Tableau (IV-5) : Méthode de calcul de temps d'exposition en fonction de taux de corrosion (la loi de Faraday)

Le taux de corrosion :%	5	10	15
La masse des armatures exposées à la corrosion : g	1094.1	1094.1	1094.1
Longueur des armatures exposées à la corrosion :mm	920	920	920
La densité de courant utilisé (i) : $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	432	432	432
Courant utilisé mA (I) :mA	250	250	250
Surface des armatures exposées à la corrosion (A): mm^2	578.05×10^2	578.05×10^2	578.05×10^2
Masse molaire de fer (M) :g/mol	55.9	55.9	55.9
Nombre de charges de valence Fe^{z+} : (z)	2	2	2
Constant de Faraday (F) :mA/s	96500×10^3	96500×10^3	96500×10^3
La perte de masse par jour : g	3.61	3.61	3.61
La perte de masse totale : g	54.705	109.41	164.11
Le temps d'exposition au courant t : jour	15	30	45

Chapitre V : Résultats et discussions

V.1 Introduction :

Ce chapitre présente l'effet de la combinaison préfissuration /corrosion sur le comportement mécanique en flexion des poutres en béton armé. Dans la première partie de ce travail, deux buts essentiels ont été soulignés, la détermination des résistances à la compression et en traction des bétons utilisés, et la vérification de l'effet de la présence des chlorures au sein du béton sur ses résistances à la compression et à la traction.

Pour ce faire, deux types du béton avec les mêmes matériaux et la même formulation ont été utilisés BAC (béton avec chlorures) et BSC (béton sans chlorures). La seule différence entre ces deux bétons réside dans la présence des chlorures lors de gâchage. À noter que les bétons utilisés sont de type plastique avec un affaissement de 70mm et 80mm respectivement.

La deuxième partie de ce travail concerne le comportement en flexion des poutres en béton armé endommagées, deux modes d'endommagement ont été choisis, la corrosion seule et le couplage préfissuration/corrosion. Entre autres, trois taux de corrosion ont été adopté, corrosion faible (5%), corrosion moyenne (10%) et corrosion avancée (15%). Dans le but de déterminer l'effet de la combinaison préfissuration/corrosion sur le comportement mécanique des poutres, différents points ont été étudiés à savoir, la charge et la flèche ultime, la charge de plastification, le mode de rupture et la rigidité.

V.2 Effet des chlorures sur la résistance à la compression et à la traction du béton :

Le tableau (V-1) récapitule les valeurs des résistances en compression moyenne des bétons, étudiées à différentes échéances (7, 28 et 90 jours), avec les résistances en traction moyenne calculées à l'âge de 28 jours. La norme NBN EN 1766 recommande une résistance à la compression à l'âge de 28 jours de $30 \pm 5 \text{ MPa}$ pour une formulation de ($E/C = 0,63$), les valeurs trouvées remplissent ce critère, en conséquence, les bétons utilisés sont conformes à la norme.

Tableau (V-1) : Résistances à la compression et à la traction des bétons utilisés

l'échéance (jours)	Résistance à la compression (MPa)		Résistance à la traction (MPa)	
	BSC	BAC	BSC	BAC
7	23,8	23,3	/	/
28	35,4	31,5	2,9	2,7
90	39,5	35,3	/	/

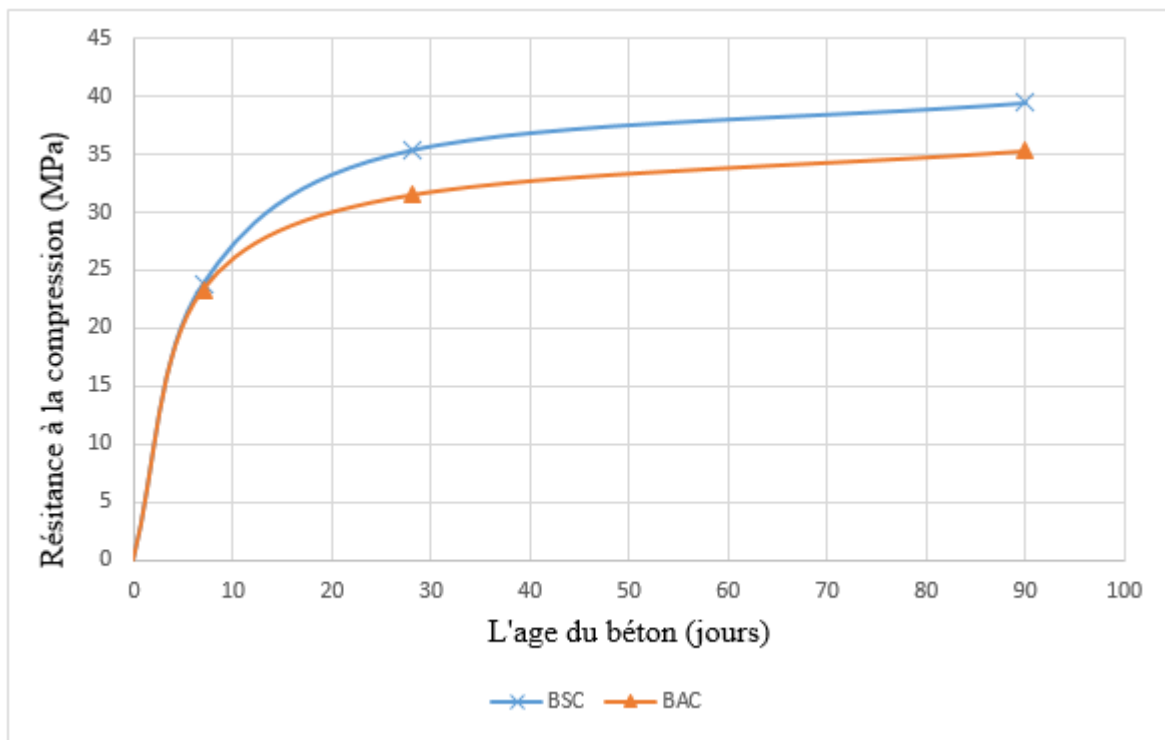


Figure (V-1) : Évolution de la résistance à la compression des bétons utilisés

Les courbes (BSC) et (BAC) dans la figure (V-1) représente les évolutions de la résistance à la compression en fonction du temps pour les échantillons en béton sans et avec chlorures respectivement. Une analyse préliminaire de ces courbes révèle que ces évolutions sont proches l'une à l'autre. En effet, au très jeune âge, une différence sensible de l'ordre 0,5 MPa a été enregistré. Au cours du temps, l'écart entre les résistances se développe progressivement en fonction de l'âge du béton.

Dans un premier temps (pour un béton ≤ 7 jours), les chlorures présentent dans la solution interstitielle se trouvent en contact direct avec les produits d'hydratation. La première partie de ces chlorures se fixent par les C-S-H, Beaudoin et al (1990) suggère que plus de 40% des chlorures ajoutés lors de gâchage peuvent être fixés dans les C-S-H. D'après Tylor (1997), la structure lamellaire des C-S-H a la capacité de fixer des chlorures entre ses feuillets, plusieurs hypothèses ont été développées sur le mode de fixation, le plus possible est celle de double ou triple couche de Stern (1924).

En fait, cette hypothèse suggère que la première couche de C-S-H est composée de silicates chargés négativement, qui absorbent des cations chargés positivement, qui absorbent à son tour des ions hydroxydes avec une faible liaison, qu'ils s'échangent facilement avec les ions chlorures présents dans la solution (figure V-2). La deuxième partie des chlorures réagissent avec la portlandite pour former des composés, appelés sels de Friedel.

Dans un béton très jeune, la quantité des C-S-H augmente avec le temps, cette augmentation entraîne une fixation plus importante des chlorures. En revanche, ces réactions chimiques n'ont pas d'effet physique sur la structure du béton, ce qui explique les valeurs très proches des résistances à la compression à l'âge ≤ 7 jours pour les deux types de bétons.

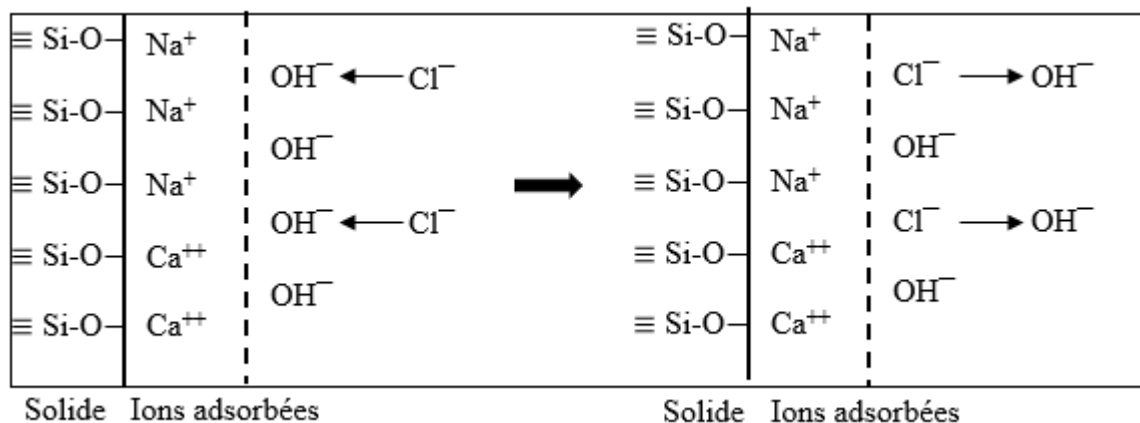


Figure (V-2) : Mécanisme de double ou triple couche de Stern, image extraite de Saillio (2013).

Au cours de temps, la quantité de C-S-H atteint son optimal tandis que les réactions entre les chlorures et la portlandite se poursuivent, cette dernière maintient le pH élevé de la solution

interstitielle, avec sa diminution, le pH de milieu diminue aussi. Ces réactions engendrent une augmentation de la solubilité des C-S-H pour un pH de 10, ainsi, une diminution de la stabilité de sel de Freidel. Ces changements ont par conséquent de fragiliser la matrice cimentaire, ce qui influe directement sur la résistance mécanique du béton.

Par comparaison entre la résistance en compression du béton sans chlorures (BSC) et celle du béton avec chlorures (BAC), nous avons constaté un écart de 3,9MPa pour une échéance de 28jours et peut atteindre 4,2MPa pour 90 jours. Pour les résistances à la traction par fendage, nous avons trouvé une valeur de 2,7MPa pour le béton avec chlorures (BAC), et une valeur de 2,9MPa pour un béton sans chlorures (BSC), avec un écart de 0,2MPa.

D'après l'analyse des résultats, nous avons constaté que la présence des chlorures n'affecte pas la résistance à la compression du béton pour une cure ≤ 7 jours, au-delà de cette valeur, les caractéristiques mécaniques se dégradent progressivement avec le temps, cette dégradation est due principalement à la dissolution de la portlandite, des C-S-H et de la formation de sel de Freidel.

V.3 Résultats de la préfissuration :

Les résultats de la préfissuration sont schématisés dans la figure (V-3). Après l'application de charge, nous avons constaté l'apparition des quatre fissures visibles à l'œil sur la partie inférieure, et sur les parois de chaque poutre. L'ouverture de ces fissures a été déterminée par un outil spécial (une loupe avec graduation de précision), les valeurs des charges appliquées, les flèches correspondantes et l'ouverture des fissures sont représentées dans le tableau (V-2).

Tableau (V-2) : Résultats de la préfissuration

Poutres	Force (kN)	Flèche (mm)	Ouverture de fissure max (mm)			
			Fissure 1	Fissure 2	Fissure 3	Fissure 4
PC5P	49,81	2,45	0,28	0,35	0,38	0,3
PC10P	51,24	2,68	0,32	0,4	0,46	0,35
PC15P	49,79	2,26	0,3	0,39	0,34	0,32

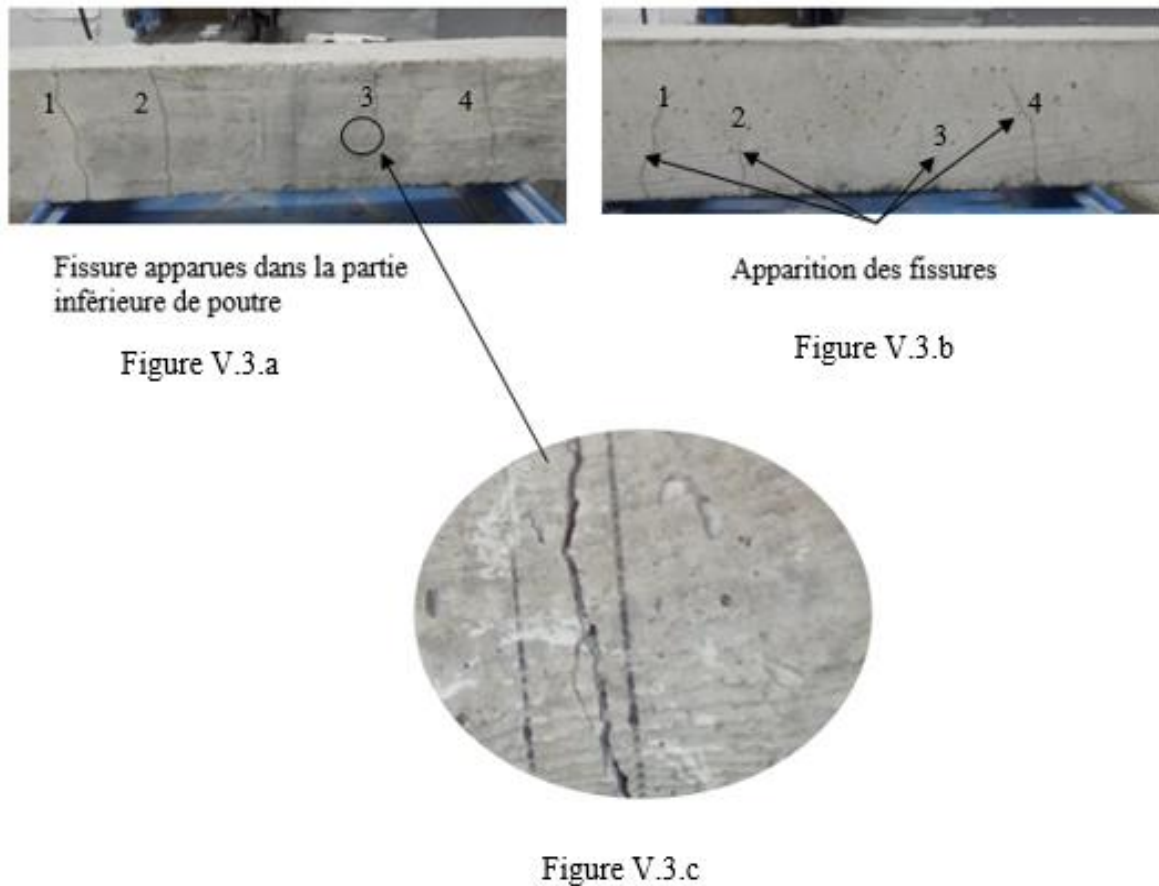


Figure (V-3) : Fissures macroscopiques apparues pendant la préfissuration

D'après le tableau (V-2), la plupart des fissures repérées ont une ouverture comprise entre 0,28mm et 0,46mm, donc d'après la littérature, nous sommes dans la plage idéale pour initier la corrosion (Shiessl et Raupach 1997, L'Eurocode 2... etc., pour plus de détail voir la partie III.II.4.1). En outre, afin de vérifier si les poutres endommagées sont bien à l'ELS (L'état Limite de Service), nous avons tracé les courbes de comportement (charge/flèche) de chaque poutre (figure V-4).

La figure (V-4) représente les évolutions charge/flèche pour les poutres préfissurées PC5P, PC10P, PC15P, ces courbes montrent une seule phase linéaire élastique, dont l'évolution de la force est proportionnelle à celle de la flèche, jusqu'à un seuil de chargement (60% de charge ultime). Aucune plage de plastification n'a été constatée, ce qui montre que nous sommes bien dans l'ELS.

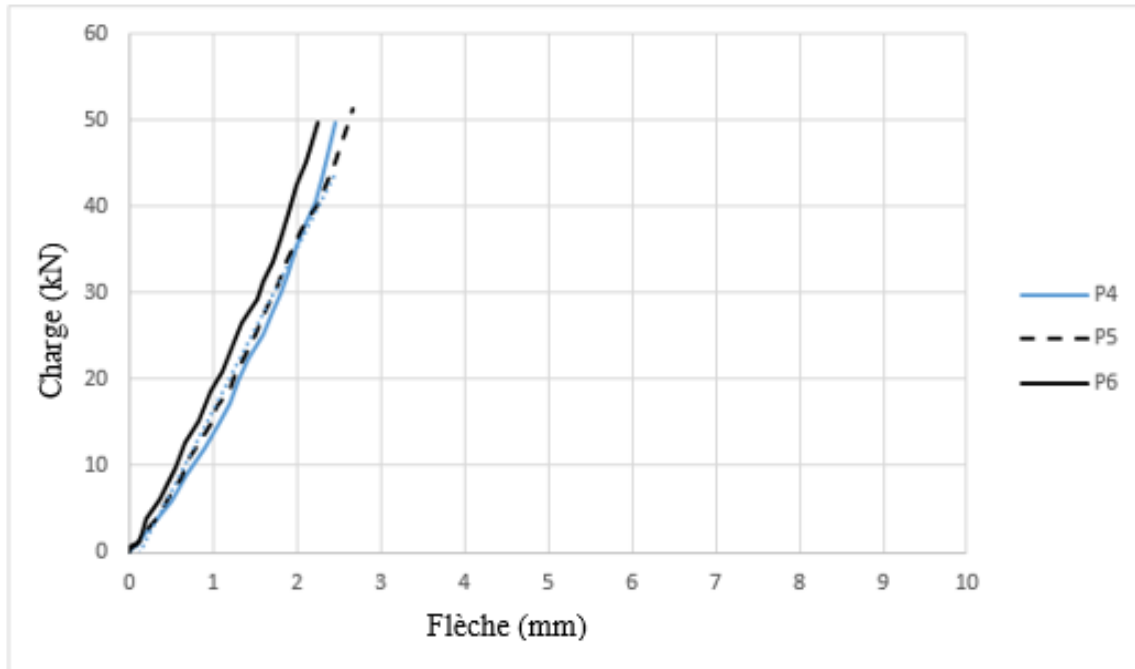


Figure (V-4) : Comportement des poutres durant la préfissuration

V.4 Résultats de comportement en flexion des poutres :

Le tableau (V-3) récapitule les résultats de comportement des poutres après le chargement final au moyen de l'appareil de flexion quatre points.

Tableau (V-3) : Résultats d'essai de flexion quatre points

poutres	Flèche ultime (mm)	Charge ultime (kN)	Comparaison avec la poutre de contrôle (PC0T) (%)	
			Flèche maximale	Charge ultime
PC0T	10.31	79.21	/	/
PC5	6.37	82.67	-38.21	+4.37
PC5P	6.2	82.71	-39.86	+4.41
PC10	6.23	80.71	-39.57	+1.89
PC10P	6.53	78.51	-36.66	-0.88
PC15	5.77	72.32	-44.03	-8.7
PC15P	5.45	69.62	-47.13	-12.11

V.4.1 Comportement des poutres saines (sans préfissuration/sans corrosion) :

Dans le tableau (V-3), les valeurs de charge et de flèche de poutre PC0T ont été calculées par la moyenne des charges et des flèches des poutres (PC0T1, PC0T2, PC0T3). La figure (V-5) montre l'évolution de la charge en fonction de la flèche pour la poutre PC0T.

