

UNIVERSITE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

Laboratoire de Géomatériaux et Génie Civil

THESE DE DOCTORAT

Spécialité : Génie Civil

**COMPORTEMENT DES ELEMENTS DE STRUCTURES EN
BETON ARME SOUS LES EFFETS SIMULTANES DE LA
CHARGE ET DE LA CORROSION**

Par

Lazhar HARICHE

Devant le jury composé de : 21 Février 2016

N. BOURAHLA	Professeur à l'Université de Blida	Président
M. ABED	Professeur à l'Université de Blida	Examineur
H. BACHTOULA	Directeur de recherche, CGS Alger	Examineur
F. DEBIEB	Professeur à Université de Médéa	Examineur
M. BOUHICHA	Professeur à Université de Laghouat	Rapporteur
S. KENAI	Professeur à l'Université de Blida	Co-Rapporteur
Y. BALLIM	Professeur à l'Université de Witwatersrand Johannesburg	Invité

Blida, 2016

RÉSUMÉ

La corrosion des armatures dans le béton est l'une des causes principales de la détérioration et de la réduction de la durée de vie des structures en béton armé. Ce travail présente une investigation expérimentale de l'effet de la corrosion des armatures sur le comportement en service des poutres en béton armé sous chargement. Les principaux paramètres étudiés sont le dispositif de ferrailage des armatures inférieures et le niveau de chargement à l'état limite de service. Quatre séries de poutres sont testées (six poutres pour chaque série, trois poutres soumises à l'accélération de la corrosion et les trois autres ne sont pas soumises à la corrosion). Toutes les poutres sont soumises aux mêmes conditions de chargement durant le processus de corrosion des armatures. Le dispositif de ferrailage de la quatrième série est identique à la première série, mais supporte une charge de service supérieur aux autres séries. Toutes les poutres sont soumises à un système de chargement de flexion quatre-point. La corrosion des barres tendues des poutres est accélérée par l'application d'un courant électrique continu et les poutres sont immergées dans une solution de chlorure de sodium de 3% de concentration. Les résultats montrent l'évolution de la corrosion des armatures et la déformation centrale des poutres sous chargement et corrosion simultanée. Les déformations des poutres augmentent avec l'accroissement du taux de corrosion principalement durant les étapes initiales de corrosion, qui engendre la propagation des fissures longitudinales engendrées par les contraintes gonflement des produits de corrosion. Aussi l'effet de disposition des armatures dans les sections de béton est clarifié. L'essai à la charge ultime montre la diminution de la capacité portante avec le taux de corrosion des armatures. Un modèle analytique est développé pour simulé ces essais.

MOTS-CLEFS : Corrosion; Béton armé; Poutre; chargement ; déformation ; fissure ; durabilité.

ABSTRACT

Corrosion of reinforcing steel bars in concrete is one of the main cause of early deterioration and reduction of service life of reinforced concrete (RC) structures. This study reports on the results of an experimental investigation that was carried out to study the effect of reinforcement corrosion on the serviceability behaviour of RC beams under load. The main parameters investigated were the effects of reinforcement arrangement and the magnitude of the sustained load. Four series of scaled beams were tested, each series containing six beams, three of which were subjected to reinforcement corrosion while the other three were used as un-corroded control beams. All these beams carried the same sustained load during the process of reinforcement corrosion. The reinforcement arrangement for the fourth test series was identical to the first series but these beams carried a higher sustained test load. All the beams were subjected to a four-point bending load arrangement. Corrosion of the tension reinforcement was accelerated using an impressed current while the soffits of the beams were immersed in a 3% sodium chloride solution. The evolution of reinforcement corrosion and central deflection under simultaneous load and corrosion is given. The deflections of the beams increase with progressive corrosion of the reinforcement especially during the early stages of corrosion as a result of propagation of transverse cracks and the expansive stresses induced by the corrosion products. The importance of the arrangement of the steel in the section of concrete on the performance in terms of deflection was also clarified. An analytical model was developed to simulate the tests.

Keywords: Concrete; Corrosion; Sustained load; Serviceability; Deflection; Cracking ; Durability

المخلص

يعتبر صدأ الحديد داخل الخرسانة المسلحة من بين أهم أسباب تشوهات التي تصيب المنشآت الخرسانة المسلحة، مما ينتج عنه تأثير ديمومتها حيث يؤدي إلى تحديد وتقليص مدة الحياة و إستعمالها.

تتناول هذه الدراسة المخبرية تأثير عوارض الخرسانة المسلحة بالصدأ و حمولة الإستغلال في نفس الوقت وذلك لمحاكاة الواقع أثناء الاستعمال. من أجل هذه الدراسة تم إنشاء أربع مجموعات تشمل كل مجموعة ستة عوارض (ثلاث عوارض يتم تسريع فيها الصدأ و ثلاث عوارض لا يتم تسريع الصدأ فيها، من أجل المقارنة). تخضع ثلاث مجموعات الأولى لنفس الإجراءات و المواد، الفرق الوحيد هو التسليح السفلي للعوارض (2 أعمدة حديد ذات قطر 12 ميليمتر بالنسبة للمجموعة الأولى، عمود واحد حديد ذو قطر 16 ميليمتر بالنسبة للمجموعة الثانية و 3 أعمدة حديد ذات قطر 10 ميليمتر بالنسبة للمجموعة الثالثة)، أما بالنسبة للمجموعة الرابعة فقد تم اعتماد نفس تسليح المجموعة الأولى (2 أعمدة حديد ذات قطر 12 ميليمتر) غير أنه تم الزيادة في حمولة الاستغلال، بحيث تم تطبيق حمولة الاستغلال 20 كيلو نيوتن بالنسبة لثلاث مجموعات الأولى و 30 كيلو نيوتن بالنسبة للمجموعة الرابعة. لتسريع الصدأ يتم غمر العوارض المعنية في محلول ملحي ذو تركيز 3% ويطبق تيار كهربائي مستمر على التسليح المراد بها أن تصدأ، لمدة تتجاوز شهر. يتم خلال هذه المدة تطبيق حمولة ثابتة في تجربة الانحناء أربع نقاط. تبين النتائج تأثير الانحناء الوسطي للعوارض بنسبة صدأ التسليح، وتبين الرسومات البيانية كيف يتزايد الانحناء مع تزايد صدأ الحديد داخل العوارض، كما تم عرض رسومات تشققات العوارض الناجمة عن الصدأ و حساب عرض هذه التشققات. كما تم استنتاج أن الحمولة القصوى للعوارض تناقصت بتزايد نسبة صدأ تسليح العوارض، وهذا بعد التجارب حتى التكسير (الانهيار) للانحناء أربع نقاط. تم تطوير نموذج تحليلي من أجل محاكاة هذه التجارب رياضياً.

مفاتيح: خرسانة مسلحة، صدأ، انحناء، تشققات، حمولة الاستغلال، ديمومة.

REMERCIEMENT

Je tiens à remercier en premier lieu DIEU "Allah" qui m'a donné la force et la volonté d'achever ce modeste travail.

Cette thèse est le fruit d'un long travail qui n'aurait pu arriver à terme sans l'aide de nombreuses personnes. Je tiens à ce que chacune d'elles sache que je la remercie sincèrement.

Je tiens à manifester toute ma reconnaissance à mon directeur de thèse Monsieur BOUHICHA Mohamed, Professeur et directeur à la Direction Générale de la Recherche Scientifique et du Développement Technologique Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique, pour la confiance qu'il m'a accordée, pour ses conseils qui ont éclairé le déroulement de mes travaux et qui m'ont aidé mes périodes de doute, et enfin pour les nectars qu'il m'a fait découvrir.

Je tiens aussi à exprimer ma profonde gratitude et mes remerciements à Monsieur KENAI Said, Professeur à l'Université Saad Dahlab de Blida, Co-directeur de cette thèse qui n'a pas hésité à consacrer de son temps pour me faire bénéficier de ses orientations, ses conseils aux moments importants, et enfin à corriger minutieusement cette thèse.

Ce travail n'aurait pu se finaliser sans la contribution de Monsieur Yunus BALLIM, Professeur à l'Université de Witwatersrand Johannesburg (Afrique de Sud) et Co-Directeur de cette thèse. Mes chaleureux remerciements vont vers cette personne, pour sa gentillesse, ses conseils, ses orientations pris pour mener à bien ce travail. Je ne saurai oublier son aide efficace lors de la réalisation de la partie expérimentale. Je le remercie vivement pour m'avoir accueilli à son laboratoire, malgré ses nombreuses responsabilités, où j'ai pu réaliser la partie expérimentale.

Les Professeurs BOUHICHA, KENAI et BALLIM resteront pour moi et pour toujours des références scientifique et pédagogique de très grande qualité que je demande à encore en profiter durant le restant de ma carrière professionnelle.

Je souhaite ensuite remercier mes rapporteurs de thèse qui m'ont fait l'honneur d'accepter d'être membres de jury :

- ✓ Professeur Noreddin BOURAHLA Président du jury de thèse
- ✓ Professeur Mohamed ABED Examineur de thèse
- ✓ Docteur Hakim BACHTOULA Examineur de thèse
- ✓ Docteur Farid DEBIEB Examineur de thèse

Ce travail n'a pu être réalisé que grâce à la collaboration du laboratoire de Génie Civil du département de Génie Civil de l'Université de Witwatersrand Johannesburg en Afrique de Sud, et ceci par la mise à ma disposition des moyens des essais pour réaliser la partie expérimentale de ma thèse, je l'en remercie vivement, sans oublier de remercier le staff de laboratoire : Monsieur Fanna, Monsieur Kenneth HARMAN, Monsieur Leslie WILLS et Norman ALEXANDRE laborantin et techniciens de ce même laboratoire.

Je remercie également Docteur Peter GRAHAM de l'Université de Witwatersrand Johannesburg en Afrique de Sud et son épouse Fiona, pour leur accompagnement et soutien en Afrique de Sud.

Je ne saurai oublier de remercier vivement Docteur El-Hadj KADRI, Maître de Conférences à l'Université Cergy-Pontoise (France) qui m'a accueilli dans son laboratoire en Avril 2011.

Enfin mes chaleureux remerciements à mes parents, ma femme et mes enfants pour leurs patientes et soutien moral tout au long de cette thèse.

TABLE DES MATIERES

Résumé	
Remerciements	
Table des matières	
Liste des illustrations, graphiques et tableaux	
Liste des symboles et abréviations	
Introduction générale	16
 Chapitre I : La corrosion dans le béton – Revue bibliographique	
I.1 Introduction	21
I.2 La durabilité du béton	22
I.2.1 Propriétés de béton ont relation avec la durabilité	23
I.2.1.1 Propriétés de transport dans le béton	23
I.2.1.1. a. Perméabilité	24
I.2.1.1. b. Absorption	25
I.2.1.1.c. Diffusion	25
I.2.1.1.d. Migration	26
I.2.1.2 Propriétés mécaniques et physiques	26
I.2.1.3 Propriétés chimiques	27
I.2.2 Pathologies du béton	27
I.2.2.1 Les réactions chimique endogènes	27
I.2.2.2 Les réactions chimique exogènes	29
I.2.2.3 Les pathologies d’origine physiques et mécaniques	30
I.3 Corrosion des armatures dans le béton	31
I.3.1 Introduction	31
I.3.2 Mécanismes de la corrosion des armatures	33
I.3.2.1 Passivité de l’acier	34
I.3.2.2 Depassivation de l’acier	35
I.3.3 La propagation de corrosion	39
I.3.3.1 La natures électrochimique de la corrosion	39

I.3.3.2 La vitesse de corrosion	40
I.3.3.3 La morphologie des produits de corrosion	41
I.4 Les facteurs affectent la corrosion	42
I.4.1 La qualité du béton	44
I.4.2 L'enrobage des armatures	43
I.4.3 Humidité relative	43
I.4.4 Température	44
I.4.5 Teneur en chlorure	44
I.4.6 La carbonatation	44
I.4.7 L'oxygène	44
I.4.8 Les agents agressif autres que les chlorures	45
I.5 Les conséquences mécaniques de la corrosion	45
I.5.1 L'effet de la corrosion sur la fissuration de l'enrobage	45
I.5.2 L'effet de la corrosion sur l'adhérence entre l'acier et le béton	46
I.5.3 L'effet de la corrosion sur le comportement des structures fléchies	47
I.6 Mesure de la corrosion	47
I.6.1 Inspection visuelle	48
I.6.2 Localisation des armatures et détermination de leur enrobage	48
I.6.3 Détermination de l'état de corrosion par la méthode de mesure de potentiel	49
I.6.4 Evaluation de la corrosion par mesure de la résistance électrique du béton.	51
I.6.5 Méthodes stationnaires d'étude de la corrosion	52
I.6.6 Détermination de la vitesse de corrosion dans le béton	52
I.6.7 Détermination de la corrosion par émission acoustique dans le béton armé	55
I.6.8 Etude de la corrosion par des méthodes numériques.....	56
I.7 Protection contre la corrosion	56
I.7.1 La réparation traditionnelle par mortier.....	57
I.7.2 La réalkalinisation par courant imposé	58
I.7.3 La déchlorurassions du béton.....	58
I.7.4 Protection cathodique par courant imposé	60
I.7.5 Les inhibiteurs de corrosion dans le béton	64
I.8 Les travaux sur la corrosion sous chargement	66

I.8.1 Les travaux de Yoon et al	66
I.8.2 Les travaux d'El Maaddawy et al	69
I.8.3 Les travaux de Vidal et al	71
I.8.4 Les travaux de Malumbela et al	73
I.8.5 Les travaux de Ballim et al	75
I.9 Conclusion	76
Chapitre 2 : Etude Expérimentale	79
II.1 Généralités	79
II.2 Matériaux utilisés	79
II.2.1 Le ciment	79
II.2.2 Les Granulats	79
II.2.3 L'eau de gâchage	81
II.2.4 Composition de béton	81
II.2.5 Acier	82
II.3 Etude préliminaire	83
II.4 Essais sur des poutres corrodées sous chargement.....	88
II.4.1 Introduction	88
II.4.2 Dimension des poutres	89
II.4.2 Ferrailage des poutres	89
II.4.3 Fabrication des poutres	92
II.5 Accélération de corrosion	93
II.6 Mise en chargement des poutres a l'état limite de service	94
II.7 Méthode d'application de la charge.....	96
II.8 Mesure de déformation.....	97
II.9 Méthode de mesure des fissures.....	98
II.11 Les essais de flexions à la rupture.....	100

Chapitre III : Résultats et discussion	102
III.1 Généralité	102
III.2 Taux de corrosion	102
III.2.1 Méthode de la loi de Faraday	102
III.2.2 Méthode gravimétrique	104
III.3 Les Fissurations du béton des poutres	111
III.4 Déformation des poutres à l'état limite de service	117
III-4-1 Déformation des poutres de contrôle	117
III-4-2 Déformation des poutres corrodées	119
III.5 Déformation des poutres à l'état limite ultime	121
III.6 Conclusion	125
Chapitre IV : Modélisation de la corrosion	128
IV.1 Introduction	128
IV.2 Modèle empiriques	128
IV.2.1 Modèle de Morinaga	128
IV.2.2 Modèle d'Andrade et al	129
IV.3 Modèle analytique	129
IV.3.1 Modèle de Bazant	129
IV.3.2 Modèle de Rodriguez et al.....	130
IV.3.3 Modèle de Vidal et al.....	131
IV.3.4 Modèle de Castel.....	132
IV.4 Modèle à base des réseaux neurone artificiel (RNA).....	133
IV.4.1 Modèle de Collepari et al.....	133
IV.5. Modèle probabiliste	134
IV.6. Modèle numérique	135
IV.7. Modèle Analytique pour la flexion des poutres corrodées.....	136
IV.7.1 Rigidité et coefficient d'endommagement.....	136
IV.7.2 Calcule du rayon de courbure.....	142
IV.7.3 Calcul de la capacité portante à l'état limite ultime	145

IV.8 Modèle empirique pour simuler les ouvertures de fissures et corrosion des armatures	149
IV.8.1 Introduction	149
IV.8.2 Comparaison entre les résultats expérimentaux et quelques modèles existants	149
IV.8.3 Modèle proposé	153
IV.8.4 Comparaison avec les résultats expérimentaux de Castel et al	159
IV.8.5 Etape de calcul d'une poutre corrodée.....	163
IV.9 Conclusion	169
Conclusion Générale et Recommandations	171
Référence	175

Liste des Figures

Figure I-1	Deux scenarios de dégradation et réparation d'une structure [2]	21
Figure I-2	Facteurs influant la durabilité du béton [6].	23
Figure I-3	Relation entre la perméabilité et le rapport eau/ciment de pâtes de ciment à maturité (ciment hydraté : 93%) [11]	25
Figure I-4	Représentation de l'évolution dans le temps de la dégradation d'un ouvrage en béton armé [13]	32
Figure I-5	Courbe de polarisation d'un acier doux immergé dans une solution alcaline (pH 12) [36]	39
Figure I-6	La variation de l'adhérence maximale avec la corrosion [48]	46
Figure I-7	Principe de mesure de potentiel [64]	50
Figure I-8	Principe de la mesure de résistance électrique du béton [64-65].	51
Figure I-9	Mesure potentiodynamique de R_p [67]	53
Figure I-10	Schéma d'application d'un traitement de déchloration [76]	59
Figure I-11	Principe de la protection cathodique par courant imposé (I_c : valeur du courant imposé) [77]	60
Figure I-12	Exemple d'anode externe (anode en grille de titane) [77].	61
Figure I-13	Exemple d'anode interne (anode en ruban de titane) [77].	62
Figure I-14	Exemple d'anode interne (anode discrète en titane) [77]	63
Figure I-15	Exemple d'anode externe (anode avec revêtement conducteur) [77]	63
Figure I-16	Le Système de chargement utilisé par Yoon et al [87]	68
Figure I-17	Le Système de chargement utilisé par El Maaddawy et al [88]	69
Figure I-18	Le Système de chargement utilisé par Vidal et al [89]	72
Figure I-19	Le Système de chargement utilisé par Malumbela et al [86, 90]	73
Figure I-20	Le Système de chargement utilisé par Ballim et al [53-54, 91]	75

Figure II-1	Analyse granulométrique du sable	80
Figure II-2	L'appareille de test des barres d'acier à la traction.	82
Figure II-3	Les essais de traction des barres d'acier –contrainte déformation.	82
Figure II-4	Disposition des armatures dans les cubes en béton	84
Figure II-5	Dispositif d'accélération de la corrosion	84
Figure II-6	Photos du cube de béton après accélération de corrosion. (a)Vue en face du cube, (b) vue en de sous du cube, (c) vue d'intérieur du cube, (d) vue de barre d'acier après nettoyage de la rouille.	85
Figure II-7	Disposition de l'armature dans les cubes pour la 2 ^{ème} série	86
Figure II-8	Dispositif d'accélération de la corrosion	87
Figure II-9	Les cubes en béton après accélération de corrosion, (a)Vue en face du cube, (b) vue en autre face du cube, (c) vue d'intérieur du cube, (d) vue de barre d'acier après nettoyage de la rouille.	87
Figure II-10	Dimensions des poutres utilisées.	89
Figure II-11	Ferraillage des poutres des quatre séries	90
Figure II-12	Dispositifs de protection des cadres contre la corrosion.	90
Figure II-13	Soudage du fil électrique à la barre pour l'accélération de corrosion.	91
Figure II-14	Ferraillage des poutres corrodées	91
Figure II-15	Photo du ferraillage des poutres de contrôle (non corrodée)	91
Figure II-16	Mise en œuvre du béton.	92
Figure II-17	Couverture des poutres et les éprouvettes par le plastique	92
Figure II-18	Bassin de cure humide.	93
Figure II-19	Générateur du courant électrique et central d'acquisition.	94
Figure II-20	Schéma du dispositif expérimental	95

Figure II-21	Dispositif expérimental	95
Figure II-22	Méthode d'application de la charge.	96
Figure II-23	Méthode de mesure de la déformation à mi-travée.	98
Figure II-24	Rouille provoqué par la corrosion des armatures	99
Figure II-25	Mesure des ouvertures des fissures.	99
Figure II-26	Essai flexion à la rupture.	100
Figure III-1	Efficacités du courant électrique	105
Figure III-2	Etat des barres d'acier corrodées	106
Figure III-3	Diamètre maximum (en haut) et diamètre minimum (en bas) (en mm) des barres corrodées de la première série de poutres mesurés le long de la barre, après corrosion et nettoyage.	107
Figure III-4	Diamètre maximum (en haut) et diamètre minimum (en bas) (en mm) des barres corrodées de la deuxième série de poutres mesurés le long de la barre, après corrosion et nettoyage.	108
Figure III-5	Diamètre maximum (en haut) et diamètre minimum (en bas) (en mm) des barres corrodées de la troisième série de poutres mesurées le long de la barre, après corrosion et nettoyage.	109
Figure III-6	Diamètre maximum (en haut) et diamètre minimum (en bas) (en mm) des barres corrodées de la quatrième série de poutres mesurées le long de la barre, après corrosion et nettoyage	110
Figure III-7	Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR1 de la première série (barres d'acier No : 1 et 10)	111
Figure III-8	Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR2 de la première série (barres d'acier No : 3 et 7)	112

Figure III-9	Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR3 de la première série (barres d'acier No : 6 et 9)	112
Figure III-10	Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR1 de la deuxième série (barre d'acier No : 3)	113
Figure III-11	Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR2 de la deuxième série (barre d'acier No : 2)	113
Figure III-12	Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR3 de la deuxième série (barre d'acier No : 1)	114
Figure III-13	Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR1 de la Troisième série (barres d'acier No : 1, 2 et 3)	114
Figure III-14	Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR2 de la Troisième série (barres d'acier No : 4, 5 et 6)	115
Figure III-15	Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR3 de la Troisième série (barres d'acier No : 7, 8 et 9)	115
Figure III-16	Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR1 de la Quatrième série (barres d'acier No : 1 et 6).	116
Figure III-17	Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR2 de la Quatrième série (barres d'acier No : 2 et 3).	116
Figure III-18	Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR2 de la Quatrième série (barres d'acier No : 2 et 3).	117
Figure III-19	Déformation des poutres de contrôle dans le temps.	118
Figure III-20	Déformation relative des poutres de contrôle dans le temps	118
Figure III-21	Déformation mi-travée des poutres corrodées en fonction du temps	119
Figure III-22	Déformation mi-travée de la série 1 (2T12-20kN) des poutres contrôles et corrodées en fonction du temps	119

Figure III-23	Déformation mi-travée de la séries 2 (1T16-20kN) des poutres contrôles et corrodés en fonction du temps	120
Figure III-24	Déformation mi-travée de la séries 3 (3T10-20kN) des poutres contrôles et corrodés en fonction du temps	120
Figure III-25	Déformation mi-travée de la séries 4 (2T12-30kN) des poutres contrôles et corrodés en fonction du temps	120
Figure III-26	Déformation mi-travée des poutres corrodées en fonction de corrosion	121
Figure III-27	Déformation relative en fonction de la corrosion.	122
Figure III-28	Déformation relative en fonction de la corrosion.	123
Figure III-29	La courbe charge déformation d'essai à la rupture de la 2 ^{ème} Série.	123
Figure III-30	La courbe charge déformation d'essai à la rupture de la 3 ^{ème} Série.	124
Figure III-31	La courbe charge déformation d'essai à la rupture de la 4 ^{ème} Série.	124
Figure III-32	La charge de rupture relative en fonction de la Corrosion	126
Figure IV-1	Schéma représentative de l'essai de flexion quatre points.	137
Figure IV-2	La perte de rigidité relative en fonction de la corrosion.	138
Figure IV-3	Rigidité relative en fonction de la corrosion.	139
Figure IV-4	Modèle bilinéaire proposé.	140
Figure IV-5	coefficient d'endommagement en fonction de la Corrosion	141
Figure IV-6	Moyenne du coefficient d'endommagement en fonction de la corrosion.	142
Figure IV-7	Rayon de Courbure en fonction de la corrosion.	144
Figure IV-8	Rayon de courbure relative en fonction de la corrosion.	144
Figure IV-9	Modèle bilinéaire du rayon de courbure relative en fonction de la corrosion.	145

Figure IV-10	Moment fléchissant en fonction du rayon de courbure –Série 1-	146
Figure IV-11	Moment fléchissant en fonction du rayon de courbure –Série 2-	146
Figure IV-12	Moment fléchissant en fonction du rayon de courbure –Série 3-	147
Figure IV-13	Moment fléchissant en fonction du rayon de courbure –Série 4-	147
Figure IV-14	Moment fléchissant en fonction de la corrosion des poutres de contrôle.	148
Figure IV-15	Moment fléchissant en fonction du rayon de courbure des poutres corrodées.	148
Figure IV-16	Exemples de deux configurations équivalentes de fissures pour un même taux de corrosion [72].	150
Figure IV-17	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (1T16 à 20 kN).	151
Figure IV-18	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 20 kN).	151
Figure IV-19	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 30 kN).	152
Figure IV-20	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (3T10 à 20 kN).	152
Figure IV-21	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (1T16 à 20 kN).	154
Figure IV-22	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 20 kN).	155
Figure IV-23	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 30 kN).	155
Figure IV-24	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (3T10 à 20 kN).	156

Figure IV-25	Plan de ferrailage des poutres de types A et B	159
Figure IV-26	Distribution de la perte de section d'acier le long des armatures tendue de la poutre A1C11	160
Figure IV-27	Distribution de la perte de section d'acier le long des armatures en partie tendue de la poutre B1C11	160
Figure IV-28	Carte de fissuration à 17 ans de la poutre A1C11 avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.	161
Figure IV-29	Carte de fissuration à 14 ans de la poutre B1C11 avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.	161
Figure IV-30	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction moyenne de section (poutre A1C11).	162
Figure IV-31	Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction moyenne de section (poutre B1C11).	162
Figure IV-32	Carte de fissuration de la poutre (séries 2 - 1T16 à 20 kN) avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.	164
Figure IV-33	Carte de fissuration de la poutre (séries 2 - 1T16 à 20 kN) avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.	164
Figure IV-34	Distribution de la perte de section d'acier le long des armatures en partie tendue.	165
Figure IV-35	Organigramme de calcul	166
Figure IV-36	Déformation -%Corrosion (1T16 20 kN).	167
Figure IV-37	Déformation -% Corrosion (2T12 30 kN).	167
Figure IV-38	Déformation -%Corrosion (2T12 20 kN).	168
Figure IV-39	Déformation -%Corrosion (1T16 20 kN).	168

Liste des Tableaux

Tableau I-1	Niveaux de corrosion en fonction des densités de courant mesurées, des pertes d'épaisseur de métal et de vitesse de formation de la couche d'oxydes [33]	41
Tableau I-2	La résistance du béton et l'état de corrosion [66]	52
Tableau I-3	Classification des niveaux de corrosion [69].	55
Tableau II-1	Composition chimiques, minéralogiques du ciment utilisé	80
Tableau II-2	Les résultats d'analyse granulométrique du sable.	81
Tableau II-3	Formulation du béton	82
Tableau II-4	Formulation du béton utilisé par Ballim et al [53-54]	84
Tableau II-5	Taux de corrosion après des différentes périodes d'accélération de corrosion.	86
Tableau II-6	Taux de corrosion après des différentes périodes d'accélération de corrosion	88
Tableau II-7	Les coefficients de rigidité des ressorts	97
Tableau III-1	Taux de corrosion déterminé par la méthode Gravimétrique (perte de masse)	105
Tableau III-2	pourcentage de variation de déformation des poutres de contrôle.	118
Tableau III-3	Résultats de rupture des poutres corrodées.	125
Tableau IV-1	Résumé des modèles numériques [116]	136

Tableau IV-2	Écarts entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 1T16 à 20 kN)	157
Tableau IV-3	Écarts entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 2T12 à 20 kN)	157
Tableau IV-4	Écarts entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 2T12 à 30 kN)	158
Tableau IV-5	Écarts entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 3T10 à 20 kN)	158

Liste des Symboles et abréviations

a	: Distance entre les deux charges de la flexion 4 point ($a=L/3$).
A_s	: Section d'acier initiale.
c	: Profondeur de couverture.
C_{cl0}	: Concentration de chlorure en profondeur et en temps.
C_0	: Concentration de chlorure en surface.
CBD	: Densité apparente compactée du gravier.
C_t	: Taux de corrosion.
D_{Carb}	: Coefficient de carbonatation.
d	: Diamètre de barre .
D_c	: Coefficient d'endommagement environnemental.
D_{ca}	: Coefficient de diffusion apparent.
D_g	: Masse volumique absolue du gravier.
D_m	: Coefficient d'endommagement dû à la sollicitation mécanique.
D_s	: Masse volumique absolue du sable.
e	: Epaisseur d'enrobage.
E	: Module d'élasticité de la poutre.
E_{eff}	: Module d'élasticité effectif.
F	: Constante de Faraday (96500 C).
FM	: Module de finesse.
f_t	: Force de traction du béton.
I_{elec}	: Courant électrique appliqué.
I	: Moment d'inertie de la poutre.
I_{corr}	: Courant de corrosion
i_{corr}	: Densité de courant de corrosion.

j_r	: Production de rouille par unité de surface.
j_r	: Taux de rouille produit par unité de surface.
k	: Flexibilité de trou.
L	: Longueur de la Poutre.
m	: Masse de métal consommé.
M_{mol}	: Masse molaire du métal.
m_{nbr}	: Nombre des moles consommés dans la réaction.
M	: Moment fléchissant.
m_c	: Masse de fer consommée dans la réaction.
N	: Nombre des électrons produit dans la réaction de corrosion.
P	: Charge appliquée.
q_t	: Charge total qui passe dans le circuit après un temps t .
R_0	: Rigidité de la poutre au début des tests.
R_{Cont}	: Rigidité des poutres de contrôles.
R_{Corr}	: Rigidité des poutres corrodées.
R_p	: La résistance de polarisation.
S	: Surface de l'armature.
t	: Le temps.
t_{cr}	: Temps pour la fissuration en an.
V_{corr}	: Vitesse de corrosion.
W_{mol}	: Masse molaire du fer.
w	: Ouverture de la fissure.
$W (L/2)$: Déformation de la poutre à la mi-travée.
w_{cr}	: Quantité critique de produits de corrosion.
X	: L'épaisseur (profondeur) de la couche de carbonatation.

Z	:	Valence de l'espèce ionique.
α	:	Facteur de concentration de piqûre.
α_m	:	Masse molaire de produit de corrosion d'acier.
ΔA_s	:	Réduction de la section d'armature.
ΔR_{Corr}	:	Perte de rigidité due au corrosion.
ΔR_{Creep}	:	Perte de rigidité due au fluage.
ϵ_{bti}	:	Déformation de la zone de béton tendu sur la hauteur d'acier.
ϵ_{snf}	:	Déformation de l'armature tendue entre les fissures de flexion.
ρ	:	Masse volumique du fer.
ρ_r	:	Densité de rouille.
ρ_s	:	Densité de fer.
ν_c	:	Coefficient de poisson du béton.
Φ_0	:	Diamètre d'armature initial.
χ	:	Rayon de courbure.
χ_0	:	Profondeur de piqûre.

INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

Le béton est l'un des matériaux de structure le plus utilisé pour les ouvrages de génie civil. Généralement son utilisation est associée à celle d'armature en acier pour former des structures en béton armé. Dans ces structures, le béton assure la résistance à la compression et la protection des aciers. Les aciers reprennent les efforts de traction et limitent la fissuration tout en donnant de la ductilité à l'élément composite.

Cependant et malgré ces qualités, de nombreux ouvrages en béton armé manifestent des pathologies de degrés plus ou moins avancés en relation avec les conditions d'utilisation, d'âge et d'environnement. Parmi ses pathologies la corrosion des armatures dans les structures en béton armé est la plus répandue.

La corrosion de l'acier est l'une des causes majeures de dégradation des structures et ouvrages en béton armé. La durabilité des structures en béton armé est assurée par le béton ou le mortier qui protège physiquement et chimiquement l'acier de la corrosion. La nature basique (alcaline) du béton (pH alcalin compris entre 12 et 13) constitue un environnement protecteur passivant à la surface des armatures en acier. La corrosion ne s'amorce pas sur les armatures que lorsque les agents agressifs, après avoir traversé l'enrobage, ont atteint les armatures. La corrosion des armatures dans les structures en béton armé est décrite à travers deux phases [1] :

- La phase d'induction de la corrosion qui correspond principalement à la formation de la couche passive, à la pénétration des agents agressifs au travers du béton d'enrobage (carbonatation, chlorures), à la rupture de la couche passive et à l'amorçage de la corrosion. Cette étape est principalement gérée par des mécanismes de transport (diffusion, capillarité).
- La phase de croissance, qui correspond à la formation progressive des couches d'oxydes (croissance expansive de produit de corrosion accompagnée d'une diminution de la section de l'armature ou de sa dissolution). Le volume des produits de corrosion engendre une microfissuration interne, une fissuration externe longitudinale (le long de l'armature) voire un éclatement du béton. Cela conduit progressivement à la détérioration et endommagement de la structure. L'état limite de service est ensuite rapidement atteint.

Donc les principales dégradations causées par la corrosion des armatures dans le béton sont :

- La réduction de la section transversale des armatures avec la réduction de la capacité portante de la structure à l'état limite ultime.
- La corrosion provoque des fissurations et éclatement du béton, ce qui ne permet pas la transmission adéquate des contraintes de traction, et par conséquent engendre la perte d'adhérence entre les armatures et le béton.

Le mécanisme de dé-passivation des armatures d'acier, le taux de corrosion et la nature de corrosion dépendent des propriétés du béton armé et de l'environnement.

Plusieurs travaux de recherche sur la corrosion dans les structures en béton armé ont été menés depuis plus de cinquante ans. Au Etats-Unis d'Amérique la majorité des travaux ont porté sur la corrosion dans les structures de pont affecté par l'utilisation des sels d'antigel durant la période hivernale. En Europe et en Grande Bretagne les travaux sur la corrosion concernent principalement la corrosion dans les offshore pétroliers et les structures de stockage pétrolier de mer du nord, qui sont l'objet d'attaque par l'eau de mer et la vapeur saline d'humidité.

Des recherches significatives entamées en Moyen-Orient, suite à l'observation des dégradations des structures en béton armé après 10 à 15 ans de leurs réalisations, concernent principalement les ouvrages proches de la mer.

La majorité des travaux de recherches sur la corrosion dans le béton dans la littérature concerne :

- Le mécanisme de corrosion et le processus de corrosion dans le béton.
- La méthodologie de retardement de la corrosion dans le béton.
- Le développement des méthodes non destructives pour détecter et mesurer la corrosion des armatures dans les structures en béton armé.
- Les méthodologies de surveillance des ouvrages en béton armé.
- Les méthodes de réparation des éléments en béton armé endommagés par la corrosion.

Cependant, il est important de noter que les travaux traitant l'effet de la corrosion des armatures sur les performances structurelles restent insuffisants. Il est indispensable d'estimer les performances structurelles des structures dégradées, afin de procéder à la réparation de la structure et prolonger leurs durées de vie.

Les travaux sur la corrosion des armatures dans le béton sont généralement réalisés dans le laboratoire, afin d'étudier le phénomène de corrosion et son influence sur le comportement des poutres en béton armé. Ces résultats demeurent incomplets, puisqu'ils sont réalisés sans chargement, alors qu'en réalité les poutres sont en service (sous charge). L'accélération de la corrosion est généralement effectuée, dans ces travaux, par l'ajout de sel (chlorure de sodium) au béton lors du malaxage avec l'eau de gâchage, ce qui ne représente pas la réalité et affecte la durabilité du béton depuis son jeune âge.

L'objectif de cette étude est d'évaluer la performance des poutres en béton armé sous charge et corrosion des armatures simultanément. Quatre séries de poutres sont réalisées (six poutres pour chaque série, trois poutres soumises à l'accélération de la corrosion et les trois autres ne sont pas soumises à la corrosion). Les trois premières séries de poutres ont été soumises aux mêmes conditions d'essai, sauf que le dispositif des armatures inférieures est varié entre les trois séries (2T12 pour la première, 1T16 pour la deuxième et 3T10 pour la troisième). Pour la quatrième série (2T12 pour la nappe inférieure), la charge de service a été augmentée (20 kN pour les trois premières séries et 30 kN pour la dernière série).

La thèse est divisée en quatre chapitres. Après une introduction générale donnant l'exposé des motifs et l'objectif de l'étude, le premier chapitre présente une synthèse bibliographique consacré au phénomène de la corrosion et le processus physico-chimique du développement de la corrosion et ses conséquences sur le comportement mécanique des structures. Un élément de structure corrodé présente trois caractéristiques principales : une section d'armature réduite, une fissuration supplémentaire et une dégradation de l'interface acier-béton. Ces phénomènes peuvent apparaître localement (corrosion par piqure) ou s'appliquer sur toute la poutre (corrosion généralisée).

Dans le deuxième chapitre, la partie expérimentale est exposée. Dans cette partie on présente la formulation du béton, la préparation de ferrailage des vingt quatre (24) poutres ainsi que les procédures de coulage et cure des poutres. Le processus d'accélération de corrosion et le dispositif de mise en chargement des poutres ainsi la méthodologie de mesure du taux de corrosion par la loi de Faraday sont présentés. L'allure des fissures, les mesures de l'ouverture des fissures, les tests des poutres à la rupture afin de déterminer la capacité portante des poutres et le nettoyage des aciers corrodés pour trouver le taux de corrosion réel sont aussi donnés.

Le troisième chapitre présente et analyse les résultats de l'étude expérimentale, portant principalement sur le taux de corrosion et l'efficacité de la méthode d'accélération de corrosion. Les résultats des essais à l'état limite de service (déformations et ouverture des fissures), l'évolution des déformations avec le taux de corrosion, les résultats de l'état limite ultime et la relation de la capacité portante des poutres avec le taux de corrosion sont discutés.

Le quatrième chapitre présente le modèle analytique développé et compare les résultats du modèle avec les résultats expérimentaux.

Une conclusion générale sur le travail et des propositions pour la continuité de la recherche dans ce domaine.

CHAPITRE 1

LA CORROSION DANS LE BÉTON ARME REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE I

LA CORROSION DANS LE BÉTON ARME– REVUE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1 Introduction

Il est bien établi que l'un des secteurs vitaux sur lesquels repose toute économie est celui de la construction. Il est également connu qu'une importante proportion des constructions est constituée par des ouvrages en béton armé. En effet, le béton armé offre d'excellentes qualités liées aussi bien aux prix de réalisation très concurrentiels qu'aux performances de résistances, maniabilités, durabilité et facilité d'exécution. Cependant, des pathologies de durabilités liées au manque de maintenance et au vieillissement doivent être détectées et traitées dans les meilleurs délais, afin de prolonger la durée de service des ouvrages, (Figure I-1).

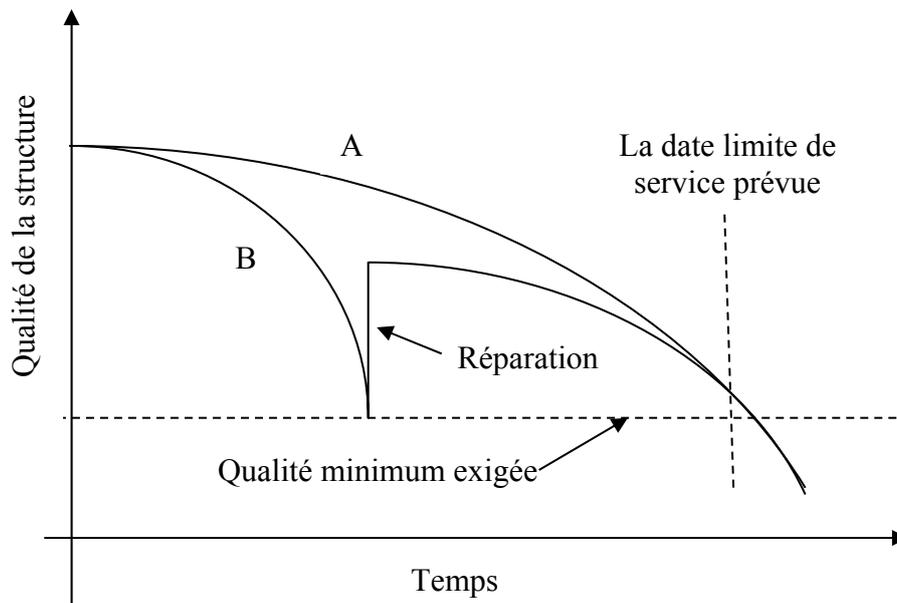


Figure I-1 : Deux scénarios de dégradation et réparation d'une structure [2].

La figure I-1 montre la dégradation dans le temps de deux structures (A et B). Pour la première structure (A) la qualité minimum exigée est atteinte après la date limite de service prévue, donc la durabilité de cette structure est acceptable. Par contre, la durabilité de la structure « B » est insuffisante et se dégrade rapidement, d'où la nécessité de réparer cette structure durant la période de service afin de prolonger la durée de service. Pour cela

il est nécessaire de réaliser des structures avec un béton durable. Ceci montre l'importance de bien analyser la durabilité du béton ainsi que ces différentes pathologies.

Parmi ces cas pathologiques on distingue la corrosion des armatures dans les structures en béton armé. Ce phénomène est généralement du à une mauvaise mise en œuvre du béton liée à des conditions atmosphériques et climatiques propices. La corrosion peut se développer suivant deux processus essentiels. Le premier est la carbonatation du béton, qui est suivie d'une corrosion relativement uniforme et généralisée. Dans l'autre cas, une forte concentration de chlorures au niveau de l'armature d'acier, va générer des piqûres de corrosion sur une petite zone impliquant une corrosion fortement localisée. Quand la corrosion devient active, les caractéristiques mécaniques des éléments en béton armé s'en trouvent modifiées. Principalement, la section d'acier est diminuée avec l'augmentation de la corrosion. L'apparition d'une fine couche de produits de corrosion (la rouille) va avoir un effet sur le béton environnant. En effet la rouille occupera un volume deux à trois fois supérieur à celui du métal sain [1-4], fissurera le béton d'enrobage et favorisera à nouveau l'acheminement des agents agressifs jusqu'à l'armature. Cette fissuration longitudinale provoquera la diminution de l'adhérence entre l'acier et le béton.

Les mécanismes de corrosion sont toutefois différents : la carbonatation et l'abaissement du PH qui en découle, conduit à une corrosion uniforme de l'acier, alors que, la présence d'ions chlorure entraîne une corrosion d'acier par piqûres. Les conséquences seront, elles aussi, différentes : dans le premier cas l'accumulation de produit de corrosion détruira mécaniquement le béton d'enrobage (par éclatement en raison du volume des produits de corrosion), alors que, pour la corrosion par piqûre c'est la perte de la résistance mécanique de l'acier qui sera en cause.

I.2. La durabilité du béton

Dans le contexte des structures en béton armé, la durabilité peut être définie comme l'habilité de la structure, ou ses composantes, de résister à l'environnement durant sa durée de vie, sans une perte excessive de l'état de service ou une nécessité à une réparation [5]. Donc la durabilité est liée aux performances des matériaux, et elle ne peut pas être considérée comme propriété intrinsèque des matériaux. Le béton qui est durable dans un environnement peut ne pas l'être dans un autre. La durabilité d'une structure est

aussi associer à la dégradation du matériau le long de sa durée de service dans un environnement donné.

La durabilité du béton doit être vue comme une interaction entre le béton et son environnement (Figure I-2), et les deux nécessitent d'être considérées pour le contrôle de la durabilité.

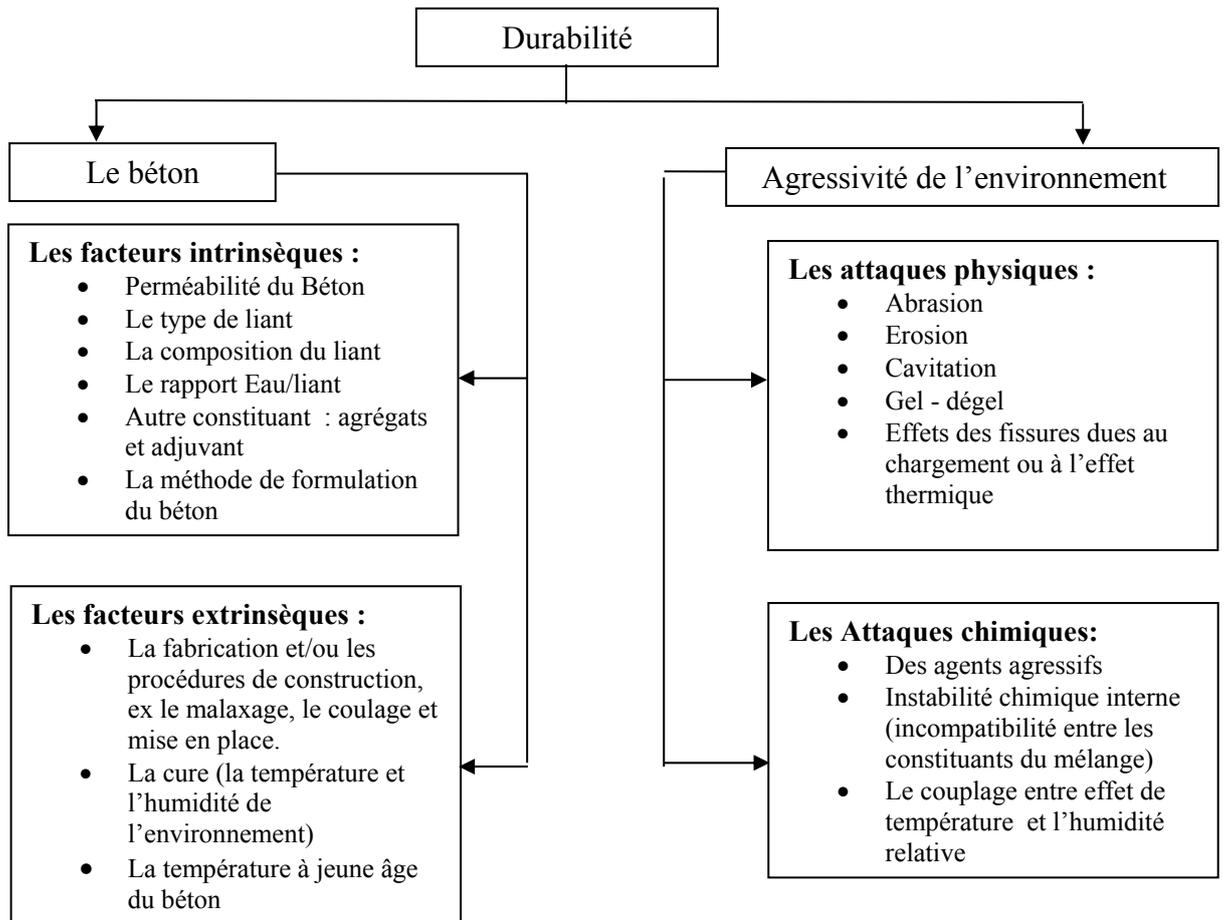


Figure I-2 Facteurs influant la durabilité du béton [6].

I-2-1 Propriétés de béton ont relation avec la durabilité

I-2-1-1 Propriétés de transport dans le béton :

Les propriétés de transport des matériaux cimentaires sont les clés de prédiction de leurs durabilités, étant donné que le mécanisme de dégradation du béton tel que l'attaque chimique, l'attaque de chlorure ou la carbonatation est dépend de la facilité de déplacement des fluides ou des ions à travers la microstructure du béton. Le passage des agents agressifs (ions ou molécules dans la forme de liquide ou gaz) à travers le béton est influencé, en premier lieu, par la pénétrabilité du béton. La pénétrabilité est définie comme le degré avec

lequel le béton permet au gaz, liquide ou ions de déplacer à travers les pores du béton. Elle cerne le concept de perméabilité, absorption, diffusion et immigration. [7]. Les processus de transport sont dus aux mécanismes d'action capillaire, écoulement sous pression et écoulement sous gradient de concentration. Ces mécanismes sont caractérisés par les propriétés de matériau d'absorption, perméabilité et diffusion respectivement [8].

I-2-1-1-a Perméabilité :

La perméabilité décrit le processus de mouvement de fluide à travers les pores sous pression. Elle est principalement influencée par la perméabilité de la pâte ciment, spécialement au niveau de l'interface avec les agrégats. La perméabilité du béton n'est pas une fonction simple de sa porosité, mais dépend aussi de la dimension, de la distribution, de la forme, de la sinuosité et de la continuité des pores [9]. Il en résulte que, bien que la porosité du gel de ciment soit de 28%, sa perméabilité est de seulement 7×10^{-16} m/s [10]. Ceci est dû à la texture extrêmement fine de la pâte de ciment durci dont les pores et les grains solides sont très petits et nombreux alors que, dans les roches, les pores quoique moins nombreux, sont beaucoup plus gros et conduisent à une perméabilité plus élevée.

Pour la même raison, l'eau peut s'écouler beaucoup plus facilement dans les pores capillaires qu'à travers les pores de gel beaucoup plus petits : la pâte de ciment tout entière est de 20 à 100 fois plus perméable que le gel lui-même [10]. La perméabilité de la pâte de ciment varie avec la progression de l'hydratation. Pour les pâtes de ciment possédant le même degré d'hydratation, la perméabilité diminue quand le dosage en ciment de la pâte augmente, c'est-à-dire lorsque le rapport eau/ciment diminue. La figure 1-3 montre les valeurs obtenues pour des pâtes dont 93% du ciment s'est hydraté [11]. La pente de la courbe est considérablement plus faible pour les pâtes dont le rapport eau/ciment est inférieur à environ 0.60. Dans le béton, la valeur du coefficient de perméabilité diminue de façon très significative avec la diminution du rapport eau/ciment : pour des rapports eau/ciment passant de 0.75 à 0.26, le coefficient décroît d'un ordre de grandeur de quatre [9]. La perméabilité du béton dépend aussi des propriétés du ciment. Pour le même rapport eau/ciment les ciments grossiers ont tendance à produire une pâte de ciment durci de porosité plus élevée que celle obtenue à partir d'un ciment broyé plus fin [9]. De façon générale, plus la résistance de la pâte de ciment durci est élevée, plus la perméabilité est faible.

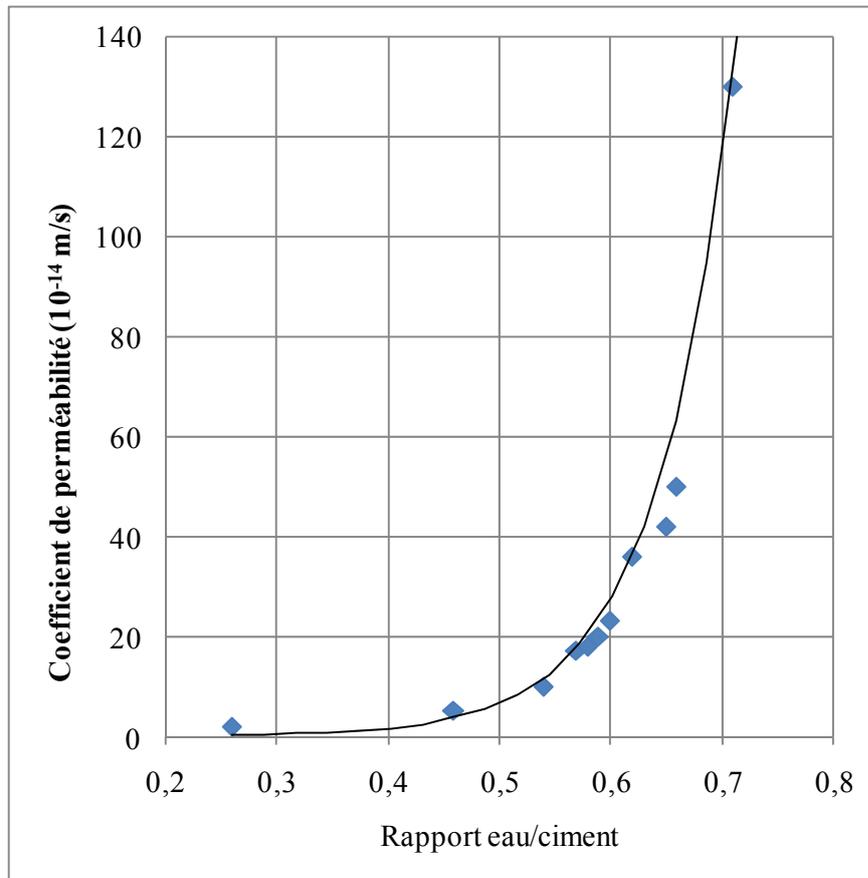


Figure I-3 Relation entre la perméabilité et le rapport eau/ciment de pâtes de ciment à maturité (ciment hydraté : 93%) [11].

I-2-1-1-b Absorption

L'absorption est le résultat des mouvements capillaires dans les pores du béton qui sont ouverts sur le milieu ambiant [12]. Il résulte que la succion capillaire ne se produit que dans un béton partiellement sec ; il n'y a pas d'absorption d'eau dans un béton complètement sec ou dans un béton saturé [9]. L'absorption est un important mécanisme de transport proche de la surface et devient moins significative en profondeur [6]. L'absorption ne peut pas être utilisée comme une mesure de la qualité du béton mais la plus part des bons bétons ont une absorption bien inférieure à 10% en masse [9].

I-2-1-1-c Diffusion

La diffusion est le procédé de déplacement du liquide, gaz ou des ions dans un matériau poreux sous l'action du gradient de concentration et non du gradient de pression. La diffusion peut se produire dans un béton partiellement ou entièrement saturé et la diffusion est un important mécanisme interne de transport pour la plus part des structures en béton armé exposées au milieu salin. La forte concentration du sel à la surface est initialement développée par absorption, puis l'immigration par diffusion envers la faible concentration à l'intérieur du béton. Le taux de diffusion dépende de la température, l'humidité du béton et le type de diffusion. La diffusion à l'intérieur du béton est compliquée par l'interaction chimique avec les produits d'hydratation de ciment, et par les conditions de saturation partielle, des effets comme les fissures et les vides dans le béton, et l'effet électrochimique due à la corrosion des armatures et courant vagabond. Dans l'environnement marin, la diffusion des ions de chlorures joue un rôle important dans la corrosion des armatures dans le béton.

La diffusion est le mécanisme dominant pour des structures en béton totalement submergées dans l'eau de mer ou dans un sol humide contient du sel. Avec d'autres mécanismes de transport la diffusion participe au transport du chlorure dans le béton. Le transport de l'oxygène dans le béton à la surface des armatures est aussi gouverné principalement par la diffusion.

I-2-1-1-d Migration :

La migration (aussi référer comme diffusion accélérée, électro-diffusion ou conduction) est le mouvement des ions dans une solution sous un champ électrique. C'est le mécanisme de transport généralement utilisé dans le laboratoire pour l'accélération de corrosion (notre cas).

Remarque : à l'intérieur du béton il n'y a pas uniquement un seul mécanisme de transport, il peut exister plusieurs mécanismes de transport en même temps et dans des différentes sections de béton.

I-2-1-2 Propriétés mécaniques et physiques:

Les concepteurs des structures sont très familiers avec les propriétés mécaniques et physiques du béton, comme la résistance (compression, traction, cisaillement etc..), rigidité

(module d'élasticité), fluage, retrait, coefficient d'expansion thermique et densité. Car les ingénieurs concepteurs sont concentrés sur le principe de ne pas dépasser les différents états de limite de résistance, stabilité, et déformations qui sont reliée directement à ces propriétés.

Il est bien clair que la résistance et la rigidité ont une importante corrélation avec les autres propriétés dont la durabilité. La résistance n'est pas le facteur principal de la durabilité. Puisque il existe des structures avec des résistances adéquates, mais, sont dégradées rapidement. Une des causes est la diminution de la quantité du ciment dans les nouvelles structures (due au développement de l'industrie du ciment), d'où l'augmentation du rapport E/C ce qui amplifie la pénétrabilité de la structure et rend le béton plus sensible aux facteurs agressif de l'environnement.

I-2-1-3 Propriétés chimiques:

Le béton résiste aux agressions de l'environnement par la combinaison de ses résistances physiques et chimiques. Cella dérive de son densité microstructure et le système de pore complexe qui empêche le déplacement des agents agressifs dans le béton. La résistance chimique du béton est liée à la stabilité thermodynamique de la réaction d'hydratation et l'interaction entre les phases de béton et les agents agressifs. Dans quelque cas, les agents agressifs attaquent directement les phases de béton dans le cas d'attaque de sulfate (externe) et la réaction alcali-silice (interne). Par contre, dans d'autre cas, la phase de ciment dans le béton freine le déplacement des agents agressifs dans le béton comme les ions de chlorure. Ceci nécessite une connaissance approfondie des propriétés de transport et le mécanisme de dégradation du béton.

I-2-2 Pathologies du béton

Le béton est un matériau durable, mais sa durabilité est fonction de l'environnement dans lequel il est placé. Les pathologies du béton peuvent se séparer en différentes catégories (endogène ou exogène, mécanique, physique ou chimique); parfois, il est fréquent de trouver sur un même ouvrage des agressions multiples (ponton marin par exemple avec action mécanique des vagues, action physique du gel-dégel et action chimique de plusieurs sels).

I-2-2-1 Les réactions chimiques endogènes :

Parmi les réactions chimiques endogènes (internes au béton) est la réaction alcali-granulat (RAG). Mise en évidence vers 1940, elle affecte de très nombreux ouvrages partout dans le monde, et il n'y a pas encore aujourd'hui de moyens curatifs efficaces.

De cinétique très lente, cette réaction chimique entre certains granulats siliceux et les alcalins provenant essentiellement des ciments, conduit à la formation d'un gel hydrophile silico-calco-alcalin, aux propriétés expansives, qui génère des contraintes internes dans le béton et provoque une fissuration importante.

La deuxième réaction endogène, correspond à la formation différée d'ettringite sans apport extérieur de sulfates et est connue sous le nom de RSI (Réaction Sulfatique Interne). Elle affecte des ouvrages importants (ponts, barrages) et se traduit par des gonflements et des fissurations après quelques années de service. On ne connaît toujours pas de traitement curatif pour cette pathologie.

La RSI est consécutive à une élévation initiale de la température du béton au dessus de 65°C environ. Elle est due soit à l'exothermicité naturelle du béton dans une partie massive d'ouvrage, soit à un traitement thermique inadapté. Elle se manifeste uniquement sur les parties d'ouvrage soumis à un environnement humide.

Les paramètres déterminants sont liés à l'échauffement du béton. Ainsi pour prémunir de la RSI, il convient d'éviter les pièces massives (quand cela est possible), les ciments exothermiques, riches en aluminates, en sulfates et en alcalins et de limiter l'apport d'humidité (autant que possible). L'incorporation de pouzzolanes semble limiter les risques de RSI.

I-2-2-2 Les réactions chimiques exogènes :

Ces réactions se produisent entre le béton, poreux et basique, et l'environnement dans lequel il est situé, souvent plus acide. Les éléments agressifs présents dans l'environnement vont pénétrer par diffusion ionique, ou par perméabilité, dans le béton et réagir avec les

hydrates calciques du ciment. Il en résulte des réactions de dissolution de la portlandite et de la chaux des C-S-H et de précipitation de nouveaux composés ;

- La dissolution des hydrates calciques va entraîner une augmentation de la porosité du béton et, en conséquence, une augmentation de sa perméabilité et de sa diffusivité ainsi qu'une diminution de sa résistance mécanique. De plus, la perte d'alcalinité du béton conduit dans un premier temps à une dépassivation des armatures, puis à leur corrosion en présence d'agents agressifs ;
- La précipitation de nouveaux composés, selon leur nature et leur solubilité, peut conduire soit à des gonflements et des fissurations, soit, et c'est plus rare, à une protection supplémentaire du béton (sels d'oxalates de calcium, par exemple, après attaque de la portlandite par l'acide oxalique).

Parmi les réactions exogènes, les plus importants, sont présentées ci-après.

a- Les réactions sulfatiques externes:

Ces réactions entre les sulfates venant de l'extérieur (eaux séléniteuses, sols gypseux, eaux industrielles, eaux usées, granulats pollués) et les aluminates de ciment (C₃A). En présence d'une humidité suffisante, elles conduisent à des dégradations sévères sur les parties d'ouvrages concernés par la formation d'ettringite secondaire.

Les produits de la réaction, à savoir le gypse, puis l'ettringite, plus volumineux que les hydrates initiaux de la pâte de ciment, entraînent une expansion des bétons et une fissuration.

L'utilisation de ciments à faible teneur en aluminates et d'additions minérales pouzzolaniques ou hydrauliques latentes va améliorer la résistance des bétons à ces milieux sulfatiques en limitant les produits intervenant dans la réaction.

b- L'attaque des acides :

Le béton est un milieu basique, réagit avec les milieux acides suivant la réaction simple :



Cette réaction dépend de la nature d'acide, les acides forts sont plus agressifs que les acides faibles, et aussi de la solubilité du sel qu'il forme lors de la réaction avec les hydrates du ciment. Ainsi, les nitrates de calcium sont très solubles alors que les tartrates de calcium sont quasiment insolubles. L'attaque à l'acide nitrique sera donc plus sévère alors que l'attaque à l'acide tartrique sera peu agressive.

Les acides minéraux et certains acides organiques attaquent aussi bien la portlandite que la chaux des C-S-H, ce qui entraîne une décalcification totale de la zone attaquée (forte agressivité). Les acides faibles, quant à eux, vont surtout lessiver la portlandite et très partiellement la chaux des C-S-H, entraînant une zonation de la partie dégradée. Ainsi, de l'extérieur vers l'intérieur, on retrouve, composant la partie de matériau dégradé, un front de gel de silice hydratée, un front de C-S-H décalcifiés, suivi d'un front de C-S-H moins décalcifiés associés avec de l'ettringite, et enfin, le matériau sain. Le béton de ciment Portland sera toujours attaqué dans les milieux acides, surtout pour un pH inférieur à 5. Par contre les additions pouzzolaniques et hydrauliques latentes, en consommant la portlandite et en densifiant la matrice, améliorent grandement la tenue des bétons dans le temps.

c- La carbonatation :

La carbonatation peut être assimilée à une attaque acide. La carbonatation des pâtes de ciment est due à la présence de dioxyde de carbone CO₂ dans l'air, au contact de l'eau, présente sur les parois des pores, donne naissance à l'acide carbonique, qui transforme ensuite la portlandite en calcite selon les réactions suivantes:



Cette transformation, est à l'origine de la baisse du pH de 12,5 environ jusqu'à des voisines de 9. C'est cette baisse du pH qui est à l'origine de la dépassivation du béton, puis de la corrosion des armatures.

La carbonatation est maximale pour des humidités relatives de l'ordre de 65% ; elle augmente lorsque le dosage de ciment diminue ou lorsque le rapport E/C augmente,

c'est-à-dire lorsque la porosité augmente. Ainsi, les BHP présentent de très faibles profondeurs de carbonatation.

I-2-2-3 Les pathologies d'origines physiques et mécaniques:

Les pathologies physiques et mécaniques peuvent altérer la durabilité des ouvrages en béton en modifiant la qualité du béton d'enrobage ou en créant des fissures qui vont accélérer la pénétration des agents agressifs. Parmi ces pathologies :

- a- Effets du gel-dégel : effets du gel-dégel est associés à la fissuration interne, directement liée au gel de l'eau du béton, peut conduire en quelque années à des dégradations importantes. Le moyen le plus utilisé pour limiter ces désordres est l'utilisation d'un « entraîneur d'air » au moment du gâchage, qui introduit des microbulles d'air créée par le malaxage.
- b- Effets des incendies : l'action des incendies sur le béton se traduit par une perte de matière (écaillage) et par une perte de résistance qui peut être très préjudiciable sur les structures porteuses. Elles dépendent de la vitesse de montée en température, de la température maximale atteinte et du type de béton. L'addition de fibres de polypropylène monofilaments, qui fondent lors de l'incendie et évitent les surpressions internes, s'avère être une protection efficace de ces bétons.

I.3 Corrosion des armatures dans le béton

I.3.1 Introduction

Une des causes majeures de dégradation des structures en béton armé est la corrosion. Elle peut se développer suivant deux processus essentiels. Le premier est la carbonatation du béton, qui est suivie d'une corrosion relativement uniforme et généralisée. Dans l'autre cas, une forte concentration de chlorures au niveau de l'armature d'acier, va générer des piqûres de corrosion sur une petite zone impliquant une corrosion fortement localisée. Quand la corrosion devient active, les caractéristiques mécaniques des éléments en béton armé s'en trouvent modifiées. Principalement, la section d'acier est diminuée avec l'augmentation de la corrosion. L'apparition d'une fine couche de produits de corrosion (la rouille) va avoir un effet sur le béton environnant. En effet la rouille occupera un volume deux à trois fois supérieur à celui du métal sain, le béton d'enrobage se fissurera et

favorisera à nouveau l'acheminement des agents agressifs jusqu'à l'armature. Cette fissuration longitudinale provoquera la diminution de l'adhérence entre l'acier et le béton.

Les mécanismes de corrosion sont toutefois différents : la carbonatation et l'abaissement du PH qui en découle, conduit à une corrosion uniforme de l'acier alors que la présence des ions de chlorure entraîne une corrosion d'acier par piqûres. Les conséquences seront, elles aussi différentes dans le premier cas l'accumulation de produit de corrosion détruira mécaniquement le béton enrobage (par éclatement du au volume des produits de corrosion jusqu'à 14 fois plus importants que celui d'origine) alors que pour la corrosion par piqûre c'est la perte de la résistance mécanique de l'acier qui sera en cause.

Généralement la corrosion ne s'amorce sur les armatures que lorsque les agents agressifs, après avoir traversé l'enrobage, ont atteint les armatures. Dans tout les cas il existe deux étapes, elles sont schématisées sur la figure (I-4):

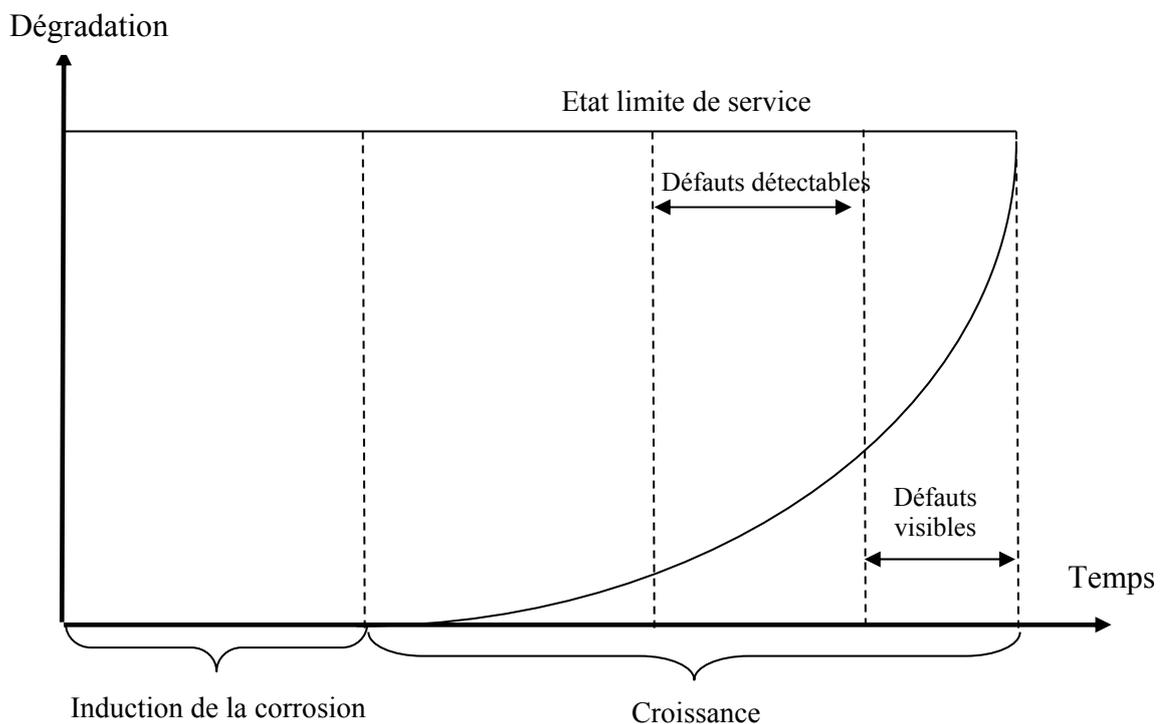


Figure.I-4 Représentation de l'évolution dans le temps de la dégradation d'un ouvrage en béton armé [13].

- La phase d'induction de la corrosion (ou phase d'initiation) : qui correspond principalement à la formation de la couche passive, à la pénétration des agents agressifs au travers du béton d'enrobage (carbonatation, chlorures), à la rupture de la couche passive et à l'amorçage de la corrosion. Cette étape est principalement régie par des mécanismes de transport (diffusion, capillarité).
- La phase de croissance, qui correspond à la formation progressive des couches d'oxydes (croissance expansive de produits de corrosion accompagnée d'une diminution de la section de l'armature ou de sa dissolution). Le volume des produits de corrosion est tel qu'il peut engendrer une microfissuration interne, une fissuration externe longitudinale (le long des armatures), voire un éclatement du béton. Cela conduit progressivement à la détérioration du matériau, puis à un endommagement de la structure. L'état limite de service est ensuite rapidement atteint.

La détection d'une corrosion des aciers sur un ouvrage en béton armé intervient bien souvent au cours de la phase de propagation, au moment où les destructions sont visibles (couleur brune du à la rouille, gonflement et rupture du béton d'enrobage), c'est-à-dire tardivement. Il devient alors très difficile de réparer tant sur le plan technique que financier.

I.3.2 Mécanisme de la corrosion des armatures

La corrosion est une réaction électrochimique, caractérisée par la formation d'une zone cathodique et une autre anodique sur la surface de l'armature. En effet, le matériau susceptible de se corroder est un conducteur électronique (il conduit l'électricité par déplacement d'électrons libres). Ce courant a été mesuré, dans la pratique, et trouvé suffisant pour rendre compte du taux de corrosion observé. Les équations qui gouvernent la corrosion d'un métal, M, dans la présence de l'oxygène peuvent être simplifiées comme suite [14]:



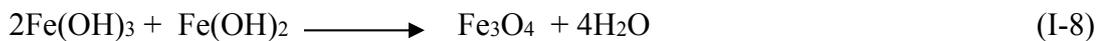
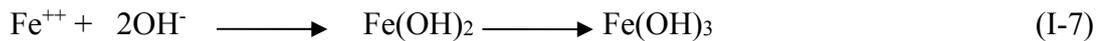
Avec e^{-} est un électron ou unité de charge négative.

De ces réactions on constate que l'oxygène est très important dans la réaction de corrosion. Dans le béton armé, les réactions de corrosion des armatures sont données comme suit [15]:

La première réaction anodique :



Les secondes réactions anodiques :



La corrosion ne se développe pas tant que le béton assure une certaine durabilité en protégeant physiquement et chimiquement les armatures. En effet, l'hydratation du ciment a produit une solution interstitielle basique de pH élevé (environ 13) qui donne une stabilité permanente à la couche de rouille adhérente aux armatures noyées dans le béton, phénomène appelé passivation.

I.3.2.1 Passivité de l'acier :

Lors du mélange des composés du béton, l'eau conduit à l'hydratation des grains de ciment (principalement constitués de silicates de calcium, d'aluminates...). Les silicates de calcium hydratés (C-S-H) et la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) sont les principaux minéraux hydratés de la pâte de ciment durcie [3]. Ainsi, une pâte de ciment (CEM I) contient 50 à 70% de C-S-H et 25 à 27% de portlandite [16]. La présence de ces minéraux, à l'équilibre, fixe le pH de la solution interstitielle. La présence de composés alcalins dans le ciment (Na_2O et K_2O), complètement solubles, induit des pH de l'ordre de 13 à 13,5 dans la solution interstitielle. Il est important de noter, que la composition finale de cette solution est proche de celle d'une solution correspondant à un mélange de potasse KOH et de soude NaOH, fortement alcalin.

Pour étudier la passivation des métaux deux techniques sont utilisées : les techniques électrochimiques et les analyses de surface. Les tracés des courbes intensité/potentiel d'un acier doux dans des solutions de soude (pH=14) [17] montrent des pics d'activité pour les potentiels les plus réducteurs et un palier de passivité pour les potentiels les plus réducteurs et un palier de passivité pour les potentiels les plus anodiques. Ces courbes sont caractéristiques d'aciers passivables dans leur milieu. Le couplage avec des techniques d'analyse a montré que les films formés étaient de très faibles épaisseurs (jusqu'à une dizaine de nm) [18]. Par exemple, les analyses par spectroscopie de photoélectrons X (XPS) ont été réalisées à plusieurs échéances d'immersion d'un acier doux en solution de soude [19]. La recombinaison des spectres XPS a permis d'en déduire le schéma de croissance de la couche passive entre 1 heure et 8 mois : l'épaisseur du film d'oxydes est ainsi évaluée à environ 7 nm après 8 mois d'immersion. Le film passif est constitué d'une couche interne d'oxydes de fer de valence 2, et d'une couche externe d'oxydes et d'hydroxydes de fer de valence 3.

Pour l'interface armature/béton, des analyses par microspectrométrie Raman ont permis de décrire de faciès de corrosion à l'état passif d'armatures noyées dans des bétons durant plusieurs dizaines d'années [20]. Les couches de produits de corrosion sont principalement constituées de magnétite (Fe_3O_4) et, à l'interface métallique, de wüstite (FeO). Localement, dans la partie externe de la couche d'oxydes, de l'hématite ($\alpha\text{-Fe}_2\text{O}_3$) est détectée. La succession de ces oxydes de fer à partir de l'interface métallique jusqu'à l'interface avec le béton est caractéristique d'un faciès de corrosion « haute température » (la wüstite ne se forme que lorsque la température est supérieure à 570°C) [21]. La présence de ces couches provient du procédé de fabrication à chaud des armatures : la calamine formée, riche en wüstite, reste en surface des aciers, même après une durée de cinquante ans de séjours dans un béton.

Pour résumé, la corrosion sur la surface des armatures est inactive lorsque les armatures sont bien enrobées dans le béton. Cela est due à :

- Les conditions du pH élevé dans l'interface acier-béton, qui produit un film de protection sur la surface de l'acier.
- L'absence de l'électrolyte agressive capable d'ôter ce film protectif.
- L'oxygène valable est insuffisant pour subir la réaction de corrosion.

I.3.2.2 Dépassivation de l'acier :

La perte de passivation, et subséquemment la corrosion des armatures, se présente lorsque les conditions de passivation sont interrompues. Les facteurs responsables de la dépassivation sont l'un des deux suivants facteurs ou les deux ensembles :

- Carbonatation ou l'attaque des acides sur l'interface acier/béton, qui a comme conséquence la diminution du pH élevé responsable de la couche protectrice sur la surface de l'acier dans le béton.
- L'attaque des solutions ioniques agressive sur l'interface acier-béton qui affecte le mécanisme de passivation. Le cas le plus connue dans ce cas est l'attaque des ions de chlorure dans un environnement marine.

Les deux mécanismes de dépassivation ont besoin du temps pour que la corrosion des armatures dans le béton soit possible.

a- La dépassivation de l'acier due à la carbonatation du béton :

La carbonatation de la pâte de ciment, hydratés, par le dioxyde de carbone de l'air réduit le pH de la solution interstitielle à une valeur telle que pellicule d'oxyde protégeant l'acier n'est plus stable. Le film passif se détruit, et la corrosion peut se développer.

La carbonatation résulte de la réaction entre le dioxyde de carbone (CO_2) et les hydroxydes du ciment, et surtout la chaux ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) pour donner du carbonate de calcium (CaCO_3). Cette réaction provoque une neutralisation du béton, dont le pH passe d'environ 12,5 à 9.

Le dioxyde de carbone pénètre dans le béton sous forme gazeuse. Il est donc important d'évaluer la perméabilité au gaz du béton d'enrobage. Cette grandeur peut se déterminer de façon non destructive [22-30]. Elle dépend du volume relatif des pores non saturés, c'est-à-dire de la teneur en eau du béton pour une humidité relative donnée. Mais cette perméabilité au gaz n'est qu'un indicateur de la valeur de la profondeur de carbonatation et de l'évolution de celle-ci. Sa mesure permet surtout de caractériser l'homogénéité du béton du point de vue de la facilité de pénétration des gaz. Ainsi elle permet de valider les résultats d'une mesure de profondeur de carbonatation et éventuellement de déterminer les

endroits ou des prélèvements sont à effectuer pour déterminer les paramètres indicateurs de la durabilité des bétons.

La vitesse de carbonatation peut être exprimée comme suit [6,31] :

$$X = D_{\text{Carb}} t^n \quad (\text{I-10})$$

Avec :

X : l'épaisseur (profondeur) de la couche de carbonatation

t : le temps

n : généralement égale à $\frac{1}{2}$, mais il peut varier entre 0,4 et 0,6 en fonction des conditions d'exposition au carbonatation.

D_{Carb} : le coefficient de carbonatation.

Les produits de corrosion évoluent au fur et à mesure de la carbonatation, qui a comme conséquence la diminution du pH de la solution interstitielle du béton. Dans les ouvrages, la carbonatation du béton a pour principales conséquences la formation d'oxydes expansifs conduisant à des épaufrures et à des éclats.

b- La corrosion due aux chlorures :

Chlorure peut s'introduire dans le béton d'une des façons suivantes :

- Durant le malaxage venant de l'eau de gâchage, qui peut contenir des chlorures venant par exemple des adjuvants chlorés ;
- Des ouvrages en contact continu avec une eau saline ;
- Béton soumis, de façon saisonnière, à des solutions de sels de déverglaçage (dénéigement) ;
- Béton soumis à des embruns et d'autres brouillards salins ;
- Béton au contact de sels solides, mais dans un milieu humide.

En présence de chlorures, la dépassivation de la couche protectrice en surface des armatures a lieu de façon non uniforme malgré le pH élevé. C'est alors une attaque localisée durant laquelle les sites anodiques et cathodiques sont découplés. Les observations montrent que la couche passive perd son pouvoir protecteur lorsque la quantité de chlorures dépasse une certaine valeur. Des travaux, [32] ont montré

l'existence d'une teneur limite en chlorures au-delà de laquelle la corrosion se débute, la valeur du seuil : de 0,1 à plus de 1% exprimé par rapport au ciment. D'une autre façon, si des solutions à pH élevé, contenant des chlorures ont montré que les produits de corrosion du fer ne sont pas influencés par la présence de chlorures, tant que leur teneur reste assez faible [33]. D'où l'importance de considérer le rapport $[Cl^-]/[OH^-]$. Une autre étude, [34], a utilisé des solutions basiques, chlorurées et contenant du fer dissous. Elle a montré que les produits de corrosion ne sont modifiés par la présence de chlorures que si $[Cl^-] \approx [OH^-]$. Si le rapport $[Cl^-]/[OH^-]$ devient supérieur à l'unité, il se forme alors de la rouille verte stable en absence d'oxygène [35]. Le contact avec l'oxygène amène l'oxydation de ce composé en magnétite noire ou en oxy-hydroxyde de fer avec libération d'ions H^+ . Le milieu confiné s'acidifie alors et devient de plus en plus agressif. Dans le cas des chlorures, c'est de l'acide chlorhydrique qui se forme, alors que dans le cas de carbonatation, les équilibres calco-carboniques jouent un rôle tampon.

Le rapport $[Cl^-]/[OH^-]$ est à considérer pour définir les conditions d'amorçage de corrosion. Ce rapport est difficile à traduire en termes simples car [33] :

- la teneur en $[OH^-]$ est reliée au pH, et l'activité des ions H^+ ou OH^- doit être prise en compte ; celle-ci est le produit de la concentration par un coefficient d'activité qui peut être très différent de l'unité ;
- les chlorures responsables de la corrosion métallique sont ceux qui sont dissous dans la solution interstitielle. La teneur en chlorures se rapporte à la quantité de solution interstitielle, laquelle dépend de la quantité d'eau de gâchage, de la porosité du ciment et de la réactivité de celui-ci vis-à-vis des chlorures.

Le critère d'amorçage de la corrosion, n'est pas toujours vérifiable, car la teneur en chlorures au voisinage de l'acier dans un béton n'est pas facile à déterminer. La difficulté vient de ce que, en présence d'oxygène, la « rouille verte » contenant des chlorures, se transforme en rouille classique. De ce fait, les chlorures se retrouvant dans la solution interstitielle près de l'armature, en quantité de plus en plus forte, dès que la corrosion est amorcée. Ainsi, la corrosion obtenue est une corrosion localisée, corrosion par piqures.

I.3.3 La propagation de la corrosion

I.3.3.1 La nature électrochimique de la corrosion :

Les armatures, dans le béton, sont en contact avec une solution alcaline d'une part, et d'autre part avec un milieu poreux, régissant leur comportement électrochimique. Le potentiel électrochimique de l'armature est un potentiel mixte. Il dépend à la fois des réactions anodique et cathodique, déjà vu. La réduction de l'oxygène est la seule réaction cathodique. Elle est rapidement limitée par la diffusion. Ce dernier processus dépend en grand partie des conditions de l'accès des molécules d'oxygène à la surface de l'armature au travers de l'enrobage de béton. Comme indiqué par la courbe de polarisation de la figure I-5 [36], la passivité se traduit par un très faible courant de palier dans un large domaine de potentiel.

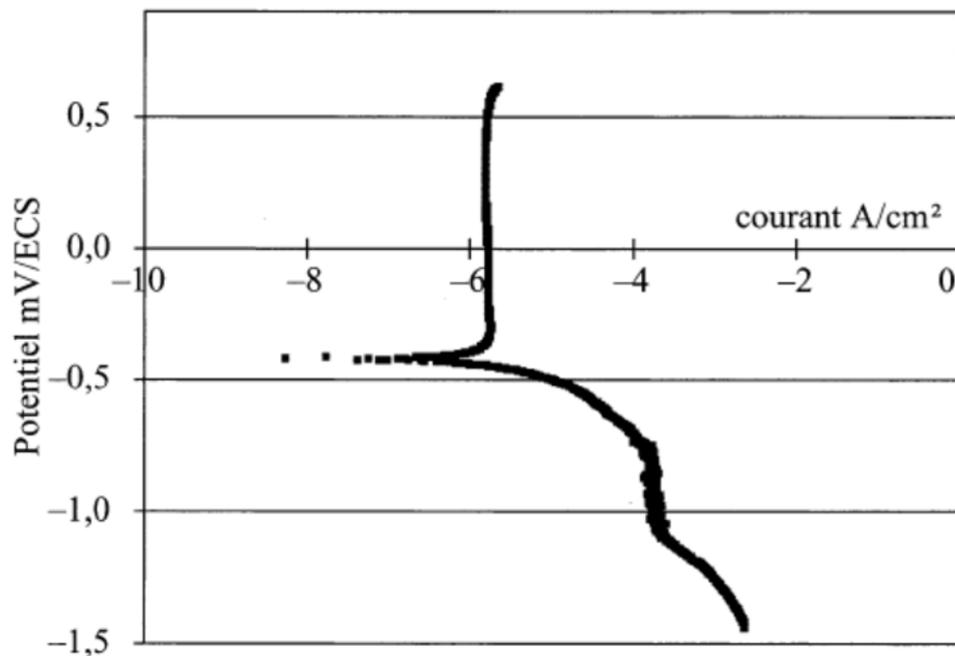


Figure.I-5 Courbe de polarisation d'un acier doux immergé dans une solution alcaline (pH 12) [36].

Dans un béton aéré, l'acier passif prend alors un potentiel compris entre -200 et +200 mV/ECS, largement dépendant des conditions d'aération de l'enrobage. Le mouillage du béton tend à ralentir la diffusion de l'oxygène, et le potentiel tend à diminuer (en fait, cela dépend également de la nature du ciment, et des espèces susceptibles d'être dissoutes, comme les sulfates dans les ciments aux laitiers). En cas de saturation, le potentiel diminue

fortement. Le courant de corrosion n'est pas pour autant plus important et l'acier n'est pas dépassivé.

Les chlorures ont pour effet de rompre la couche passive de façon irréversible. L'oxydation intervenant essentiellement sur les zones dépassivées. Pour une structure, le potentiel de corrosion des armatures se mesure à la surface du béton enrobant l'acier. Le potentiel pris par l'armature dépend de nouveau des conditions d'aération et d'humidité, et apparaît un gradient entre les zones encore passives et les zones actives. Ce sont ces gradients que l'on cherchera à détecter lors du diagnostic.

I.3.3.2 La vitesse de corrosion :

La vitesse de corrosion est définie comme « l'effet de la corrosion sur un métal par unité de temps » [37]. Le courant de corrosion correspond à la vitesse de corrosion instantanée. Les mesures électrochimiques ponctuelles ne reflètent donc pas le comportement dans le temps. Des mesures périodiques sont nécessaire pendant la période de propagation afin d'accéder aux valeurs de vitesse de corrosion. La vitesse de corrosion d'une armature enrobée dans le béton est obtenue à partir de la détermination de la résistance de polarisation de l'acier. La résistance de polarisation R_p peut être évaluée par différentes techniques électrochimiques : potentiodynamique, galvanostatique, potentiostatique, spectroscopie d'impédance, etc...

Connaissant R_p , le courant de corrosion peut alors être déterminé selon l'équation de Stern et Geary [33] :

$$I_{\text{corr}} = B / R_p \quad (\text{I-11})$$

Ou B est une constante qui dépend du couple acier-béton et elle varie de 13 à 52 mV en fonction du système étudié. Dans la pratique, B est souvent pris égal à 26 mV si R_p est en $k\Omega$ et I_{corr} en μA . Ce courant de corrosion nous permet de calculer la vitesse de corrosion à l'aide des lois de Faraday dans le cas d'une corrosion active supposée constante dans le temps :

$$V_{\text{corr}} = 11,6 \times (I_{\text{corr}} / A_s) \quad (\text{I-12})$$

Avec : V_{corr} ($\mu\text{m}/\text{an}$) vitesse de corrosion exprimée

I_{corr} (μA) courant de corrosion

A_s (cm^2) surface confinée de l'armature.

Le courant de corrosion peut être sujet à des variations journalières ou saisonnières ; de faibles variations de ce courant ne sont pas significatives. Le tableau I-1 donne les ordres de grandeur des courants de corrosion et leurs équivalences avec les pertes d'épaisseurs des couches d'oxydes formés.

Tableau I-1 : Niveaux de corrosion en fonction des densités de courant mesurées, des pertes d'épaisseur de métal et de vitesse de formation de la couche d'oxydes [33]

Niveau de corrosion	Densité de courant de corrosion ($\mu A/cm^2$)	Perte d'épaisseur ($\mu m/an$)	Couche d'oxydes ($\mu m/an$)
Négligeable	< 0,1	< 1,1	< 3
Faible	0,1 à 0,5	1,1 à 5,7	3 à 17,3
Modéré	0,5 à 1	5,7 à 11,5	17,3 à 34
Fort	>1	>11,5	>34
Très fort	10	115	345

Un courant de corrosion voisin de $0,5 \mu A/cm^2$ peut être considéré comme étant une limite au-delà de laquelle la corrosion devient appréciable.

I.3.3.3 Morphologie des produits de corrosion :

De nombreuses techniques analytiques utilisées (la microscopie optique, la spectrométrie à énergie dispersive couplée à la microscopie électronique à balayage, la microspectroscopie Raman, la diffraction et la microdiffraction de rayons X...) ont permis de montrer que la face de l'interface métal/béton à long terme est toujours semblable, quels que soient l'âge et la provenance des échantillons, la nature des aciers des armatures (microstructure, inclusions) et des liants (morphologie, porosité, composition chimique), avec la présence de quatre zones successives [38 & 39]:

- Métal,
- Couche de produit denses, principalement constituée d'oxydes et d'oxy-hydroxydes de fer,

- Milieu transformé, dans lequel le fer a diffusé dans le matériau cimentaire, depuis le métal,
- Béton (ou mortier).

L'épaisseur de la « couche de produits denses » varie de quelques dizaines de micromètres pour les échantillons les plus récents, à plusieurs millimètres pour les structures les plus anciennes âgé de 650 ans par exemple. Ainsi que, l'épaisseur du « Milieu transformé » est croissante avec l'âge des échantillons, d'une centaine de micromètres à plusieurs millimètres.

Pour une corrosion due à la présence de chlorures, les analyse de l'interface métal/béton des poutres en béton armé dans un milieu marine ont mis en évidence l'hétérogénéité de la corrosion de type localisée (ou par pique) [40]. Les zones qui présentent des couches de corrosion de faibles épaisseurs présentent un faciès de corrosion de type « passif ». Elles sont juxtaposées à des zones de plus fort niveau de corrosion qui présentent des épaisseurs de couches de corrosion de plusieurs centaines de micromètres. Dans ces conditions, la partie interne de la couche de produits de corrosion est composée d'oxy-hydroxydes de fer, tandis que la couche externe est principalement constituée de maghémite. La présence de maghémite pourrait provenir de la réoxydation de rouille verte, composé formé dans les milieux confinés en présence de chlorures.

Les produits de corrosion formés sont expansifs comparés au fer composant l'armature non corrodée. Cette caractéristique a pour conséquence la création de contraintes mécaniques sur l'enrobage, qui provoquent des fissurations de l'enrobage.

I.4 Facteurs affectent la corrosion

Pour ce qui précède, les deux causes principales de la corrosion des armatures dans le béton sont la carbonatation du béton et l'attaque de chlorures. Donc les facteurs affectent la carbonatation et l'attaque de chlorure influant aussi sur le taux de corrosion. La corrosion dépend de plusieurs facteurs dont certains sont liés au milieu environnant et d'autres aux caractéristiques du béton.

I.4.1 La qualité du béton

Le béton agit comme une barrière mécanique qui freine la pénétration des agents agressifs susceptibles de corroder les armatures dans le béton. Le béton est un matériau microporeux. Les dimensions des pores et des interconnexions ont une influence directe sur la diffusion du CO₂ et la pénétration des ions de chlorures dans le béton. Une faible perméabilité du béton limite l'attaque du CO₂ et des ions de chlorures. La réduction de perméabilité du béton peut être assurée par :

- Une bonne granulométrie des agrégats minimise la présence des vides dans le béton.
- Un rapport E/C adéquate, c'est-à-dire, un faible rapport E/C influe directement sur la diminution de la perméabilité du béton [6, 9].
- Un compactage approprié limite la présence des vides et des poches dans le béton.
- Une bonne cure humide du béton, une humidité suffisante, assure l'augmentation du degré d'hydratation de ciment dans le béton, qui a comme conséquence la réduction de la perméabilité du béton.

I.4.2 L'Enrobage des armatures

L'enrobage est la distance entre la surface de l'armature la plus proche de la surface du béton et cette dernière. La durabilité des armatures dans le béton est nettement améliorée si on a un enrobage adéquat. Pour une protection suffisante des armatures dans un environnement marin, l'enrobage doit être entre 50 et 70 mm [23, 41]. La réduction de l'enrobage est risquée même avec l'utilisation des bétons de hautes qualités. Pour cela les règlements (BAEL [42], SABS 0100-1 [43] et Eurocode 2 [44]) spécifient les enrobages en fonction de plusieurs critères, dont l'agressivité de l'environnement : 50 mm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux atmosphères agressives, 30 mm pour les parois soumises aux intempéries, 10 mm pour les parois en locaux couverts et clos.

I.4.3 Humidité relative

Le mécanisme de corrosion (dissolution métallique ou passivation) ne se produit qu'en présence d'une solution qui est ici contenue dans les pores du béton durci. Cette solution peut s'évaporer puis rentrer dans le béton dans les zones proches de la surface. Par contre, à une certaine profondeur le béton reste saturé d'eau. Par ailleurs, la composition de cette

solution dépend fortement des agents qui ont pu entrer dans le béton et l'altérer. La pénétration des gaz est plus rapide si le béton n'est pas saturé de liquide. Ainsi l'humidité du béton influe de deux façons sur la corrosion ou la passivation des armatures. Lorsque l'humidité du béton est faible, la pénétration de certains gaz est facilitée ; par contre, la corrosion ne se produit qu'en présence de liquide.

I.4.4 Température

L'augmentation de la température accélère les réactions chimiques. Par ailleurs, la solubilité des gaz (oxygène, etc.) et des sels dans l'eau augmente avec une élévation de la température.

I.4.5 Teneur en chlorure

Les chlorures présents dans le béton peuvent soit être introduits lors du gâchage, soit provenir du milieu environnant. Le béton autour de l'acier présente une protection à ce dernier. Cette protection est altérée lorsque la teneur en chlorure atteint ou dépasse une valeur critique ou valeur seuil, on dit qu'il y a, dépassivation de la couche protectrice de l'acier, l'enrobage ne peut plus protéger les armatures et la corrosion s'amorce si les quantités d'eau et d'oxygène sont suffisantes.

I.4.6. La carbonatation

La pénétration du gaz carbonique (CO₂) dans le béton peut réagir avec le liquide interstitiel du ciment, cette réaction diminue le PH de la solution interstitielle qui atteint alors des valeurs de l'ordre de 9.