Tout d'abord, le comportement de cette poutre est un comportement classique divisé en trois phases :

- 1- Une phase linéaire (0- Δ_1) ou l'évolution de la force est proportionnelle à celle de la flèche jusqu'à un seuil de chargement $F_1 \approx 11\text{kN}$. Cette phase est caractérisée par un comportement élastique pour lequel la poutre peut reprendre sa position initiale après le déchargement, la flèche maximale atteinte est inférieure à 0,1mm. Entre autres, aucune fissure n'est apparue dans ce domaine.
- 2- Une phase parabolique (Δ_1 - Δ_3) caractérisée par une augmentation faible de la charge par rapport à une évolution rapide de la flèche, cette phase peut être divisée en deux intervalles :
 - L'intervalle (Δ_1 - Δ_2) : dont les armatures longitudinales en partie inférieure de poutre ne sont pas encore plastifiées. Quatre micros fissures verticales sont apparues dans les parties tendues des poutres, ce qui caractérise le début de l'endommagement (figure V-6).
 - L'intervalle (Δ_2 - Δ_3) : la poutre continue de se fléchir en plastifiant les armatures longitudinales. La charge de plastification est de 72kN (environ 90,9% de la charge ultime), cette valeur correspond à une flèche de 3mm (environ 29,1% de la flèche ultime). Des microfissures secondaires s'apparièrent à côté des quatre premières fissures, et elles se propagent en profondeur, en longueur et vers le point d'application de la charge.
- 3- Une phase (Δ_3 - Δ_u) : non-linéaire ou la flèche continue a augmenté tandis que la force reste presque constante, c'est la partie correspond à la rupture des poutres.

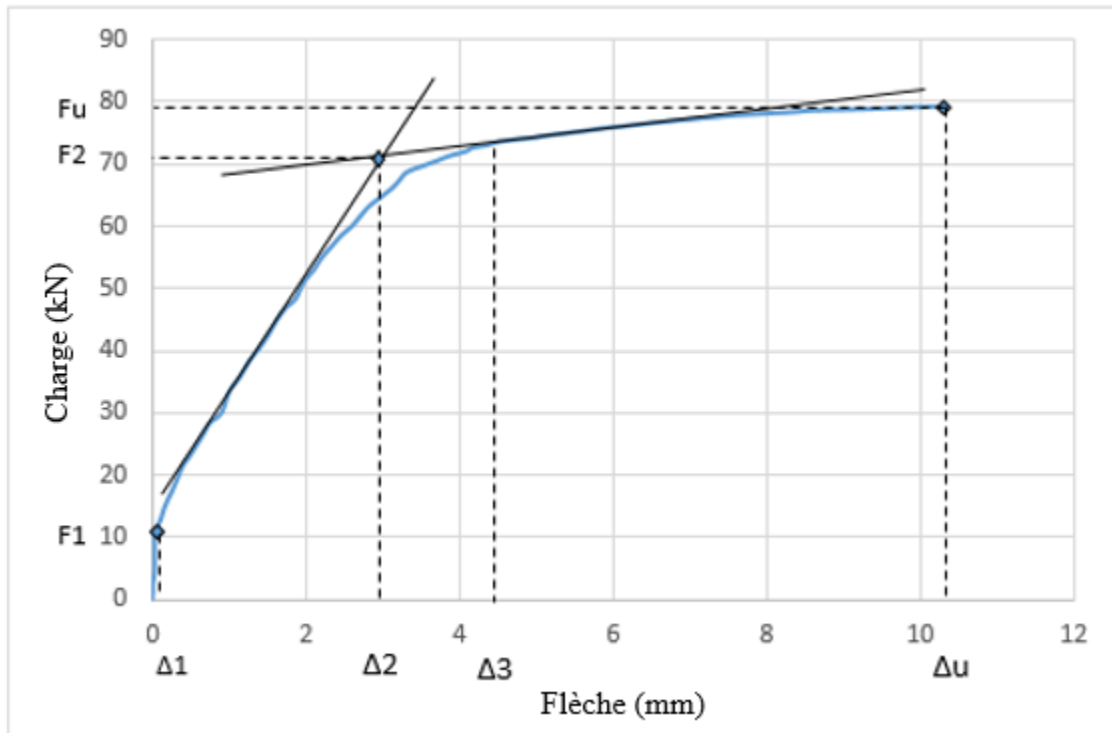


Figure (V-5) : Comportement charge/flèche des poutres saines

V.4.1.1 Le mode de rupture :

D'après la figure (V-7), la rupture des poutres saines est une rupture par traction diagonale caractérisée par l'apparition de fissures inclinées reliant le point d'application de la charge et l'appui. Ce mode de rupture est le résultat d'un épuisement de la déformation relative de l'acier après sa plastification, ainsi, un épuisement de la déformation relative du béton qui se traduit par un éclatement du béton dans la fibre la plus comprimée (le point de l'application de la charge) (figure V-8)

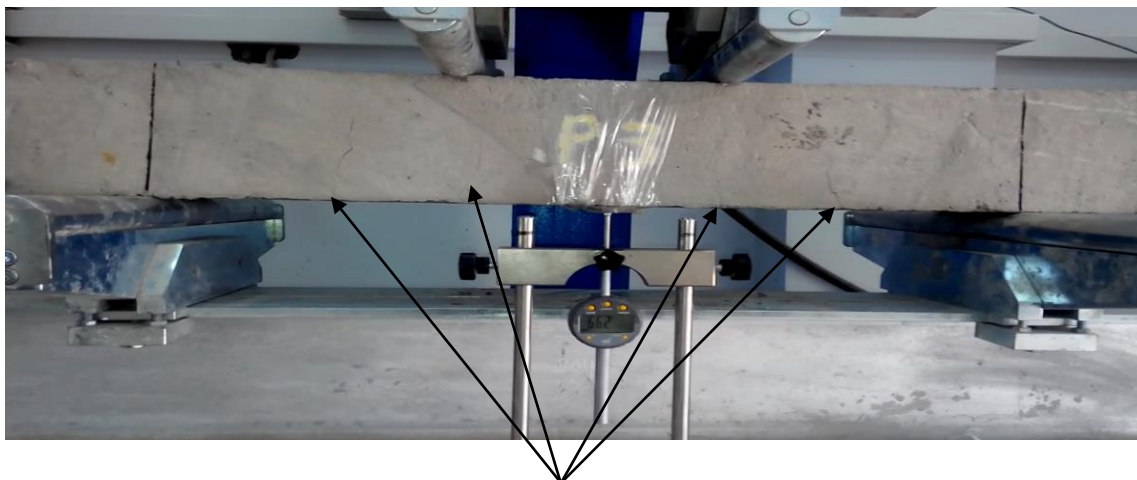


Figure (V-6) : Apparition des fissures durant la phase $\Delta 1$ - $\Delta 3$ (poutre PC0T3)

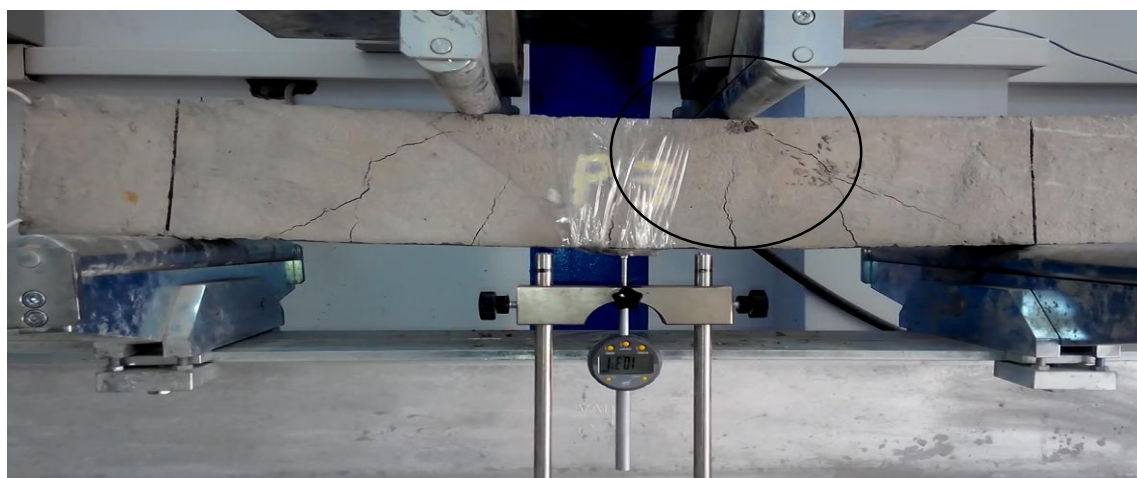


Figure (V-7) : Mode de rupture de poutre PC0T3

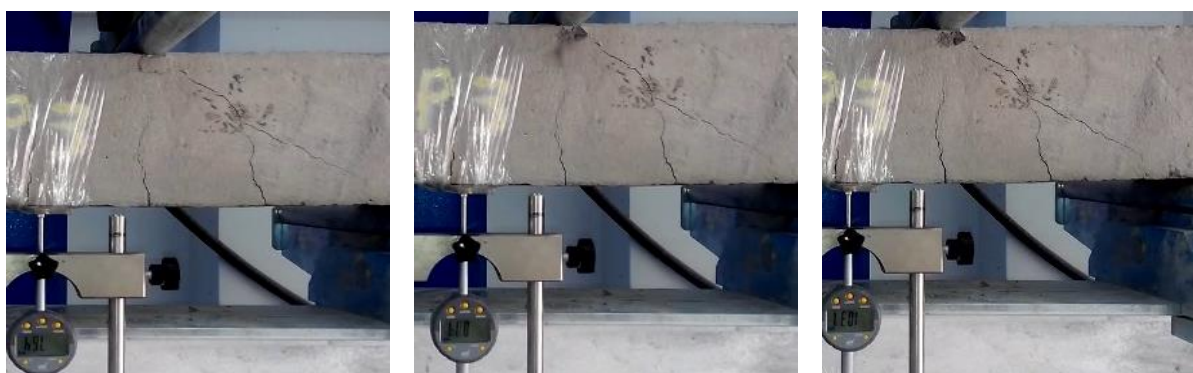


Figure (V-8) : Éclatement du béton au point d'application de la charge (poutre PC0T3)

V.4.2 Comportement des poutres corrodées :

La figure (V-9) montre les évolutions de la charge en fonction de la flèche pour les poutres corrodées sans préfissuration (PC5, PC10 et PC15) et celle de la poutre témoin PC0T.

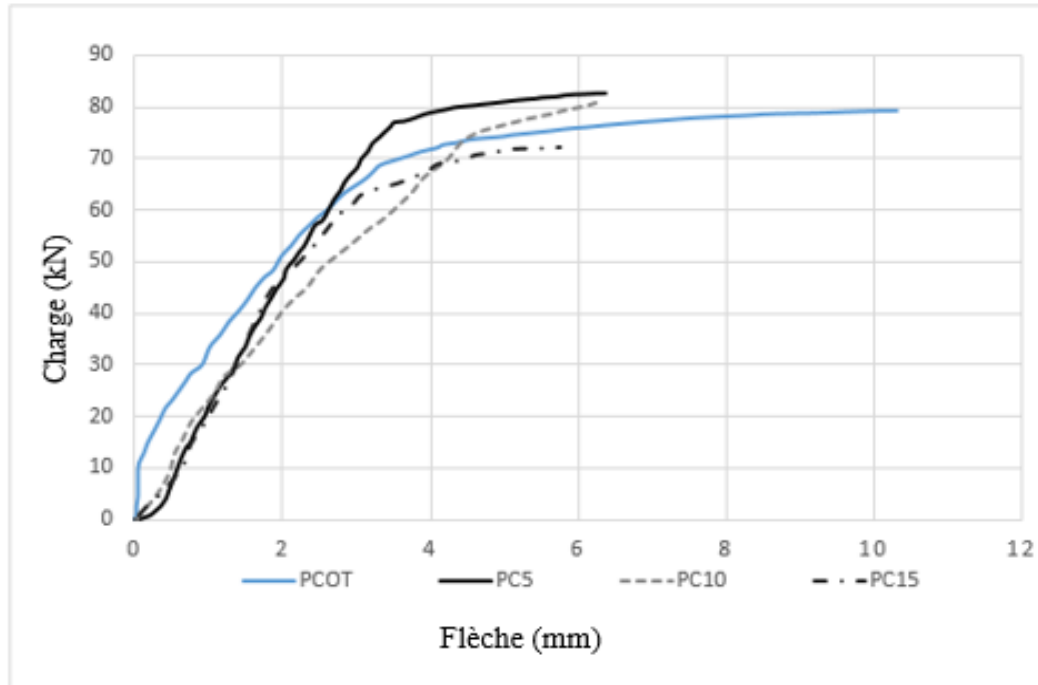


Figure (V-9) : Comportement charge/flèches des poutres corrodées

L'analyse de ces figures nous a permis de constater que le comportement des poutres corrodées se diffère à celui de la poutre témoin. En effet, c'est un comportement plus rigide caractérisé par une réduction significative de la flèche, et il peut être divisé seulement en deux phases :

- Une phase linéaire élastique avant la plastification des armatures : dans ce cas, la force est proportionnelle à la flèche jusqu'à un seuil de chargement.
- Une phase non linéaire après la plastification des armatures : elle est caractérisée par une faible augmentation de la charge par rapport à une évolution rapide de la flèche. Dans cette phase, des microfissures verticales apparaissent au bas des poutres, et ils se développent jusqu'à la rupture totale.

V.4.2.1 Le mode de rupture :

Un changement dans le mode de rupture a été remarqué, de rupture par traction diagonale pour les poutres témoins à une rupture par flexion (figure V-10), ceci est démontré par le fait que la réduction de la section transversale de l'armature a un effet plus important sur la capacité de flexion, que sur la capacité de cisaillement. Ce mode de rupture est dû principalement par l'épuisement de la déformation relative de l'acier après sa plastification,



Figure (V-10) : Mode de rupture des poutres corrodées

V.4.2.2 La charge de plastification :

La charge de plastification d'une poutre est définie comme le point d'intersection de deux droites de régression linéaire entre la partie linéaire et la partie non linéaire (le point F2 dans la figure V-4).

Le tableau (V-4) représente les charges de plastification des poutres corrodées. D'après ce tableau, on remarque, pour un faible taux de corrosion (5%), un retard de 5 kN de la charge de plastification par rapport à la poutre témoin (PC0T). Ce retard résulte principalement de fait de l'amélioration de l'adhérence acier/béton, suite à l'augmentation de la rugosité des barres, en raison de la formation de la couche de rouille [(Al-Sulaimani et al (1990), Almusallem et al (1996), Coronelli et al (2002)].

Le même phénomène a été constaté pour le taux de 10% avec une légère diminution de 5 kN par rapport à la poutre PC5 est cela due au début de l'endommagement de l'interface acier/béton. Pour un taux de corrosion avancée (15%), une légère diminution de 3 kN a été remarquée.

En somme, on peut conclure que :

- la corrosion a tendance d'améliorer la charge de plastification pour un faible taux de corrosion.
- La corrosion n'a pas un effet significatif sur la charge de plastification pour un taux de corrosion de 15%.

Tableau (V-4) : Charge de plastification des poutres corrodées

Poutres	PC0T	PC5	PC10	PC15
Charge de plastification (kN)	72	77	72	69

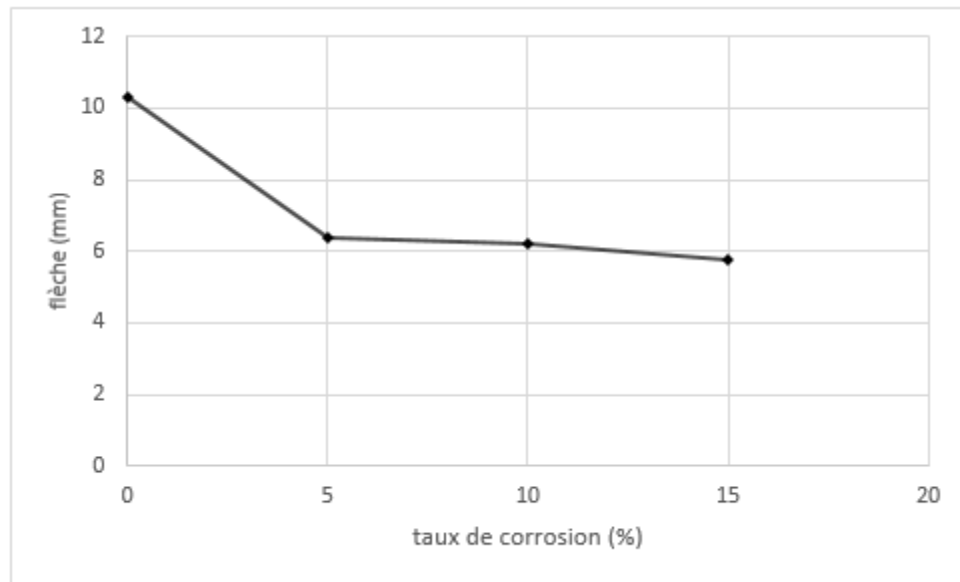


Figure (V-11) : Évolution de flèche en fonction de taux de corrosion

V.4.2.3 La flèche ultime :

Les flèches finales des poutres PC5, PC10 et PC15 sont réduites de 38,22%, 39,57% et 44,03% respectivement, par rapport à la poutre de contrôle PC0T (figure V-11). D'après l'analyse de ces résultats, la première constatation que nous avons tirée est que la corrosion affecte énormément la ductilité des poutres. En fait, la ductilité d'une poutre en béton armé provient de la ductilité des

armatures, la dégradation de cette dernière par la corrosion induite une dégradation de la ductilité de toute la poutre. Ces résultats sont conformes à ceux obtenus par Torres-Acosta et al (2007) où ils ont trouvé que la corrosion diminue la ductilité des poutres corrodées de 30% à 40% pour un taux de corrosion de 5% et 10% respectivement, et il peut atteindre jusqu'à 60% pour taux de corrosion de 15%.

V.4.2.4 La charge ultime :

Les résultats ont également révélé que la charge ultime pour la poutre PC5 (82,67 kN) est presque identique à celle de PC10 (80,71 kN). Ces deux valeurs sont même supérieures de 4.37% et 1.9% respectivement avec celle de la poutre de contrôle PC0T (79.21 kN). En fait, d'autres chercheurs ont également observé un comportement similaire [Cairns (2005), Al-Saidy (2010)]. Ce phénomène est expliqué par le fait que les produits de corrosion développés (rouille) ont tendance à améliorer l'adhérence acier/béton en augmentant la rugosité des armatures, cette amélioration a permis de compenser la perte de la section des armatures.

Pour un taux de corrosion de 15%, nous avons constaté une diminution de 8,7% de la charge ultime par rapport à la poutre PC0T, cette dégradation est due principalement à la formation des piqures (corrosion localisée) dans les zones fissurées (figure V-19).

V.4.2.5 La rigidité :

La rigidité semble aussi affectée par la corrosion, le tableau (V-5) récapitule les valeurs des rigidités des poutres corrodées. Ces valeurs montrent clairement que la rigidité diminue avec l'augmentation de taux de corrosion (figure V-12). On peut noter sur ce tableau que la rigidité des poutres a diminué de 25,40 kN/mm pour la poutre PC0T, à 22,76 kN/mm pour la poutre PC5. Également, les résultats montrent une diminution de 30.5% de la rigidité en flexion pour un taux de corrosion de 10%. Ces résultats sont presque conformes à ceux obtenus par Torres-Acosta et al (2004) qui ont constaté une réduction de 32% de rigidité pour un taux de corrosion de 14%. En revanche, la rigidité de poutre PC15 semble un peu exagérée, l'explication possible de ce résultat peut être liée soit aux conditions d'essai (le chargement, la disposition de LVDT..etc.), soit au processus de corrosion. En fait, dans le cas de poutre PC15, les fissures transversales engendrées par la corrosion (figure V-19) ont tendance à transférer le mode de corrosion, de corrosion générale

à une corrosion localisée au fond des fissures, dans ce cas plus la corrosion est localisée est élevée, plus la diminution de la rigidité est faible, Torres-Acosta et al (2004).

Tableau (V-5) : Rigidité des poutres corrodées

Poutres	Le taux de corrosion %	La rigidité k (kN/mm)	Comparaison avec PCOT (%)
PCOT	0	25.40	/
PC5	5	22.76	- 10.4
PC10	10	17.65	- 30.5
PC15	15	18.15	- 28.54

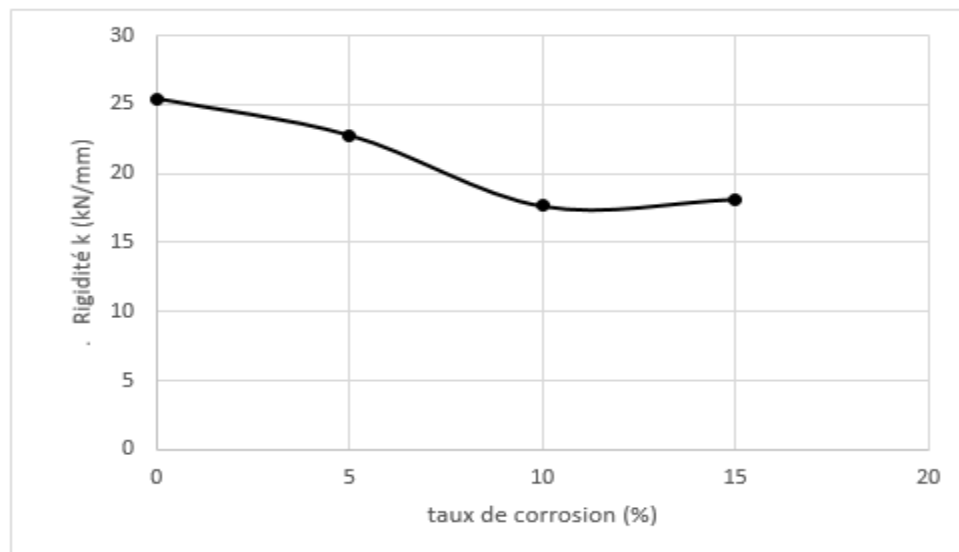


Figure (V-12) : Évolution de la rigidité en fonction de taux de corrosion

V.4.3 Comportement des poutres préfissurées/corrodées :

La figure (V.13) représente les courbes charge/flèche pour les poutres corrodées avec préfissuration (PC5P, PC10P et PC15P).

D'après l'analyse de ces graphiques, on constate que le comportement de ces poutres est un comportement biphasique composé de :

- Une phase élastique linéaire : où l'évolution de la charge est proportionnelle à celle de la charge jusqu'à un seuil de chargement (seuil de plastification des armatures longitudinales)
- Une phase non linéaire : caractérisée par une augmentation rapide de la flèche par rapport à celle de la charge, les fissures de préfissuration se développent en profondeur et vers le point d'application de la charge jusqu'à la rupture totale des poutres.

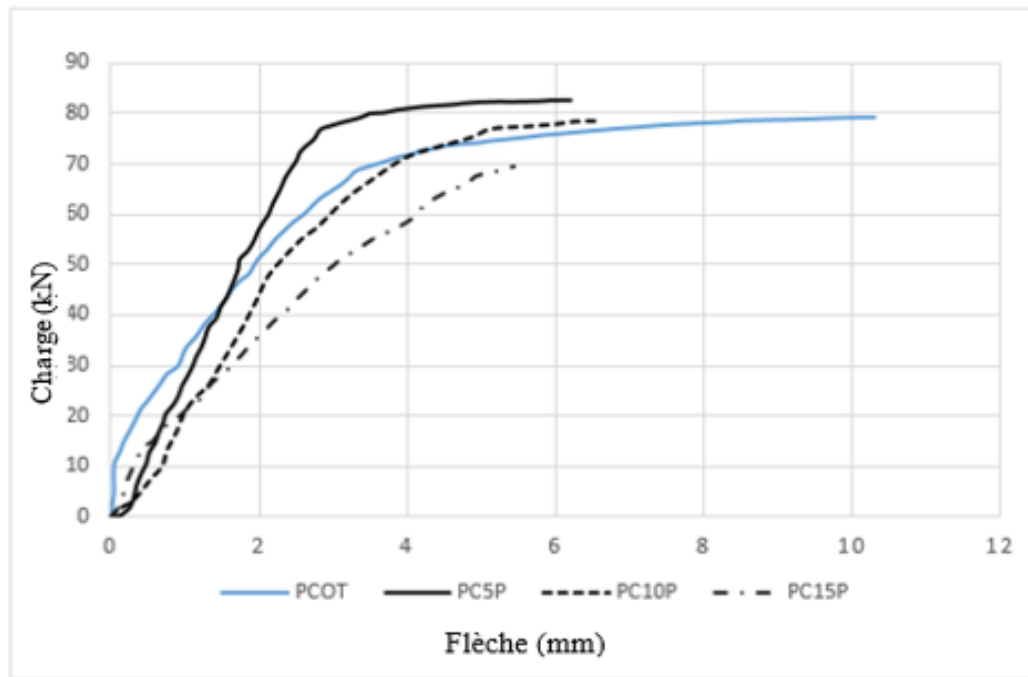


Figure (V-13) : Comportement des poutres préfissurées/corrodées

V.4.3.1 Le mode de rupture :

Le mode de rupture pour les poutres préfissurées/corrodées est une rupture par flexion pure (Figure V-14). D'ailleurs, aucune fissure diagonale n'a été signalée, seules les fissures de préfissuration qui sont développées en profondeur jusqu'à la rupture totale.



Figure (V-14) : Mode de rupture des poutres préfissurées/corrodées

V.4.3.2 La charge de plastification :

Le tableau (V-6) récapitule les charges de plastification des poutres préfissurées/corrodées.

Tableau (V-6) : Charge de plastification des poutres préfissurées/corrodées.

Poutres	PC0T	PC5P	PC10P	PC15P
Charge de plastification (kN)	72	79	75	63

Pour un faible taux de corrosion (5%), un retard de 7 kN a été constaté par rapport à la poutre témoin (PC0T). Le même phénomène a été observé pour un taux de corrosion moyenne de 10% où la charge de plastification a été retardée de 3 kN par rapport à la poutre PC5 et à la poutre témoin. Ce retard est dû principalement par deux causes :

- L'amélioration de l'adhérence acier/béton à la suite de la formation de couche de rouille (le même phénomène observé pour les poutres PC5 et PC10).
- La préfissuration a retardé la charge de plastification en bloquant la propagation des fissures diagonales, ce qui a augmenté le palier de plasticité des poutres préfissurées/corrodées par rapport à celui des poutres corrodées.

Pour un taux de corrosion de 15%, la charge de plastification a été diminuée de 12,5% par rapport à la poutre PC0T et de 20,25% par rapport à la poutre PC5P.

V.4.3.3 La flèche ultime :

Nous avons remarqué une diminution de 39,86%, 36,66% et 47,13% pour les poutres PC5P, PC10P et PC15P respectivement par rapport à PC0T. D'après l'analyse des résultats, nous avons constaté que la combinaison entre la préfissuration et la corrosion n'a pas un effet significatif sur la flèche, une légère diminution de 1% à 3% a été constatée pour les poutres PC5P et PC15P par rapport aux poutres PC5 et PC15 respectivement. L'explication pour ce phénomène est que la préfissuration a une influence sur l'initiation de la corrosion et non pas sur la propagation [Misra et al (1991), Mohammed et al (2003), voir section III.II.3]. Pour un taux de corrosion de 10%, une légère augmentation de 2.9% a été remarquée par rapport à la poutre PC5, cela est due probablement à l'amélioration de condition d'adhérence acier/béton.

V.4.3.4 La charge ultime :

Les charges ultimes des poutres préfissurées/corrodées sont presque identiques par rapport aux poutres corrodées. D'après le tableau (V-3), la valeur de la charge ultime de la poutre PC5P a augmenté de 4.41% par rapport à PC0T, cette valeur est identique à celle trouvée par la poutre PC5 (différence de 0.04%).

Pour la poutre PC10P, une légère diminution de 0.88% par rapport à PC0T. Ce qui explique que même après la préfissuration, l'application de 5% et 10% de taux de corrosion n'a pas influencé la résistance à la flexion maximale supportée par les poutres. Cependant, avec un taux de corrosion de 15%, la charge ultime de PC15P a diminué de 12,11% par rapport à la poutre PC0T. Si l'on considère la chute de 8,7% enregistrée pour PC15 (uniquement corrodée), une diminution supplémentaire d'environ 6,3% a été générée par la combinaison préfissuration/ corrosion.

V.4.3.5 La rigidité :

Le tableau (V-7) illustre les valeurs de rigidité des poutres préfissurées/corrodées. Par comparaison de ces valeurs avec celle de la poutre de contrôle PC0T, on remarque que plus le taux de corrosion augmente, plus la rigidité diminue. En général, la diminution de la rigidité pour les poutres préfissurées/corrodées variée entre 15.79% à 40.9% pour un taux de corrosion de 5% à 15%.

Tableau (V-7) : Rigidité des poutres préfissurées/corrodiées

Poutres	Taux de corrosion (%)	La rigidité k (kN/mm)	Comparaison avec PCOT (%)
PC0T	0	25.40	/
PC5P	5	21.39	- 15.79
PC10P	10	17.20	- 32.28
PC15P	15	15.01	- 40.90

V.5 Effet de la combinaison préfissuration/corrosion sur le comportement mécanique en flexion des poutres en béton armé :

V.5.1 Effet de la combinaison préfissuration/corrosion sur la charge et sur la flèche ultime :

La comparaison entre les résultats d'essais de flexion des poutres corrodées et ceux des poutres préfissurées/corrodiées conduit aux remarques suivantes :

V.5.1.1 Pour un taux de corrosion de 5% :

Les deux modes d'endommagement conduisent à des charges et des flèches ultimes presque identiques, malgré la présence de la préfissuration pendant l'exposition à la corrosion. Par exemple, la charge maximale pour la poutre PC5P est de 82.71kN comparée avec une valeur de 82.67kN pour PC5 (figure V-17). La flèche ultime pour la poutre PC5P est de 6.53mm comparée avec 6.23mm pour la poutre PC5 (figure V-18).

En somme, la combinaison préfissuration/corrosion ne semble pas à un effet important sur la charge et la flèche ultime pour un taux de corrosion $\leq 5\%$. Bien que ces résultats sont très faibles par rapport à ceux attendus, ils peuvent être expliqués par deux phénomènes :

a- **La formation des bouchons de corrosion :**

D'après la littérature [Lorentz (1995), François. P (2009)], pour un faible taux de corrosion, des bouchons d'oxydes et d'hydroxydes peuvent être formés dans le fond des fissures. Ces bouchons peuvent limiter le processus de corrosion en limitant la pénétration des chlorures, d'eau et d'oxygène dans le béton.

Dans notre cas, après le test de corrosion, une couche brunâtre a été remarquée dans la partie inférieure de la poutre pré-fissurée/corrodée PC5P, pour déterminer la source de cette couche, toute la partie extérieure du béton a été enlevée par ponçage. La figure (V-15) représente la poutre PC5P avant et après le ponçage, d'après cette figure, il est clair que les sources de la couche brunâtre sont bien les fissures de pré-fissuration. En réalité, la couleur brune provient de la rouille, l'accumulation de la rouille a tendance à colmater les fissures pour un faible taux de corrosion. Pour vérifier ce phénomène, la couche brunâtre de poutre PC5 a été aussi enlevée (figure V-16), après le ponçage, aucune trace de rouille n'a été remarquée, en fait, cette couleur ne provient pas de la poutre PC5, mais d'une autre poutre conservée dans la même solution pendant le processus de corrosion.

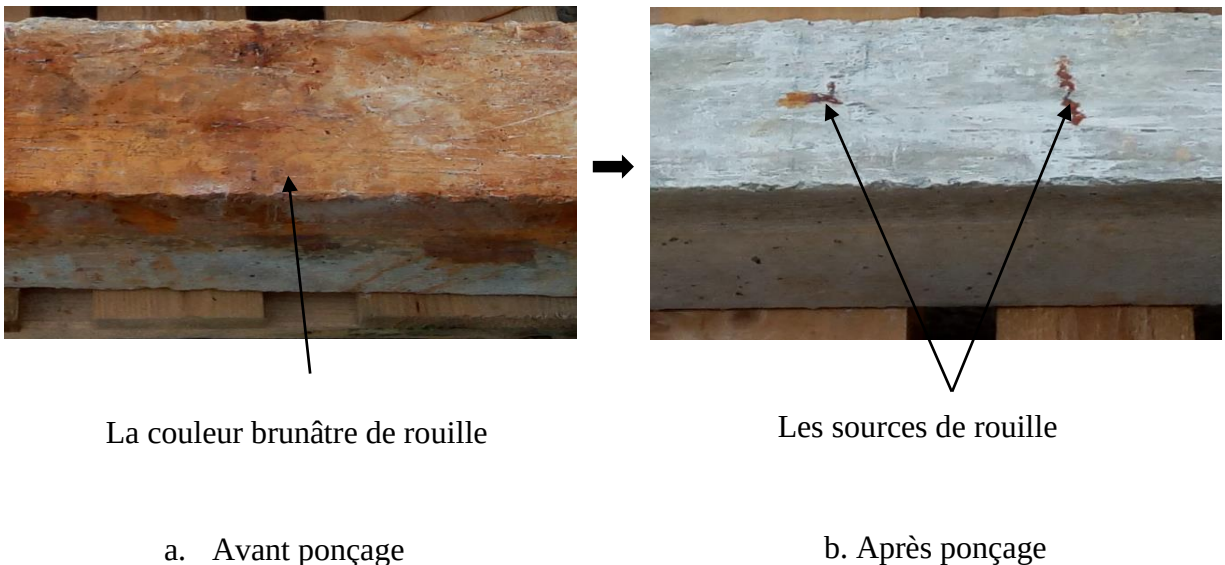


Figure (V-15) : Ponçage de poutre PC5P



b. Avant ponçage

b. Après ponçage

Figure (V-16) : Ponçage de poutre PC5

a- L'auto-cicatrisation des fissures :

D'après les recherches réalisées antérieurement sur ce phénomène [voir section III.II.4.6.2], on croit que toutes les conditions pour lesquelles l'auto-cicatrisation se produise sont réunies, notamment :

- La conservation dans l'eau.
- Ouverture de fissure de 0.3mm.
- Température de stockage de 20 ± 2 °C.
- Un degré d'endommagement faible.

Dans notre cas, la poutre PC5P a été pré-fissurée après 29 jours de cure, ensuite stockée dans l'eau (pH de 8) pendant 15 jours (pour réaliser le processus de corrosion). Selon Yang et al (2009), l'auto-cicatrisation pour un endommagement > 28jours est liée essentiellement à la formation des carbonates de calcium, préalablement en surface et elle se propage vers l'intérieur du béton. Cependant, le faible temps de conservation de poutre PC5P dans l'eau (15jours seulement) a limité la production de ce phénomène.

V.5.1.2 Pour les taux de corrosion de 10% et de 15%:

Les résultats ont révélé une légère diminution de la charge ultime de 2,78% et de 2,9% pour des taux de corrosion de 10% et de 15% respectivement (figure V-17). Ainsi, la flèche est diminuée de 3.41% pour une corrosion de 15% (figure V-18). Ces diminutions sont dues principalement par les fissures longitudinales de corrosion. En fait, la pénétration des chlorures est favorisée par la préfissuration, pour un faible taux de corrosion, les rouilles développées ont tendance à réduire le

taux de corrosion par la formation des bouchons de corrosion. Au cours du temps, l'augmentation de volume de rouille entraîne une pression sur le béton environnant, ce qui limite l'effet des bouchons de corrosion.

D'autre part, des fissures longitudinales parallèles aux armatures sont apparues dans la partie inférieure de poutre (figure V-19). La réunion des fissures longitudinales et transversales accélère à nouveau la vitesse de corrosion en favorisant la pénétration des chlorures.

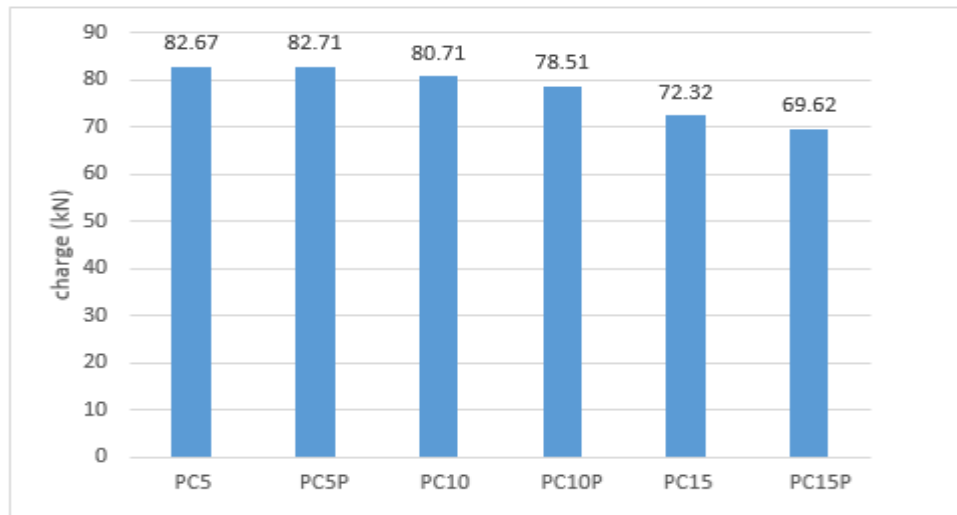


Figure (V-17) : Evolution de la charge ultime en fonction de taux de corrosion pour les poutres corrodées et préfissurées/corrodées



Figure (V-18) : Evolution de la flèche ultime en fonction de taux de corrosion pour les poutres corrodées et préfissurées/corrodées



Figure (V-19) : Exemple des fissures longitudinales (poutre PC15P)

V.5.2 Effet de la combinaison préfissuration/corrosion sur la charge de plastification :

La figure (V-20) représente l'évolution des charges de plastification des poutres préfissurées/corrodées avec celle des poutres corrodées.

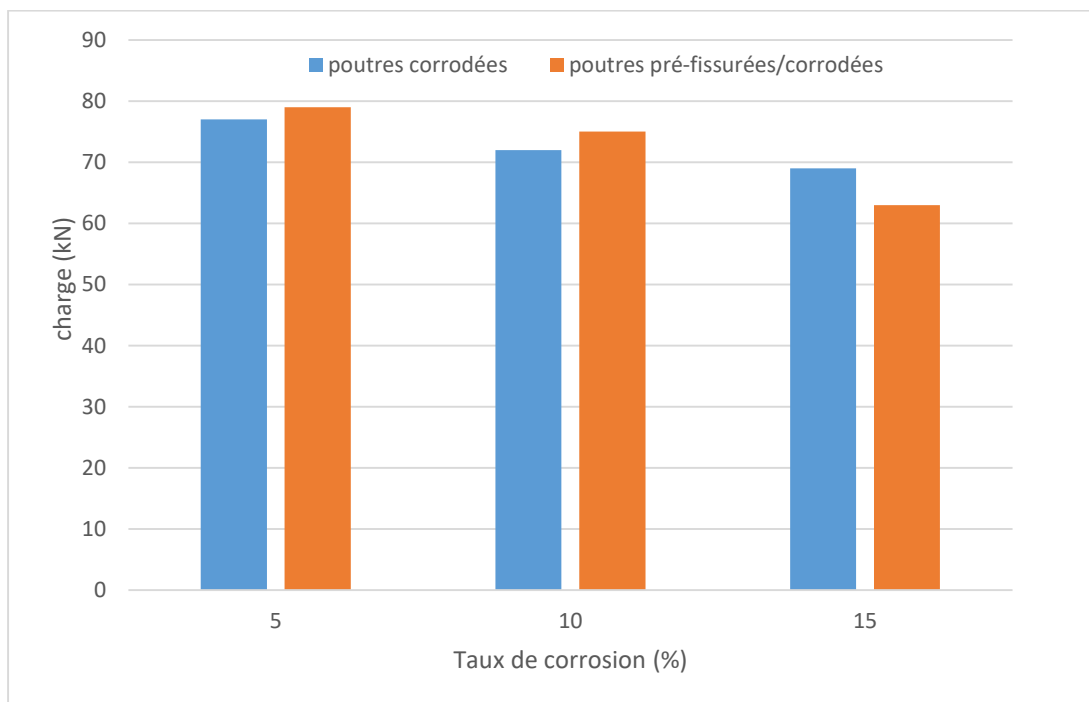


Figure (V-20) : Relation entre la charge de plastification, la préfissuration, et la corrosion.

D'après cette figure, il est clair que la charge de plastification diminue avec l'augmentation de taux de corrosion avec une légère différence entre les deux cas.