Dans tel béton, qui n'est pas totalement sec, une armature peut se corroder selon un processus similaire à celui de la corrosion en présence de chlorure.

I.4.7. L'Oxygène

L'oxygène dissous dans un liquide ou dans une phase aqueuse joue un rôle essentiel dans la réaction, dite cathodique, de corrosion des aciers :



Ainsi, plus la teneur en oxygène est élevée, plus la vitesse de réaction de dissolution du métal est grande.

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

I.4.8. Agents agressifs autres que les chlorures

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

I.5 Les conséquences mécanique de la corrosion

La corrosion des armatures est l'une des causes essentielles de dégradation des structures en béton armé. La corrosion des aciers dans le béton induit deux conséquences majeures :

- Fissuration de l'enrobage : engendrée par la l'augmentation du volume de la rouille, les variations volumétriques induisent une pression de rouille dans le béton avec apparition des fissures.
- Perte de capacité portante de la structure : la corrosion des armatures affecte la performance des structures en béton armé par l'endommagement mécanique de l'enrobage, par la réduction de la section d'acier, et par la fragilisation de l'acier à la suite de la corrosion par piqure. La corrosion altère également l'interaction entre les matériaux : perte d'adhérence acier-béton.

I.5.1. L'effet de la corrosion sur la fissuration de l'enrobage

Les produits de corrosion des armatures dans le béton augmentent le volume global de l'armature de deux ou trois fois le volume de l'armature saine. Ceci aura pour effet

l'apparition de fissures longitudinales le long de la barre d'acier, dont l'ouverture de ses fissures évolue avec le taux de corrosion [45-48]. L'augmentation des ouvertures des fissures augmente la pénétration, ce qui accélère la corrosion des armatures dans le béton, ceci renforce la production de la rouille qui à son tour va agrandir l'ouverture des fissures. Cette situation renforcera la dégradation de l'interface entre l'acier et le béton.

I.5.2. L'effet de la corrosion sur l'adhérence entre l'acier et le béton

L'une des conséquences de la corrosion est la perte d'adhérence entre l'acier et le béton. L'adhérence entre l'acier et le béton est un des facteurs important pour obtenir de bonnes qualités des structures en béton armé. Le mécanisme de corrosion implique une altération de l'interaction entre l'acier et le béton, et donc affaiblit l'adhérence entre les deux matériaux.

Plusieurs travaux ont étudié l'effet de la corrosion sur l'adhérence entre l'acier et le béton [45-52], dont lesquels ont confirmés que pour de faibles pourcentages de corrosion, il apparait une augmentation du frottement entre l'acier et le béton [48-50], (Figure I-6).

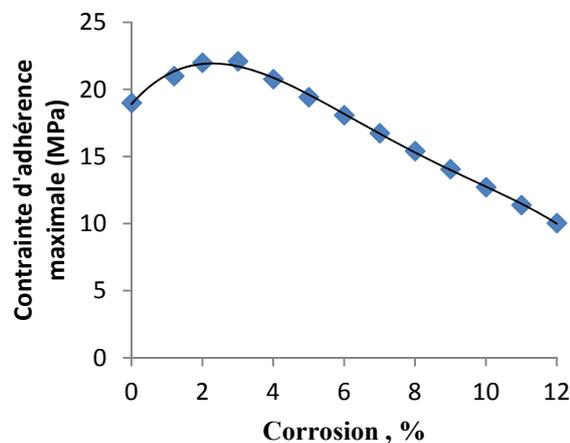


Figure.I-6 La variation de l'adhérence maximale avec la corrosion [48].

Cette augmentation est causée par l'augmentation de la rugosité de la barre d'acier en raison de la formation d'une fine couche de rouille stable et adhérente. Avec l'évolution de la corrosion, l'adhérence subira une chute importante due à la dégradation très grave de la surface de l'acier et provoquera l'atténuation avec la possibilité de la disparition des

nervures, rendant très faibles les interactions entre l'acier et le béton. De plus le béton environnant est dégradé par l'ouverture de fissures longitudinales. Ensuite la dégradation de l'adhérence entre l'acier et le béton évolue avec le taux de corrosion.

I.5.3. L'effet de la corrosion sur le comportement de structures fléchies

La corrosion dans les structures en béton armé diminue la section transversale des armatures, dégrade le béton entourant l'armature (l'enrobage) et engendre des fissurations due à l'expansion volumique de la rouille, ce qui réduira la rigidité de la structure. Cela a une grande influence sur la réduction de la capacité portante de la structure ainsi que l'augmentation des déformations et principalement la flèche. Dans ce contexte plusieurs travaux [53-56], ont confirmés que la corrosion des armatures augmente la déformation des poutres à l'état limite de service et réduit la capacité portante de la structure à l'état limite ultime. A la rupture, la corrosion localisée des armatures engendre une perte importante de la ductilité des poutres [45, 57-60]. On peut aussi citer les travaux d'Andrade et al. [61] qui ont montré une réduction de l'allongement à la rupture de 30% pour une perte de 15% de section d'acier et une réduction de 50% pour une perte de 28%.

I.6 Mesure de la corrosion

La corrosion des armatures est un facteur important de détérioration des structures en béton armé. L'évaluation de l'état des structures est la première étape du processus de remise en état. Une inspection rapide et non destructive présentant un bon rapport coût-efficacité permet souvent d'obtenir des renseignements essentiels sur la corrosion des ouvrages, contribue à assurer la qualité des travaux de réparation et de remise en état du béton, et aide à prévoir la durée de vie restante des ouvrages.

La première étape de mesure de la corrosion est le diagnostic de la structure. Le diagnostic de l'état de corrosion d'un ouvrage en béton armé est organisé, de façon générale, selon deux étapes :

- La première consiste en une analyse globale et non destructive qui vise à identifier les zones corrodées et leur étendue ;
- La seconde étape fait intervenir des essais destructifs et a pour principal objectif de prévoir la durée de vie résiduelle de la structure considéré.

I.6.1. Inspection visuelle

L'inspection visuelle est la première étape de diagnostic d'une structure en béton armé. Une inspection visuelle de la totalité de la structure est mise en œuvre afin de détecter et de relever tous les signes de détérioration et d'identifier toutes sources potentielles de désordres [62-63]. Il s'agit de rechercher tous les délaminages de l'enrobage du béton et noter les fissures, les nids de cailloux et les joints de mauvaise qualité.

Ce relevé réalisé sous forme d'un catalogue de défauts accompagné de photographies des différents types de désordres. Habituellement l'interprétation est basée sur les connaissances et l'expérience des ingénieurs et des techniciens chargés de surveillance des structures, en se basant sur des guides préalablement établies pour faciliter la tâche de diagnostic.

La limitation de la méthode d'inspection visuelle est les compétences des opérateurs dans le site. Cependant, le diagnostic visuelle des défauts peut induit en erreur. Pour cela il est important de suivre l'inspection visuelle par des essais pour confirmer les causes de détérioration.

I.6.2. Localisation des armatures et détermination de leur enrobage

L'enrobage des armatures est un facteur déterminant dans les phénomènes de corrosion. La technique de mesure de l'enrobage fait appel à de nombreux appareils disponibles sur le marché, basé sur des principes magnétiques ou réflectométriques (radar géophysique). Toutefois, les précisions et sensibilités varient fortement d'une technique à l'autre, notamment en fonction de la densité du ferrailage. Ces techniques permettent d'accéder aux informations suivantes :

- localiser les armatures faiblement enrobées ;
- profondeur d'enrobage ;
- estimer les surfaces concernées ;
- estimation du diamètre des armatures ;
- présence d'armatures adjacentes ;
- reconnaissance du profil de l'acier.

Méthode magnétique

Les principes utilisés sont basés sur la mesure des perturbations créées par la présence d'un objet métallique placé dans un champ électromagnétique. Ces mesures sont réalisées à l'aide d'un appareil portable que l'on déplace sur les parements en béton de la structure.

Lorsque le capteur est situé à l'aplomb d'une armature, le phacomètre analyse le signal reçu et calcule l'enrobage et/ou le diamètre de l'acier. Sauf que cette méthode a des limitations à savoir : le diamètre des armatures n'est pas mesurable avec précision, la profondeur d'investigation est limitée à 10 cm maximum et seul le premier réseau d'armature est détecté.

Des sondages sont donc indispensables pour vérifier le diamètre des armatures et étalonner les mesures.

Techniques radar

Le principe de la technique radar repose sur la transmission d'une impulsion électromagnétique par l'intermédiaire d'une antenne. L'onde se propage en s'atténuant et se trouve partiellement réfléchi à chaque interface rencontrée entre des matériaux qui présentent des caractéristiques différentes. L'antenne réceptrice enregistre les différents échos réfléchis jusqu'à la surface. L'étude de la géométrie des échos, de la vitesse de propagation des ondes, de l'amplitude et de la polarité des signaux réfléchis constitue la base de l'interprétation des mesures.

I.6.3. Détermination de l'état de corrosion par la méthode de mesure de potentiel

L'état de corrosion peut être estimé à l'aide de mesures de potentiel de corrosion libre. Les mesures de potentiel sont utilisées principalement en phase de surveillance continue. Elles permettent la détection de la corrosion avant qu'elle soit visible en surface, et en phase de diagnostic et réparation pour localiser les zones corrodées à réparer.

Le principe de la méthode consiste à mettre à nu d'une armature et le connecter à une borne d'un millivoltmètre, l'autre borne étant reliée à une électrode de référence placée sur le parement (Figure I-7).

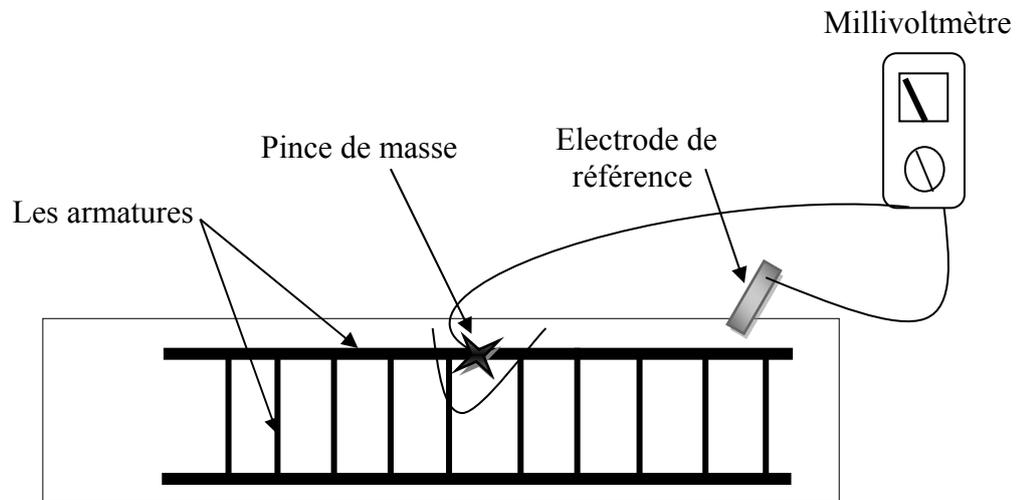


Figure.I-7 Principe de mesure de potentiel [64].

La connexion s'effectue par l'intermédiaire de pinces électrique, après mise à nu locale de l'armature ou d'une fiche après avoir percé l'armature avec un foret de diamètre adapté. La jonction entre le béton et l'électrode de référence doit être humide ; si ce n'est pas le cas, cette humidité doit être assurée par pulvérisation d'eau légèrement alcaline ou coton imbibé.

L'électrode de référence est une électrode dont le potentiel est constant et défini par une suite d'équilibres électrochimiques. Plusieurs types d'électrodes de référence peuvent être employés :

- Calomel saturé : l'électrode la plus couramment utilisée au laboratoire. Elle correspond au système $\text{Hg}/\text{Hg}_2\text{Cl}_2/\text{Cl}^-$: le mercure métallique (Hg) et le Calomel (Hg_2Cl_2) sont au contact d'une solution aqueuse saturée de chlorure de potassium (KCl). C'est l'électrode de laboratoire type et son potentiel est souvent pris comme base de comparaison. Toutefois, sa fragilité la rend peu pratique sur site ;
- Cuivre/sulfate de cuivre $\text{Cu}/\text{CuSO}_4/\text{SO}_4^{2-}$: souvent utilisée, sauf que, elle est légèrement polluante (écoulement de sulfate de cuivre) et sensible à une pollution extérieure notamment en présence de chlorures ;
- Argent/chlorure d'argent Ag/AgCl : c'est l'électrode utilisée en milieu marin. Son potentiel, dans l'eau de mer est en effet voisin de celui de l'électrode au calomel.

- L'électrode au sulfate de mercure saturé ($\text{Hg}/\text{HgSO}_4/\text{SO}_4^{2-}$).

Le système de mesure peut comprendre une électrode manuelle, une ou plusieurs électrodes fixées sur un support, ou une roue avec l'électrode de référence incorporée, dont l'avancement est enregistré simultanément aux données.

L'appareillage comprend un millivoltmètre qui doit avoir une impédance d'entrée suffisante (supérieure à $10 \text{ M}\Omega$) et une gamme de mesure de $\pm 2\text{V}$. Les résultats sont présentés sous forme de distribution statistique ou de cartographie tracée à partir de l'ensemble des valeurs potentiel. Cette dernière représentation permet de visualiser les lignes et zones équipotentielles, de mettre en évidence et de localiser d'éventuels gradients. Ces gradients de potentiel sont caractéristiques de la présence d'une corrosion active.

I.6.4. Evaluation de la corrosion par mesure de la résistance électrique du béton

La résistance électrique du béton est un autre indicateur de performance des structures en béton armé. Les zones où le béton présente une faible résistance sont des lieux préférentiels de corrosion des armatures.

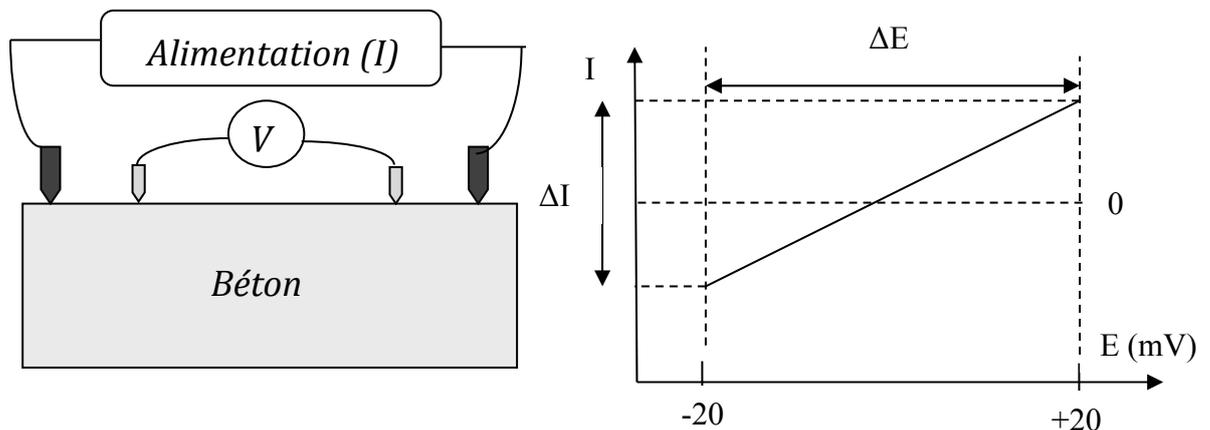


Figure I-8 Principe de la mesure de résistance électrique du béton [64-65].

La résistance de polarisation R_p est définie comme l'inverse de la pente de la courbe $I=f(E)$ au potentiel de corrosion E_{Corr} . Sur un petit domaine de potentiel (généralement $\pm 20 \text{ mV}$), la courbe $I=f(E)$ est pratiquement linéaire, (Figure I-8). R_p égal au rapport $\Delta E/\Delta I$ (Polarisation imposée sur réponse en courant). Pour un ΔE fixé, plus ΔI est grand plus R_p

est petit : une faible R_p correspond à une forte vitesse de corrosion est vice-versa (Tableau I-2).

Tableau I-2 La résistance du béton et l'état de corrosion [66]

résistance du béton (Ω cm)	l'état de corrosion
>12000	Pas de signe de corrosion
5000 – 12000	Une corrosion probable
< 5000	Une corrosion certaine

I.6.5. Méthodes non stationnaires d'étude de la corrosion

Les méthodes non stationnaires font intervenir le paramètre temps (t), et consistent à imposer à l'échantillon une perturbation de faible amplitude et de fréquence variable. Celle-ci peut être électrique, comme dans le cas de la spectroscopie d'impédance électrochimique (SIE), soit autre, impédance électro-hydrodynamique, par exemple.

La technique de la spectroscopie d'impédance électrochimique (SIE) consiste à surimposer à la tension continue appliquée une tension sinusoïdale de faible amplitude entre l'échantillon et l'électrode de référence, puis à analyser la réponse en courant, en faisant varier la fréquence. La réponse obtenue à hautes fréquences ne rend compte que des phénomènes rapides et celle à basses, voire très basses fréquences, de l'ensemble du processus (phénomènes rapides et lents). Il est possible de séparer les diverses contributions d'un mécanisme réactionnel par leur cinétique : étapes de transfert de charges, de diffusion, d'absorption et de désorption.

Les tracés obtenus à différentes durées d'immersion permettent d'analyser l'évolution du comportement en corrosion d'un matériau avec le temps. Des techniques de modélisation permettent alors de rechercher un circuit électrique équivalent traduisant en termes de résistances, capacités et inductances, l'interface électrochimique matériau-milieu.

I.6.6. Détermination de la vitesse de corrosion dans le béton armé

La détermination de la vitesse de corrosion d'un acier de béton va permettre le calcul de la capacité portante résiduelle de l'ouvrage, ainsi que l'évaluation prédictive de la durée de

vie de cet ouvrage. La vitesse de corrosion d'une armature métallique enrobée dans le béton est obtenue à partir de la détermination de la résistance de polarisation, R_p , de l'acier. Cette résistance de polarisation peut être définie par différentes techniques électrochimiques :

- Potentiodynamique,
- Galvanostatique,
- Potentiostatique,
- Spectroscopie d'impédance...

I.6.6.a. Détermination de la résistance de polarisation par la méthode potentiodynamique

La méthode par balayage potentiodynamique permet de caractériser une résistance de polarisation proportionnelle au courant de corrosion I_{corr} . La courbe de polarisation est quasi linéaire pour une variation de potentiel de quelques mV autour du potentiel de corrosion [67]. La pente correspond à la valeur de la résistance de polarisation (Figure I-9), corrigée du terme de chute ohmique due à la résistance de l'électrolyte. La mesure de R_p par la technique de polarisation linéaire est effectuée par un signal faible triangulaire $\Delta V(t)$.

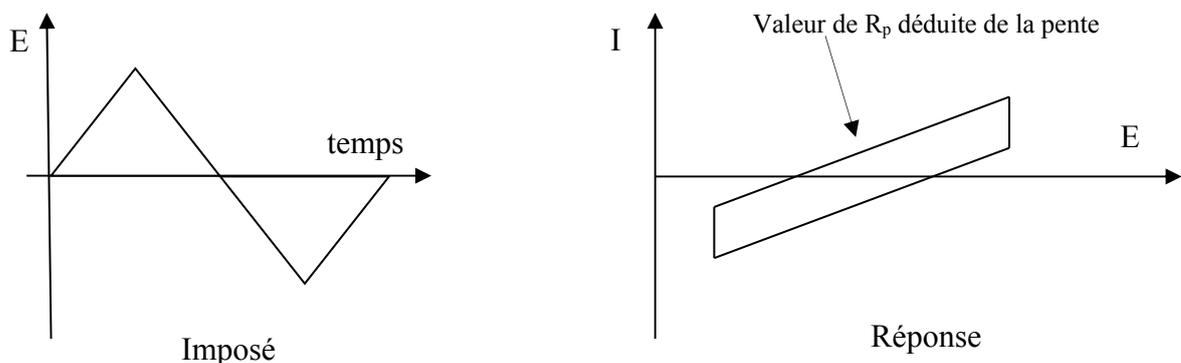


Figure I-9 Mesure potentiodynamique de R_p [67].

La vitesse de balayage, dans les études de la vitesse de corrosion des structures en béton armé, est fixée généralement entre 2,5 et 10 mV/min. L'intervalle de linéarité de la courbe courant-potential d'une armature enrobée dans un béton est pratiquement vérifié pour des sur-potentiels d'environ 5 à 20 mV.

I.6.6.b. Calcul du courant de corrosion

Connaissant R_p , le courant de corrosion des acier dans le béton peut être déterminé selon l'équation de Stern et Geary [68] :

$$I_{corr} = \frac{B}{R_p} \dots\dots\dots (I-14)$$

Où « B » est une constante qui dépend du couple acier-béton et dont la valeur varie de 13 à 52 mV en fonction du système étudié. Dans la pratique, cette constante « B » est généralement considérée égale à 26 mV. La masse du métal consommé lors de l'oxydation du fer est donnée par la loi de Faraday :

$$m = \frac{1}{F} \cdot \frac{M_{mol}}{z} \cdot I \cdot t \dots\dots\dots (I-15)$$

Avec :

m : masse de métal consommé (en g),

t : temps en secondes,

M_{mol} : masse molaire du métal (pour le fer 56 g/mol),

F : constante de Faraday (96500 C),

Z : valence de l'espèce ionique (2 pour le fer),

Dans le cas d'une corrosion active, la vitesse instantanée de corrosion exprimée en $\mu\text{m}/\text{an}$ peut être déduite du courant de corrosion (en μA) à partir de la relation :

$$V_{corr} = \frac{M}{z\rho F} I_{corr} \dots\dots\dots (I-16)$$

Avec :

ρ : masse volumique du fer (7,85 g/cm³),

I_{corr} : courant de corrosion,

Ce courant de corrosion (I_{corr} exprimé en $\mu\text{A}/\text{cm}^2$) peut être converti en vitesse de corrosion (V_{corr} en $\mu\text{m}/\text{an}$) par une relation déduite des lois de Faraday :

$$V_{corr} = 11,6 \frac{I_{corr}}{S} \dots\dots\dots (I-17)$$

Avec S : surface de l'armature exprimée en cm^2 .

Dans le tableau I-3 les classifications des niveaux de corrosion en fonction du courant de corrosion [69] :

Tableau I-3 Classification des niveaux de corrosion [69]

Courant de corrosion ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)	Vitesse de corrosion ($\mu\text{m}/\text{an}$)	Niveau de corrosion
< 0,1	< 1	Négligeable
0,1 à 0,5	1 à 5	Faible
0,5 à 1	5 à 10	Modéré
> 1	> 10	Elevé

I.6.7. Détermination de la corrosion par émission acoustique dans le béton armé

La méthode d'étude de la corrosion par émission acoustique constitue un outil permettant d'identifier, à un stade très précoce, l'endommagement et d'estimer sa vitesse. L'émission acoustique est un phénomène de création d'ondes élastiques transitoires résultant de microdéplacements locaux dans un matériau.

Lorsqu'une structure, contenant un défaut, est soumise à une variation de contrainte et ce défaut évolue sous cette sollicitation, il devient source d'émission acoustique donnant naissance à des ondes élastiques transitoires qui se propagent au sein du matériau. La détection d'un signal d'émission acoustique, appelé « slave », permet de déceler en temps réel l'existence d'un défaut évolutif. Si la structure est de nouveau immédiatement sollicitée, aucune activité ne sera détectée jusqu'à ce que le niveau de contrainte dépasse celui atteint précédemment : c'est l'effet de Kaiser [70]. D'un autre côté, lorsqu'une structure est sollicitée à intervalle régulier au même niveau de contrainte, l'émission acoustique détectée caractérise la propagation des défauts dans les conditions de service entre les deux cycles de sollicitation. L'exploitation de l'effet Kaiser constitue la base d'un contrôle non destructif périodique.

Lorsque des produit de corrosion se formant à l'interface acier-béton, il y a amorçage et propagation de microfissures, détectables par émission acoustique. Le point clé fourni par la méthode d'émission acoustique est la réponse à la question suivante : « la corrosion

cachée se propage-t-elle dans la structure ? ». Une estimation de la vitesse de dégradation peut être fournie par l'activité de l'émission acoustique détectée. La difficulté majeure d'utilisation de cette technique, in-situ, est de gérer le bruit dû à l'environnement, notamment sur les routes principales pendant les périodes d'affluence. Cependant, par analyse de reconnaissance de formes, il est possible de filtrer le bruit lorsque le trafic n'est pas trop dense. La technique d'émission acoustique couplée à des mesures environnementales, permettent de détecter et localiser la corrosion bien avant que ses effets soient détectables en surface. Une fois les signaux de corrosion identifiés et localisés, une évaluation de la vitesse de corrosion devient possible.

I.6.8. Etude de corrosion par des modèles numériques

Parmi les techniques d'évaluation d'état de corrosion des armatures la méthode RESTOR [71-72], qui est une méthode de diagnostic d'éléments en béton armé corrodés, à partir d'une simple observation visuelle de la fissuration due à la corrosion, on déduit l'état de corrosion des armatures, grâce à un modèle empirique reliant le taux de corrosion à l'ouverture de fissure. La distribution de cette corrosion est ensuite insérée dans un modèle de comportement mécanique de béton armé fissuré, qui tient compte des effets de la corrosion, cette méthodologie de diagnostic permet ainsi de prédire le comportement en service de l'élément en béton armé dégradé.

Une autre méthode d'estimation du taux de corrosion en utilisant les réseaux neurones artificiels. La méthode consiste à utiliser les mesures de la résistivité du béton avec deux méthodes et un modèle de réseau neurone qui permet l'évaluation du taux de corrosion dans les structures en béton armé [73].

I.7 Protection contre la corrosion

Les armatures sont particulièrement sujettes à la corrosion, lorsque des agents agressifs peuvent les atteindre après avoir traversé l'enrobage et modifié leur environnement, par exemple lorsqu'il y a un abaissement du pH à la suite de la carbonatation ou à la chloruration. Avant de réhabiliter les ouvrages dégradés par la corrosion, il faudra faire un diagnostic correct du sinistre. Ce diagnostic est l'étape la plus importante dans le choix d'une solution de réparation ; il commence par une inspection visuelle de la

structure, qui va notamment permettre de localiser les fissures, les coulures de rouille, les enrobages, les épaufrures... Dans le cas d'un diagnostic de corrosion, il faudra repérer les aciers dans la structure, leur enrobage et leur diamètre. Une cartographie de potentiel ainsi que des mesures de courant de corrosion seront établies.

Face aux dégradations des structures en béton armé par corrosion, plusieurs solutions de protection contre la corrosion peuvent être proposées :

I.7.1 La réparation traditionnelle par mortier

Afin de procéder à la réparation et renforcement structural des structures endommagées, à la restauration de la passivité par augmentation de l'enrobage, on utilise des mortiers dits de réparation. Cette méthode, la réparation traditionnelle par mortier, est localisée et consiste en une purge du béton non adhérent, une reconstitution des aciers et/ou une repassivation des aciers et d'une projection de béton pour reconstituer l'enrobage [74].

Les travaux de réparation se déroulent en suivant différentes phases distinctes [75] :

- Détection des zones endommagées ou susceptibles de l'être, celles-ci sont délimitées par un trait de scie d'au minimum 5 mm de profondeur, normal à la surface de l'élément en béton et suivant un tracé polygonal.
- Elimination des parties non adhérentes ou de qualité moindre jusqu'au béton sain et sur une profondeur d'au moins 5 mm. Ce décapage s'effectue en principe au marteau pneumatique, puisque les autres méthodes (thermiques et mécaniques) engendrent des microfissures dans le béton laissé en place. Le décapage à la flamme est interdit.
- Elimination de la rouille sur les armatures.
- Application du revêtement de protection anticorrosion sur les armatures dans le cas où l'enrobage est inférieure à 20 mm.
- Humidification du support au moins deux heures avant l'application du mortier de réparation.
- Application du mortier de ragréage et d'un produit de cure.
- Mise en place éventuelle d'un revêtement de protection.

D'après l'expérience, ce type de réparation conduit à l'éclatement du béton dans les zones non traitées contiguës environ cinq à dix ans après. Ce manque de durabilité a été attribué essentiellement à une faible compatibilité entre le béton d'origine et le béton de réparation projeté et/ou à un effet de pile entre les zones traitées et non traitées.

I.7.2 La réalcalinisation par courant imposé

L'objectif du traitement de réalcalinisation est de redonner au béton son alcalinité et donc d'empêcher la corrosion des armatures. Lors du traitement électrochimique, la réalcalinisation se produit en deux zones différentes du béton : dans la première zone constituée par l'armature elle-même, l'hydrolyse de l'eau génère la formation d'ions hydroxydes ; dans la seconde zone, constituée par l'enrobage béton, les ions alcalins contenus dans l'électrolyte migrent vers les aciers. La réalcalinisation avec un courant imposé de 1 A par m² d'acier est un traitement qui va durer environ une semaine [74].

La densité de courant imposé ne doit pas dépasser 4 A/m² de surface d'armature (sinon il y a risque de fissuration du béton) et l'alimentation électrique utilisée est limitée en tension à 50 V. L'efficacité du traitement est évaluée à l'aide de phénolphtaléine (coloration rose sur un anneau de 10 mm autour de l'acier ou bien diamètre de la barre).

La mise en place d'un traitement de réalcalinisation, avec purge du béton non adhérent, pose du treillis anodique, projection de la pâte cellulosique (qui sert d'électrolyte), connexion des anodes et cathodes, lecture de la tension et courant de l'alimentation continue.

I.7.3 La déchlorurassions du béton

L'objectif du traitement de déchlorurassions est d'extraire le plus possible d'ions chlorures de l'enrobage béton de manière que le film passif sur les aciers ne soit pas rompu et/ou que la propagation de la corrosion soit freinée. La norme européenne indique que, pour éviter le risque de corrosion, la teneur en ions chlorures du béton au niveau des aciers ne doit pas excéder 0,4 % par rapport à la masse de ciment (dans le cas d'un CEM I) [76].

Le principe repose sur la migration des espèces ioniques sous effet d'un champ électrique. Dans le cas du béton armé, le dispositif est mis en place de façon que l'armature soit cathode ; l'élément qui constitue l'anode est placé à l'extérieur du béton. L'anode repose sur un molleton imbibé d'un électrolyte, plaqué sur la surface externe du béton. Le béton d'enrobage situé, en conséquence, entre la cathode et l'anode du dispositif, les ions négatifs, en particulier les ions de chlorures, migrent depuis l'armature vers la surface du béton. Ils se concentrent dans le molleton et sont enlevés en même temps que celui-ci à la fin du traitement. Il s'agit donc bien d'une extraction des chlorures de la matrice du béton d'enrobage.

Le dispositif est du même type que celui de la protection cathodique, mais le courant appliqué est plus élevé et l'application n'est pas permanente. Le traitement ne dure que quelques semaines. Deux méthodes peuvent être utilisées :

- par courant imposé, à l'aide d'une alimentation électrique,
- par courant galvanique, à l'aide d'une anode sacrificielle.

I.7.3.1 La déchlorurassions par courant imposé

Cette méthode plus couramment utilisée. Une alimentation électrique permet d'appliquer un courant continu entre l'armature, positionnée en tant que cathode, et l'anode externe (Figure I-10).