En effet, pour un taux de corrosion $\leq 10\%$, la charge de plastification est légèrement supérieure pour les poutres préfissurées/corrodiées par rapport aux poutres corrodées. Cette augmentation est due principalement à la préfissuration qui a rendu les poutres plus ductiles en limitant la propagation des fissures diagonales. Par contre, pour un taux de corrosion avancé (15%), la charge de plastification est inférieure de 8,33% pour les poutres préfissurées/corrodiées par rapport aux poutres corrodées seulement.

Entre autres, la préfissuration a augmenté le palier de plasticité jusqu'à un certain taux de corrosion (10%), à partir de cette valeur, l'augmentation de volume des produits de corrosion a créé des fissures longitudinales parallèles aux armatures dans le béton d'enrobage (figure V-19). D'une part, la formation des piqures dans les zones fissurées a induit une répartition non uniforme de la corrosion le long des barres, ce qui a diminué le palier de plasticité. D'autre part, l'accumulation des produits de corrosion autour des armatures provoque une chute brutale de l'adhérence acier/béton.

Enfin, on peut conclure que :

- la préfissuration a amélioré le palier de plasticité des poutres pour un faible taux de corrosion.
- La combinaison préfissuration/corrosion a diminué la charge de plastification pour un taux de corrosion avancé.

V.5.3 Effet de la combinaison préfissuration/corrosion sur la rigidité :

En général, jusqu'à 10% de corrosion, les rigidités des poutres préfissurées/corrodiées sont presque identiques à celles des poutres corrodées (figure V-21). En effet, pour un faible taux de corrosion, la préfissuration accélère la vitesse d'initiation de corrosion en formant un accès plus facile aux chlorures, une légère différence a été enregistrée de 5.39% pour un taux de corrosion de 5% par comparaison aux poutres PC5 et PC5P. Avec le temps, l'accumulation des produits de corrosion limite la pénétration des chlorures, ce qui diminue la vitesse de corrosion, l'effet de la préfissuration a diminué de 1.78% par comparaison entre les poutres PC10 et PC10P.

Pour un taux de corrosion avancée, la pression provoquée par les produits de corrosion a tendance à limiter la formation des bouchons de corrosion, et à créer des fissures longitudinales parallèles aux armatures (figure V-19). Ces deux types de fissures accélèrent à nouveau la vitesse de

pénétration des chlorures. L'ensemble de ces phénomènes augmente la plage de différence de rigidité de 12.36% entre la poutre corrodée PC15 et la poutre pré-fissurée/corrodée PC15P.

Par ailleurs, pour les poutres préfissurées/corrodées, la rigidité a été diminuée de 15.79%, pour le premier intervalle de corrosion (de 0 à 5%) et de 16.5% pour le deuxième intervalle (de 5 à 10%). En revanche, elle a été diminuée seulement de 8.62% pour le dernier intervalle (de 10 à 15%). En effet, la préfissuration initiale plus les fissures engendrées par la corrosion, ont transformé le mode de corrosion d'une corrosion générale à une corrosion localisée, non uniforme, au fond et à proximité des fissures. Cette répartition induit une distribution non uniforme de la perte de section le long de la barre, ce qui conduit à une diminution plus faible de la rigidité. Selon Torres-Acosta et al (2004) plus la corrosion localisée est élevée, plus la diminution de la rigidité est faible.

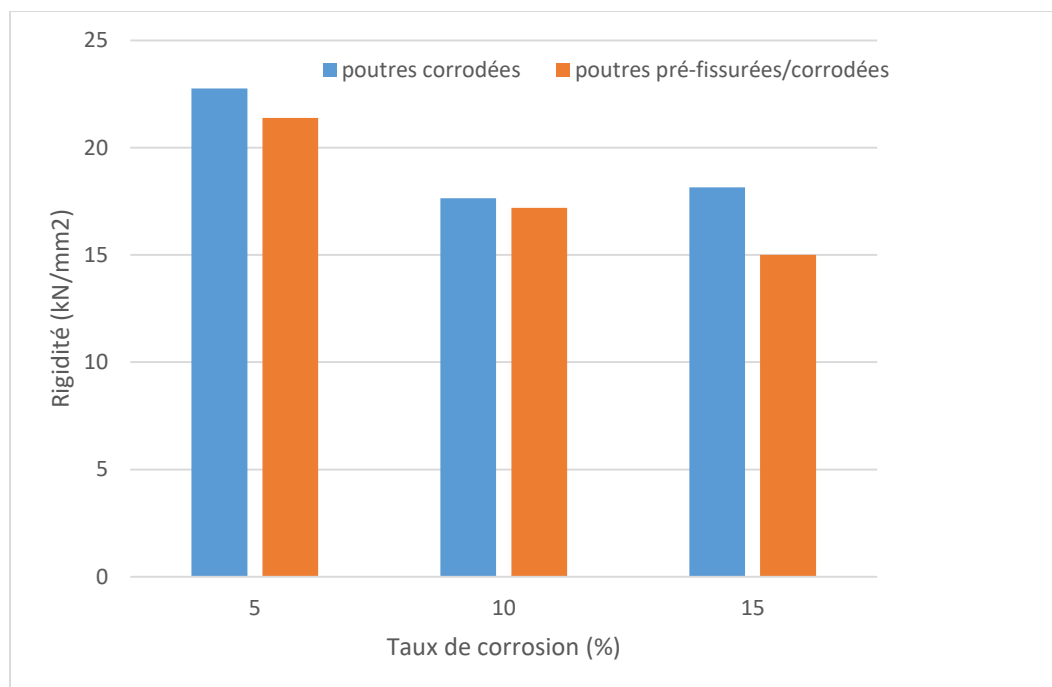


Figure (V-21) : Relation entre la rigidité, la préfissuration, et la corrosion.

V.6 Conclusion :

Pour déterminer l'effet de la combinaison préfissuration/corrosion sur le comportement mécanique en flexion des poutres en béton armé, deux modes d'endommagement ont été utilisés. Le premier consiste à corroder directement les poutres, le deuxième mode consiste à pré-fissurer mécaniquement les poutres, ensuite les corroder. La corrosion a été accélérée sous champ électrique, avec trois taux 5%, 10% et 15%.

L'effet des chlorures sur la résistance mécanique du béton a été aussi abordé, les résultats montrent que la présence des chlorures au sein du béton dégrade progressivement sa résistance en compression et en traction, cette dégradation est due principalement à la dissolution de la portlandite, des C-S-H et de la formation de sel de Freidel.

Pour le comportement mécanique des poutres, différents points ont été étudiés notamment, la charge et la flèche ultime, le mode de rupture, la charge de plastification et la rigidité.

En général, les résultats montrent que la combinaison préfissuration/corrosion n'a pas un effet significatif sur le comportement mécanique pour un taux de corrosion $\leq 10\%$. Alors que, son effet augmente avec l'augmentation de taux de corrosion. Entre autres, les remarques suivantes ont été tirées des résultats expérimentaux :

- La préfissuration induit une initiation plus rapide de la corrosion
- La formation des bouchons de corrosion peut diminuer temporairement la vitesse de corrosion.
- La préfissuration peut augmenter le palier de plasticité pour un faible taux de corrosion.
- La combinaison préfissuration/corrosion a diminué la charge de plastification pour un taux de corrosion avancé.
- La corrosion a diminué la flèche ultime de plus de 40%.
- La combinaison préfissuration/corrosion n'a pas un effet significatif sur la charge et sur la flèche ultime.
- La corrosion a changé le mode de rupture, d'une rupture par traction diagonale à une rupture par flexion.
- Plus le taux de corrosion augmente, plus la rigidité diminue.
- La combinaison préfissuration/corrosion a diminué la rigidité de plus de 40%.
- La vitesse de dégradation de rigidité diminue avec l'augmentation de taux de corrosion.

Chapitre VI : La réparation des poutres préfissurées/corrodiées avec les matériaux composites à base des fibres de carbone

VI.1 Introduction :

Dans les structures en exploitation, la combinaison préfissuration/corrosion est une pathologie souvent rencontrée. Vu ses effets négatifs sur le comportement mécanique des poutres en béton armé, démontrées dans la partie précédente, la réparation devient indispensable.

En effet, plusieurs méthodes de réparation et de renforcement ont été développées sur ce sujet, à titre d'exemple ; le coulage des plaques et des tôles en acier, la projection des bétons fibrés (AFGC 2003). Bien que ces techniques soient encore utilisées, elles comportent beaucoup d'inconvénients notamment ; le poids lourd des plaques d'acier et sa corrosion, la durabilité du béton projeté. Afin de remédier à ces inconvénients, les polymères renforcés de fibres (PRF) sont utilisés ces dernières années pour réparer ou renforcer les poutres en béton armé. Parmi les techniques le plus utilisées, le système EBR (externally bonded reinforcement) ou renforcement par collage extérieur, et le système NSM (NEAR Surface Mounted) ou PRF collé près de la surface [voir section II-7-3].

Bien que l'utilisation des PRF comme un matériau de renforcement ait été étudiée par plusieurs chercheurs, il est important de noter que les dommages dans les poutres utilisées dans ces études ont été limités à la corrosion seule (Al-Saidy et al 2010), ou à la préfissuration seule (Kermiche et al 2012). De ce fait, le présent chapitre est consacré à étudier expérimentalement la réparation des poutres en béton armé préfissurées/corrodées par les matériaux composites à base des fibres de carbone.

D'abord, les poutres utilisées, les processus de préfissuration et de corrosion accélérée sont identiques à ceux utilisés dans la partie précédente. Trois séries de poutres en béton armé ont été testées, pour chaque série, deux poutres ont été renforcées par deux méthodes différentes après avoir été préfissurées et corrodées, puis comparées avec une autre préfissurée et corrodée. L'ensemble des poutres réparées ont été comparées à une poutre corrodée, chargée jusqu'à la rupture sans qu'elle ne soit ni préfissurée ni renforcée. Le taux de corrosion varie entre 5%, 10% et 15%. Pour chaque série, deux méthodes de réparations ont été utilisées, la première avec les lamelles et la deuxième mixte, le tissu avec la lamelle à base des fibres de carbone.

VI.2 Les propriétés des matériaux composites :

Deux types des matériaux composites ont été utilisés dans cette étude :

VI.2.1 Les lamelles à base des fibres de carbone

Les lamelles utilisées sont de type CarboDur S1012/160, de section (100×1.2mm), constituées de plus de 68% de fibres de carbone noyées dans une résine époxy. Les propriétés de ces lamelles sont présentées dans le tableau (VI-1).

Tableau (VI-1) : Caractéristiques des lamelles (CarboDur)

Caractéristiques	valeurs
Longueur (mm)	700
Largeur (mm)	100
Épaisseur (mm)	1.2
Densité	1.6
Module d'élasticité (MPa)	165000
Résistance en traction (MPa)	3100
L'élongation à la rupture	< 0,85%

Dans le but d'assurer une parfaite adhérence béton/PRFC, ces plaques sont collées aux poutres à l'aide d'une résine époxy bi-composant, de type SikaDur-30, les propriétés de cette résine sont présentées dans le tableau (VI-2).

Tableau (VI-2) : Caractéristiques de résine (SikaDur-30)

Caractéristiques	Valeurs
Densité	1.65±0.1
Retrait (%)	0.04
Coefficient de dilatation thermique W	$2,5 \times 10^{-5}$
Adhérence (MPa)	> 4
Résistance en compression (MPa)	65-75 après 3 jours de durcissement
Module d'élasticité en compression (MPa)	9600
Module d'élasticité en traction (MPa)	11200

VI.2.2 Le tissu à base des fibres de carbone :

Le tissu utilisé est de type SikaWrap-600 C, d'épaisseur 0.331mm, composé de 96% de fibres de carbone unidirectionnel orienté dans le sens de la longueur du tissu. Les caractéristiques physiques et mécaniques de ce type de matériau sont présentées dans le tableau suivant (VI-3)

Tableau (VI-3) : Propriétés de tissu (SikaWrap-600 C)

Caractéristiques	Valeurs
Longueur (mm)	700
Largeur (mm)	450
Épaisseur (mm)	0.331
Densité des fibres	1.81
Module d'élasticité en traction (MPa)	235000
Résistance en traction (MPa)	3000

Le tissu SikaWrap-600 C est combiné avec une résine époxy dont les propriétés sont indiquées dans le tableau (VI-4)

Tableau (VI-4) : Propriétés de résine (SikaDur-330)

Caractéristiques	Valeurs
Densité (kg/l)	1.3±0.1
Retrait (%)	0.04
Coefficient de dilatation thermique W	4.5×10^{-5}
Adhérence (MPa)	> 4
Résistance en traction (MPa)	30 (7 jours à +23°C)
Module d'élasticité en flexion (MPa)	3800
Module d'élasticité en traction (MPa)	4500
L'allongement à la rupture (%)	0.9

VI.3 Le protocole expérimental :

Les poutres utilisées dans cette partie sont identiques à celles utilisées dans la partie précédente, dont la section est de (150×150×960mm), chaque poutre a été renforcée par quatre barres d'acier

longitudinales de diamètre $\Phi 10\text{mm}$ et des étriers de $\Phi 06\text{mm}$. Ces poutres ont été préfissurées en flexion quatre points avec une charge de 60% de charge ultime, ensuite corrodées sous champ électrique, dont le taux de corrosion est varié de 5%, 10% et 15%.

À la fin de période de corrosion accélérée, les poutres ont été transférées au laboratoire d'analyse de la Société Sika Algérie. Dans le but d'évaluer l'effet de renforcement par PRFC sur le comportement mécanique des poutres en béton armé endommagées par la combinaison préfissuration/corrosion, deux techniques de renforcement ont été utilisées :

VI.3.1 L'application directe des lamelles (méthode M1) :

Cette méthode consiste à couler directement les lamelles sur la partie inférieure des poutres. En pratique, elle est utilisée souvent dans le cas où seule la partie tendue est visible.

Tout d'abord, pour éliminer la couche de rouille en surface, une préparation par ponçage a été réalisée (figure VI-1-a). Par la suite, un nettoyant a été utilisé pour nettoyer la surface poncée de poutre et la partie à coller de lamelle (déliant). Après l'application de la résine sur la lamelle, cette dernière a été collée directement sur le support. À la fin, un rouleau a été utilisé pour presser la lamelle sur toute sa longueur et sa largeur (figure VI-1-b), (figure VI-2).



a : Préparation de surface par ponçage



b : Application directe des lamelles

Figure (VI-1) : Méthode d'application directe des lamelles (M1).

VI.3.2 La méthode mixte (M2) :

Cette méthode est identique à la première méthode (M1), sauf dans ce cas, un tissu a été ajouté sur la lamelle et sur les deux côtés des poutres (figure VI-2). Après le collage de lamelle, le tissu a été nettoyé, ensuite collé sur la couche d'époxy sur la poutre. Pour assurer un parfait ancrage lamelle/tissu et béton/tissu, l'ensemble de composite a été pressé à l'aide d'un rouleau sur toute la surface. À la fin, dans le but d'assurer une meilleure adhérence tissu/lamelle, une couche supplémentaire d'époxy a été ajoutée sur le tissu (figure VI-3), en pratique, cette couche est utilisée en tant que revêtement de protection avant l'application de la couche finale de finition.

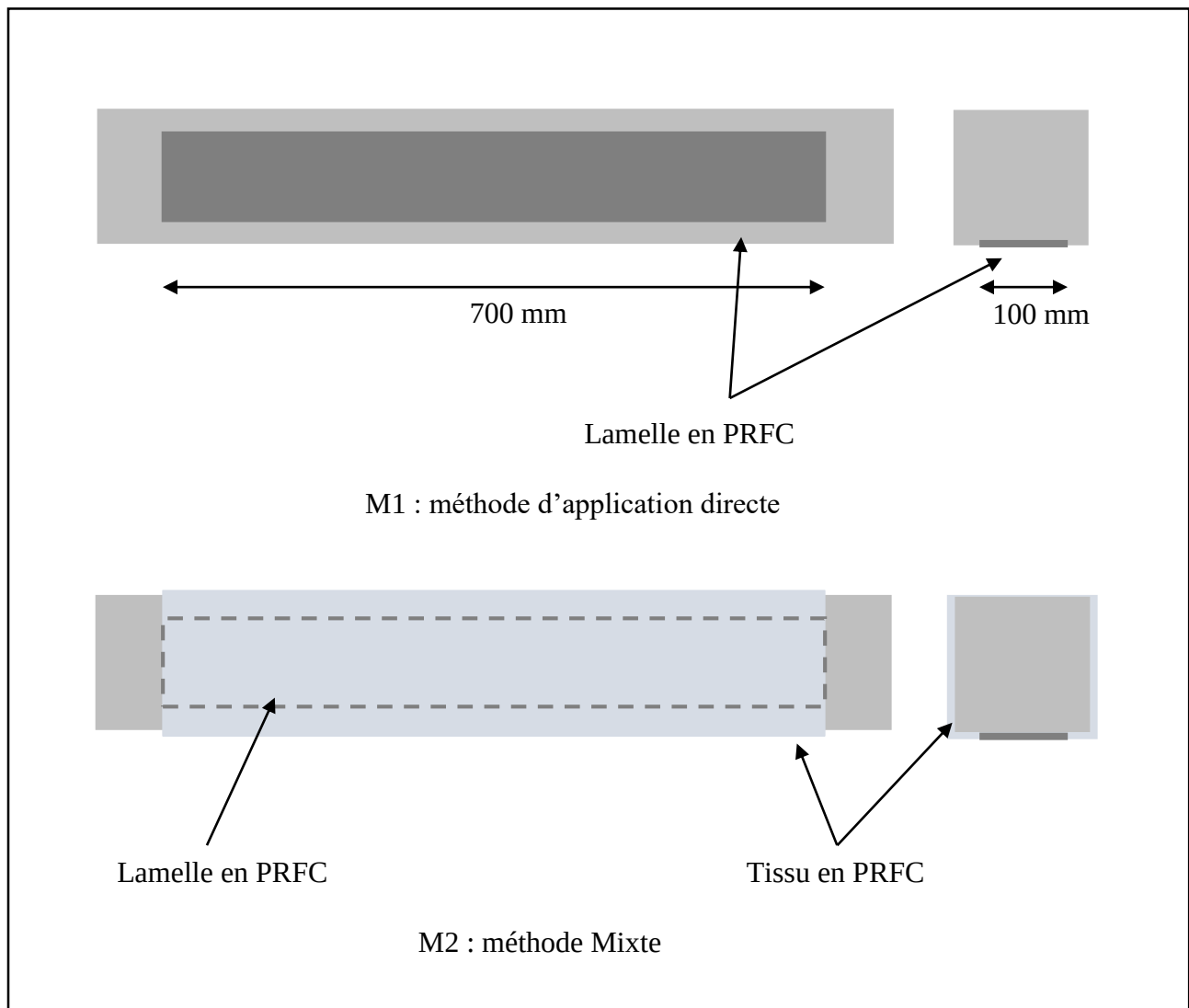


Figure (VI-2) : Modes de renforcement utilisés



Figure (VI-3) : La réparation par la méthode mixte, lamelle + tissu en PRFC (M2)

VI.4 Résultats et discussions :

Après la réparation, les poutres sont chargées jusqu'à la rupture avec un appareil de flexion quatre points. Le tableau (VI-5) récapitule les valeurs de la charge et de la flèche ultime des poutres préfissurées/corrodiées (avec les taux de corrosion 5%, 10% et 15%), ensuite réparées par l'application directe de composites (méthode M1) et par la méthode mixte tissu avec lamelle (méthode M2).

Tableau (VI-5) : Résultats des tests de flexion

Poutres	Flèche ultime (mm)	Charge ultime (kN)	Comparaison avec la poutre PCOT	
			Flèche ultime (%)	Charge ultime (%)
PC0T	10.31	79.21	/	/
PC5P-M1	2.83	88.16	-72.55	+11.3
PC5P-M2	3.11	135.83	-69.83	+71.48
PC10P-M1	2.42	89.53	-76.52	+13.02
PC10P-M2	2.75	116.32	-73.32	+46.85
PC15P-M1	1.59	76.57	-84.57	-3.33
PC15P-M2	2.47	112.81	-76.04	+42.41

VI.4.1 Comportement mécanique en flexion des poutres préfissurées/corrodiées/réparées par la méthode M1 :

La figure (VI-4) illustre l'évolution de la charge en fonction de la flèche pour les poutres préfissurées/corrodiées/réparées par l'application directe des lamelles en fibres de carbone. D'après cette figure, le comportement des poutres peut être résumé par une seule phase linéaire élastique dont l'évolution de la charge est proportionnelle à celle de la flèche jusqu'à la rupture totale. Pour les poutres PC5P-M1 et PC10P-M1, un changement brusque de comportement traduit par une augmentation rapide de la flèche a été remarquée, ce changement est du probablement au

décollement partiel de composite. Par comparaison avec les poutres préfissurées/corrodiées, le comportement élastoplastique de ces poutres a évolué vers un comportement élastique après renforcement.

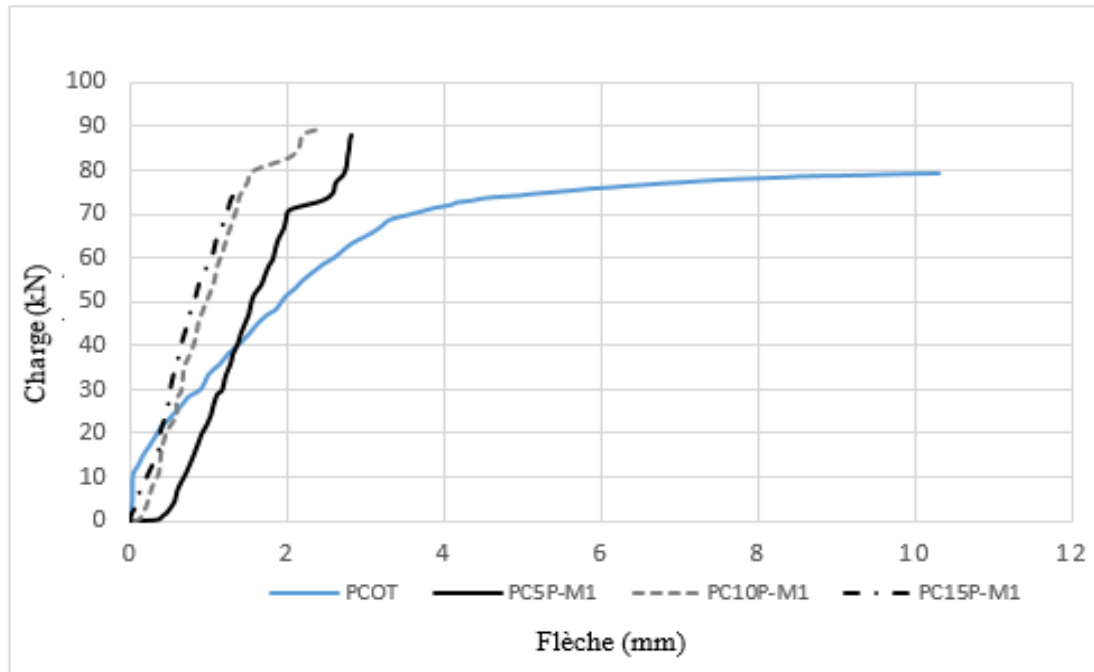


Figure (VI-4) : Comportement des poutres préfissurées/corrodiées/réparées par M1

VI.4.1.1 Le mode de rupture :

Pour le premier mode de renforcement, des fissures d'effort tranchant ont été remarquées pour une charge variée entre 70-90 kN, ces fissures se naissent à l'extrémité de la lamelle et elles se propagent diagonalement vers le point d'application de la charge en faisant un angle de 45°. D'après la figure (VI-5) et la figure (VI-6), il est clair que la rupture des poutres est une rupture par cisaillement avec décollement partiel de composite. En fait, ce mode de renforcement ne contribue pas à l'amélioration de la résistance en cisaillement, seules les capacités de cisaillement initiales des poutres qui caractérisent ses résistances au cisaillement après le renforcement.



Figure (VI-5) : Mode de rupture par cisaillement des poutres renforcées par M1



Figure (VI-6) : Décollement partiel de lamelle des poutres renforcées par M1

VI.4.1.2 La flèche ultime :

Par comparaison avec la poutre de contrôle PC0T, nous avons constaté une diminution significative de 72,55%, 76,52% et 84,57% pour les poutres PC5P-M1, PC10P-M1 et PC15P-M1 respectivement. Cependant, par comparaison avec les poutres préfissurées/corrodiées sans renforcement extérieur PC5P, PC10P et PC15P, la diminution est de 54,35%, 62,94% et 70,82% pour les poutres PC5P-M1, PC10P-M1 et PC15P-M1 respectivement.

Ces résultats peuvent être expliqués par le fait que les lamelles en PRFC sont des matériaux rigides, elles empêchent les poutres de se déformer, et dès que la charge atteint un seuil critique, une rupture soudaine de la poutre se produite soit par décollement de lamelle, soit par effort tranchant,

soit par la réunion de ces deux conditions. En outre, d'après la figure (VI-7), plus le taux de corrosion augmente, plus la flèche ultime des poutres réparées diminue.

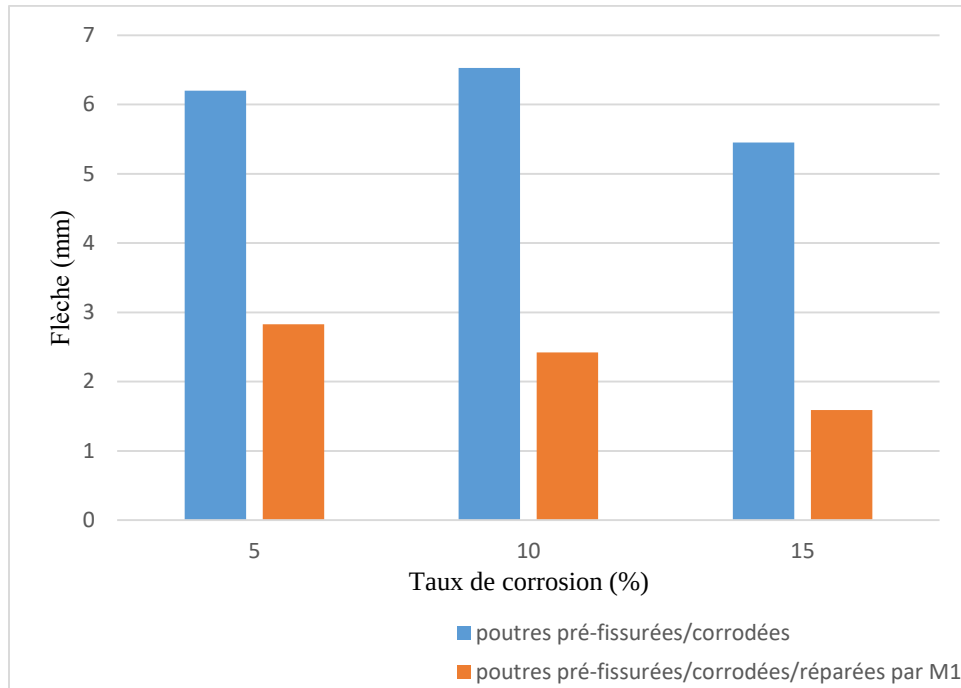


Figure (VI-7) : Évolution de la flèche ultime en fonction de taux de corrosion pour les poutres réparées par M1

VI-4-1-3 La charge ultime :

Un gain de charge de 11,1% et de 13% pour les poutres PC5P-M1 et PC10P-M1 par rapport à la poutre de contrôle PC0T a été constaté. De même, la poutre PC15P-M1 a presque récupéré sa capacité portante initiale, sa charge ultime est de 96,66% par rapport à la poutre PC0T. Par ailleurs, l'augmentation de la capacité portante des poutres réparées par M1 semble influencée par le taux de corrosion, cette augmentation est de 5,45kN, 11kN et 6,95kN pour les poutres PC5P-M1 et PC10P-M1 et PC15P-M1 par comparaison avec les poutres pré-fissurées/corrodiées PC5P, PC10P et PC15P respectivement. La figure (VI-8) représente l'évolution de la charge ultime des poutres réparées en fonction de taux de corrosion. On remarque que la charge ultime des poutres réparées pour un taux de corrosion de 10% est légèrement supérieure à celle de poutre réparée pour un taux de 5%, ces résultats peuvent être expliqués par le décollement rapide de lamelle lors du test de

chargement, la cause probable de ce décollement est la mauvaise application de la composite. Si on écarte ce résultat, on peut conclure que :

- Plus le taux de corrosion augmente, plus l'efficacité de renforcement par collage direct des lamelles, diminue.
- Le collage direct des lamelles est efficace pour un faible taux de corrosion $\leq 10\%$.



Figure (VI-8) : Évolution de la charge ultime en fonction de taux de corrosion pour les poutres réparées par M1

VI.4.1.5 La rigidité :

Le tableau (VI-6) récapitule les valeurs de rigidité des poutres pré-fissurées/corrodiées et réparées par la méthode M1.

D'après les résultats présentés dans le tableau (VI-6), la rigidité des poutres réparées avec la méthode M1 a augmenté significativement par rapport à la poutre témoin PC0T, un gain de 80.66%, 100.4% et allant jusqu'à 123.18% pour les poutres PC5P-M1, PC10P-M1 et PC15P-M1 respectivement a été constaté. En outre, la rigidité a augmenté de 114,53%, 195,98% et 277,68% pour les poutres PC5P-M1, PC10P-M1 et PC15P-M1 en comparaison avec les poutres PC5P, PC10P et PC15P respectivement.

Tableau (VI-6) : Rigidités des poutres réparées par M1

poutres	Le taux de corrosion (%)	Rigidité k kN/mm	Comparaison avec PC0T (%)	Contribution de réparation (%)
PC0T	0	25.40	/	/
PC5P	5	21.39	- 15.79	/
PC5P-M1	5	45.89	+80.66	114,53
PC10P	10	17.20	- 32.28	/
PC10P-M1	10	50.91	+100.4	195,98
PC15P	15	15.01	- 40.90	/
PC15P-M1	15	56.69	+123.18	277,68

La figure (VI-9) représente l'évolution de la rigidité des poutres réparées par M1 en fonction de taux de corrosion, il est clair que plus le taux de corrosion augmente, plus la rigidité des poutres réparées augmente. En fait, avec la diminution de la rigidité des poutres endommagées sans réparation, la contribution à la rigidité de lamelle augmente, cette contribution entraîne une rigidité finale (avec réparation) supérieure de plus de 3,7 fois à la rigidité initiale (sans réparation).

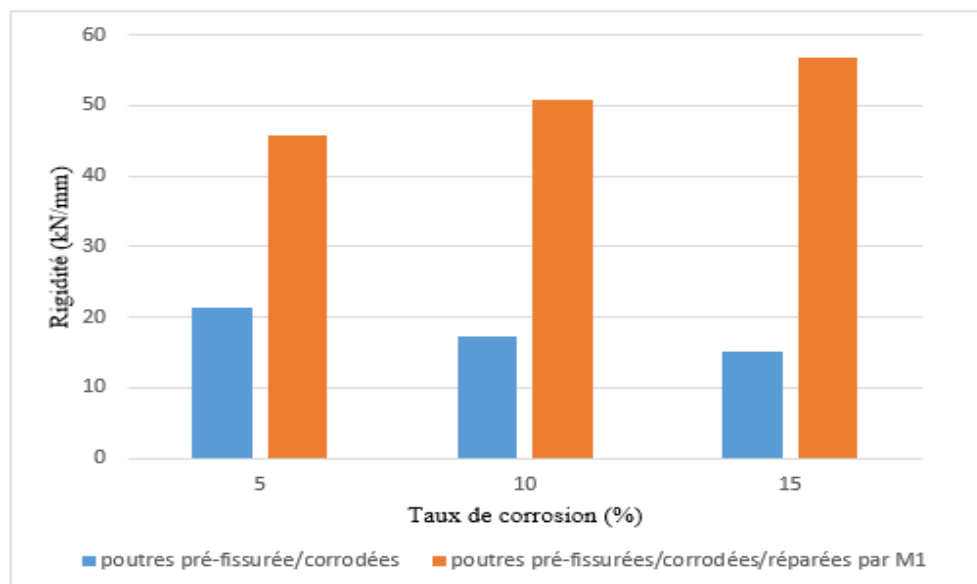


Figure (VI-9) : Évolution de rigidité des poutres réparées par M1

VI.4.2 Comportement mécanique des poutres préfissurées/corrodiées/réparées par la méthode mixte M2 (tissu + lamelle en PRFC) :

La figure (VI-10) représente le comportement charge/flèche des poutres préfissurées/corrodiées et réparées par la méthode mixte. D'après les courbes, deux modes de comportement sont constatés :

Pour PC5P-M2 et PC10P-M2 : un comportement élastique linéaire dont l'évolution de la charge est proportionnelle à celle de la flèche jusqu'à la rupture. Pour la poutre PC10P-M2, le comportement linéaire est perturbé pour une charge de 110 kN, une augmentation rapide de la flèche est remarquée, ce changement est dû probablement à un décollement partiel de composite.

Pour la poutre PC15P-M2 : le comportement peut être décomposé en deux phases :

- Une phase linéaire élastique caractérisée par une faible augmentation de la flèche avec une augmentation rapide de la charge jusqu'à une charge de 17kN.
- Une phase non linéaire caractérisée par une légère augmentation de la charge avec une évolution rapide de la flèche jusqu'à la rupture totale.

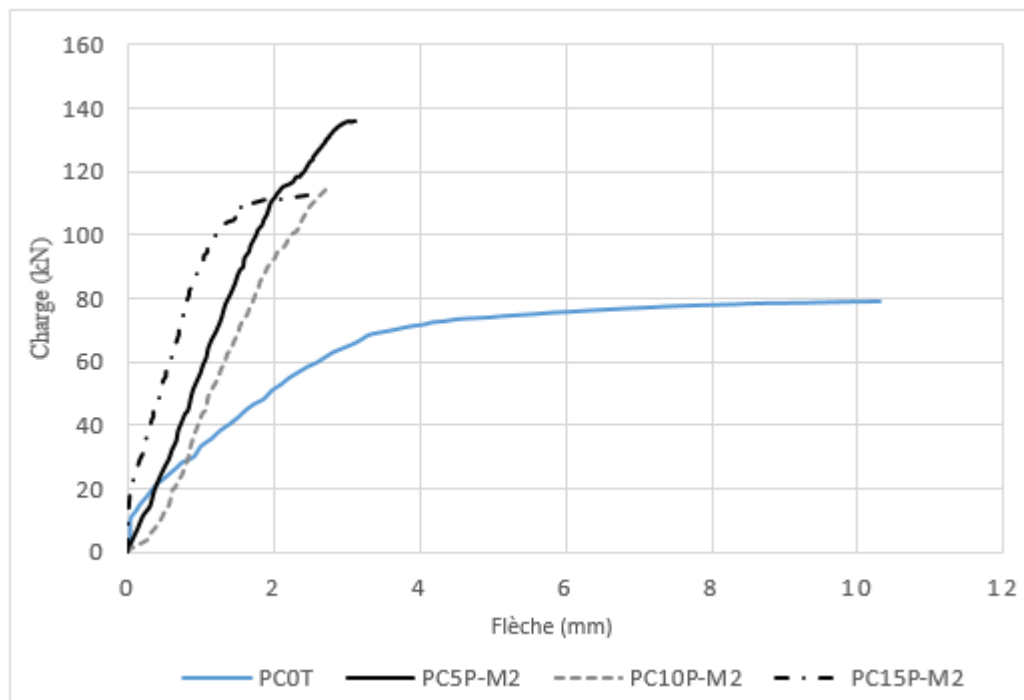


Figure (VI-10) : Comportement des poutres préfissurées/corrodiées/réparées par M2

VI.4.2.1 Le mode de rupture :

La rupture des poutres renforcées par la méthode mixte est une rupture par cisaillement avec un décollement partiel de composite (figure VI-11), des fissures ont été remarquées dans la zone tendue des poutres. En effet, le collage de tissu sur la partie inférieure et sur les côtés des poutres a amélioré la liaison composite/béton, et la résistance en cisaillement des poutres. Ce qui explique le gain remarquable de la charge et de la rigidité.

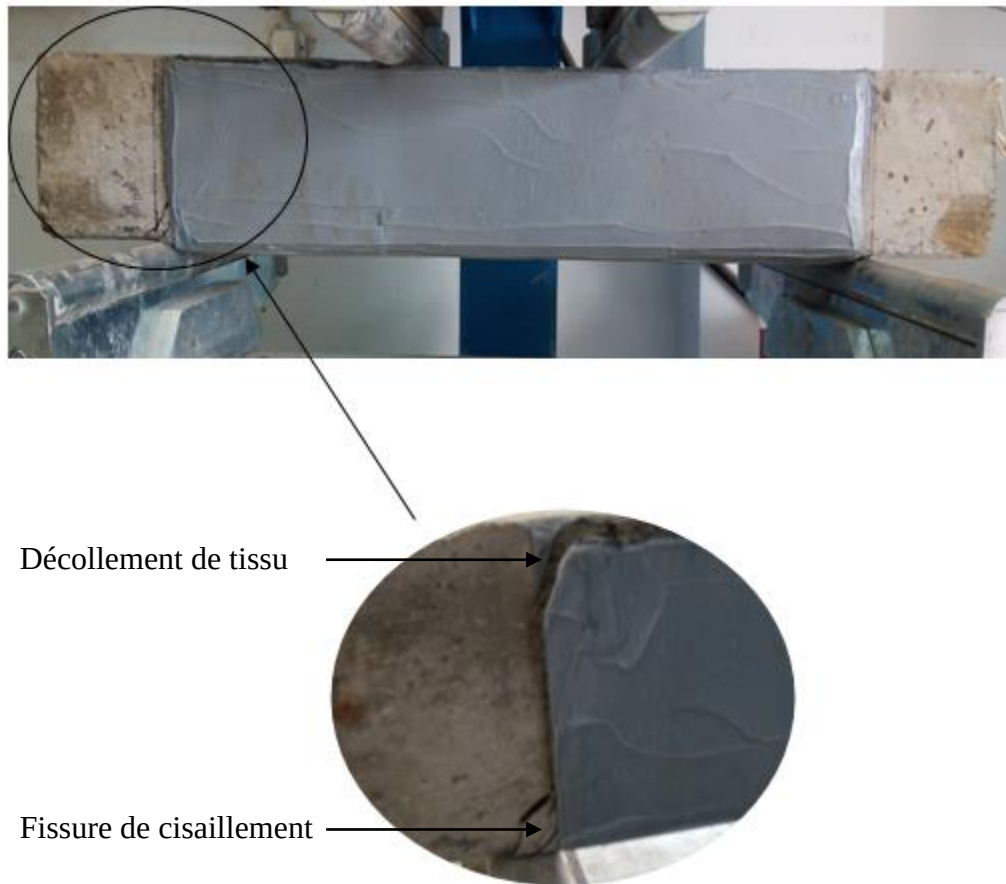


Figure (VI-11) : Rupture par cisaillement des poutres renforcées par la méthode mixte (M2)

VI.4.2.2 La flèche ultime :

La flèche ultime des poutres PC5P-M2, PC10P-M2 et PC15P-M2 est de 69,83%, 73,32% et 76%, respectivement, inférieurs à celles de PC0T. Le figure (VI-12) représente l'évolution de la flèche

en fonction de taux de corrosion des poutres préfissurées/corrodiées/réparées et celles des poutres préfissurées/corrodiées/non réparées. Par comparaison, on constate que la flèche a diminué de plus de la moitié de la flèche initiale, cette diminution est due principalement par la lamelle en PRFC qui a transmis sa rigidité à la poutre. En outre, l'ajout de tissu a augmenté légèrement la flèche finale en comparaison avec la première méthode.