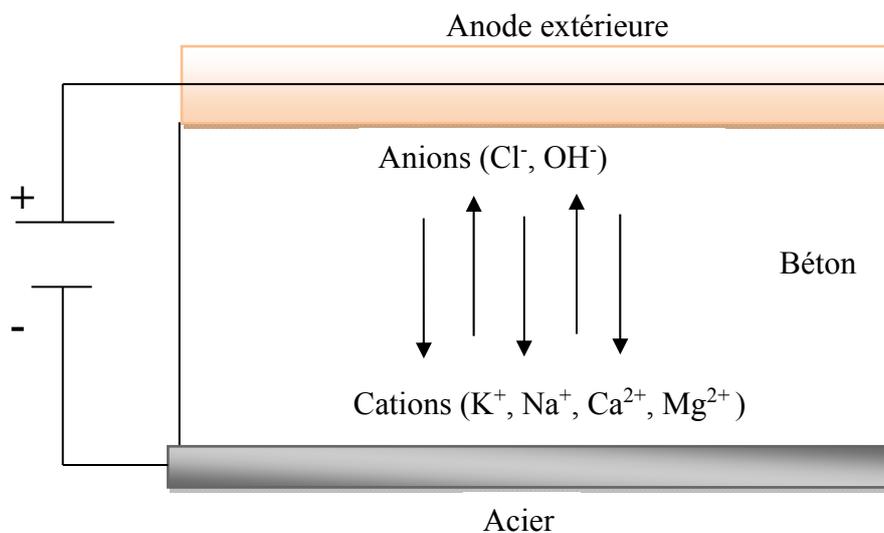


Figure I-10 Schéma d'application d'un traitement de déchlorurassions [76].

La densité du courant appliqué lors du processus d'extraction peut varier, mais elle est normalement de 1 à 2 Ampères par mètre carré de surface d'acier, soit jusqu'à mille fois plus élevée qu'en protection cathodique, mais pour une période d'application, en général, de seulement six à dix semaines. Les anodes sont souvent des treillis en titane, ou parfois en acier. Divers électrolytes ont été utilisés : l'eau, des solutions d'hydroxyde de calcium, d'hydroxyde de sodium et de lithium et de borate de lithium ; cependant, dans la pratique, les dispositifs fonctionnent principalement avec l'eau du robinet [76].

I.7.3.2 La déchloruration par anode sacrificielle

Un métal, dont le potentiel est inférieur à celui de l'acier (couramment le zinc ou l'aluminium), est relié électriquement à la cage d'armatures : il se produit alors un courant galvanique de dissolution. Ce métal se dissout progressivement, c'est le principe de l'anode sacrificielle. Dans ce système il n'y a pas besoin de source de courant, mais le traitement s'avère plus long. La densité de courant décroît avec le temps.

I.7.4 Protection cathodique par courant imposé

Rappelons que les phénomènes de corrosion sont de nature électrochimique avec apparition de zones anodiques et cathodiques et de courants de corrosion. L'objectif de la protection cathodique est d'abaisser le potentiel électrochimique de l'armature en dessous d'une valeur seuil, appelée potentiel de protection, telle que la vitesse de corrosion de l'acier devient négligeable.

Cette polarisation se fait en imposant un courant continu dont le pôle négatif est relié aux armatures du béton armé et le pôle positif à une anode que l'on aura placée à faible distance des armatures sans les toucher et recouverte d'un béton projeté assurant un contact électrique avec le béton existant (Figure I-11). Une électrode de référence placée à proximité des armatures permet de vérifier le bon fonctionnement de la protection cathodique.

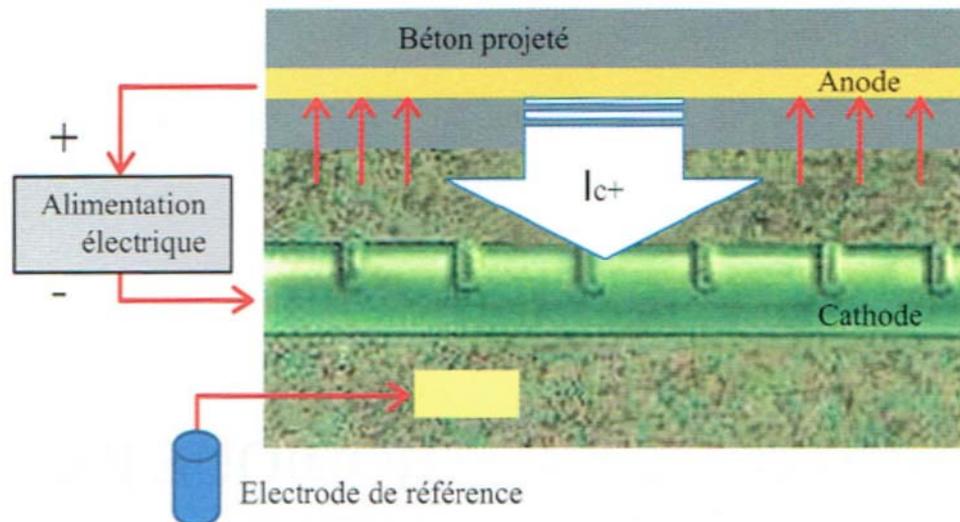


Figure I-11 Principe de la protection cathodique par courant imposé (I_c : valeur du courant imposé) [77].

On peut globalement classer les anodes en deux catégories :

- les anodes externes au béton : les anodes sont plaquées en surface du parement et sont recouvertes généralement d'un béton projeté pour assurer une liaison électrique correcte sur l'existant (Figure I-12).
- les anodes internes au béton : généralement appelées « anodes discrètes », elles sont noyées et scellées dans le béton existant soit par carottage et rebouchage au mortier de ciment.

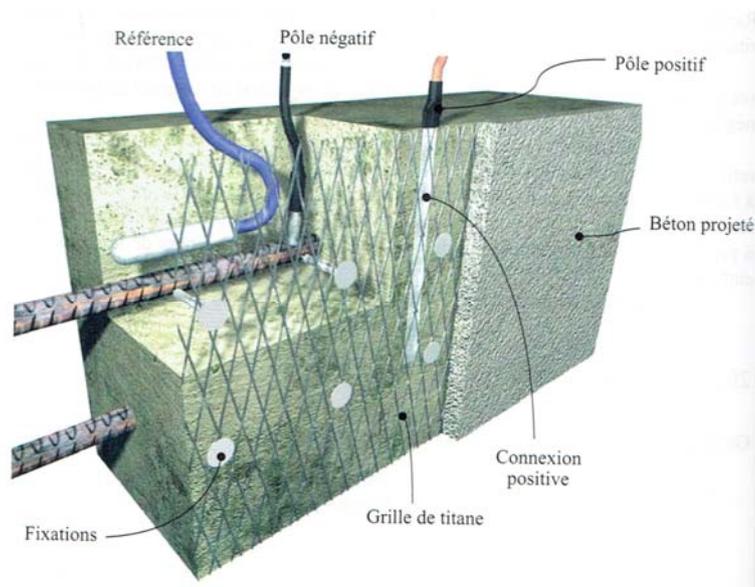


Figure I-12 Exemple d'anode externe (anode en grille de titane) [77].

Les types d’anodes les plus couramment utilisées sont :

- les treillis en titane, utilisés en surface du parement et recouverts d’un béton projeté, (Figure I-12);
- les rubans en titane noyés dans le béton d’enrobage, (Figure I-13);
- Les anodes discrètes noyées dans le béton, (Figure I-14);
- Les peintures conductrices en surface du parement, (Figure I-15).

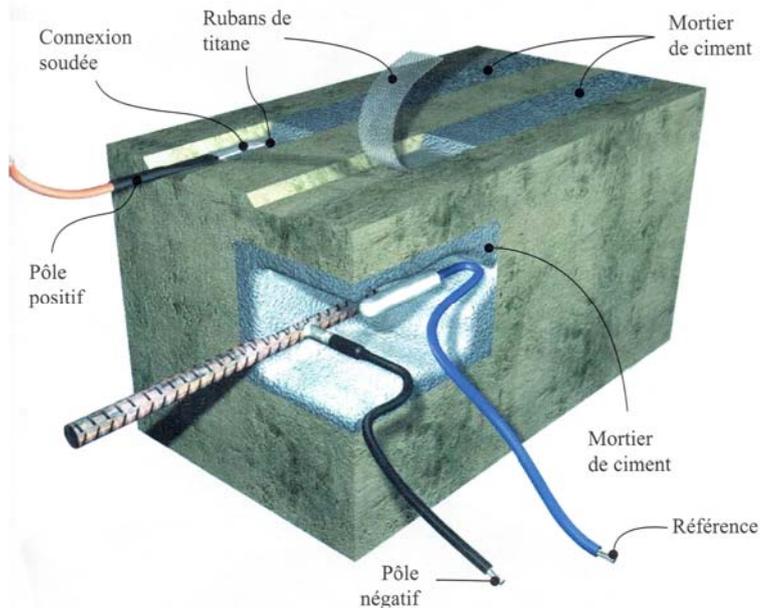


Figure I-13 Exemple d’anode interne (anode en ruban de titane) [77].

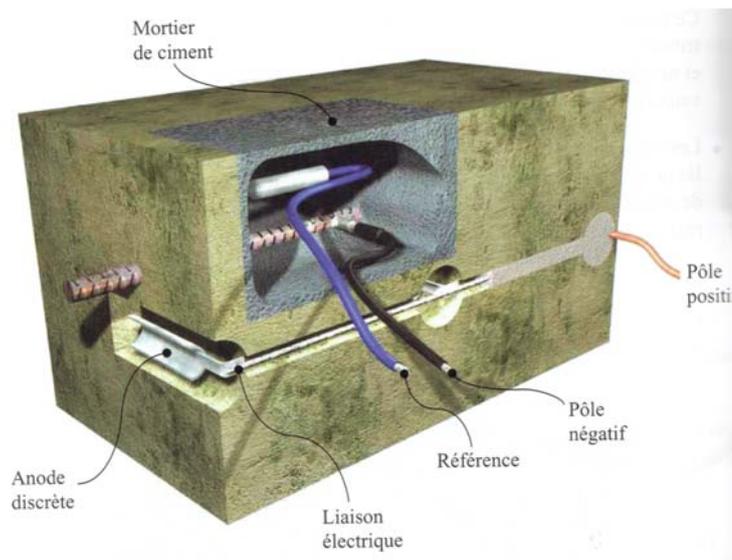


Figure I-14 Exemple d’anode interne (anode discrète en titane) [77].

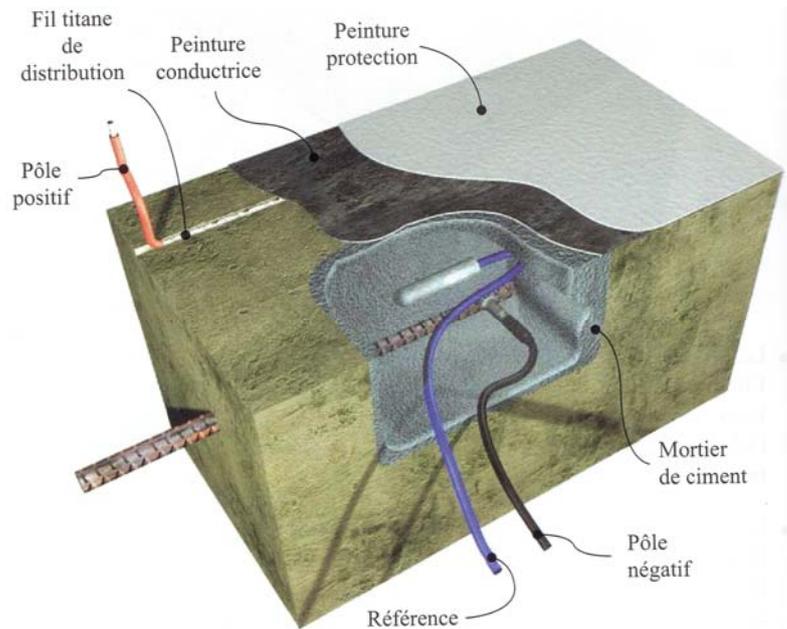


Figure I-15 Exemple d'anode externe (anode avec revêtement conducteur) [77].

Pour la protection cathodique la densité de courant recommandée varie de 2 à 20 mA par m^2 d'acier ; or ; l'intensité du courant est fonction de résistance du béton. Il est recommandé :

- Si la résistance du béton est inférieure à $5k\Omega.cm$, utiliser un courant le l'ordre de $50 mA/m^2$ d'acier.
- Si la résistance du béton entre 5 et $10 5k\Omega.cm$, utiliser un courant le l'ordre de $30 mA/m^2$ d'acier.
- Si la résistance du béton est supérieur à $10 5k\Omega.cm$, utiliser un courant le l'ordre de $10 mA/m^2$ d'acier.

La mise en tension de l'installation doit se faire progressivement. Il convient généralement de démarrer l'installation à 5 % de la puissance prévue et d'augmenter progressivement en fonction des résultats obtenus. Un essai de fonctionnement permet d'affiner les réglages.

Une installation de protection cathodique peut s’inscrire dans une période de longévité de 20 à 50 ans selon le type d’anode choisi. Les durées de vie des anodes de référence sont de 15 à 20 ans, sont le maillon faible de la durabilité. Il est donc nécessaire de pouvoir les repérer facilement afin de les remplacer à terme.

I.7.5 Les inhibiteurs de corrosion dans le béton

Les inhibiteurs constituent, d’une manière générale, un moyen de lutte contre la corrosion. Par définition un inhibiteur de corrosion est donc [78] « 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’aucun agent corrosif contenu dans le milieu agressif ».

Les fonctions et propriétés essentielles d’un inhibiteur sont les suivantes [79] :

- Abaisser la vitesse de corrosion du métal tout en conservant les caractéristiques physico-chimiques de ce dernier,
- Etre stable en présence des autres constituants du milieu en particulier vis-à-vis des oxydants,
- Ne pas modifier la stabilité des espèces contenues dans le milieu,
- Etre stable à la température d’utilisation,
- Etre efficace à faible concentration,
- Etre compatible avec les normes de sécurité,
- Etre peu onéreux.

Comme la fonction essentielle d’un inhibiteur est de diminuer la vitesse de corrosion d’un métal, son efficacité est exprimée par la relation :

$$Efficacité (\%) = \frac{V_{l_{corr}} - V_{i_{corr}}}{V_{l_{corr}}} \dots\dots\dots (I-18)$$

Avec

$V_{l_{corr}}$: vitesse de corrosion sans inhibiteur.

$V_{i_{corr}}$: vitesse de corrosion avec inhibiteur.

Le béton armé est spécifié principalement par ses propriétés : la nature poreuse due à la microstructure du ciment durci et des propriétés particulières de la solution interstitielle. Ainsi, les inhibiteurs pour le béton armé, après leur application sur le parement, doivent d'abord pénétrer jusqu'aux armatures au travers de l'enrobage, avant de ralentir la corrosion.

Les principales méthodes électrochimiques de mesure de la corrosion sont délicates à mettre en œuvre et à interpréter sur le béton durci, rendant la mesure de l'efficacité d'un inhibiteur dans le béton difficilement interprétable.

Les inhibiteurs de corrosions utilisées par imprégnation font des familles suivantes :

- Les amino-alcools, qui agissent par adsorption,
- Les monofluorophosphates, qui forment un film sur la surface métallique en favorisant la passivation,
- Les glycérophosphates, famille plus récente, qui présentent la particularité de s'adsorber sur l'armature grâce aux phosphates et de protéger le film passif ainsi formé grâce à l'effet barrière exercé par le groupe glycérol.

Malgré le fait que nous ne soyons pas en mesure de quantifier l'efficacité d'un traitement par inhibiteur de corrosion dans le béton armé, de nombreux exemples d'application, dans certains cas, permettent de démontrer en partie l'efficacité de ces traitements lors, notamment, de corrosion avérée due à la carbonatation.

I-8 Les travaux sur la corrosion sous chargement

Dans la réalité, la corrosion des armatures des structures en béton armé en service est toujours sous chargement, par contre, la plupart des articles sur la corrosion ont mis l'accent sur les structures corrodées en l'absence de la charge [80-85]. Très peu de travaux ont traité la corrosion des structures sous chargement. La première publication date de 1999 [86].

Le comportement des structures corrodées sous chargement et corrosion des armatures simultanée est différent du comportement des structures corrodées et chargées séquentiellement, cela est due à :

- Pour les structures sous chargement, des barres d'acier de traction ainsi que le béton qui l'entoure sont sous contrainte de traction et les conditions de l'équilibre des forces internes et la compatibilité des déformations doivent être remplies. Si à cause de la corrosion des armatures, les sections transversales des barres d'acier sont réduites, une grande déformation de traction est appliquée sur l'acier et pour la compatibilité de déformation on aura une augmentation de la courbure qui va engendrer une réduction de la rigidité. Aux stades d'amorçage de la corrosion sous chargement, deux mécanismes contrastés qui contrôlent la réponse structurelle; une diminution de la rigidité due à une perte dans la section transversale de l'acier et une augmentation de la rigidité causée par l'augmentation des forces de frottement entre l'acier et le béton due au produit de corrosion en phase d'amorçage.
- Les fissures de flexion due à la charge appliquée, facilitent le dégagement des produits de la corrosion vers l'extérieur, cela diminue les contraintes de frottement entre l'acier et le béton, ainsi que l'augmentation des pénétrations des agents agressifs au barreau d'acier.

I-8.1 Les travaux de Yoon et al [87]

Ce travail concerne des poutres en béton armé de dimensions 100x150x1170 mm. Le mécanisme de chargement des poutres est assuré par un bras de levier qui permet d'avoir une flexion quatre points, (Figure I-16), la longueur chargée de la poutre est de 1050 mm et la région du moment constant est de 230 mm. La charge est appliquée à l'aide de différents poids suspendus sur le bras de levier et le transfère à la poutre par une poutre de distribution. Le bras de levier amplifie les poids appliqués. Le système de charge engendre une contrainte de traction sur la partie supérieure de la poutre. Les poutres sont inversées, durant les tests, pour permettre la construction d'une retenue en plastique pour la solution NaCl, pour l'accélération de la corrosion. Le système de chargement conserve une charge constante pendant les essais.

Les poutres sont chargées par une charge de 0%, 20%, 45%, 60% et 75% de la charge ultime pour une poutre de référence (non corrodée et non fissurée). Pour les poutres de 0%, 45% et 75% de la charge ultime le processus des essais est divisé en deux stades ; le stade d'initiation de corrosion et le stade de propagation de corrosion. Les autres spécimens sont

testés uniquement au stade de propagation de corrosion. Durant le stade d'initiation de corrosion, les poutres concernées font l'objet d'un cycle de mouillage de quatre jours avec une solution saline de 5% et trois jours de séchage dans l'air naturel. La technique de demie pile potentielle est utilisée pour contrôler la corrosion au stade d'initiation de corrosion. Les résultats ont montrés que plus que les poutres auparavant chargées la période d'initiation de corrosion est faible (2 jours et 4 jours pour les charges de 75% et 45% de la charge ultime respectivement). Sous chargement simultanée les résultats ont données aussi que la période de début de corrosion est plus courte pour les grande charge que pour les faible charge (3 jours, 10 jours et pas de corrosion après 30 jours sous 75%, 45% et 0% de la charge respectivement).

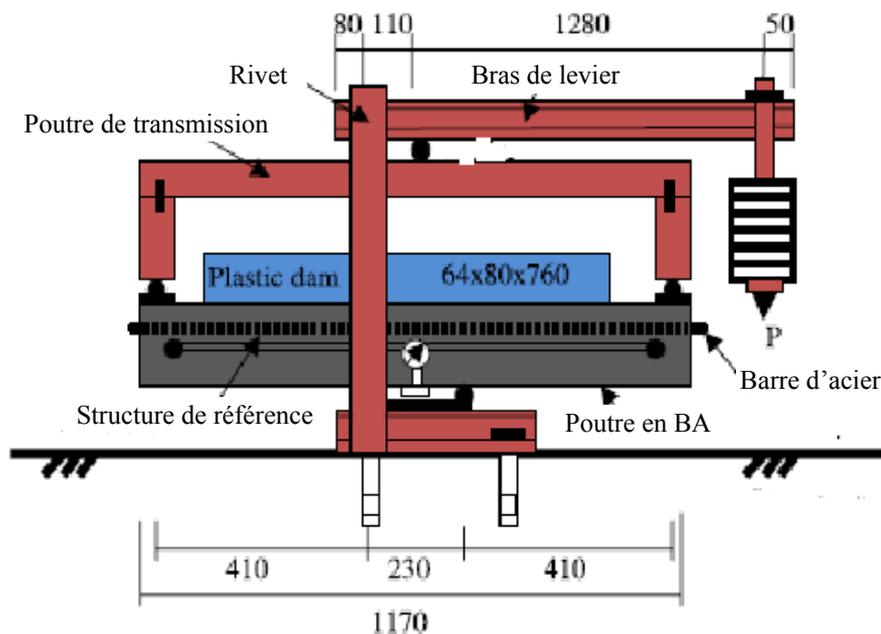


Figure I-16 : Le Système de chargement utilisé par Yoon et al [87].

Les déformations centrales des poutres corrodées sous chargement sont mesurées durant la période de test. Comme prévue, durant le stade d'initiation de corrosion, les déformations de toutes les éprouvettes augmentent dans le temps. Cela est causé par l'effet du fluage qui augmente les déformations à long terme. Durant le stade de propagation de corrosion, et pour accélérer la corrosion un voltage constant est appliqué à la barre d'acier de traction de la poutre. La déformation augmente soudainement à l'application du voltage puis devient constante pour un certain niveau de corrosion.

L'augmentation soudaine de déformation à l'application du voltage, montre qu'il n'y a pas une augmentation de frottement entre d'acier et le béton au période d'amorçage de corrosion. Cela est en contradiction avec les recherches qui ont étudiés l'effet de la corrosion sur l'adhérence entre l'acier et le béton [45-52], qui ont confirmés que pour de faibles pourcentages de corrosion, il apparait une augmentation du frottement entre l'acier et le béton. De plus, l'augmentation de déformation quand le voltage est appliqué après 50 jours sous chargement élevé (jusqu'au 75% de la charge ultime), il est bien claire que c'est la corrosion qui contrôle les déformations des poutres et non l'effet de fluage. Après un certain niveau de corrosion les déformations restent constantes, malgré l'application du courant. Ceci est expliqué par la faible pression des produits de corrosion sur le béton après un certain taux de corrosion, qui donne plus de fissure car les produits de corrosion sont évacués à travers les fissures du béton de l'enrobage déjà existant. Par conséquent la rigidité de la poutre reste constante.

Le courant de corrosion passant dans l'armature est mesuré durant le stade de propagation de corrosion et à l'aide de la loi de Faraday ce courant est transféré à un taux de corrosion. Les résultats montrent que les poutres sous les grands chargements et les poutres chargées auparavant avec des grandes charges ont un taux de corrosion supérieur que celui à faible charge petite. Aussi la perte de masse à la fin des essais est mesurée et les résultats ont montré que la perte de masse pour les poutres sous chargement et accélération de corrosion simultanément est nettement supérieure que celle des poutres chargées auparavant puis soumises à un courant de corrosion sans chargement. Cela est due à l'ouverture des fissure sous chargement.

Certainement ce travail a démontré que le comportement des poutres corrodées sous chargement est différent du comportement des poutres corrodées sans chargement. Il faut aussi signaler qu'il est difficile à expliqué l'augmentation soudaine de déformation juste après l'application du voltage de corrosion. La loi de Faraday ne donne pas exactement le taux de corrosion, il faut l'ajuster par la perte de masse par pesé gravimétrique. Les mesures d'ouverture de fissure et leurs propagation avec le taux de corrosion n'ont pas été réalisé.

I-8.2 Les travaux d'El Maaddawy et al [88]

Les travaux consistent à corroder huit poutres en béton armé d'échelle réel avec les dimensions 152x254x3200 mm pour différents niveaux de corrosion. Quatre poutres sont testées sous une charge de 60% de la charge ultime d'une poutre intacte et les autres quatre poutres sont testées sans chargement. La charge est appliquée à l'aide d'un mécanisme de chargement illustré dans la (Figure I-17). Le système de chargement permet de chargé deux poutres au même temps. La poutre inférieure avec la partie tendue vers le haut et la partie tendue de la poutre supérieure est vers le bas.

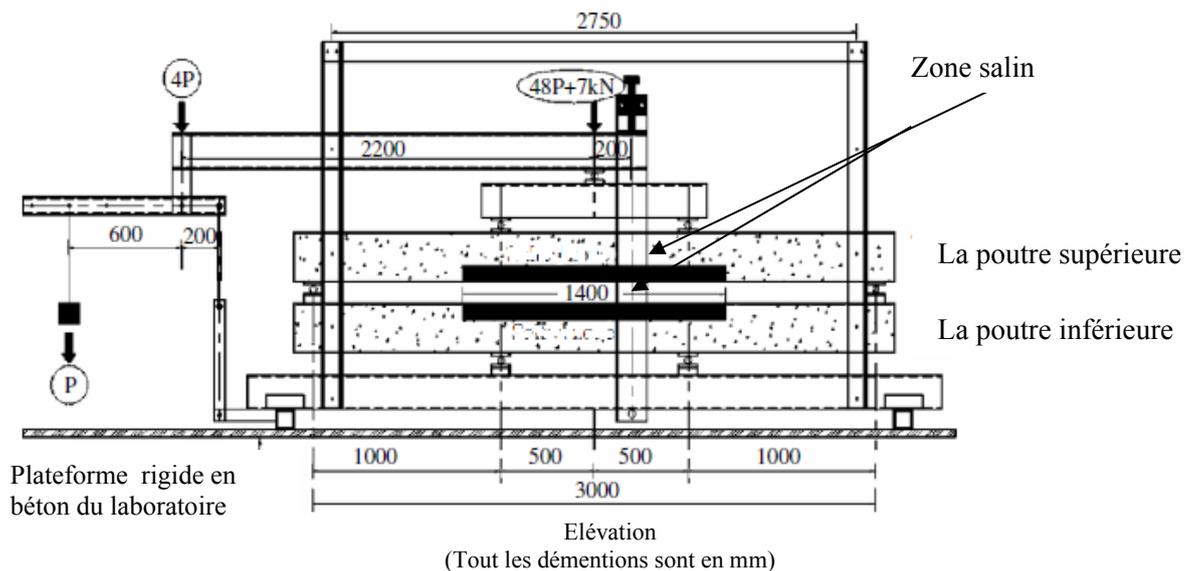


Figure I-17 : Le Système de chargement utilisé par El Maaddawy et al [88].

La charge est appliquée par des poids suspendue sur l'extrémité d'une poutre par un levier, et la charge est transférée à une autre poutre puis aux poutres de test à l'aide d'une poutre de distribution. La conception des deux niveaux de bras de levier a pour objective d'amplifier la charge. Le mécanisme de chargement permet de maintenir la charge constante durant l'essai. La flexion quatre points est appliquée par le système de chargement, d'une distance de 3000 mm de chargement avec une distance de moment constante égale à 1000 mm au milieu de poutre. L'accélération de corrosion est effectuée par l'application d'un courant électrique et une humidité contrôlée par la vaporisation de l'eau. La zone ciblée par la corrosion est coulé avec du béton salé, sur une distance de 1400 mm au milieu des poutres.

A un stade très tôt de l'essai, le contrôle d'apparition des fissures a montré que les premières fissures de corrosion ont apparues à 53 heures pour les poutres sous chargement, et 95 heures pour les poutres sans chargement. Durant le processus de corrosion, les ouvertures des fissures de corrosion au milieu des deux poutres sont les plus importantes par rapport aux autres régions. Le taux de fissure augmente régulièrement jusqu'à un certain moment puis diminue, malgré l'application de la charge. Cela est dû au regroupement des produits de corrosion autour des armatures corrodées. Ceci montre que le taux de corrosion diminue avec l'augmentation de niveau de corrosion, ce qu'est en contradiction avec d'autres travaux [87]. Les ouvertures des fissures des poutres sous chargement sont 1,17 fois plus grandes que les ouvertures des fissures sans chargement.

Pour les poutres sans chargement deux fissures longitudinales sont observées parallèlement aux armatures tendues. Pour les poutres sous chargement, en plus de ces deux fissures, deux fissures supplémentaires sont apparues sur le côté des poutres. Les résultats montrent que les poutres sous chargement ont des ouvertures de fissures plus larges que les poutres sans chargement.

Après l'essai à la rupture des poutres, six coupons, trois de chaque barre, chacun de longueur entre 30-50 mm ont été enlevées de la zone de corrosion. Ils sont nettoyés et pesés pour déterminer la perte de masse gravimétrique. La perte de masse est de l'ordre de 15% pour les poutres sous chargement et de l'ordre de 8% pour les poutres sans chargement.

Cette étude montre bien le comportement des poutres corrodées sous chargement, sauf que le système de chargement ne permet pas l'accès à la zone tendue des poutres, pour mieux contrôler et suivre la corrosion (fissuration et déformation). Les fissurations sont mesurées uniquement au milieu de la poutre, par contre l'ouverture maximum des fissures n'est pas toujours au milieu. La perte de masse est déterminée comme une moyenne, par contre la corrosion est par piqure et cela ne peut pas donner la perte de masse réel à n'importe quel point le long de la barre.

I-8.3 Les travaux de Vidal et al. [71-72 et 89]

Dans cette étude 72 poutres en béton armé d'échelle réel (150x180x3000 mm), ont été maintenues dans un brouillard salin de taux de salinité équivalent à celui de l'eau de mer, et soumises à un chargement en flexion trois points de différentes intensités. Des poutres témoins ont été conservées dans une ambiance non agressive pour mettre en œuvre une étude comparative.

Les poutres ont été placées dans une enceinte où un brouillard salin était généré par quatre pulvérisateurs (Figure I-18) en Plexiglas, alimentés en air comprimé à 0,1 MPa et en eau saline avec une concentration en NaCl de 35g/l. Cette concentration en sel correspond à celle de l'eau de mer. L'historique des pulvérisations est le suivant :

- de 0 à 6 ans : pulvérisation continue, avec une température maintenue quasiment constante et égale à celle du laboratoire ($T^{\circ} \approx 20^{\circ}\text{C}$)
- de 6 à 9 ans : pulvérisation par cycles, avec alternance semaine de pulvérisations et semaine de séchage, toujours avec une température maintenue quasiment constante et égale à celle du laboratoire ($T^{\circ} \approx 20^{\circ}\text{C}$, $\text{HR} \approx 50\%$)
- plus de 9 ans : pulvérisation par cycles, avec alternance semaine de pulvérisations et semaine de séchage. Cependant, les poutres ont été transférées dans une enceinte sans isolation thermique sit Les poutres témoins ont été conservées dans une enceinte confinée à la température du laboratoire, et ont également subi des cycles d'humidification :
- de 0 à 6 ans : cycles de 15 jours de séchage suivis de 7 jours d'humidification à 100% d'humidité relative afin de pouvoir réaliser des mesures de potentiel.
- de 6 jusqu' à maintenant : arrêt des cycles, l'humidité relative correspond à celle du laboratoire ($\text{HR} \approx 50\%$).uée à l'extérieur du laboratoire et sont désormais soumises aux variations de températures saisonnières du climat de la région toulousaine.