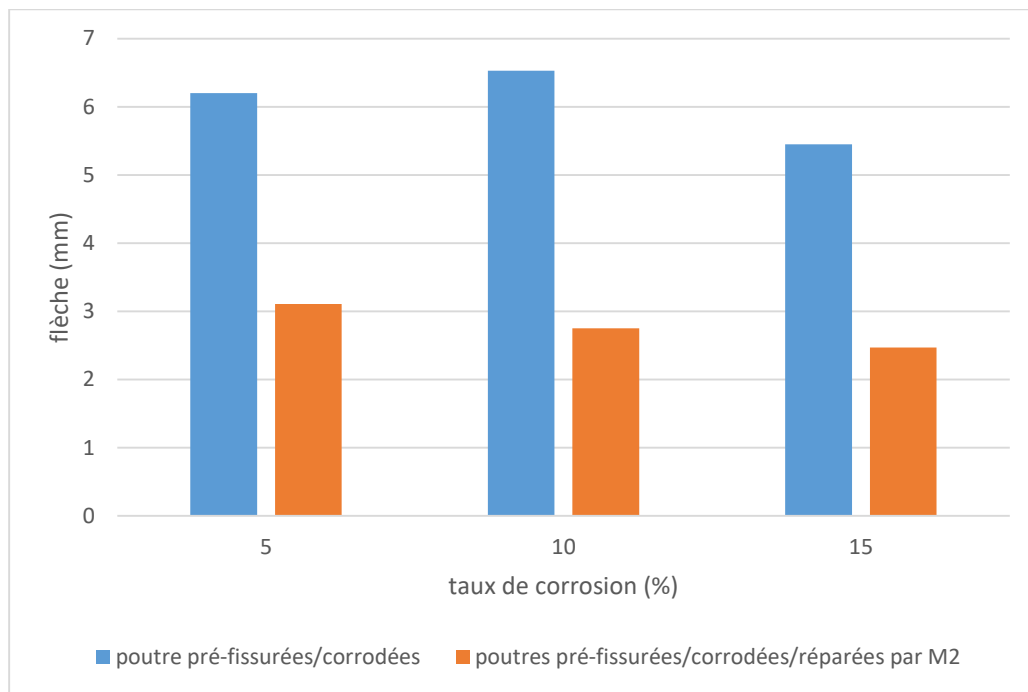


Figure (VI-12) : Évolution de la flèche en fonction de taux de corrosion pour les poutres réparées par M2

VI.4.2.3 La charge ultime :

Les courbes de la figure (VI-10) ont révélé une augmentation significative de la capacité portante des poutres réparées par rapport à la poutre de contrôle PC0T. En effet, la réparation par la méthode mixte M2 a entraîné une augmentation de 71,48% pour PC5P-M2, 46,84% pour PC10P-M2 et 42,42% pour PC15P-M2. Par comparaison avec les poutres préfissurées/corrodiées (figure VI-13), la contribution à la charge ultime des PRFC est de 64,22%, 72,36% et 62,03% pour les poutres PC5P-M2, PC10P-M2 et PC15P-M2 respectivement, on constate que, quel que soit le taux de corrosion, la contribution des PRFC est presque la même, le gain de charge le plus important est obtenu pour la poutre PC10P-M2 (72,36%).

Ces résultats montrent clairement l'efficacité de renforcement par la méthode mixte. En fait, le collage extérieur de tissu offre au composite la possibilité de donner le maximum de leur résistance aux poutres. Également, la résistance finale des poutres renforcées dépend de taux de corrosion, plus le taux de corrosion augmente, plus la charge ultime diminue.

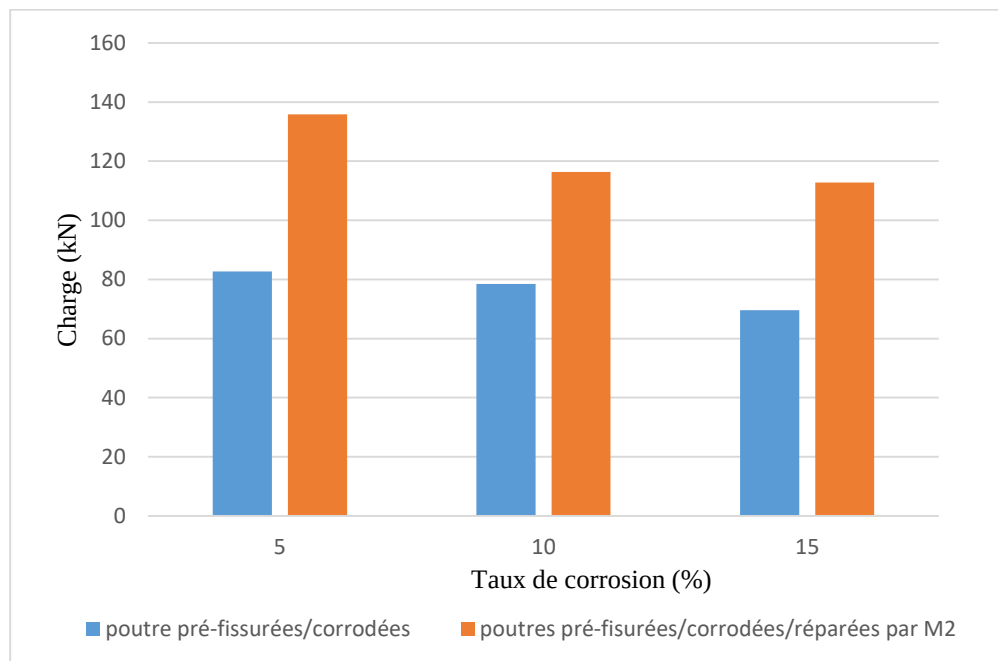


Figure (VI-13) : Évolution de la charge ultime en fonction de taux de corrosion pour les poutres réparées par M2

VI.4.2.4 La rigidité :

Un gain de rigidité de 121,57%, 109,6% et 167,32% pour les poutres PC5P-M2, PC10PM2 et PC15P-M2 respectivement par rapport à la poutre de contrôle PC0T (tableau VI-7). Également, les contributions de PRFC à la rigidité des poutres augmentent avec l'augmentation de taux de corrosion, elles variaient de 163,11% pour la poutre PC5P-M2, de 209,53% pour PC10P-M2 et de 352,36% pour PC15P-M2.

En outre, la réparation par la méthode M2, fait que les PRFC offrent le maximum de leur rigidité à l'assemblage sans risque de cisaillement, et avec la diminution de rigidité des poutres endommagées, la rigidité de PRFC qui détermine la rigidité finale des poutres réparées.

Tableau (VI-7) : Rigidité des poutres réparées par M2

poutres	Taux de corrosion (%)	Rigidité k kN/mm	Comparaison avec PC0T	Contribution De réparation (%)
PC0T	0	25,40	/	/
PC5P	5	21.39	- 15,79	/
PC5P-M2	5	56.28	+ 121.57	+ 163,11
PC10P	10	17.20	- 32,28	/
PC10P-M2	10	53.24	+ 109,6	+ 209,53
PC15P	15	15.01	- 40,9	/
PC15P-M2	15	67.9	+ 167,32	+ 352,36

VI.4.3 Comparaison entre les deux méthodes de réparation :

D'après les résultats collectés, il est clair que l'utilisation des matériaux composites comme matériau de renforcement améliore le comportement mécanique des poutres endommagées. En effet, la haute résistance des PRFC a compensé les pertes de capacité portante et de rigidité due par la combinaison préfissuration/corrosion. Pour les deux méthodes de réparation M1 et M2, nous avons constaté que les poutres renforcées par la méthode mixte présentent un meilleur comportement mécanique, par rapport à celles renforcées par l'application directe de lamelle. La comparaison entre les résultats de ces deux méthodes a révélé que la charge ultime pour la méthode M2 a augmenté de 60,18%, 33,84% et 45,76% pour des taux de corrosion de 5%, 10% et 15%, respectivement, par rapport à la méthode M1. En outre, la flèche ultime a aussi augmenté de 2,72%, 3,2% et 8,57% pour des taux de corrosion de 5%, 10% et 15%, respectivement. On peut également

observer une augmentation remarquable de la rigidité allant de 40,91% à 43,86% pour des taux de corrosion de 5% à 15% (figure VI-14).

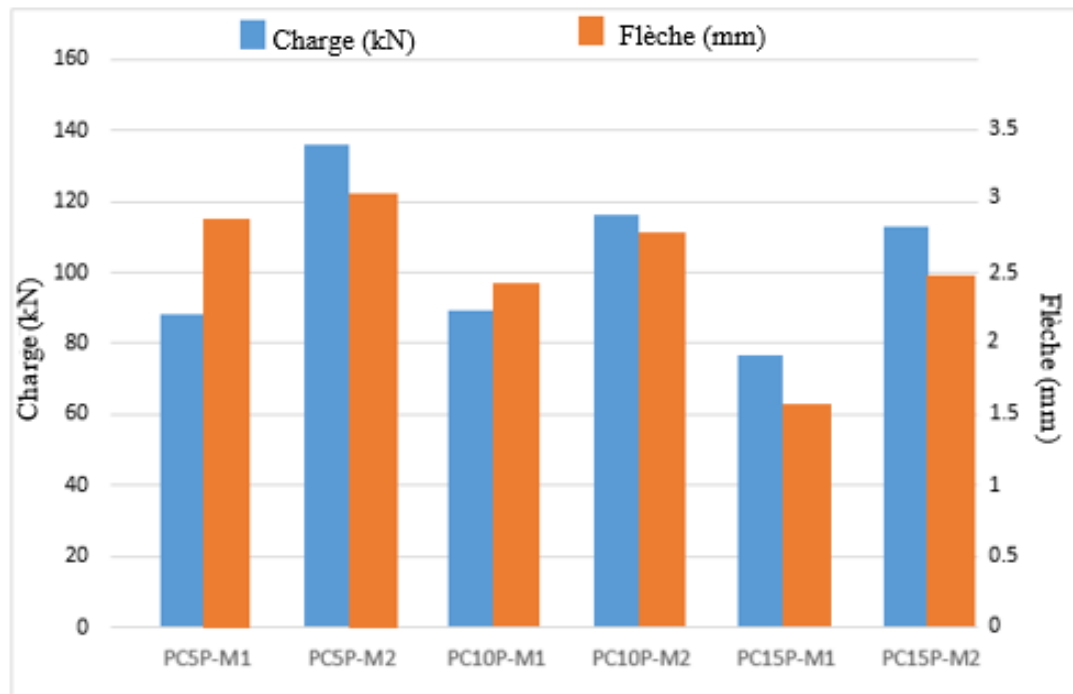


Figure (VI-14) : Comparaison entre la méthode M1 et M2

Le tableau suivant récapitule les contributions de PRFC à la flèche, à la charge et à la rigidité pour les deux systèmes de réparation.

Tableau (VI-8) : Contribution des PRFC pour les deux méthodes M1 et M2

Taux de corrosion (%)	Contribution à la flèche ultime (%)		Contribution à la charge ultime (%)		Contribution à la rigidité (%)	
	M1	M2	M1	M2	M1	M2
5	-54,35	-49,83	6,58	64,22	114,53	163,11
10	-62,94	-57,86	14,03	48,15	195,98	209,53
15	-70,82	-54,67	9,98	62,03	277,68	352,36

Tout d'abord, on peut constater que plus le taux de corrosion augmente, plus la contribution des PRFC à la flèche ultime diminue, pour les deux modes de réparation. Par contre, pour la charge ultime et la rigidité, la contribution des PRFC augmente avec l'augmentation de taux de corrosion. Ces phénomènes peuvent expliquer par les caractéristiques intrinsèques des poutres endommagées seules, et des PRFC seuls. En fait, avec l'augmentation de taux de corrosion, la charge et la rigidité diminuent, ces pertes sont compensées par la haute résistance et la haute rigidité des PRFC utilisés. D'ailleurs, selon Benjeddou et al (2007), les caractéristiques de PRFC sont les seuls qui pouvant influencer la rigidité des poutres réparées.

Pour le mode de rupture, toutes les poutres renforcées se sont rompues par cisaillement, mais de différentes façons, on peut remarquer une amélioration de la résistance en cisaillement de la méthode M1 vers M2. Le collage direct de lamelle dans la partie tendue ne permet pas de solliciter le composite jusqu'à ses caractéristiques mécaniques ultimes, des fissures de cisaillement sont apparues justes à l'extrémité de lamelle et elles se propagent en diagonale avec un angle de 45° vers le point d'application de la charge. Bien que, cette technique améliore la charge et la rigidité des poutres endommagées, les résultats sont insuffisants, en général, la rupture est produite en même temps que celle d'une poutre saine (non préfissurée/non corrodées).

Cependant, dans le cas d'utilisation de tissu autour de la poutre (de forme de U), une augmentation significative de comportement est constatée pour la flèche, la charge et la rigidité. En fait, la présence de tissu améliore l'adhérence béton/PRFC en augmentant la surface de contact avec la poutre, ce qui empêche la séparation du composite et améliore la résistance à l'effort tranchant. Dans ce cas, la rupture des armatures tendues n'implique pas immédiatement la rupture totale de la poutre, le PRFC continue à supporter les charges jusqu'à un certain seuil de chargement, où des fissures sont apparues dans la partie tendue à l'extrémité de renforcement, suivie juste après par un décollement partiel de composite dans cette zone. Cependant, grâce à la présence du tissu en forme de U, la poutre continue à supporter la charge jusqu'à la rupture totale.

VI.5 Conclusion :

Des poutres en béton armé renforcées par les matériaux composites sont testées en flexion quatre points. Deux modes de réparation ont été utilisés, le premier consiste à coller directement des lamelles en PRFC sur la partie tendue des poutres, et le deuxième mixte, en plus de la lamelle, un

tissu a été ajouté autour de la poutre sous forme de U. les poutres ont été initialement endommagées par la combinaison préfissuration/corrosion, trois taux de corrosion ont été testés, 5%, 10% et 15%.

Les résultats d'essais ont montré que l'utilisation des PRFC peut restaurer les caractéristiques initiales de charge et de rigidité des poutres, et même les dépasser. Cependant, cette amélioration a été accompagnée par une réduction significative de la flèche. La contribution des PRFC à la résistance au cisaillement de la poutre renforcée est plus importante lorsque les bandes sont en forme de U, entre autres, l'augmentation de la surface de contact avec la poutre, améliore l'adhérence PRFC/béton, et qui améliore à son tour les performances mécaniques du système de renforcement.

Les conclusions suivantes sont tirées des résultats expérimentaux :

- Le gain de charge et de rigidité des poutres réparées s'appuie sur la performance du système de renforcement
- la méthode de réparation mixte sous forme de U est plus efficace à celle de l'application directe des lamelles sur la partie tendue.
- L'ajout de tissu de PRFC sur le côté inférieur, gauche et droite a empêché le décollement rapide du composite des poutres, ce qui a augmenté les performances mécaniques du système de renforcement.
- En cas de préfissuration de poutre, la présence du composite dans la partie tendue permet de limiter la propagation des fissures.
- La réparation par la méthode mixte a augmenté la charge ultime de 71.48 %, et la rigidité de 167,32%. En revanche, l'application directe de lamelle a diminué la flèche de 84,57% par rapport à la poutre de contrôle.
- L'effet des PRFC sur la résistance en flexion est plus que sur la résistance en cisaillement. Or, la rupture des poutres préfissurées/corrodiées et renforcées par PRFC est due par cisaillement.
- L'efficacité de renforcement par PRFC diminue avec l'augmentation de taux de corrosion.

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

Dans le présent travail, deux objectifs principaux ont été soulignés ; la détermination de l'effet combiné de la préfissuration/corrosion sur le comportement mécanique des poutres en béton armé, et la vérification de la fiabilité de renforcement par les PRFC vis-à-vis à la combinaison préfissuration/corrosion.

Pour ce faire, un total de 15 poutres en béton armé de dimensions (150×150×960mm) ont été testées, chaque poutre a été renforcée par quatre barres de $\Phi 10$ avec des étriers de $\Phi 06$ espacés de 100mm. Sur l'ensemble des poutres, trois d'entre elles ont été testées avec un appareil de flexion quatre points jusqu'à la rupture, trois autres ont été corrodées. Les neuf poutres restantes ont été préfissurées puis corrodées.

La corrosion a été réalisée avec une méthode électrochimique basée sur l'application d'un courant électrique constant (250mA) entre les armatures à corroder (anode), et une contre-électrode constituée d'une plaque d'inox inoxydable (cathode). Les poutres ont été partiellement immergées dans un bac contenant un électrolyte qui assure la conductivité électrique. Le temps d'exposition sous champ électrique a été calculé en utilisant la loi de Faraday, trois taux de corrosion ont été adoptés, 5%, 10% et 15%. La préfissuration a été faite avec un appareil de flexion quatre points, un chargement de 60% de la charge ultime a été utilisé, d'après la littérature, cette valeur correspond à une ouverture de fissure égale à 0.3mm, et c'est la valeur critique pour initier la corrosion.

Sur l'ensemble des neuf poutres préfissurées/corrodées, six d'entre elles ont été réparées par les matériaux composites à base des fibres de carbone (PRFC). Les trois poutres restantes ont été utilisées comme témoins. En fin, toutes les poutres ont été chargées jusqu'à la rupture avec un appareil de flexion quatre points, une capture de déplacement LVDT a été installée à mi-travée pour déterminer la flèche.

Pour les poutres corrodées, nous avons conclu que la corrosion a un effet plus important sur la capacité de flexion que sur la capacité de cisaillement, en effet, un changement dans le mode de rupture a été remarqué de rupture par traction diagonale pour les poutres saines à une rupture par flexion, du principalement par l'épuisement de la déformation relative de l'acier après sa plastification. Pour un faible et moyen taux de corrosion (5%-10%), une légère augmentation de la charge de plastification et de la charge ultime a été remarquée, cette amélioration est due par les produits de corrosion développée, qui ont tendance à améliorer l'adhérence acier/béton en

augmentant la rugosité des armatures, cette amélioration a permis de compenser la perte de la section des armatures, et par conséquent, d'améliorer temporairement la charge de plastification et la charge ultime des poutres corrodées. Pour un taux de corrosion avancé (15%), nous avons remarqué que la corrosion n'a pas un effet significatif sur la charge de plastification et sur la charge ultime, des diminutions de 4% et de 8.7% respectivement ont été remarquées. Cependant, les résultats obtenus montrent que la rigidité diminue avec l'augmentation de taux de corrosion, en effet, une diminution de 30.5% de la rigidité pour un taux de corrosion de 10% a été remarquée. En outre, la flèche semble le paramètre le plus affecté par la corrosion, or une diminution allant jusqu'à 44% a été constatée pour un taux de corrosion de 15%.

Pour les poutres préfissurées/corrodées, la rupture des poutres est toujours une rupture par flexion, d'ailleurs, aucune fissure diagonale n'a été remarquée lors de chargement, seules les quatre fissures de préfissuration qui sont développées en profondeur, et en largeur jusqu'à la rupture totale. De même, pour un faible taux de corrosion (5%), la préfissuration a retardé la charge de plastification en bloquant la création et/ou la propagation des fissures diagonales. Avec le temps, la formation des piqures dans les zones fissurées et l'accumulation de produits de corrosion, ont tendance à diminuer le palier de plasticité, en effet une diminution de 8.33% a été constatée pour les poutres préfissurées/corrodées comparativement avec celles corrodées seulement. Pour la charge ultime, la flèche ultime et la rigidité, la combinaison préfissuration/corrosion ne semble pas avoir un effet significatif pour un taux de corrosion $\leq 5\%$, deux explications ont été proposées, la formation des bouchons de corrosion et l'auto-cicatrisation des fissures. Afin de vérifier la première proposition, la couche brunâtre des poutres concernées a été enlevée par ponçage, il a été trouvé que les sources de cette couche sont bien les pré-fissurations, or l'accumulation de rouille a tendance à colmater les fissures pour un faible taux de corrosion, ce qui limite temporairement l'effet de la préfissuration. Pour l'auto-cicatrisation, bien que toutes les conditions sont réunies, le faible temps de conservation a limité la production de ce phénomène.

Cependant, l'augmentation de volume de rouille entraîne une pression sur le béton environnant, qui limite d'une part la formation des bouchons de corrosion, d'autre part, deux fissures longitudinales parallèles aux armatures sont apparues dans la partie inférieure des poutres, la réunion de ces conditions accélère à nouveau la vitesse de corrosion en favorisant la pénétration des chlorures. Pour un taux de corrosion de 10% et de 15%, une diminution de la charge ultime,

de la flèche ultime et de la rigidité a été remarquée, par comparaison entre les poutres corrodées et les poutres préfissurées/corrodées. En somme, nous avons conclu que plus le taux de corrosion augmente, plus l'effet de la combinaison préfissuration/corrosion augmente.

Les essais de réparation ont révélé que l'utilisation des matériaux composites (PRFC) comme matière de renforcement vis-à-vis à la combinaison préfissuration/corrosion est une méthode très efficace, en effet, un gain de charge de rupture allant jusqu'à 71% a été remarqué, la rigidité a aussi augmenté jusqu'à une valeur de 167% par rapport à la poutre de contrôle. En revanche, cette amélioration a été accompagnée par une réduction significative de la flèche allant jusqu'à 84%.

L'analyse des résultats ont montré la limite de la méthode de réparation par l'application directe des lamelles, dont nous avons conclu que le collage direct des lamelles est efficace pour un taux de corrosion $\leq 10\%$. La méthode mixte semble la méthode la plus efficace vis-à-vis à la combinaison préfissuration/corrosion, le collage de tissu autour des poutres fait en sorte que le PRFC donne le maximum de ses caractéristiques. Par ailleurs, le renforcement par PRFC contribue plus sur la résistance en flexion, que sur la résistance en cisaillement, d'ailleurs, pour les deux modes de renforcement, la rupture des poutres préfissurées/corrodées et renforcées par PRFC est due par cisaillement avec décollement partiel de composite.

Enfin, dans les structures en exploitation, en plus de la combinaison préfissuration/corrosion, il y a toujours un troisième paramètre qu'il ne faut pas négliger, en l'occurrence, le chargement permanent. ElMaaddwy et Topper (2005) ont remarqué que la largeur des fissures se propage 22% plus rapide dans des conditions de chargement. De plus, dans le cas des structures maritimes, il est impossible d'empêcher une attaque probable par des chlorures après la réparation par les PRFC.

Une étude peut être effectuée du même type avec celle présentée dans ce travail sur la combinaison préfissuration/corrosion/chargement, plusieurs points peuvent être discutés, à savoir, l'effet du chargement sur la propagation des fissures, l'effet de chargement sur le processus de corrosion, et l'effet combiné de préfissuration/corrosion/chargement sur le comportement mécanique des poutres en béton armé. Une deuxième étape consiste à étudier la durabilité de renforcement par PRFC en milieu agressif. Egalement, une étude plus approfondie peut être effectuée sur les caractéristiques microscopiques, et la composition minéralogique des bouchons de corrosion.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AAR., « Alkali-Aggregate Reactivity » , workshops for engineers and practitioners, U.S. Department of transportation, Federal Highway Administration, janvier 2013.

A.A. TORRES-ACOSTA A. A., M.J. FABELA-GALLEGOS M. J., MUÑOZ-NOVAL A., VÁZQUEZ-VEGA D, HERNANDEZ-JIMENEZ J. R., MARTÍNEZ-MADRID M., « Influence of Corrosion on the Structural Stiffness of Reinforced Concrete Beams ». Corrosion, September 2004.

ABDULLAH A. A., « Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars », Construction and Building Materials 15 (2001) 361_368.

ACI COMMITTEE 224 (2007)., « Causes, Evaluation, and Repair of Cracks in Concrete Structures». American Concrete Institute: Farmington Hills, MI.

ACI COMMITTEE 408 (2003)., « Bond and Development of Reinforcement, Bond and Development of Straight Reinforcing Bars in Tension (ACI 408R-03) », American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 49 pp.

ACI COMMITTEE 440 (1996)., «State of the art report on fiber reinforced plastic reinforcement for concrete structures », American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, February 1996, p 68.

AFGC., « Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion ». Association française de génie civil, Paris, France, 2003.

AHMED T.M.A., BURLEY E., RIGDEN S.R., « The effect of alkali-silica reaction on the fatigue behavior of plain concrete tested in compression, indirect tension and flexure ». Magazine of Concrete Research, vol. 51, n° 6, 1999, p. 375-390.

ALAMPALLI S., O'CONNOR J., YANNOTTI A.P., « Fiber reinforced polymer composites for the superstructure of a short-span rural bridge », Composites structures, Vol. 58, pp. 21-27, 2002.

ALDEA C M., SURENDRA P. S., ASCE., ALAN K., « Effect of cracking on water and chloride permeability of concrete », Journal of Materials in Civil Engineering, 1999.11:181-187.

ALEJANDRO M., CARMEN A., ANDRÉS T., « Corrosion products pressure needed to crack the concrete cover », Advances in Construction Materials, 2007, pp. 359-370.

ALMUSALLAM A. A., AL-GAHTANI A. S., AZIZ A. R., RASHEEDUZZAFAR., « Effect of reinforcement corrosion on bond strength », Construction and Buildings Materials, Vol. 10, n°2, 1996, pp. 123-129.

AL-SAIDY A. H., AL-HARTHY A. S., AL-JABRI K. S., ABDUL-HALIM M, AL-SHIDI N. M., « Structural performance of corroded RC beams repaired with CFRP sheets ». Composite Structures 92 (2010) 1931–1938.

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.

ANDRADE C., ALONSO C., « Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method », *Materials and Structures / Matériaux et Constructions*, Vol. 37, pp 623-643, 2004.

ANDRADE C., ALONSO C., GARCIA D., RODRIGUEZ J., « Remaining lifetime of reinforced concrete structures: effect of corrosion in the mechanical properties of the steel, *Life Prediction of Corrodible Structures* », NACE, Cambridge, United Kingdom, 1991.

ANDRES C., « Carbon fiber reinforced polymers for strengthening of structural elements », doctoral thesis, Lulea University of technology, Sweden, 2003.

APOSTOLOPOULOS C. A., PAPADAKIS V. G., « Consequences of steel corrosion on the ductility properties of reinforcement bars », *Construction and Building Materials* 22 (2008) 2316–2324.

APOSTOLOPOULOS C. A., PAPADOPOULOS M. P., PANTELAKIS S G., « Tensile behavior of corroded reinforcing steel bars BSt 500s », *Construction and Building Materials* 20 (2006) 782– 789.

ARYA C., BUENFELD N.R., NEWMAN J.B., « Factors influencing chloridebinding in concrete ». *Cement and Concrete Research*, 20, 2, 1990, p. 291-300.

ARYA C., OFORI-DARKO F. K., « Influence of crack frequency on reinforcement corrosion in concrete », 1996, *Cement and Concrete Research*, Vol. 26, No. 3, pp. 345-353.

ASAMI K., KIKUCHI M., « In-depth distribution of rust on a plain carbon steel and weathering steels exposed to coastal–industrial atmosphere for 17 years », *Corrosion. Science*, 45, pp . 2671–2688, 2003.

ASPLUND S. O., « Strengthening bridge slabs with grouted reinforcement », *journal of the American Concrete Institute*, V. 20, No. 6, pp. 397-406, 1949.

ASTM C1341-13., « Standard Test Method for Flexural Properties of Continuous Fiber Reinforced Advanced Ceramic Composites », 2013.

ASTM C150., « Standard specification for Portland cement ». American Society for Testing and Materials, 2012.

ASTM C876-91., « Standard Test Method for Half-Cell Potentials of Uncoated Reinforcing Steel in Concrete », 1999.

ATIMTAY E., FERGUSON P. M., « Early Chloride Corrosion of Reinforced Concrete – Test Report ». *Materials Performance*, 1974. 13(12): p. 18-21.

AUDIXOL., « <http://audixolmaintenance.blogspot.com/2015/07/les-fissures-dune-dalle-beton.html> ».

BARBARULO R. (2002) *Comportement des Matériaux Cimentaires : actions des sulfates et de la température*. Thèse de doctorat, École Normale Supérieure de Cachan - Université de Laval.

BAROGHEL-BOUNY V., CAPRA B., LAURENS S., « chapitre 09 : La durabilité des armatures et du béton d'enrobage ». **JEAN-PIERRE O., ANGÉLIQUE V.**, « la durabilité des bétons ». Presse de l'école nationale des ponts et des chaussées, France, 2008.

BEAUDOIN J., RAMACHANDRAN V. S., « Interactions of chloride and CSH », *Cement and Concrete Research* 20 (1990): 875-883.

BENJEDDOU O., BEN OUEZDOU M., BEDDAY A., « Damaged RC beams repaired by bonding of CFRP laminates ». *Construction and Building Materials* 21 (2007) 1301–1310.

BEZUIDENHOUT S. R., G.P.A.G., ZIJL V., « Influence of Crack Spacing on Corrosion Rate in Reinforced Concrete », *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*, 2017, DOI 10.1007/978-3-319-59471-2_241.

BONACCI J., MAALEJ M., « Externally bonded fiber-reinforced polymer for rehabilitation of corrosion damaged concrete beams. *ACI Structural Journal* 97(5): p.703–711, 2000.

BOUTEILLER V., « Traitements électrochimiques pour la réhabilitation du béton armé, déchloration et réalcalinisation », *Journée d'informations Club CDOA, LCPC*, 2005.

BRITO P. S. D., « Monitoring of electrochemical chloride extraction (ECE) from reinforced concrete elements », *Journal of Materials Science and Engineering with Advanced Technology* Volume 8, Number 1, 2013, Pages 1-26.

BRITO P. S. D., RODRIGUES L. F., CUNHA M. P., « Monitoring of Concrete Electrochemical Chloride Removal (ECR) », in *EUROCORR 2007*, Freiburg.

BROOMFIELD J., MILLARD S (2002). Measuring concrete resistivity to assess corrosion rates: current practice sheet no128, *Concrete*, pp. 37-39.

BRUNO G., LOÏC D., « Réaction sulfatique interne dans les structures en béton - mécanisme, pathologie et prévention ». *Dossier technique de l'ingénieur, l'expertise technique et scientifique de référence*, c2254, 2013.

CAIRNS J., PLIZZARI G., DU Y., LAW DW., FRANZONI C., « Mechanical properties of corrosion damaged reinforcement ». *ACI Materials Journal*, 2005, J; 102(4):256–64.

CARLES G. A., HORNAIN H., « Chapitre 11 : La durabilité des bétons face aux réactions de gonflement endogènes ». **JEAN P. O., ANGÉLIQUE V.**, « La durabilité des bétons ». Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 2008.

CASTEL A., FRANCOIS R., ARLIGUIE G., « Mechanical behavior of corroded reinforced beam-Part 1: Experimental Study of corroded beams », *Materials and Structures*, V.33, Nov. 2000, pp.539-544.

CHAJES M. J., JANUSZKA T. F., MERTZ R., THOMSON T. A., FINCH W. W., « Shear strengthening of reinforced concrete beams using externally applied composite fabrics ». *ACI Structural Journal*, May-June 1995, pp295-302.

CHAUSSADENT T., « État des lieux et réflexions sur la carbonatation du béton armé », *Etudes et Recherches des laboratoires des ponts et chaussées*, France, 1999.

CHAUSSADENT T., « État des lieux et réflexions sur la carbonatation du béton armé », Rapport du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (Paris), Thème de recherche OA9, France, 1997.

CHEUNG M. M. S., CHONG C., « Application of cathodic protection for controlling macrocell corrosion in chloride contaminated RC structures », *Construction and Building Materials* 45 (2013) 199–207.

COLLEPARDI M., « A state-of-the-art review on delayed ettringite attack on concrete », *Cement and Concrete Composites*, Vol. 25, 2003.

COPPOLA L., FRATESI R., MONOSI S., ZAFFARONI P., COLLEPARDI M., « Corrosion of Reinforcing Steel in Concrete Structures Submerged in Seawater ». American Concrete Institution, 1996. 163(5): p. 127-150.

CORNELL RM, SCHERTMANN U., « The Iron Oxides », WILEY-VCH, Germany, 2003.

CORONELLI D., « Corrosion cracking and bond strength modeling for corroded bars in reinforced concrete », *ACI Structural Journal*, Vol. 99, n°3, 2002, pp. 267-276.

CSA. BÉTON., « Constituants et exécution des travaux/Méthodes d'essai et pratiques normalisées pour le béton ». Canada. Association canadienne de normalisation, 2009, 674p. (CSA A23.1-F09/A23.2-F09).

DASAR A., HAMADA H., SAGAWA Y, YAMAMOTO D., « Deterioration progress and performance reduction of 40-year-old reinforced concrete beams in natural corrosion environments », *Construction and Building Materials* 149 (2017) 690–704.

DEKOSTER M (2003)., « Étude du comportement mécanique des structures en béton armé dégradé par la corrosion », thèse de doctorat de l'université de Lille 1, France.

DIVET L., PAVOINE A., CLÉMENT J.L., LE MESTRE G., « La réaction de gonflement interne des bétons due à la formation différée de l'ettringite. Méthodes de diagnostic et bilan d'expertises ». GC 2003, Environnement, Sécurité, Patrimoine : les nouvelles données, 26-27 mai 2003.

DOUS O., RHAZI J., BALLIVY G., BERTRAND L., « Évaluation des dalles des tabliers de ponts par radar, potentiel de corrosion et résistivité électrique », Groupe de Recherche sur l'Auscultation et l'Instrumentation (GRAI) Département de génie Civil, Université de Sherbrooke, 2003.

DREUX G, FESTA J., « nouveau guide du béton et de ses constituants », eight edition, Paris, France, 1998.

DU Y. G., CLARK L. A., CHAN A. H. C., « Effect of corrosion on ductility of reinforcing bars », *Magazine of Concrete Research*, 2005, 57, No. 7, September 407–419.

DUNSTER A. M., «An investigation of the carbonation of cement paste using trimethylsilylation », *Advances in Cement Research*, 1989, 2: 99-106.

DUVAL R., « La durabilité des armatures et du béton d'enrobage ». La durabilité des bétons, Presses des Ponts et Chaussées, 1992.

DUVAL R., « La durabilité des armatures et du béton d'enrobage dans, "La durabilité des Bétons" », Collection de l'ATHIL, presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (Paris), 1992.

EDVARSEN C., « Water Permeability and Autogenous Healing of Cracks in Concrete », American Concrete Institute, 1999, 69:4, pp. 448-454.

EL MAADDAWY T., KHALED S., « Carbon-Fiber-Reinforced Polymer Repair to Extend Service Life of Corroded Reinforced Concrete Beams », DOI: 10.1061/(ASCE) 1090-0268 (2005) 9:2 (187).

ELBUSAEFI A. A., « The effect of steel bar corrosion on the bond strength of concrete manufactured with cement replacement materials », Cardiff University, Pays de Galles, Royaume-Uni, 2014.

ELMAADDAWY T, TOPPER T., « Long-term performance of corrosion-damaged reinforced concrete beams ». ACI Structural Journal.2005, 102(5), 649.

ERIC L, JEAN-FRANÇOIS B., « La protection cathodique des aciers dans le béton atmosphérique ; bibliographie relative à la modélisation », Rapport bibliographique, Cerema Infrastructures de transport et matériaux. Mars 2017.

EUROCODE 2., « Design of Concrete Structures, Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings ». 2004-1-1, p. 230.

FAMY C., TAYLOR H.F.W., « Ettringite in hydration of Portland cement concrete and its occurrence in mature concretes ». ACI Materials Journal, 98, 350-356, 2001.

FANG G., LUNDGREN K., CHEN L., ZHU C., « Corrosion influence on bond in reinforced concrete », Cement and Concrete Research 34 (2004) 2159–2167.

FODJISOL P., NILSEN N., « Reinforcement corrosion in concrete », Veritas, Bergen, 1980.

FRANÇOIS R., DUBOSC A., YSSORCHE M.P., « Incidences sur le dimensionnement des ouvrages en béton armé des nouvelles avancées en matière de durabilité ». Annales du bâtiment et des travaux publics, juin 1998, p. 5-12.

FRANÇOIS R., FRANCY O., CARÉ S., BAROGHEL-BOUNY V., LOVERA P., RICHET C., « Mesure du coefficient de diffusion des chlorures. Comparaison entre régime permanent et régime transitoire ». Transferts dans les bétons et durabilité, n° spécial de la Revue française de génie civil, vol. 5, n° 2-3 sous la direction de V. Baroghel-Bouny, Hermès Science Publications, Paris, 2001, p. 311-332.

FRANÇOIS R., INAMULLAH K., NGOC A. V, HUGO M AND ARNAUD C., « Study of the impact of localized cracks on the corrosion mechanism », European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2012. 16(3-4): p. 392-401.

FRANCOIS R.,ARLIGUIE G., « Durability of loaded reinforced concrete in chloride environment », ACI journal, SP 145-30, pp. 573-596, 1994.

FRANÇOIS, R., ARLIGUIE G., « Effect of microcracking and cracking on the development of corrosion in reinforced concrete members ». Magazine of Concrete Research, 1999. 51(2): p. 143-150.

FRANÇOIS, P., « Influence de la fissuration du béton sur la corrosion des armatures ». Thèse de doctorat, université de Laval, Canada. (2009),

FRANCY O., « Modélisation de la pénétration des ions chlorures dans les mortiers partiellement saturés en eau », Thèse de Doctorat de l'Université Paul Sabatier, Toulouse, 1998.

FORUMCONSTRUIRE., « <https://www.forumconstruire.com/construire/topic-115924.php> »,

GAGNÉ R, LINGER L., « Chapitre 10 : La durabilité des bétons en ambiance hivernale rigoureuse ». JEAN P. O., ANGELIQUE V., « La durabilité des bétons ». Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, 2008.

GARCIAZ J. L., MARIE-VICTOIRE E., « L3-1/2 : synthèse documentaire des matériels de Contrôles in situ ». Agence nationale de la recherche, 2008.

GLASS G. K., ROBERTS A. C., DAVISON N., « Hybrid corrosion protection of chloride-contaminated concrete », Construction Materials 161 Issue CM4, 2008.

GONI S., ANDRADE C., « Synthetic concrete pore solution chemistry and rebar corrosion rate in presence of chlorides ». Cement and Concrete Research 20 (1990), pp. 525-539.

GOTO S., ROY DM, « The effect of w/c ratio and curing temperature on the permeability of hardened cement paste ». Cement and Concrete Research. 1981;11(4):575-579.

GUANSHU LI., « Étude du phénomène de l'expansion sulfatique dans les bétons : comportement des enrobés de déchets radioactifs sulfatés ». Thèse de doctorat, école nationale des ponts et chaussées, France, 1994.

GUIDEBOOK. « Guidebook on non-destructive testing of concrete structures », IAEA, Vienna, Austria, 2002.

GUTHRIE Jr. G.D., CAREY J.W., « A simple environmentally friendly and chemically specific method for the identification and evaluation of the ASR ». Cement and Concrete. Research, 27, 1997, p. 126-134.

HANJARI K. Z., KETTEL P., LUNDGREN K., « Analysis of mechanical behavior of corroded reinforced concrete structures ». ACI Structural Journal. 2011; 108(5): 532-41

HANSSON C.M., FROLUND T., MARKUSSEN J.B., « The effect of chloride cation type on the corrosion of steel in concrete by chloride salts ». Cement and Concrete. Research, 15, 1, 1985, p. 65-73.

HASSAN A., « Bond of reinforcement in concrete with different types of corroded bars ». MASc thesis, Ryerson University, Canada, 2003.

HAUSMANN D.A., « Steel corrosion in concrete, How does it occur », Materials Protection vol 6 (1967), pp. 19-23.

HERTZ K.D., « Limits of spalling of fire-exposed concrete ». Fire Safety Journal, vol. 38, 2003, p. 103-116.

HOBBS D., « Alkali-silica reaction in concrete ». Thomas Telford Ed., London, 1988.

HOLDEN W R., PAGE C. L., SHORT M. R., « The influence of chlorides and sulfates on durability of reinforced concrete », corrosion of reinforcement in concrete construction. A.P. Crane edition, Ellis Horwood, pp. 143-150, 1983.

HOPE B. B., IP A.K.C., « Chloride corrosion threshold in concrete ». ACI Mat journal, july-august (1987), pp.306-314.

HOUST F.Y., « Carbonatation du béton et corrosion des armatures », Chantiers/Suisse, 1989, 15 : 569-574.

HOUST. Y. F., « Diffusion de gaz, carbonatation et retrait de la pâte de ciment durcie », Thèse N 1108 de l'école Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse, 1992.