Les poutres témoins ont été conservées dans une enceinte confinée à la température du laboratoire, et ont également subi des cycles d'humidification :

- de 0 à 6 ans : cycles de 15 jours de séchage suivis de 7 jours d'humidification à 100% d'humidité relative afin de pouvoir réaliser des mesures de potentiel.
- plus de 6 ans : arrêt des cycles, l'humidité relative correspond à celle du laboratoire ($\text{HR} \approx 50\%$).

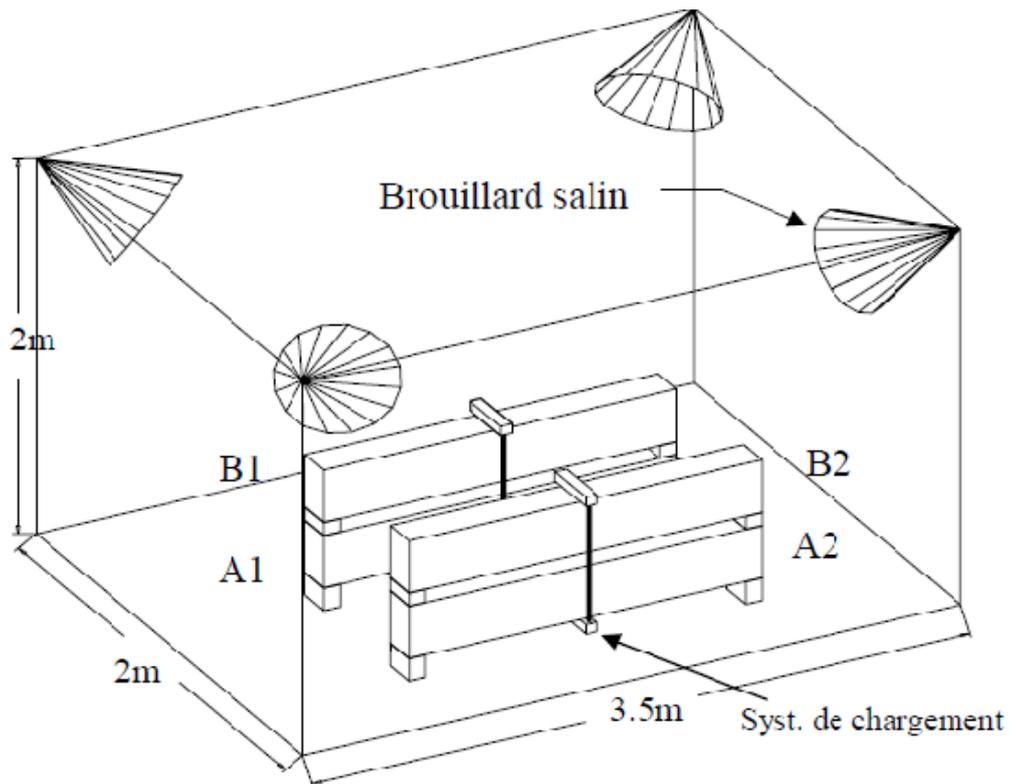


Figure I-18 Le Système de chargement utilisé par Vidal et al [89].

Les poutres ont été soumises à un chargement en flexion 3 points à l'aide d'un dispositif constitué de deux tiges $\varnothing 16$ mm en acier Fe40 et de deux profilés UAP 80 renforcés en Fe24. Une poutre de type B a été associée à une poutre de type A. La poutre de type B est positionnée au-dessus avec la partie tendue située normalement en partie inférieure. Au contraire, la poutre de type A placée en dessous est «à l'envers». La partie supérieure par laquelle le béton a été coulé, correspond à la zone tendue de ce type de poutre.

Deux niveaux de chargement ont été appliqués aux poutres en flexion trois points ; correspondre à 50% et 80% de la charge ultime d'une poutre saine.

Les résultats ont montrées que la corrosion à long terme semble être indépendante des fissurations initial par flexion. Ainsi que, la perte de la section transversale d'acier pour les armatures de la traction a atteint 50% de la section transversale initiale localement, mais la corrosion semble être très hétérogène en termes de répartition le long du périmètre ou sur la longueur des barres et aussi d'une barre de renforcement à une autre même si toutes les conditions étaient strictement identiques. D'autre parte, la corrosion a entraîné une

modification dans le mode de rupture de l'écrasement du béton pour les poutres de contrôle à la rupture de la barre de traction pour les poutres corrodées. La rupture des poutres corrodées apparaît dans la zone du moment maximal de flexion à l'emplacement d'une grande piqûre de corrosion dans l'une des barres d'acier. La diminution du moment ultime entre les poutres de contrôle et les poutres corrodées était liée à la réduction de la section transversale de l'acier à l'endroit de la rupture.

La déformation ultime des poutres corrodées était considérablement réduite (50%) par rapport aux poutres de contrôle. En raison de la réduction de l'allongement ultime de la barre d'acier en traction due à la corrosion: le test de traction effectué sur les barres corrodées extraites des poutres a montré que l'allongement ultime de l'acier corrodé ne respectait pas la prescription minimale des codes tels que l'Eurocode.

Le comportement structural de ce travail consiste à transférer les poutres du système de chargement et les testées à la rupture dans un autre système. C'est difficile d'apprécier les effets du chargement sur le comportement des poutres corrodées. Le système de chargement ne permet pas de mesurer les déformations. La face tendue des poutres est également cachée rendant ainsi difficile de suivre en permanence la corrosion sur la surface de traction des poutres.

I-8.4 Les travaux de Malumbela et al [86, 90]

Dans ce travail des poutres de dimension 153x254x3000 mm sont testées sous différent chargement (0%, 1%, 8% et 12% de la charge ultime d'une poutre saine). La charge est appliquée à l'aide d'un système de chargement similaire à celui de Yoon et al, (Figure I-19) [86, 90]. Les charges utilisées dans ces essais sont très faibles, relativement au chargement des autres travaux, dont les quels les charges sont entre 20% a 80% de la charge ultime. Les charges sont conçues de tel sorte d'étudier les poutres corrodées sans fissuration et avec fissuration. L'objective était de voir le comportement des poutres corrodées sous des déférant circonstances en présence des fissurations et sans fissurations. La charge d'essai est appliquée par des poids suspendus à une poutre de chargement puis transférer aux poutres d'essai par des poutres de transmissions.



Figure I-19 Le Système de chargement utilisé par Malumbela et al [86, 90]

Un mouvement libre vertical du système de chargement permet de maintenir toujours les poutres de test sous une charge constante. Semblable au système de chargement utilisé par Yoon et al [87], la contrainte de traction est engendrée au top des poutres. Il est donc facile de surveiller en permanence les dommages de corrosion sur la partie tendue des poutres et aussi pour réparer et renforcer les poutres sous chargement.

La configuration du système de chargement permet d'avoir une flexion quatre points avec une portée d'essai de 2600 mm et la zone du moment constant est de 1000 mm à la mi-portée. L'accélération de corrosion des poutres est assurée par l'application d'un courant électrique et un cycle de quatre jours de mouillage avec une solution saline (NaCl) de 5% de concentration et deux jours de séchage à l'air naturel. Le mouillage avec une solution saline est limité à une longueur de 700 mm dans la partie centrale des poutres en construisant un bassin de NaCl sur la face tendue de la poutre. Le système de chargement est protégé contre la corrosion en évitant tout contact avec la solution saline. Les déformations longitudinales de la face tendue et sur le côté comprimé sont mesurés avant et après chaque cycle de mouillage à l'aide d'un extensomètre de 100 mm. Les déformations latérales sur les faces supérieures du côté tendue des poutres et les faces latérales des poutres sont également surveillées et les ouvertures de fissures de corrosion sont mesurées.

Les résultats de l'étude de la corrosion en absence de chargement ont confirmé que pour un taux de corrosion faible, la rigidité de flexion augmente. Les déformations longitudinales de trois niveaux de poutre mesurés par un extensomètre de 100 mm, montre pour les 38 premiers jours que la corrosion engendre des contraintes de traction même dans la zone comprimée de la poutre (1^{er} niveau). Étant donné que les poutres sont corrodées en l'absence de chargement, il est évident que ces déformations sont induites par le processus de corrosion. Logiquement, si la poutre devait être chargée dans cette phase, les contraintes de compression appliquées sur la poutre devront équilibrer ces contraintes de tractions résiduelles causées par la corrosion.

Les résultats d'étude de la corrosion en présence de chargement, avec l'absence des fissurations transversales (1% et 8% de chargement), montrent que les déformations longitudinales de traction sont affectées principalement par le niveau de corrosion et à peine influées par la magnitude de la charge appliquée. Aussi les déformations longitudinales de traction provoquées par la corrosion des barres sont plus importantes que les déformations de traction causées par les fissures transversales de la charge appliquée. L'influence de la corrosion sur les déformations longitudinales de traction est causée principalement par l'augmentation du volume des produits de corrosion, et par degré moins causée par une perte de section transversale des armatures et la perte d'adhérence entre l'armature et le béton.

Il faut noter que dans cette étude, la charge utilisée reste loin de la charge de service pour des ouvrages d'art exposés dans un environnement agressif. Aussi l'absence de contrôle de la déformation à mi-travée de la poutre et l'ouverture des fissures rendent l'étude incomplète pour l'analyse du comportement à l'état limite de service des structures.

I-8.5 Les travaux de Ballim et al [53-54, 91]

Le programme expérimental de cette étude est réalisé sur des poutres de dimension 100x160x1550 mm. Les poutres sont soumises à une flexion quatre points de longueur entre appuis de 1050 mm avec la zone de moment constante de 350 mm au milieu de la poutre. La charge est appliquée par la compression des ressorts calibrés préalablement, (Figure I-20). La charge est transmise à la poutre par un distributeur de chargement. La poutre est placée dans un bassin en acier qui contient une solution saline de 3%, pour les

poutres corrodées, et de l'eau pour les poutres de contrôle. L'accélération de corrosion est réalisée par l'application d'un courant électrique.

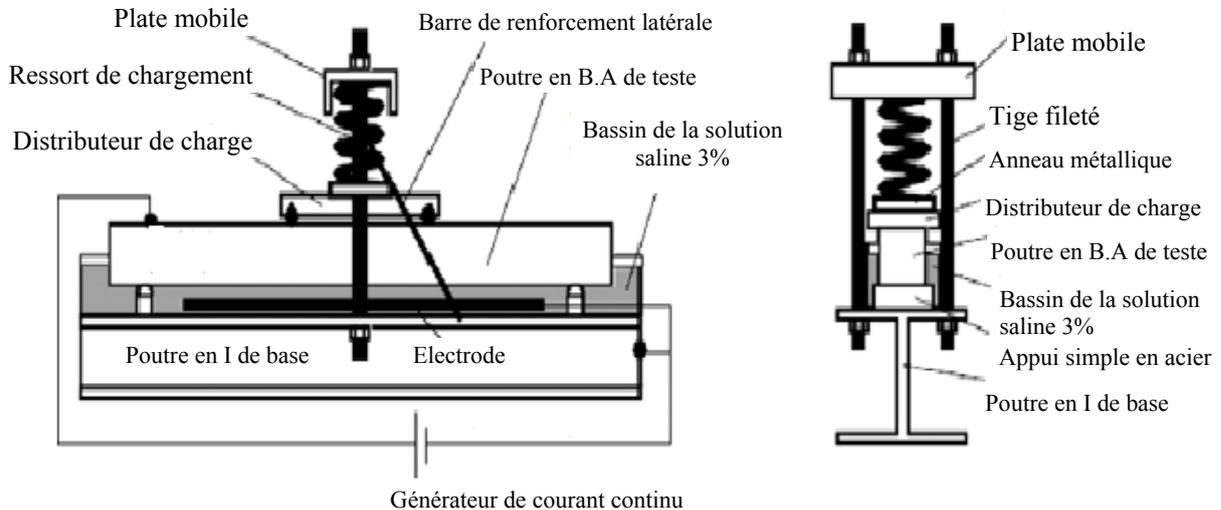


Figure I-20 Le Système de chargement utilisé par Ballim et al [53-54, 91].

Le programme expérimentale consiste à tester deux séries de poutres, dans chaque série six poutres sont préparées (trois poutres corrodées et les trois autres non corrodées utilisées comme poutres de contrôle). La variation entre la première série et la deuxième est le niveau de chargement. La première série est chargée de 23% de la charge ultime des poutres seines et la deuxième série est chargée de 34% de la charge ultime des poutres seines. Les déplacements au milieu des poutres sont enregistrés, ainsi que les courants électriques passant dans les armatures sont mesurés chaque jour afin de calculer le taux de corrosion à l'aide de la loi de Faraday. A la fin des essais, les poutres sont testées à la rupture, les armatures sont nettoyées du béton et pesées pour déterminer la perte de masse et le taux de corrosion.

Les résultats montrent que les déformations augmentent avec l'augmentation de la charge appliquée et avec l'accélération de corrosion. De plus, les déformations relatives, calculées à partir des rapports entre les déformations des poutres corrodées sur des déformations des poutres non corrodées, sont plus grandes pour charges élevées. Il est aussi évident que le niveau de corrosion affecte plus les poutres avec les charges élevées que les autres. Les déformations relatives augmentent avec le taux de corrosion, principalement pour les

grandes charges. Ces augmentations dans le temps des déformations sont attribuées à la corrosion des armatures dans le béton et non pas au fluage. L'allure des fissures des poutres corrodées des deux séries est similaire, et les ouvertures des fissures sont plus importantes pour les poutres avec les grandes charges.

Le taux de corrosion est calculé, à partir du courant électrique enregistré par la méthode de la loi de Faraday, durant l'accélération de corrosion. A la fin des essais, le taux de corrosion est recalculé par la méthode de perte de masse. Le taux de corrosion calculé par la méthode la loi de Faraday est plus grand que le taux de corrosion calculé par la méthode de perte de masse, car le taux de corrosion est déterminé par la méthode de la loi de Faraday est calculé à partir du courant électrochimique de la réaction de corrosion, or le courant électrique enregistré n'est pas due uniquement à la réaction de corrosion des armatures dans le béton.

I-9 Conclusion

La recherche bibliographique dans ce chapitre donne un aperçu général sur l'aspect fondamental de la corrosion, et présente le phénomène de la corrosion ainsi que le mécanisme de corrosion des armatures dans le béton.

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

La revue bibliographique a montré que peu de travaux de recherche sur la corrosion des armatures sous chargement ont été réalisés.

Notre travail présente une étude expérimentale sur le comportement des structures en béton armé corrodées sous chargement.

CHAPITRE II

ETUDE EXPERIMENTALE

Chapitre II ETUDE EXPERIMENTALE

II.1 Généralités

Dans ce chapitre nous présentons la partie expérimentale réalisée au laboratoire de Génie Civil de l'Université de Witwatersrand à Johannesburg en Afrique de Sud. Le but principal de l'étude expérimentale est l'analyse de l'influence de la corrosion sur l'état limite de service (déformation et ouverture de fissures) des poutres en béton armé, ainsi qu'à l'état limite ultime.

II.2 Matériaux utilisés

Les matériaux utilisés sont ceux utilisés dans les projets de construction de l'Afrique de Sud.

II.2.1 Ciment

Nous avons utilisés un seul type de ciment pour tous les essais expérimentaux. Le type de ciment utilisé est du type CEM I 52,5 de la cimenterie de Holcim à Johannesburg. Les analyses chimiques et minéralogiques de ciment utilisé sont données dans le tableau II-1.

Tableau II-1 : Composition chimiques, minéralogiques du ciment utilisé

Composition	SiO ₂ %	Al ₂ O ₃ %	Fe ₂ O ₃ %	CaO %	MgO %	SO ₃ %	K ₂ O %	Na ₂ O %	P ₂ O ₅ %	TiO ₂ %	Mn ₂ O ₃ %	SrO %
%	21.288	4.818	2.405	65.32	2.287	2.003	0.63	0.065	0.068	0.296	0.916	0.012

II.2.2 Les granulats:

Les granulats (sable et gravier) utilisées sont du type Andésite concassé, de la station de concassage Witwatersrand de Holcim à Johannesburg.

L'analyse granulométrique du sable est donnée dans le tableau II-2 et la figure II-1. Le module de finesse est calculé suivant SABS Method 829 [92, 93] :

FM= (la somme des pourcentages de refus cumulés pour les tamis de dimension supérieur à 0,15 mm)/100.

Tableau II-2 Résultats d'analyse granulométrique du sable

Tamis en mm	Refus en g	Refus en %	Refus cumulés en %	Tamisats cumulés en %
4,75	5,5	0,37	0,37	99,63
2,36	296	19,73	20,10	79,90
1,18	365,5	24,37	44,47	55,53
0,6	263	17,53	62,00	38,00
0,3	196	13,07	75,07	24,93
0,15	140	9,33	84,40	15,60
0,075	140,2	9,35	93,75	6,25
Fillers	92	6,13	99,88	0,12

$$FM = (0,37 + 20,1 + 44,47 + 62 + 75,07 + 84,4) / 100 = 2,86$$

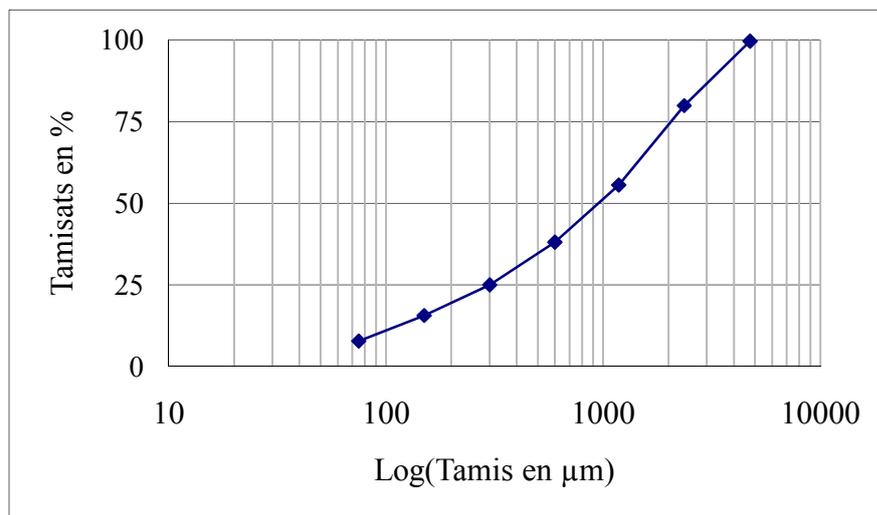


Figure II-1 : Analyse granulométrique du sable.

Donc le module de finesse est de 2,86. Cela veut dire que notre sable est un sable de courbe granulométrique courante et normal. La masse volumique absolue du sable est de $D_s = 2842 \text{ kg/m}^3$.

Le gravier est de 13,2 mm maximum de dimension. La masse volumique absolue du gravier est de $D_g = 2892 \text{ kg/m}^3$. La densité apparente compactée du gravier (CBD) est calculée suivant le SABS 845 [94]. Le calcul donne la valeur de la densité apparente compactée du gravier : $CBD = 1630 \text{ kg/m}^3$.

II.2.3 Eau de Gâchage

Pour la confection des éprouvettes, des poutres en béton nous avons utilisé l'eau potable du robinet avec une température ambiante.

II.2.4 La composition du béton

La formulation du béton utilisée est celle utilisé en Afrique de Sud basé sur la méthode C&CI de composition de béton [95-97]. Pour choisir le rapport E/C de la courbe [95-97] (en fonction du type de ciment CMI 52,5), la résistance à la compression du béton doit être fixée au préalable. Pour cela on a choisi une résistance à la compression égale à 45 MPa, et donc un rapport $E/C=0,55$. Pour le calcul de la composition du béton (sable, gravier, ciment et eau) nous avons utilisés les valeurs de la densité apparente compactée du gravier : $CBD=1630 \text{ kg/m}^3$ et le module de finesse $FM=2,86$. La quantité d'eau est ajustée par le test du cône d'Abrams. La composition d'un mètre cube de béton est donnée par le tableau II-3.

Tableau II-3 :Composition du béton

	Quantité par m^3
Ciment	409 kg
Gravier	1000 kg
Sable	849,6 kg
L'eau	225 litres
Affaissement du cône d'Abrams	60 mm

Pour chaque série de poutres ou de poteaux, la résistance à la compression est mesurée sur des cubes de $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}$, conservés dans l'eau à 20°C . Cette composition de béton donne une résistance à 28 jours variant de 43 MPa à 48 MPa. Le module d'élasticité est mesuré suivant les essais donnés par le BS 1881: Part 121 : 1983 [98], et il est de l'ordre de 39,6 GPa.

II.2.5 – L'Acier :

Cinq types de diamètre d'acier ($\text{Ø}6$, $\text{Ø}8$, T10, T12 et T16) ont été utilisés. Pour chaque diamètre trois barres de 50 cm sont testées à la traction jusqu'à la rupture dans une machine universelle de traction (Schenck TREBEL) de capacité 300 kN, (Figure II-2).



Figure II-2 Essai de traction des barres d'acier.

Les résultats de test sont donnés dans la figure II-3.

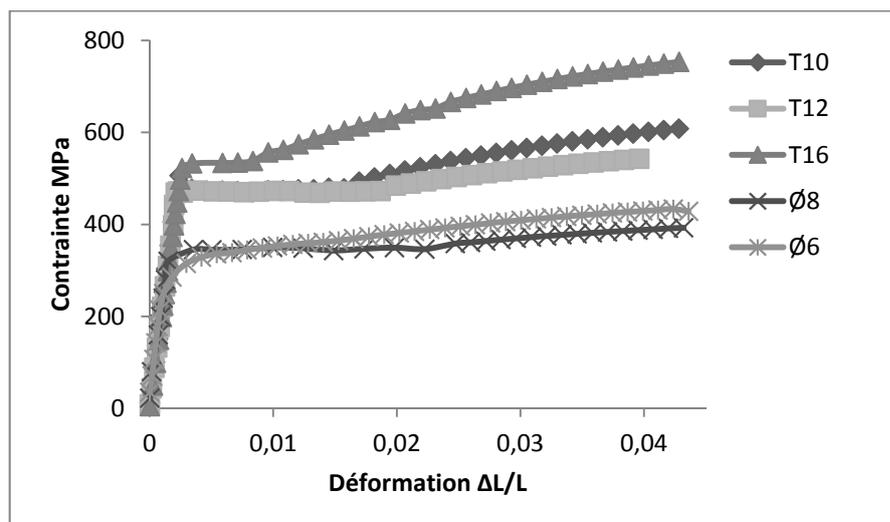


Figure II-3 : Contrainte déformation des barres d'acier.

La contrainte à la rupture de barres lisses varie entre 440 MPa et 500 MPa, et pour les barres à haute adhérence, la contrainte à la rupture varie entre 600 MPa et 750 MPa. Le module d'élasticité est de l'ordre de 200 000 MPa.

II.3 Etude préliminaire :

D'après la recherche bibliographique présentée en premier chapitre, il est bien clair que les deux causes principales de la corrosion des armatures dans le béton est la carbonatation et l'attaque des ions de chlorure [1-4, 6-41 et 53-54]. Donc pour simuler le cas réel il faut accélérer la carbonatation et l'attaque du chlorure. Par contre, il existe des cas où on peut avoir la corrosion sans carbonatation, notamment pour les ouvrages dans un environnement marin. Le but de cette étude expérimentale est de prouver qu'on peut avoir la corrosion sans carbonatation. Nous avons préparé deux séries de test, avec la même formulation utilisée par Ballim et al [53-54], à savoir :

Tableau II.4: Formulation du béton utilisé par Ballim et al [53-54]

Matériaux	Quantités par 1 m ³
Ciment	427,5 kg
Gravier	1000 kg
Sable	790 kg
L'eau	225 litres

L'ouvrabilité a été mesurée à l'affaissement de cône d'Abrams et a été de l'ordre de 70 mm.

Dans la première série, nous avons coulés trois cubes de 150x150x150 mm³, avec une armature $\phi 12$ au milieu de 300 mm de longueur (voir la Figure II.4), plus trois cubes de 100x100x100 mm³ pour déterminer la contrainte à la compression.

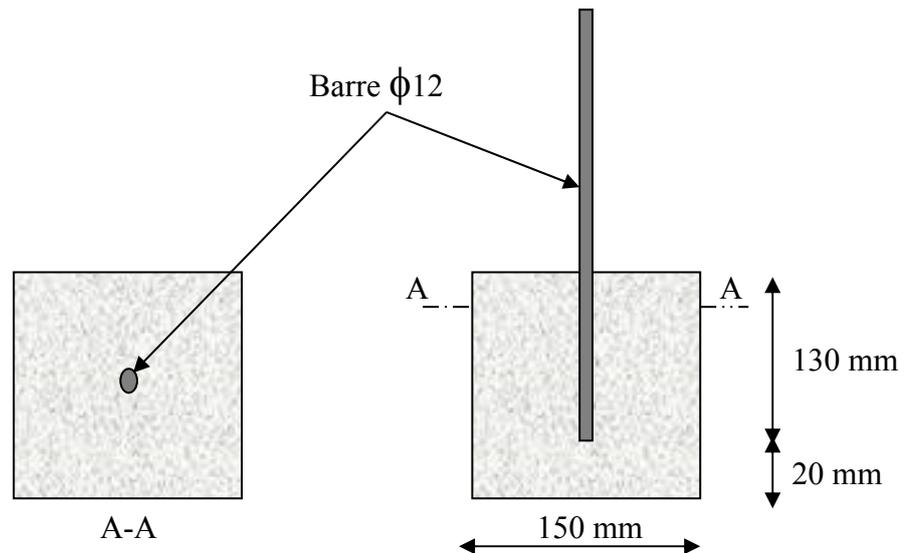


Figure II.4: Disposition des armatures dans les cubes en béton.

Après 24 heures de coulage, toutes les éprouvettes ont été conservées dans un bassin d'eau à une température de 22°C. A l'âge de 28 jours les 3 cubes (100x100x100 mm³) sont testés à la compression. Les résultats donnent une contrainte moyenne à la compression de 55,6MPa. Ensuite, nous avons procédé à l'accélération de la corrosion, par un courant électrique de 300 mA pour chaque barre dans une solution saline de 3% de concentration (Figure II.5).

La corrosion est accélérée durant une période de plus de deux semaines. La figure II.6 montre l'état des éprouvettes après la corrosion accélérée.

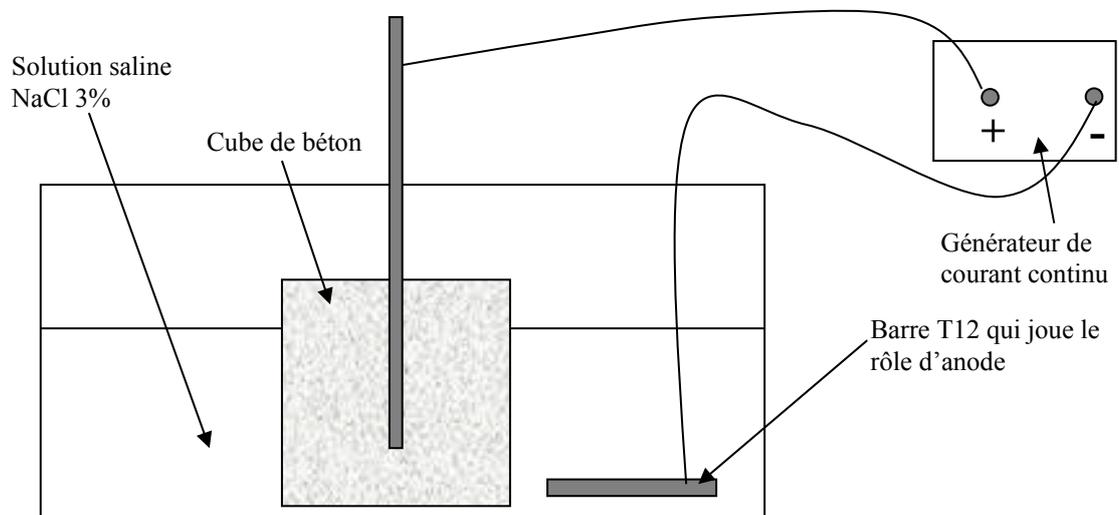


Figure II.5 : Dispositif d'accélération de la corrosion.

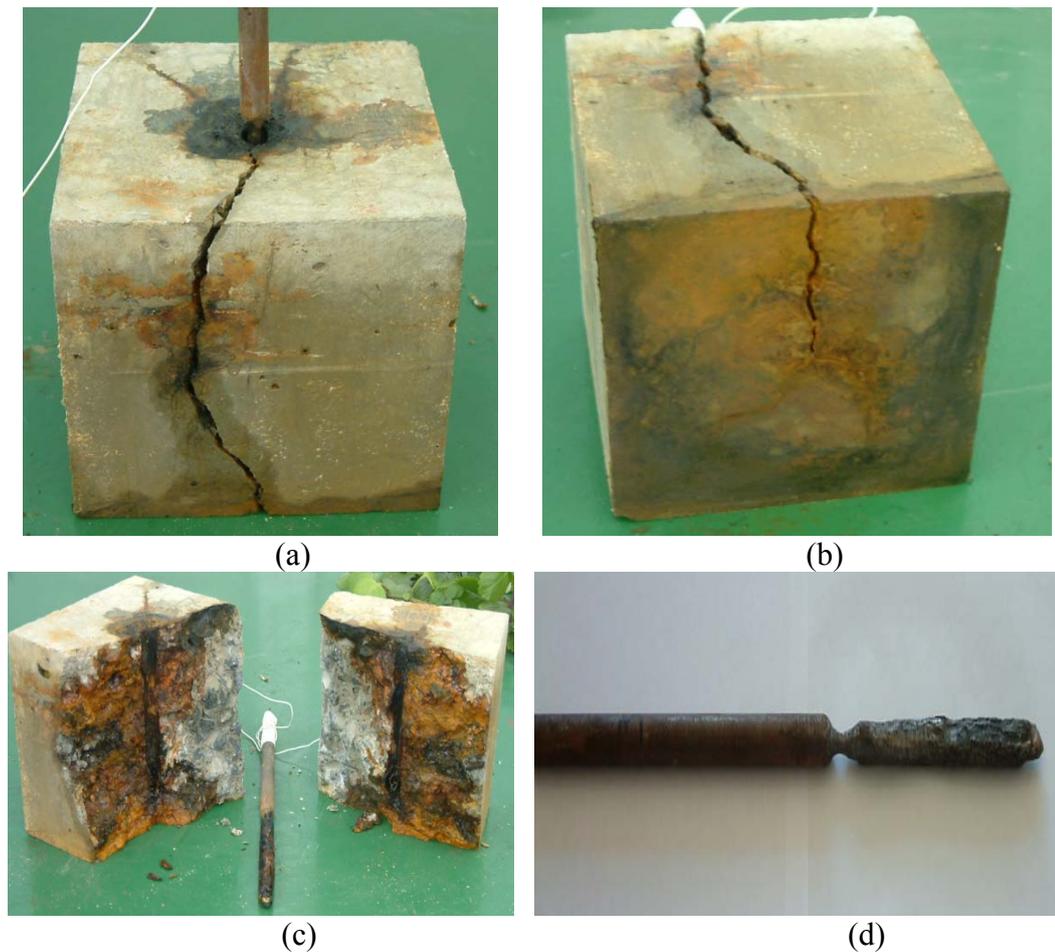


Figure II.6 : Photos du cube de béton après accélération de corrosion. (a) Vue en face du cube, (b) vue de dessous du cube, (c) vue d'intérieur du cube, (d) vue de barre d'acier après nettoyage de la rouille.