HUSSAIN S. E., RASHEEDUZZAFAR S. E., AL-MUSALLAM A., AL-GATHANI A. S., « Factors affecting threshold chloride for reinforcement corrosion in concrete », Cement and Concrete Research 25 (1995), pp.1543-1555.

ISO 8044., « corrosion des métaux et alliages – termes principaux et définitions », 1999.

ISO 8044:1999, « Corrosion of metals and alloys- Basic terms and definitions ».

IZQUIERDO D., ALONSO C., ANDRADE C., CASTELLOTE M., « Potentiostatic chloride threshold values for rebar depassivation: experimental and statistical study », Electrochimica Acta, 49, pp 2731-2739. 2004.

JACOBSEN S., JACQUES M., LUC B., « Effect of cracking and healing on chloride transport in OPC concrete », Cement and Concrete Research, Vol. 26, No. 6, pp. 869-881, 1996.

JIAN-HE X, RUO-LIN H., « Experimental study on rehabilitation of corrosion-damaged reinforced concrete beams with carbon fiber reinforced polymer ». Construction and Building Materials 38 (2012) 708–716.

KACHLAKEV D., McCURRY D. D., « Behavior of full-scale reinforced concrete beams retrofitted for shear and flexural with FRP laminates ». Composites: Part B, Vol. 31, pp. 445-452, 2000.

KEARSLEY E. P., JOYCE A., « Effect of corrosion products on bond strength and flexural behavior of reinforced concrete slabs », Journal of the South African Institution of Civil Engineering Vol 56 No 2, August 2014, Pages 21–29, Paper 1024.

KERMICHE S., REDJEL. B., « Analyse expérimentale du comportement mécanique de poutres en béton armé pré-fissurées renforcées de matériaux composites de type textile polymère en toile de fibre de carbone », rev. Sci. Technol., Synthesis 25: 41 – 58, 2012.

KISHIMOTO I., « Experimental Study on the Corrosion Condition of Steel Bars in Cracked Reinforced Concrete Specimen », International Symposium on the Ageing Management & Maintenance of Nuclear Power Plants. 2010: Tokyo, JP. p. 166-172.

LATASTE J. F., « Évaluation non destructive de l'état d'endommagement des ouvrages en béton armé par mesure de résistivités électriques ». Thèse de doctorat, Université Bordeaux I, 295 p, 2002.

LEA F. M., « The chemistry of cement and concrete », Edward Arnold, 1970.

LIU Y., « Modeling the time to corrosion cracking of the cover concrete in chloride contaminated reinforced concrete structures », Thèse de doctorat, university Estadual de Virginie, Blacksburg, Virginia. 1992.

LIU Y., WEYERS R., « Modeling the time-to-corrosion cracking in chloride contaminated reinforced concrete structures », ACI Mater. J. 95, pp. 675–681, 1998.

MANGAT P, ELGARF M. S., « Flexural strength of concrete beams with corroding reinforcement », ACI Structural Journal, 1999, 96, pp. 149-158.

MAPEI 01., « <http://www.mapei.com/ZA-EN/document.asp?IDCartella=1939> ».

MAPEI 02., « Mapesheid I ».

MARIA M. S., « Corrosion and corrosion protection of steel in concrete ». In: Swamy RN, editor. Sheffield, UK, 793. 1994.

MARSAVINA L., AUDENAERT K, G. DE SCHUTTER N., FAUR G., MARSAVINA D., « Experimental and numerical determination of the chloride penetration in cracked concrete », Construction and Building Materials 23 (2009) 264–274.

MATSUKAWA K., DIAMOND S., « Quantitative study of naphthalene sulfonate effects on cement paste pore solution chemistry ». Advances in cementitious materials, Ceramic transaction, vol 16, S. Mindess Ed., 1991.

McNEILL J., « Electrical conductivity of soils and rocks », technical note TN-5, Geonics Ltd, Mississauga (Ontario, Canada), 22 p, 1980.

MEIER U., DEURING M., MEIER H., SCHWEGLER G., « Strengthening of Structures with CFRP Laminates: Research and Applications in Switzerland ». Advanced composite materials in bridges and structures, Canadian Society of Civil Engineers: p.243-251, 1992.

MEIER U., WINISTORFER A., « Retrofitting of structures through external bonding of CFRP sheets », Non-Metallic FRP Reinforcement for Concrete Structures, Proceedings of The Second International RILEM Symposium, Ghent, Belgium, edited by Taerwe, L., pp.509-516, London, UK, 1995.

MICHEL A., PEASE B., GEIKER M., STANG H., OLESEN J., « Monitoring reinforcement corrosion and corrosion-induced cracking using non-destructive X-ray attenuation measurements », Cement and Concrete Research 41, pp. 1085–1094, 2011.

MISRA S., UOMOTO T., « Reinforcement Corrosion under Simultaneous Diverse Exposure Conditions », Durability of Concrete. American Concrete Institute, 1991. 126: p. 423-441.

MOHAMED ALI. O. M., « Fiabilité dans le temps des poutres en béton arme renforcées par des PRF et soumises aux effets couples de la corrosion et de chargements évolutifs ». Thèse de doctorat, l'institut des sciences et techniques de l'ingénieur d'Angers, France, 2012.

- MOHAMMED R. K.**, « Effet de l'attaque sulfatique externe sur la durabilité des bétons autoplaçants ». Thèse de doctorat d'université d'Orléans, 2009.
- MOHAMMED T. U., NOBUAKI O., MAKOTO H., TSUNENORI S.**, « Effect of crack width and bar types on corrosion of steel in concrete ». Journal of Materials in Civil Engineering, 2001. 13(3): p. 194-201.
- MOHAMMED T. U., OTSUKI N., HAMADA H.**, « Corrosion of steel bars in cracked concrete under marine environment ». Journal of Materials in Civil Engineering, 2003. 15(5): p. 460-469.
- MOHAMMED, T. U., OTSUKI N., HAMADA H.**, « Corrosion of steel bars in cracked concrete under marine environment », Journal of Materials in Civil Engineering, 2003. 15(5): p. 460-469.
- MORGAN D. R.**, « Compatibility of concrete repair materials systems ». Construction and Building Materials, vol 10, pp 51-61, 1996.
- NAAR M. S.**, « Évaluation non destructive du béton par mesure de résistivité électrique et thermographie infrarouge passive ». Thèse de doctorat, l'université de bordeaux 1 et l'université de Sherbrooke, 2006.
- NBN EN 1504-9.**, « Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton - Définitions, exigences et maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité - Partie 9 : principes généraux d'utilisation des produits et systèmes », 2008.
- NBN EN 1766.**, « Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton - Méthodes d'essais - Bétons de référence pour essais ». 2000.
- NEVILLE A.**, « Autogenous Healing - À Concrete Miracle? », Concrete international (2002). 24(11), 76-82.
- NF EN 12390-3.**, « Essais pour béton durci - Partie 3 : résistance à la compression des éprouvettes », Avril 2012.
- NF EN 206-1.**, « Partie 1 : Spécification, performances, production et conformité », 2004.
- NF P 18-408.**, « Bétons - Essai de fendage », 1981.
- NF P 18-554.**, « Granulats - mesures des masses volumiques, de la porosité, du coefficient d'absorption et de la teneur en eau des gravillons et cailloux ». Décembre 1990.
- NF P 18-555.**, « Granulats - Mesures des masses volumiques, coefficient d'absorption et teneur en eau des sables ». Décembre 1990.
- NF P 18-560.**, « analyse granulométrique pas tamisage », septembre 1990.
- NGALA V. T., PAGE C. L.**, « Effects of carbonation on pore structure and diffusional properties of hydrated cement pastes Cement and concrete research», 27(7):995-1007, 1997.

- NGOC T. V.**, « Contribution à l'étude de la corrosion par carbonatation du béton armé : approche expérimentale et probabiliste », thèse de doctorat de l'université de Toulouse, France, 2011.
- NISCHER P.**, « Effect of environment and concrete quality on carbonation, Betonwerk+Fertigteile-Technik », N° 11, pp. 752-757, 1984.
- NMAI C. K.**, « Multi-functional organic corrosion inhibitor ». Cement & Concrete Composites, 26 (3), 199-207, 2004.
- NORME UNI 7928.**, « Béton. Détermination de la pénétrabilité de l'ion chlorure ».
- NYNKE TER HEIDE., ERIK S.**, « Self-healing of early age cracks in concrete » , 2006, DOI: 10.1007/978-1-4020-5104-3_32.
- OMIKRINE M. O., AÏT-MOKHTAR A., CAUCHOIS A., BLANCHARD N.**, « Etude exploratoire de la carbonatation dans les mortiers modifiés polymères utilisés en couches minces », XXIVèmes Rencontres Universitaires de Génie Civil, France, 2006.
- ORMELLESE M., LAZZARI L., GOIDANICH S., FUMAGALLI G., BRENN A.**, « A study of organic substances as inhibitors for chloride-induced corrosion in concrete ». Corrosion Science, 51 (12), 2959-2968, 2009.
- OTIENO M.B., ALEXANDER M. G., BEUSHAUSEN H. D.**, « Corrosion propagation in cracked and uncracked concrete », Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II, 2009, ICCRRR-2, 24-26 November 2008, Cape Town, South Africa, p. 157-158.
- PAGE C.L., VENNESLAND O.**, « Pore solution composition and chloride binding capacity of silica-fume cement pastes ». Matériaux et construction. 16, 91, 1983, p. 19-25
- PAROTT L.J., KILLOH D.C.**, « Carbonation in a 36 year old, in-situ concrete », Cement and Concrete Research, 1989, 19: 649-656.
- PARROTT L. J.**, « A review of carbonation in reinforced concrete », Cement and Concrete Association, 1987.
- PAVOINE A.**, « Évaluation du potentiel de réactivité des bétons vis-à-vis de la formation différée de l'ettringite ». Thèse de doctorat, Université Pierre et Marie Curie - Paris VI, 2003.
- PIMANMAS A, MAEKAWA K.**, « Influence of pre-cracking on reinforced concrete behavior in shear », Concrete Library of JSCE n°38, December 2001.
- POLDER R. B.**, « Test methods for on-site measurement of resistivity of concrete - a RILEM TC-154 technical recommendation ». Construction and Building Materials, vol 15, pp 125-131, 2001.
- POURSAEE A., CAROLYN M. H.**, « The influence of longitudinal cracks on the corrosion protection afforded reinforcing steel in high performance concrete », Cement and Concrete Research 38 (2008) 1098–1105.
- POWERS T.C.**, « The air requirement of frost-resistant concrete ». Highway Research Board, vol. 29, 1949, p. 184-211

- RAFAÏ N., HORNAIN H., VILLAIN G., BAROGHEL BOUNY V., PLATRET G., CHAUSSADENT T.,** « Comparaison et validité des méthodes de mesure de carbonatation », Revue française de génie civil, 2002, 6 : 251-274.
- RANC R., CARIOU B.,** « Quality and durability of concretes made with fillerized cements, the French experience ». BRE Seminar on limestone-filled cements, London, 1989.
- RIZKALLA S., HASSAN T.,** « Various FRP Strengthening Techniques for Retrofitting Concrete Structures ». In CICE 2001 Conference proceedings, Hong Kong, China.
- RODRIGUEZ J., OTEGA L., CASAL J.,** « Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement », Construction and Building Materials, 11(4), 239-248, 1997.
- ROMEL S., ERIC M., LUIS F.J, VICTORINO R.P.,** « Évaluation des dommages causés par l'agression environnementale dans les structures en béton armé». Ingeniería 18 (1, 2): 45-55, ISSN: 1409-2441; 2008. San José, Costa Rica.
- RÖSLI A., HARNIK A.B.,** « Improving the durability of concrete to freezing, deicing salts ». Durability of building materials and components, P.J. Sereda and G.G. Litvan eds, ASTM, Philadelphia, STP 691, 1980, p. 464-473.
- SAETTA A.V., SCHREFLER B.A., VITALIANI R.V.,** « 2-D Model for carbonation and moisture/heat flow in porous materials”. Cement and concrete research, vol. 25, n° 8, 1995, p. 1703-1712.
- SAILLIO MICKAEL.,** « Interactions physico-chimiques ions-matrice dans les bétons sains ou carbonates : influence sur le transport ionique ». Thèse de doctorat, université Paris-est-Marne-la-Vallée, France, 2013.
- SANTOS S. A., GONÇALVES A.F., PIPA M.,** « Diagnosis and prognosis of Portuguese concrete railway sleepers degradation – a combination of ASR and DEF ». 13th International Conference on Alkali Aggregate Reaction ICAAR, Trondheim, Norway, 2008.
- ŠAVIJA B., SCHLANGEN E.,** « Autogeneous healing and chloride ingress in cracked concrete ». HERON Vol. 61 (2016) No. 1, Delft University of Technology, the Netherlands.
- SCHIESSL P., RAUPACH M.,** « Laboratory studies and calculations on the influence of crack width on chloride-induced corrosion of steel in concrete ». ACI Materials Journal, Vol. 94, No. 1, p. 56-62, 1997.
- SCHLANGEN E., TER HEIDE N., VAN B. K.,** « Crack healing of early age cracks in concrete, Measuring, Monitoring and Modeling Concrete Properties », 2006, pp. 273-284.
- SCHMITT G.,** « Global needs for knowledge dissemination, research, and development in materials deterioration and corrosion control ». World Corrosion Organization, New York, 2009.
- SCHNEIDER U., DIEDERICHS U.,** « Physical properties of concrete from 20 °C up to melting ». Betonwerk und Fertigteiltechnik, heft 3, 1981, p. 141-150.

SCOTT A., ALEXANDER M. G., « The influence of binder type, cracking and cover on corrosion rates of steel in chloride-contaminated concrete. ». Magazine of Concrete Research, 2007. 59(7): p. 495-505.

SHEKARCHI M, RAFIEE A, LAYSSI H., « Long-term chloride diffusion in silica fume concrete in harsh marine climates », Cement & Concrete Composites, 31, 769-775, 2009.

SIKA CARBODUR PLATES., « Pultruded carbon fiber plates for structural strengthening ».

SIKADUR-30., « Structural adhesive for bonding reinforcement ».

SIKADUR-330., « Resin epoxy of impregnation for tissue of strengthening ».

SIKAWRAP-600 C., «Woven unidirectional carbon fiber fabric, designed for structural strengthening applications as part of the Sika® strengthening system ».

SMITH R., « The effects of corrosion on the performance of reinforced concrete beams ». MASc thesis, Ryerson University, 2007, Canada.

SOUDKI K. A., « FRP repair of corrosion-damaged concrete beams -Waterloo experience”, Canada Research Chair, Department of Civil Engineering, University of Waterloo, Waterloo, Ontario, Canada, 2006.

STERN O., « Électrochimie et chimie physique appliquée », 30, 508, 1924.

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, Aafe Blankvokk Edition, Norvege (1997). P.59.

STRATFUL R. F., « The Corrosion of Steel In a Reinforced Concrete Bridge ». CORROSION. 1957; 13(3):43-48.

SU L., CAI J., CHEN Q., LI G., ZHAO J., « Investigation on the Flexural Behavior of Corroded Concrete Beams Repaired by CFRP Sheet Under Different Corrosion Levels ».The Open Civil Engineering Journal, DOI: 10.2174/1874149501610010598.

TAYLOR H.F.W., « Cement chemistry ». Londres : academic press, 1997.

TECHNOBETON 2., « l'écaillage des surfaces de béton», bulletin technique, association béton Québec.

TENG J.G., CHEN J.F., SMITH S.T., LAM L., « FRP strengthened RC structures ». John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, UK, 245 p, 2002.

THIERY M., « modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires, pris en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques », Thèse de doctorat, école nationale des ponts set de chaussées, France, 2006.

THIERY M., DANGLA P., VILLAIN G., PALTRE G., « Modélisation du processus de carbonatation des bétons », Journées des sciences de l'ingénieur du réseau les L.P.C, pages 403-408, Dourdan. France, 2003.

TORRES-ACOSTA A. A., NAVARRO-GUTIERREZ S., TERÁN-GUILLÉN J., « Residual flexure capacity of corroded reinforced concrete beams », Engineering structures 2007; 29(6): 1145–52.

TREMPER B., « The Corrosion of Reinforcing Steel in Cracked Concrete ». American Concrete Institute 1947. 43: p. 1137-114

TUUTTI K., « Corrosion of steel in concrete, Swedish Cement and Concrete ». Research Institute, Stockholm, 1982.

VENUAT M., « Carbonatation », la commission technique 16-c, Matériaux et Construction. 11,142-146, 1978.

VIDAL T., « Requalification des structures dégradées par corrosion des armatures ». Thèse de doctorat, INSA Toulouse, 2003.

WARREN G. E., « Waterfront repair and upgrade, advanced technology demonstration site No. 2: Pier 12 », NAVSTA San Diego: Naval Facilities Engineering Service Center, Port Hueneme (CA), 1998.

WEIWEI L., WEIQING L., SHUGUANG W., « The Effect of Crack Width on Chloride-Induced Corrosion of Steel in Concrete », Advances in Materials Science and Engineering Volume 2017 (2017), Article ID 3968578, 11 pages. <https://doi.org/10.1155/2017/3968578>.

WENJUN Z., RAOUL F., CHI SUN P., JIAN-GUO D., « Influences of corrosion degree and corrosion morphology on the ductility of steel reinforcement », Construction and Building Materials 148 (2017) 297–306.

WHITTINGTON H., McCARTER W., FORDE M., « Resistivity characteristics of concrete, proceedings of the Institution of Civil Engineers », Part 2, vol. 71, pp. 107-117 (1981).

WILLIAM H. H., « Effect of concrete crack width on corrosion of embedded reinforcement », Hartt and Associates, Boca Raton, Florida, 2009.

YANG Y., LEPECH M. D., YANG E. H., LI V. C., « Autogenous healing of engineered cementitious composites under wet-dry cycles ». Cement and Concrete Research, 2009, 39, 382-390.

YUAN Y., JI Y., SHAH S. P., « Comparison of two accelerated corrosion techniques for concrete structures », ACI Structural Journal, 2007, Vol. 104(3), pp. 344–347.

YU-CHEN O., YUDAS T. T. S., HWASUNG R., « Tensile behavior of naturally and artificially corroded steel bars », Construction and Building Materials 103 (2016) 93–104.

YUKITOMO T., KAZUMASA M., TAKATOSHI H., MASAOKI I., THOMAS J. C., « Technical Report of Global Analysis Method for Major Greenhouse Gases by the World Data Center for Greenhouse Gases », WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION, juin 2009.

ZE YI WU., « Étude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé préfissurées et renforcées par matériaux composites sous chargement statique et de fatigue », thèse de doctorat, LCPC Paris, 2010.

ZHANG P, YUAN C, MICHAEL V, ZHAOLIN L, HARALD S. M, YAGUANG Z, TIEJUN Z., « Steel reinforcement corrosion in concrete under combined actions: The role of freeze-thaw cycles, chloride ingress, and surface impregnation ». Construction and Building Materials 148 (2017) 113–121.

ZHANG Z., OLEK J., DIAMOND S., « Studies on delayed ettringite formation in early-age, heat cured mortars: 1– Expansion measurements, changes in dynamic modulus of elasticity, and weight gains ». Cement and Concrete research. 32 : 1729-1736, 2002.

ZHAO YX, WU YY, JIN WL., « Distribution of millscale on corroded steel bars and penetration of steel corrosion products in concrete », Corrosion Science 66 (2013) 160–168.

ZHAO YX., YU J., WU YY., JIN WL., « Critical thickness of rust layer at inner and out surface cracking of concrete cover in reinforced concrete structures » , Corrosion Science 59 (2012) 316–323.

ZHONG W., WU YAO., « Influence of damage degree on self-healing of concrete », Construction and Building Materials 22 (2008) 1137–1142.

ZHU W., FRANÇOIS R., CORONELLI D., CLELAND D., « Effect of corrosion of reinforcement on the mechanical behavior of highly corroded RC beams », Engineering Structures 56 (2013) 544–554.

ZIVICA V., « Significance and influence of the ambient temperature as a rate factor of steel reinforcement corrosion », Bulletin of Materials Science, 25:375-379 Indian Academy of Sciences, 2002.