Après écrasement des éprouvettes cubiques, les barres d'acier sont nettoyées par une brosse métallique en cuivre. Ensuite, la barre d'acier est immergée dans une solution d'acide phosphorique, pour enlever les petits morceaux de béton qu'on ne peut pas ôter par la brosse. La barre d'acier corrodée est ensuite pesée. Les résultats de la perte en masse sont donnés dans le tableau II-5.

Tableau II-5 : Taux de corrosion après des différentes périodes d'accélération de corrosion.

N°	Après 'J' jours d'accélération de corrosion	% de corrosion en masse
1	4 jours	2,78%
2	13 jours	22,18%
3	16 jours	24,34 %

Pour la deuxième série, nous avons coulé trois cubes de $150 \times 150 \times 150 \text{ mm}^3$, avec une armature T12 de 100 mm de longueur à l'intérieur du béton, afin de voir le cas de la corrosion des armatures dans le béton (Figure II-4), plus trois cubes de $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$ pour déterminer la contrainte à la compression.

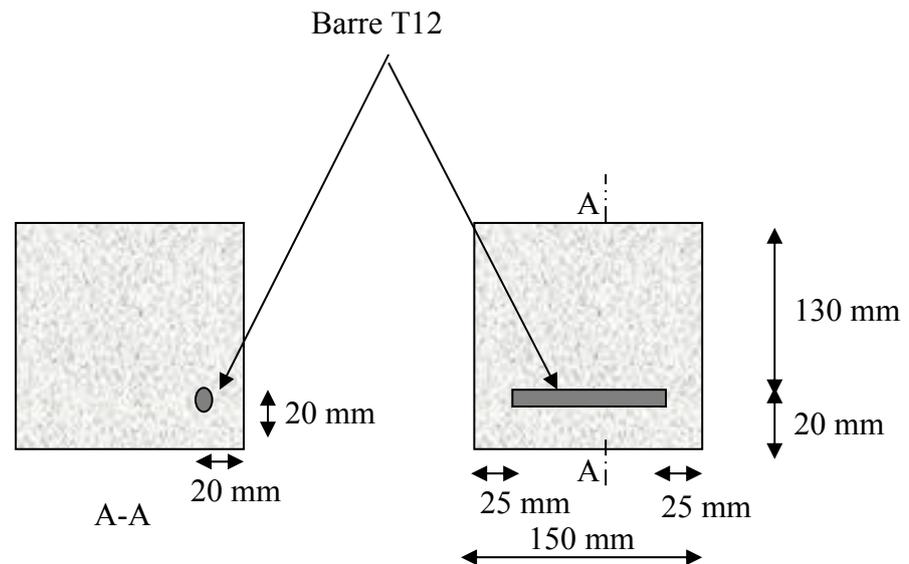


Figure II-7: Disposition de l'armature dans les cubes pour la 2^{ème} série.

Les éprouvettes ont été conservées dans les mêmes conditions que la 1^{ère} série. Après 28 jours, les 3 cubes ($100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$) sont testés à la compression. Les résultats donnent une contrainte moyenne à la compression de 56,9 MPa.

Ensuite, nous avons procédé à l'accélération de la corrosion, par un courant électrique de 300 mA pour chaque barre dans une solution saline de 3% de concentration (Figure II.8).

La corrosion est accélérée pendant une période d'un mois, et on peut constater les résultats de l'accélération sur la figure II.9. Après une période de 9 jours, 16 jours et 30 jours, on écrase un cube, et on nettoie, avec la même méthode de la 1^{ère} série, la barre d'acier. Ensuite, la perte en masse de la barre est déterminée (Tableau II.6).

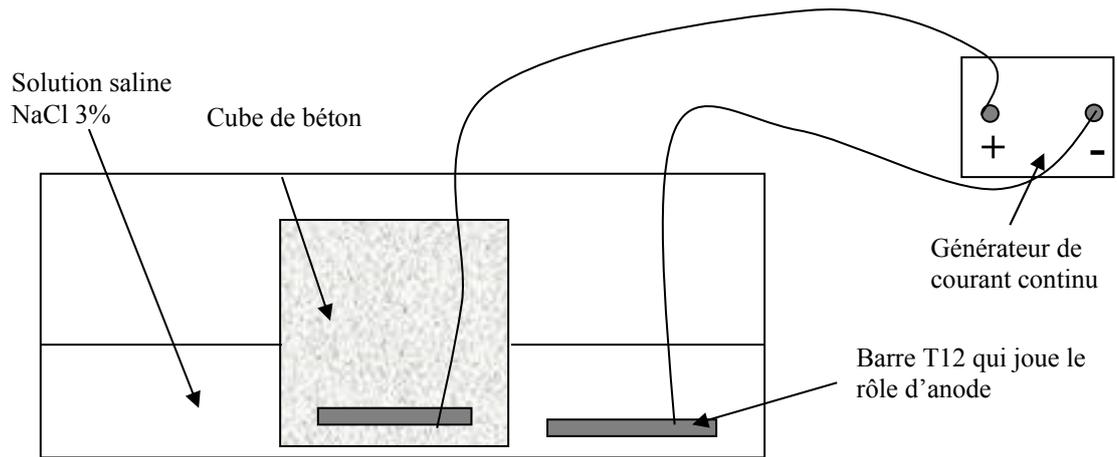


Figure II.8 : Dispositif d'accélération de la corrosion.

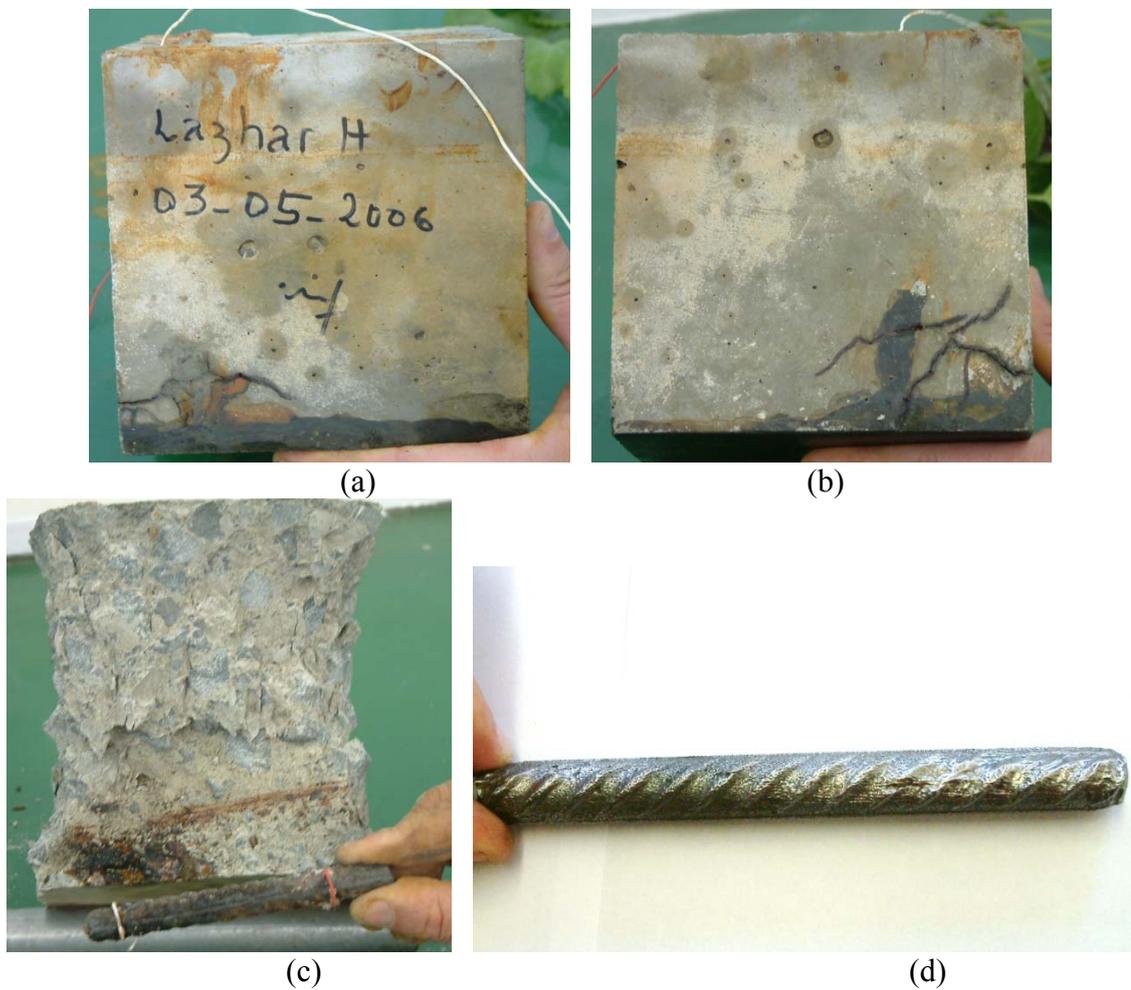


Figure II.9 : Les cubes en béton après accélération de corrosion, (a) Vue en face du cube, (b) vue de l'autre face du cube, (c) vue d'intérieur du cube, (d) vue de barre d'acier après nettoyage de la rouille.

Tableau II.6 Taux de corrosion après des différentes périodes d'accélération de corrosion

N°	Après 'J' jours d'accélération de corrosion	% de corrosion en masse
1	9 jours	7,51%
2	16 jours	8,37%
3	30 jours	35,54 %

II-3-1 Conclusion de l'étude préliminaire

Ces essais préliminaires ont montré que la technique utilisée a donné un taux de corrosion dépassant 8% sans carbonatation du béton et sans ajouter du NaCl au béton durant le malaxage (3% de la masse du ciment) [53-54], et ce après seulement deux semaines. Donc on peut avoir la corrosion sans carbonatation. Pour ce qui suit, l'accélération de la corrosion est réalisée par un courant électrique dans une solution saline de 3% de concentration.

II.4 Essais sur des poutres corrodées sous chargement

II.5.1 introduction

En réalité le phénomène de la corrosion des armatures dans les structures en béton armé se produit durant sa mise en service, et sans ajout du sel (NaCl) car ses ajouts influents sur les caractéristiques du béton. Le but de ce travail est d'étudier la corrosion des armatures dans les poutres sous charge de service.

Nous avons étudié quatre séries de poutres. Pour les trois premières séries, nous avons varié le dispositif des armatures inférieures tout en gardant la même section (2T12, 1T16 et 3T10). Pour la quatrième série nous avons varié la charge de service avec des armatures inférieures de 2T12. Pour chaque série six (06) poutres sont coulées, trois (03) poutres soumises à l'accélération de la corrosion et les trois autres sont prise comme contrôle. Toutes les poutres (corrodées et contrôles) sont chargées à une charge de service.

II.5.2 Dimension des poutres

Les dimensions des poutres sont les même pour toutes les séries. Les dimensions sont $160 \times 100 \times 1500 \text{ mm}^3$ (Figure II-10).

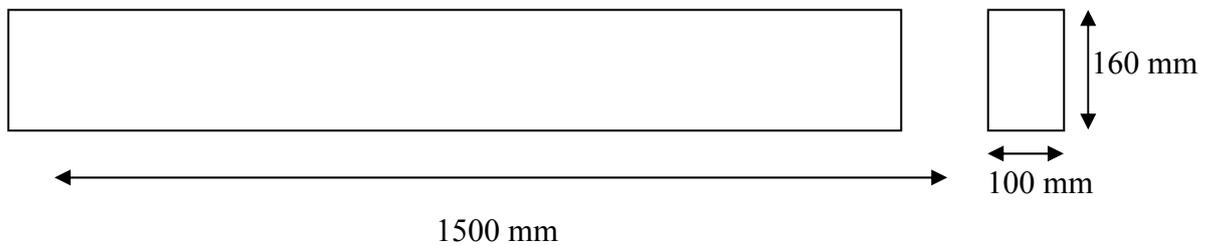


Figure II-10 : Dimensions des poutres utilisées.

II.5.3 Ferrailage des poutres

Pour le ferrailage des poutres nous avons adopté ce qui suit :

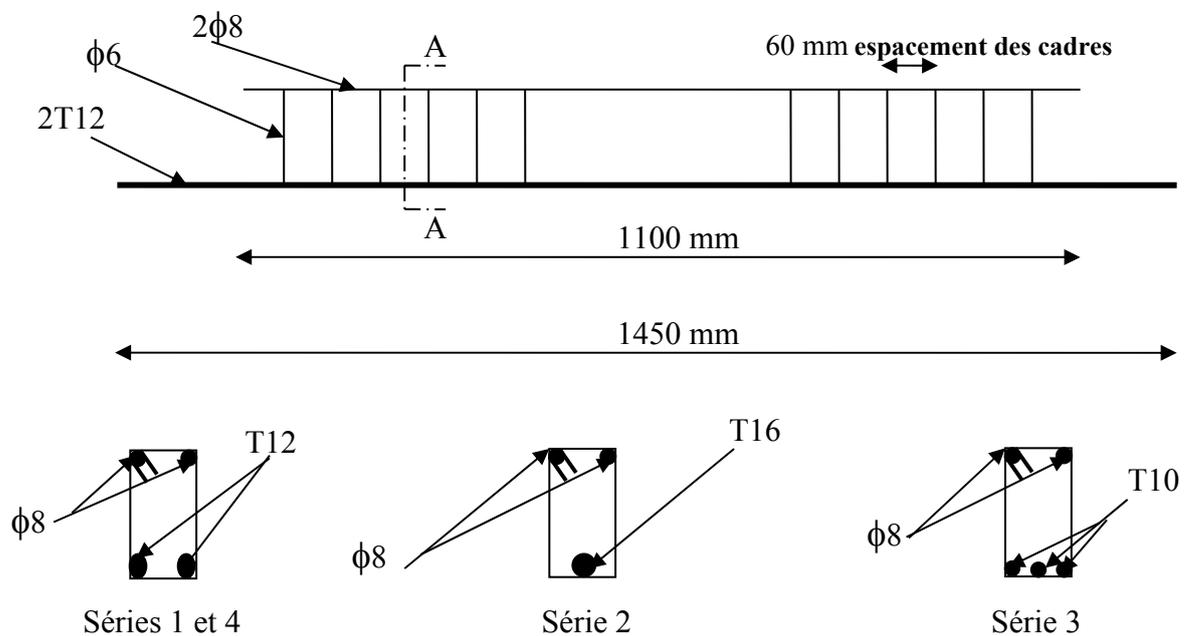


Figure II-11: Ferrailage des poutres des quatre séries.

- La première (1^{er}) et la quatrième (4^{ème}) série : 2T12 pour la nappe inférieure et 2 ϕ 8 pour la nappe supérieure et des cadre de ϕ 6 espacés de 6 cm dans la zone d'appui (Figure II.11).
- La deuxième série : le même ferrailage que la première série, sauf qu'au lieu de 2T12 on a utilisé 1T16.
- La troisième série : le même ferrailage que la première série, sauf qu'au lieu de 2T12 on a utilisé 3T10.



Figure II-12 Dispositifs de protection des cadres contre la corrosion.

Afin de corroder uniquement les barres inférieures des poutres, on a passé un courant électrique continu dans ces barres, par le soudage d'un fils électrique sur les barres qu'on veut corroder. Pour protéger les cadres vis-à-vis la corrosion nous avons utilisé un isolant en plastique (Heat Shrink Sleeve) entre les cadres et les armatures inférieures (Figure II.12).



Figure II-13 Soudage du fil électrique à la barre pour l'accélération de corrosion.

Afin d'accélérer la corrosion des barres par un courant électrique, un fil électrique est soudé aux barres avant le coulage des poutres (Figure II-13)

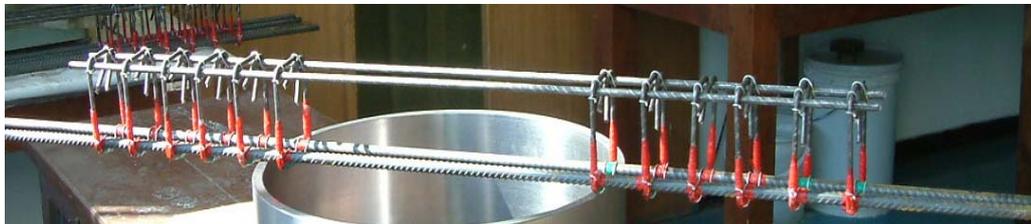


Figure II.14 : Ferrailage des poutres corrodées.

Le ferrailage des poutres corrodées, pour assurer que la corrosion ne se propage pas aux cadres et aux armatures supérieures, des isolations en plastique sont fixées entre les barres inférieures et les cadres.



Figure II.15 : Ferrailage des poutres de contrôle (non corrodée).

Puisque les poutres de contrôle ne sont pas corrodées par un courant électrique, aucun fil électrique n'est soudé aux barres et aucune isolation en plastique n'est réalisée (Figure II.15).

II.5-4 Fabrication des poutres

Les six poutres sont coulées en même temps et avec un seul mélange. Un coffrage en bois est fabriqué pour les six poutres. Le coffrage et le ferrailage des poutres sont placés sur la table vibrante, et le béton est mis en œuvre en deux couches et vibré (Figure II-16).



Figure II.16 : Mise en œuvre du béton.



Figure II-17 Couverture des poutres et les éprouvettes par le plastique.

Pour chaque série de poutre nous avons coulés aussi trois cubes de $100 \times 100 \times 100 \text{ mm}^3$ pour mesurer la résistance à la compression, ainsi que deux prismes afin de déterminer le module d'élasticité. Après le coulage de tous les éléments, ils sont couverts du polyane pendant 24 heures (Figure II-17). Ensuite ces éléments sont décoffrés et conservés dans l'eau, à une température de 22°C durant 28 jours (Figure II-18).



Figure II.18 : Bassin de cure humide.

II.5. Accélération de la corrosion

L'accélération de la corrosion est effectuée par une solution saline (NaCl) 3% de concentration par masse et un courant électrique, un générateur de courant constant de 30V maximum et 3A de courant est utilisé. L'anode (+) est connecté à l'armature dans le béton et la cathode (-) est branché avec une barre qui est mise dans la solution saline à l'intérieur du bassin en plastique, jouant le rôle de la cathode dans la réaction électrochimique.

Le bac d'eau est remplie jusqu'à 10 cm. Les poutres sont laissées dans la solution saline pour une journée avant de brancher le courant électrique, afin d'assurer la pénétration des ions chlorure dans le béton et créer une connexion électrique dans le béton.

Pour l'enregistrement du courant électrique pour chaque barre nous avons utilisé une centrale d'acquisition, branchée à un micro portable. L'enregistrement s'effectue automatiquement chaque une heure durant la période de l'essai (Figure II-19).



Figure II-19 : Générateur du courant électrique et central d'acquisition.

Le taux de corrosion est calculé par la loi de Faraday, donc à chaque instant durant la période des essais on peut estimer le taux de corrosion, qui nous permet de tracer le diagramme du taux de corrosion en fonction de la déformation.

II.6 Mise en chargement des poutres à l'ELS

Dans le but d'étudier l'influence de la corrosion des armatures sur l'état limite de service des poutres en béton armé, c'est-à-dire la déformation et l'ouverture des fissures, nous avons soumis les poutres à la flexion quatre points et les armatures inférieures à un courant électrique continue pour l'accélération de la corrosion. Donc, à l'âge de 28 jours, nous avons procédé au chargement des poutres et en même temps à l'accélération de la corrosion, c'est-à-dire la corrosion sous chargement. Six bassins en plastique ont été fabriqués, avec des supports, en plastique aussi et placés à l'intérieur des bassins afin de servir comme support aux poutres (flexion quatre points).

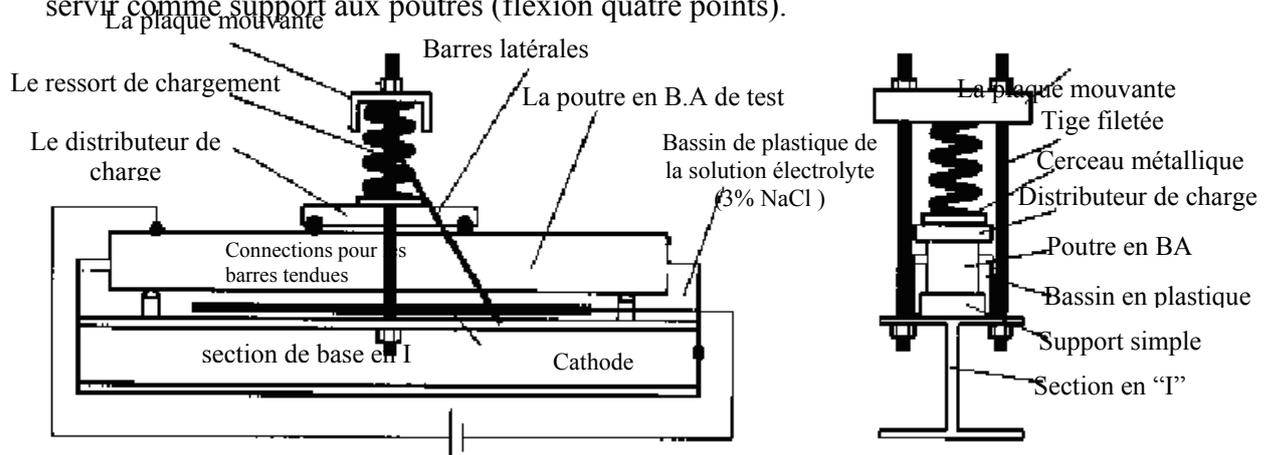


Figure II.20 : Schéma du dispositif expérimental.

Ces bassins sont placés et fixés sur des poutres métalliques en 'I' (Figures II.20 et II.21). La charge est appliquée sur le haut des poutres à travers deux demi-cylindres en acier soudés à une pièce prismatique en acier suffisamment épaisse (distributeur de charge).



Figure II.21 : Dispositif expérimental.

La charge est appliquée par un ressort. Afin de centrer le ressort et le maintenir dans le milieu de la pièce prismatique, un cerceau métallique est soudé sur cette pièce prismatique pour empêcher le ressort de sortir de sa place durant le chargement. Après que le ressort est placé dans le cerceau, une pièce métallique de forme « U » est placée sur le ressort, pour le comprimer à l'aide de deux tiges filetées qui traversent cette pièce et sont fixées sur la poutre de support en « I ».

II.7 La méthode d'application de la charge

L'idéal pour l'application de la charge est par une presse hydraulique. Cependant, on a six poutres à tester durant une période. Par conséquent et vue l'impossibilité d'avoir six presses, la charge a été appliquée par des ressorts.

Les poutres sont chargées par des ressorts, dont le coefficient de rigidité est connu préalablement. Le ressort est comprimé à l'aide de deux tiges filetées et deux écrous, comme illustré dans la figure II-21. La force est appliquée graduellement par compression du ressort en tournant les deux écrous. Ses derniers sont tournés de telle façon que la plaque mouvante reste horizontale durant la compression du ressort. Pour cela, nous avons utilisé un niveau pour contrôler l'horizontalité de la plaque mobile. La distance de compression du ressort est mesurée par un pied à coulisses avec une précision de 0.05 mm, à travers un trou au milieu de la plaque mobile (Figure II-22).

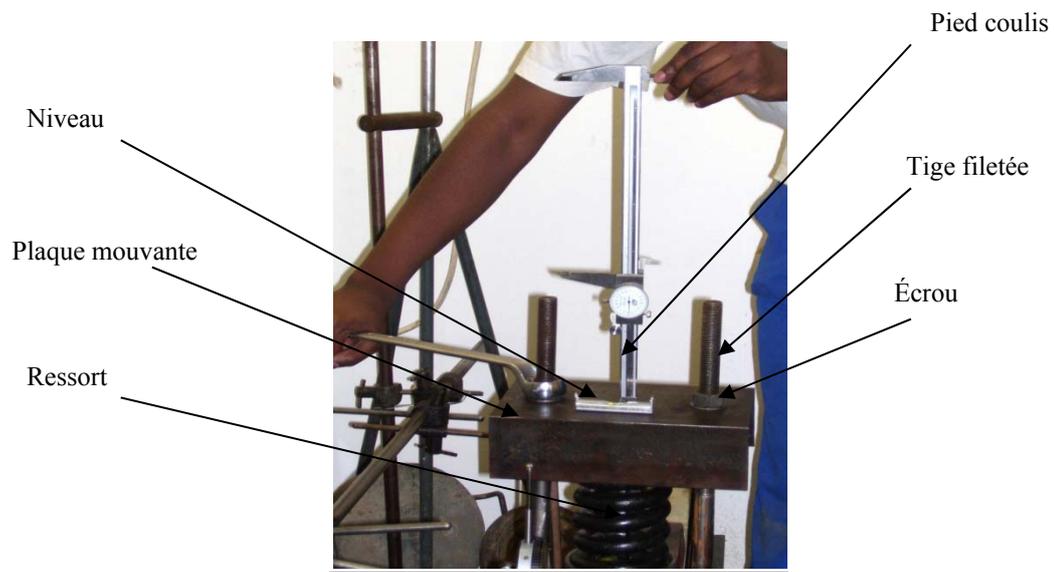


Figure II.22 : Méthode d'application de la charge.

Pour éviter le problème de torsion généré lors de la compression du ressort, deux barres latérales (une barre à chaque côté) sont placées entre les tiges filetées et la poutre de base en « I » (Figures II.20 et II.21). En plus, la graisse est appliquée sur les deux extrémités du ressort pour réduire le frottement entre le ressort et la plaque mouvante en « U » d'une part, et entre le ressort et le distributeur de charge d'autre part.

Avant la mise en charge des poutres, les ressorts sont numérotés et calibrés à l'aide d'une presse hydraulique, et les résultats des coefficients de rigidité sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau II.7 : Les coefficients de rigidité des ressorts

N° du ressort	Coefficient de rigidité kN/mm
01	0.4093
02	0.4101
03	0.4059
04	0.4356
05	0.4069
06	0.4124

Le principe d'application de la charge est très simple, donc il faut déterminer la distance à comprimer pour chaque ressort. Cette dernière est équivalente à la force voulue appliquée, ensuite le ressort est comprimé par les deux écrous jusqu'à la distance nécessaire pour cette force on gardant toujours la plaque mobile horizontale. Chaque jour on doit vérifier que la longueur du ressort n'a pas changé. Si on constate qu'il y a un changement due à la relaxation du ressort, il faut ajuster cette longueur par les deux écrous.

II.8 Méthode de mesure de la déformation

Les poutres sont à l'intérieur du bassin en plastique, avec un dispositif de chargement en haut et par conséquent, la mesure directe de la flèche à mi-travée en haut ou en bas de la poutre est irréalisable. La solution adaptée consiste en une selle métallique bien fixée au centre de la poutre et sous le distributeur de charge, et le capteur de déformation est placé sur la selle. Afin de tenir compte des déplacements possible des supports de la poutre en plastique, deux capteur de déformation, un sur chaque support, sont placés sur la partie supérieur de la poutre au niveau des supports (Figure II.23).

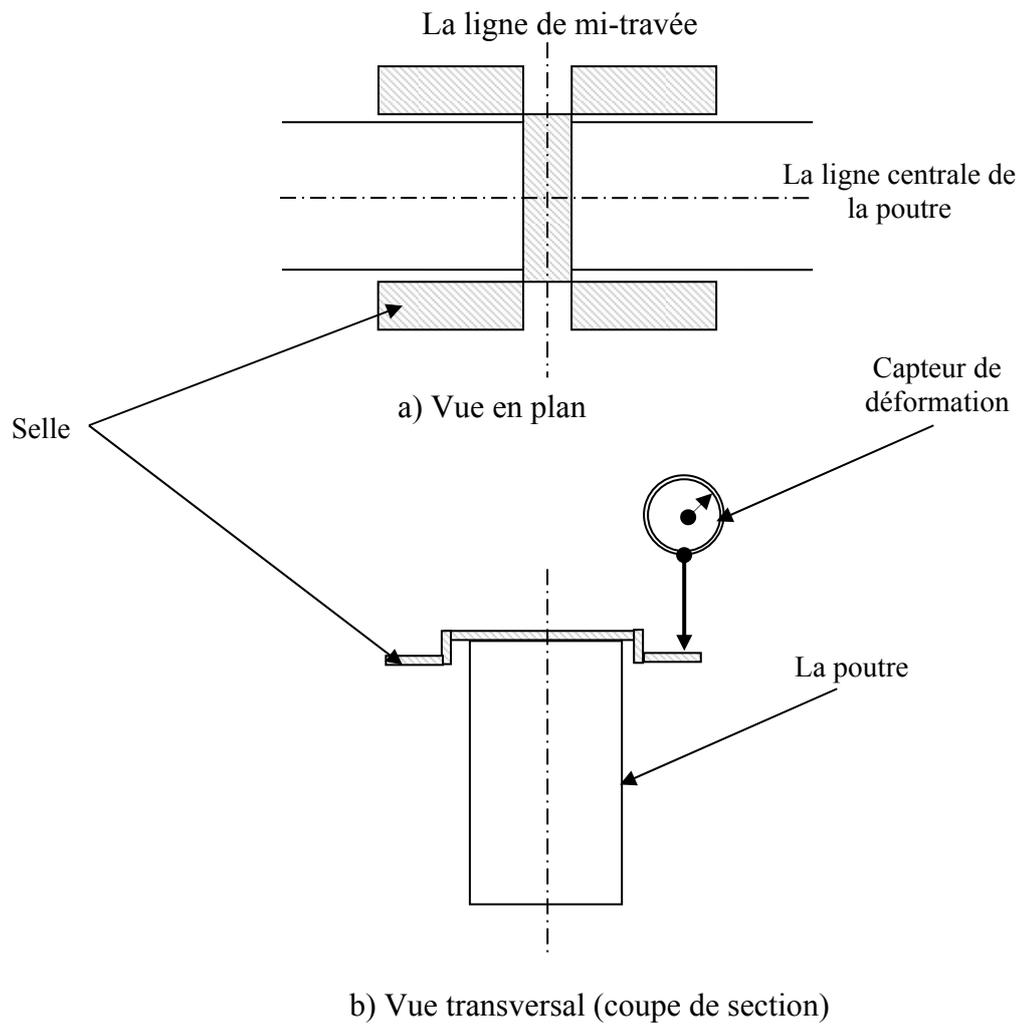


Figure II.23: Méthode de mesure de la déformation à mi-travée.

II.9 Méthode de mesure des fissures

A la fin des essais d'accélération de la corrosion sous chargement, les poutres sont déchargées et enlevées des bassins en plastique. Les poutres sont ensuite nettoyées de la rouille (Figure II-24). Puis les allures de fissurations sont dessinées et les ouvertures des fissures sont mesurées par une loupe graduée (Figure II-25).



Figure II-24 : Rouille provoqué par la corrosion des armatures.



Figure II-25 Mesure des ouvertures des fissures.

I-10 Les essais de flexions à la rupture

Après le dessin des allures des fissures des poutres et mesure des ouvertures des fissures, les poutres sont testées dans une machine universelle type « AMSLER » de capacité de chargement de 2000 kN, à la flexion quatre points jusqu'à la rupture (Figure II-26).



Figure II-26 Essai de flexion à la rupture.

CHAPITRE 3

RESULTATS ET DISCUSSION

CHAPITRE 3

RESULTATS ET DISCUSSION

III.1 Généralité

Dans ce chapitre nous présentons et analysons les résultats des différents essais effectués en les confrontant aux résultats de la bibliographie. Nous nous intéresserons tout d'abord aux essais effectués sur poutres à l'état limite de service, les résultats de l'accélération de corrosion, les fissurations du béton des poutres, les déformations à mi-travée des poutres et les résultats des essais à la rupture.

III.2. Taux de corrosion

Deux méthodes ont été utilisées pour estimer le taux de corrosion : la méthode de loi de Faraday et la méthode gravimétrique (perte de masse).

III.2.1 Méthode de loi de Faraday

A l'aide des enregistrements du courant électrique durant l'essai d'accélération de corrosion sous chargement le taux de corrosion est estimé par la loi de Faraday avant écrasement des poutres. Cette méthode est utilisée pour déterminer théoriquement la relation entre le temps d'application du courant électrique et évolution de la corrosion des armatures dans le béton [4, 14, 53-54]. La corrosion est une réaction électrochimique qui produit des électrons. Pour cela, l'oxydation du fer pour donner des ions ($\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2e^-$) représente la réaction électrochimique principale de la corrosion. La charge qui passe dans le circuit au temps « t » après l'application du courant électrique est donnée par la loi de Faraday :

$$q_t = m_{nbr} \cdot n \cdot F = \frac{m_c}{w_{mol}} \cdot n \cdot F \quad (\text{III-1})$$

Avec :

q_t : la charge total qui passe dans le circuit après un temps t,

m_{nbr} : nombre des moles consommés dans la réaction (ou produit formé),

n : nombre des électrons produit dans la réaction de corrosion (dans notre cas n=2),

F : constante de Faradays (96 485 C/mol).

m_c : la masse de fer consommée dans la réaction (g),

w_{mol} : la masse molaire du fer (= 55.85 g/mole pour Fe).

La charge peut être déterminée par intégration du courant appliqué, I , en fonction du temps comme suit :

$$q_t = \int_{t=0}^t I dt \quad (\text{III-2})$$

De la combinaison des deux équations (III-1) et (III-2), on peut calculer la masse produite par la corrosion à n'importe quel moment de l'accélération de corrosion par la formule suivante:

$$m_c = \frac{q_t w_{\text{mol}}}{nF} \quad (\text{III-3})$$

Ballim et al [53-54] ont supposé que le courant appliqué est constante, mais réellement le courant appliqué n'est pas constant durant l'accélération de la corrosion, due à la variation de contacte électrique entre l'anode et la cathode par les ions de chlorures. Puisque l'enregistrement est effectué chaque une heure, la charge « q_t » est calculée par intégration numérique comme suit :

La méthode des trapèzes est utilisée pour calculer l'intégral numériquement:

$$q_0 = 0 \quad (\text{III-4})$$

$$q_1 = q_0 + 3600 \frac{I_0 + I_1}{2} \quad (\text{III-5})$$

$$q_2 = q_1 + 3600 \frac{I_1 + I_2}{2} \quad (\text{III-6})$$

Et d'une façon générale :

$$q_i = q_{i-1} + 3600 \frac{I_{i-1} + I_i}{2} \quad (\text{III-7})$$

La charge totale peut être calculer chaque heure, ce qui nous permet de calculer la perte de masse due à la corrosion. Si m_o est la masse initiale de la barre non corrodée, le taux de corrosion (C_i) peut être donné par :

$$C_i = \frac{(m_c)}{m_o} 100 \quad (\text{III-4})$$

Cependant, dans la réalité, la réaction $\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{2+} + 2e^-$ n'est pas la seule réaction qui se déroule au niveau de l'anode. Il y a plusieurs réactions et la loi de Faraday donne la valeur exacte de l'évolution de la corrosion uniquement si tous les électrons sont consommés dans la réaction d'oxydation. Donc le taux de corrosion donné par la loi de Faraday nécessite un ajustement. Ce facteur d'ajustement est défini comme le coefficient d'efficacité du courant électrique « N » [1, 99], se coefficient est obtenue par comparaison des deux taux de corrosion celle de la loi de Faraday et celui de calculé par la méthode gravimétrique.

III.2.1 Méthode gravimétrique

Après écrasement des poutres et nettoyage des armatures selon la méthode donnée par l'ASTM G1-67 [98], le taux de corrosion est calculé exactement par la méthode gravimétrique. Les résultats obtenus par la méthode gravimétrique sont résumés dans le tableau III-1.

Les valeurs du taux de corrosion, données par la loi de Faraday, sont supérieures aux valeurs données par la méthode gravimétrique. En réalité la réaction de corrosion d'acier n'est pas la seule réaction électrochimique dans le processus d'accélération de corrosion dans le béton armé. Une partie uniquement du courant électrique enregistré participe dans la corrosion des armatures, ce qui donne la notion de rentabilité ou efficacité du courant électrique [99]. Puisque les valeurs données par la méthode gravimétrique sont des valeurs exactes, les valeurs données par la loi de Faraday ont été ajustés en les multipliant par le facteur d'efficacité du courant N. Les valeurs de N obtenues pour les séries de poutres testées sont présentées dans la Figure III-1.

Table III-1: Taux de corrosion déterminé par la méthode gravimétrique (perte de masse)

Séries	Poutres No	Barre d'acier tendue N°	Taux de corrosion (%)	La moyenne de taux de corrosion (%)	Période d'accélération de corrosion (Jours)
1	CR1	1	13.02	11.334	48
		2	9.65		
	CR2	1	11.73	11.688	
		2	11.65		
	CR3	1	11.51	12.366	
		2	13.22		
2	CR1	1	5.75	5.747986	30
	CR2	1	5.96	5.961904	
	CR3	1	5.94	5.939724	
3	CR1	1	8.75	6.492	55 pour la poutre No 3 20 pour les pouters No 1,2
		2*	5.30		
		3	5.42		
	CR2	1	4.77	4.433	
		2*	3.40		
		3	5.13		
	CR3	1	15.20	19.434	
		2*	11.17		
		3	31.93		
4	CR1	1	7.98	9.181	32
		2	10.39		
	CR2	1	5.18	6.277	
		2	7.37		
	CR3	1	6.84	9.142	
		2	11.45		

* Pour la troisième série la barre N° 2 est la barre centrale

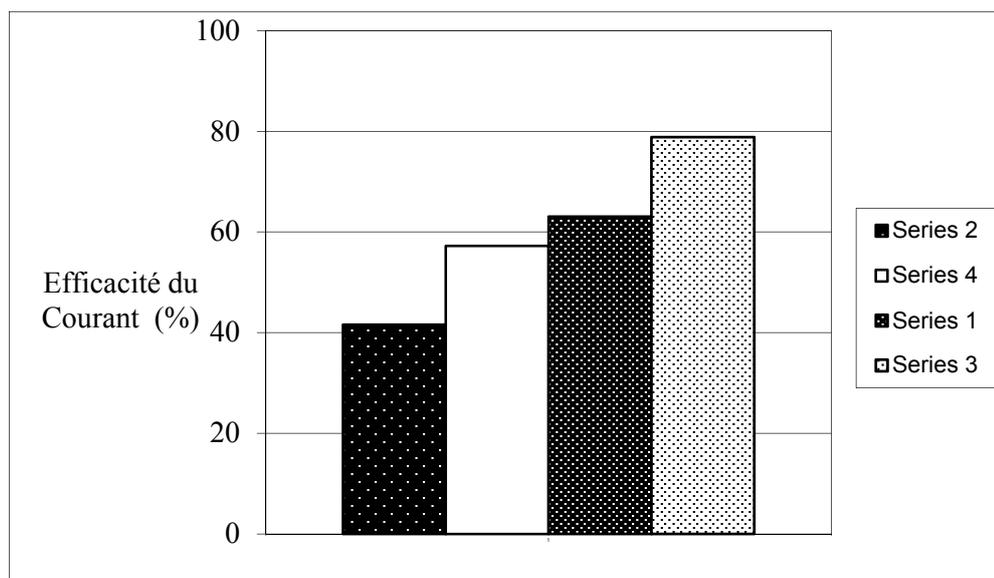


Figure III. 1: Efficacités du courant électrique.

Malgré l'utilisation, de sections d'acier comparables pour les armatures tendues (2T12, 1T16 et 3T10), les résultats semblent indiquer que l'efficacité du courant augmente pour l'arrangement des barres d'armatures des plus petits diamètres que celle des barres des plus grands diamètres.

Après enlèvement et nettoyage des barres du béton des poutres, toutes les barres corrodées ont montrées une corrosion par piqûres avec quelques zones de corrosion concentrée, comme la montre la Figure. III-2. Ceci est conforme à ce qui a été rapporté dans la littérature [1-4, 100-106] et peut être expliquée par l'absence de carbonatation du béton, puisque la carbonatation dans le béton armé entraîne généralement une corrosion distribuée de manière plus uniforme.



Figure III. 2: Etat des barres d'acier corrodées.

Les positions des zones de concentration de corrosion peuvent être identifiées dans la Figure III-3, qui montre les diamètres des barres d'armature mesurées à différents emplacements le long de leurs longueurs. Les valeurs ci-dessus et en dessous dans les barres sont les diamètres maximum et minimum mesurés dans cette position le long de la longueur de la barre. Il peut être constaté une dispersion importante de la répartition des pertes en section d'acier le long de la même barre. Les pertes de section des aciers montrent clairement les domaines de la corrosion par piqûres le long des barres. La corrosion par piqûres est concentrée à la fois au milieu qui correspond à la zone où le moment de flexion est le plus important et à l'extrémité de la barre d'acier le lieu de connexion électrique. Ceci est dû très probablement à la concentration du courant électrique au niveau de la zone d'extrémité du raccordement électrique et par l'augmentation des contraintes de flexion en même temps que l'augmentation de fissuration du béton dans la section centrale des poutres.

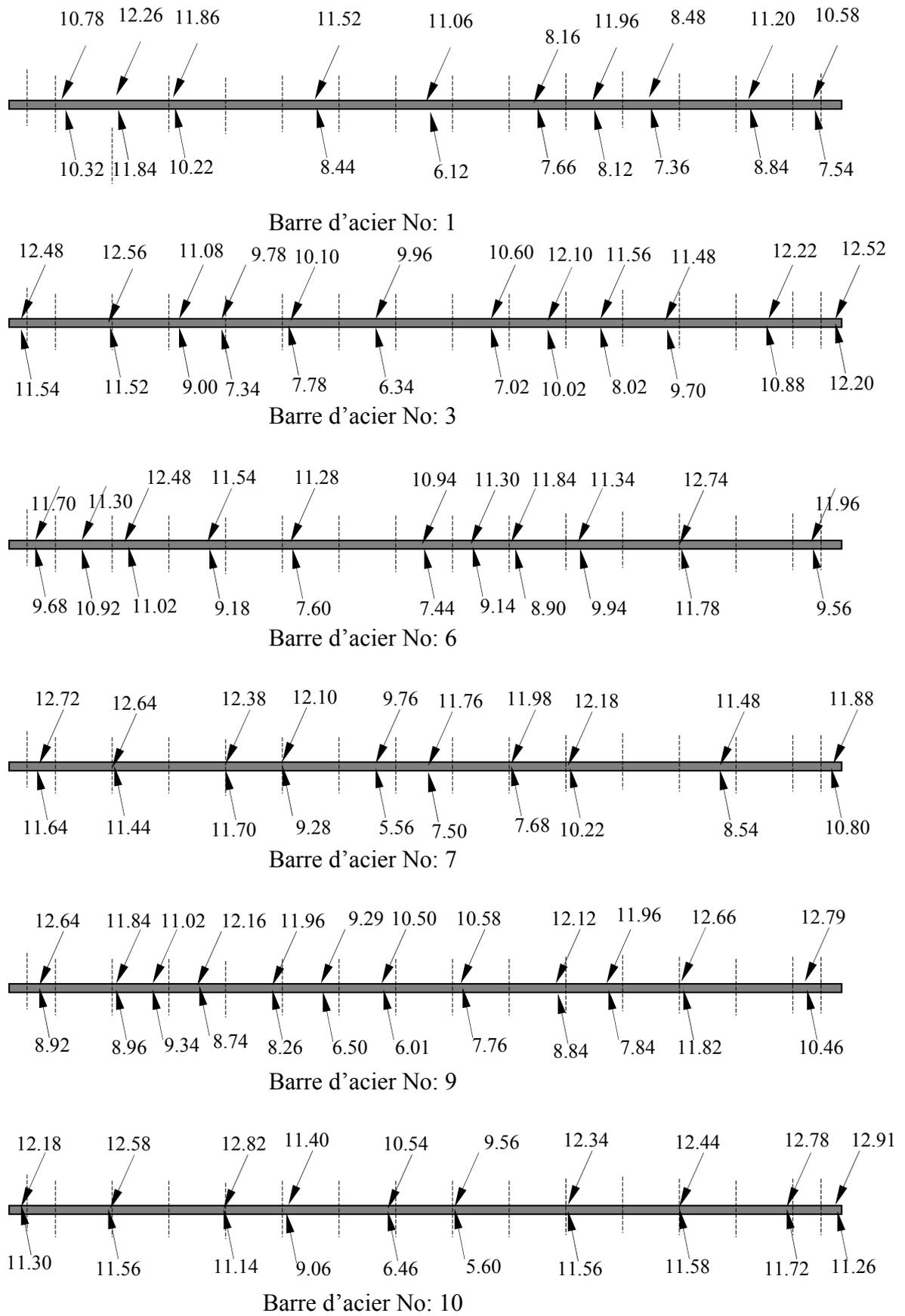
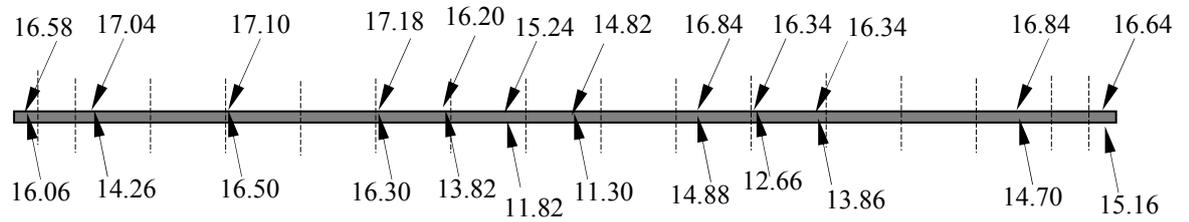
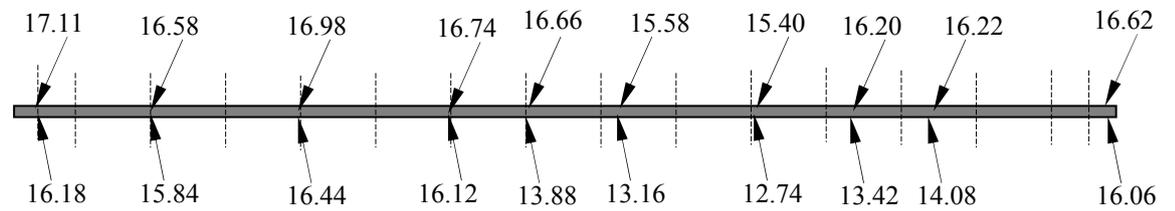


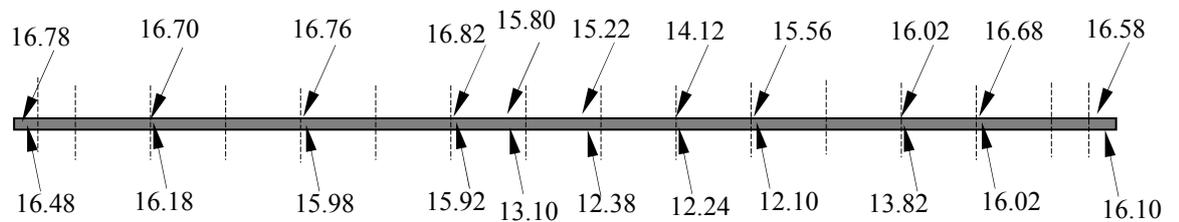
Figure III-3: Diamètre maximum (en haut) et diamètre minimum (en bas) (en mm) des barres corrodées de la première série de poutres mesurés le long de la barre, après corrosion et nettoyage.



Barre d'acier No: 1



Barre d'acier No: 2



Barre d'acier No: 3

Figure III-4: Diamètre maximum (en haut) et diamètre minimum (en bas) (en mm) des barres corrodées de la deuxième série de poutres mesurés le long de la barre, après corrosion et nettoyage.

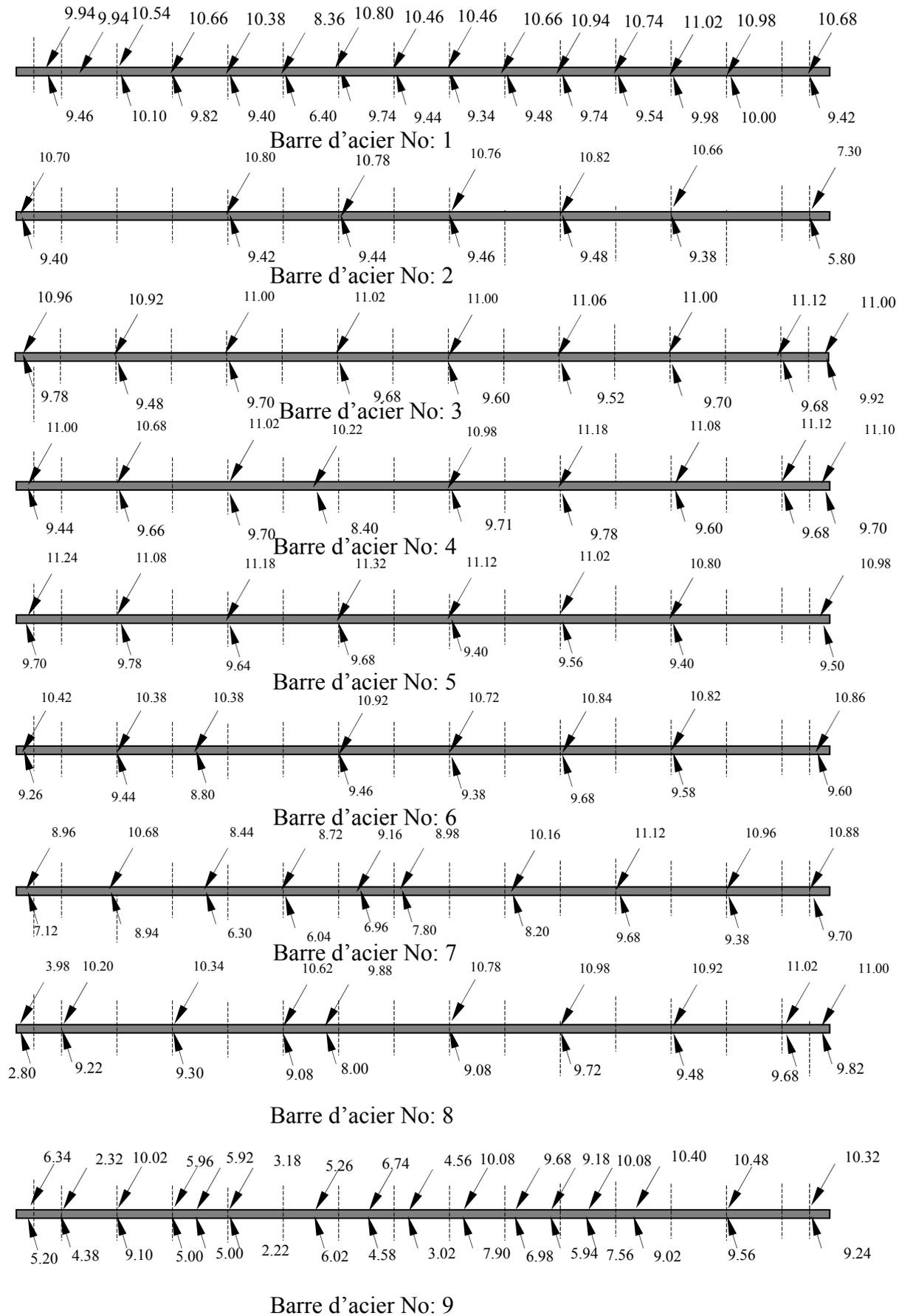


Figure III-5 Diamètre maximum (en haut) et diamètre minimum (en bas) (en mm) des barres corrodées de la troisième série de poutres mesurées le long de la barre, après corrosion et nettoyage.

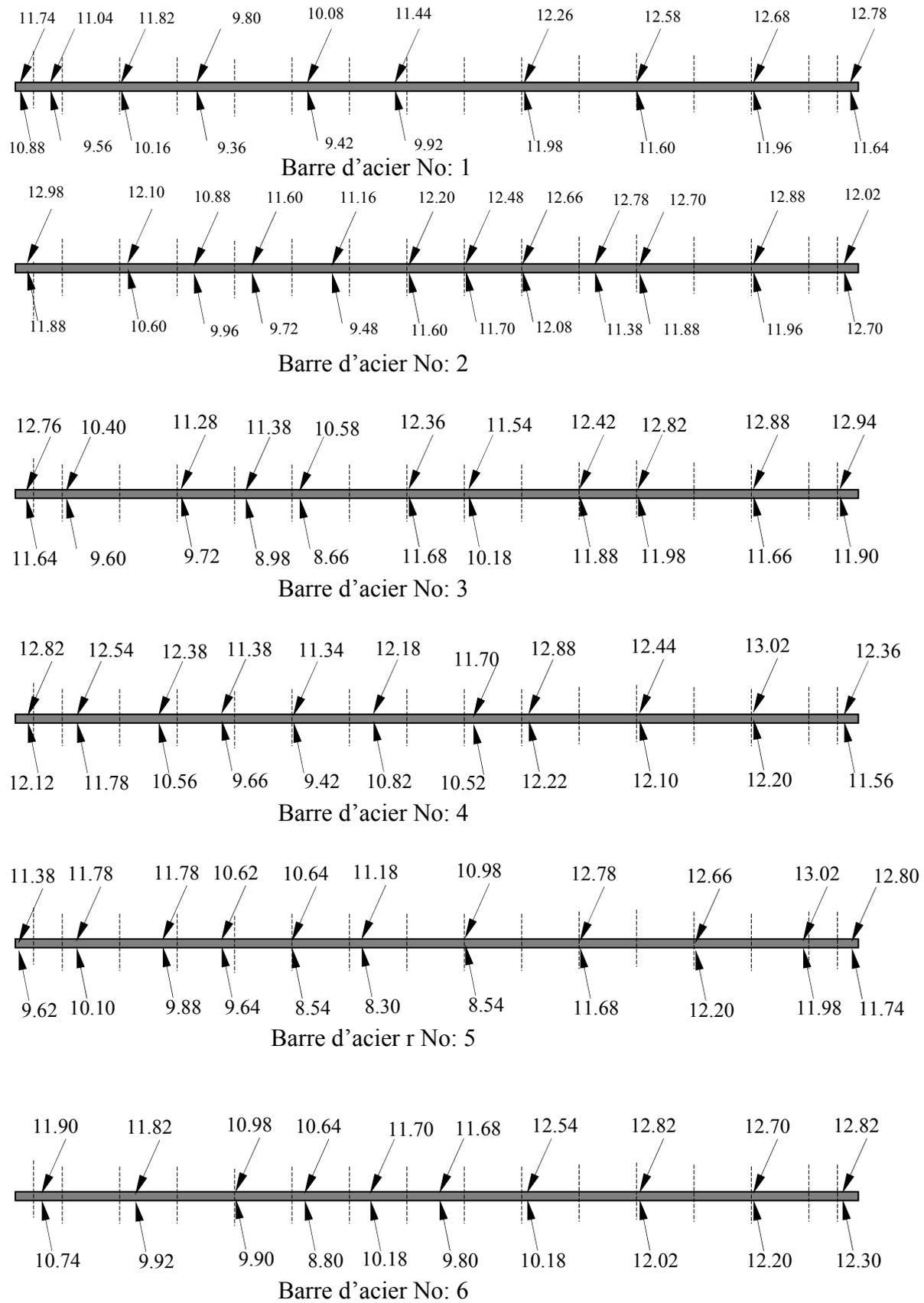


Figure III-6: Diamètre maximum (en haut) et diamètre minimum (en bas) (en mm) des barres corrodées de la quatrième série de poutres mesurées le long de la barre, après corrosion et nettoyage

III.3 Les Fissurations du béton des poutres

Après l'essai d'accélération de corrosion sous chargement les poutres ont été nettoyées et les allures des fissures ainsi que les ouvertures des fissures ont été mesurées. Les ouvertures des fissures et les allures des fissures sont présentées dans les figures III-7 à III-18 pour les quatre séries de tests.

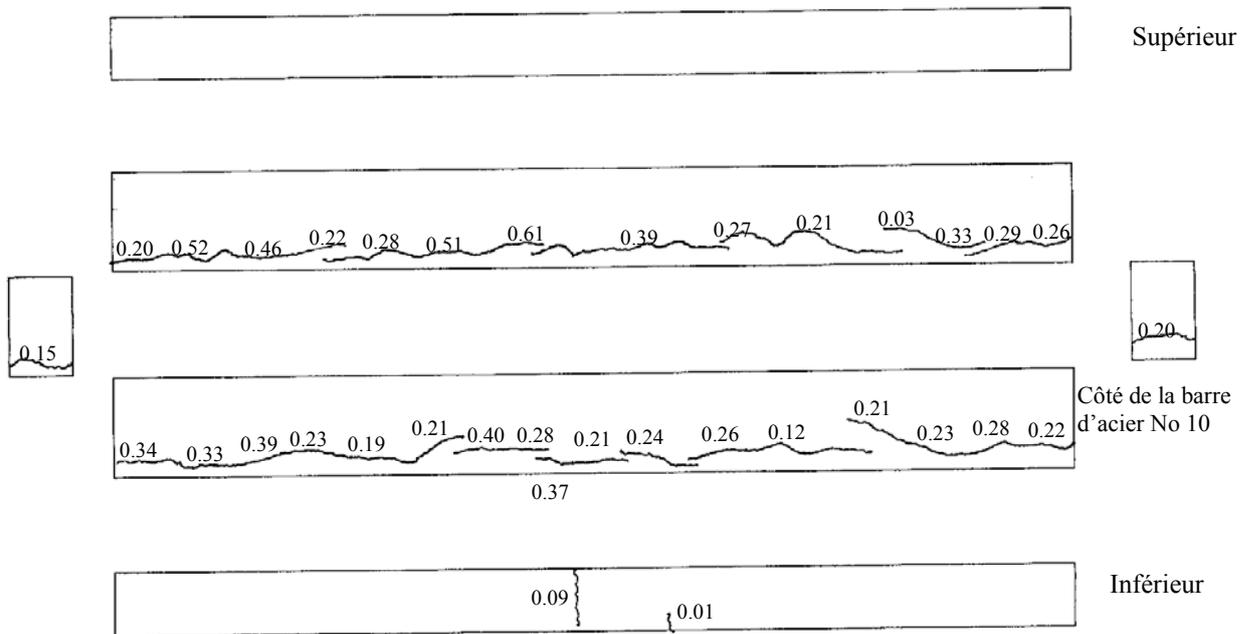


Figure III-7 Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR1 de la première série (barres d'acier No : 1 et 10)

On constate d'après les graphes que les fissurations longitudinales ont lieu principalement sur les côtés des poutres des séries 2T12 et 3T10, tandis que pour la série de 1T16 les fissures longitudinales ont été observées sur le côté inférieur des poutres.

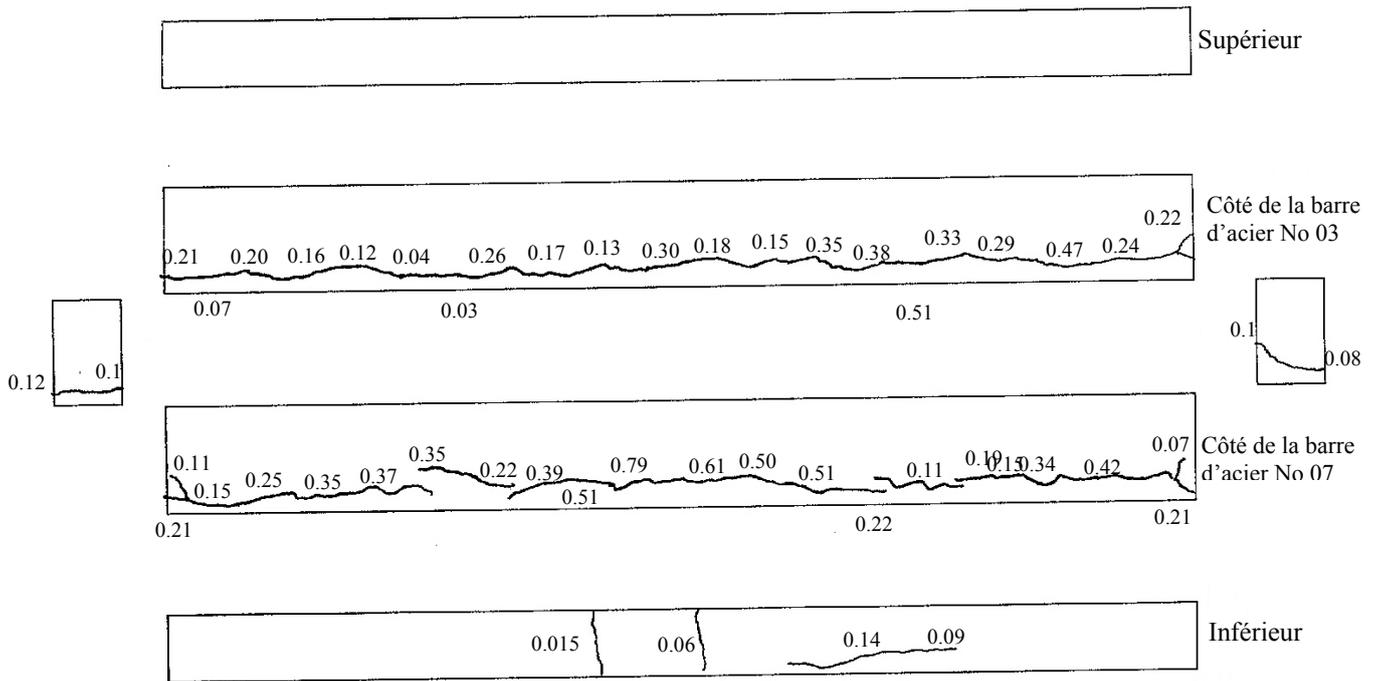


Figure III-8 Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR2 de la première série (barres d'acier No : 3 et 7)

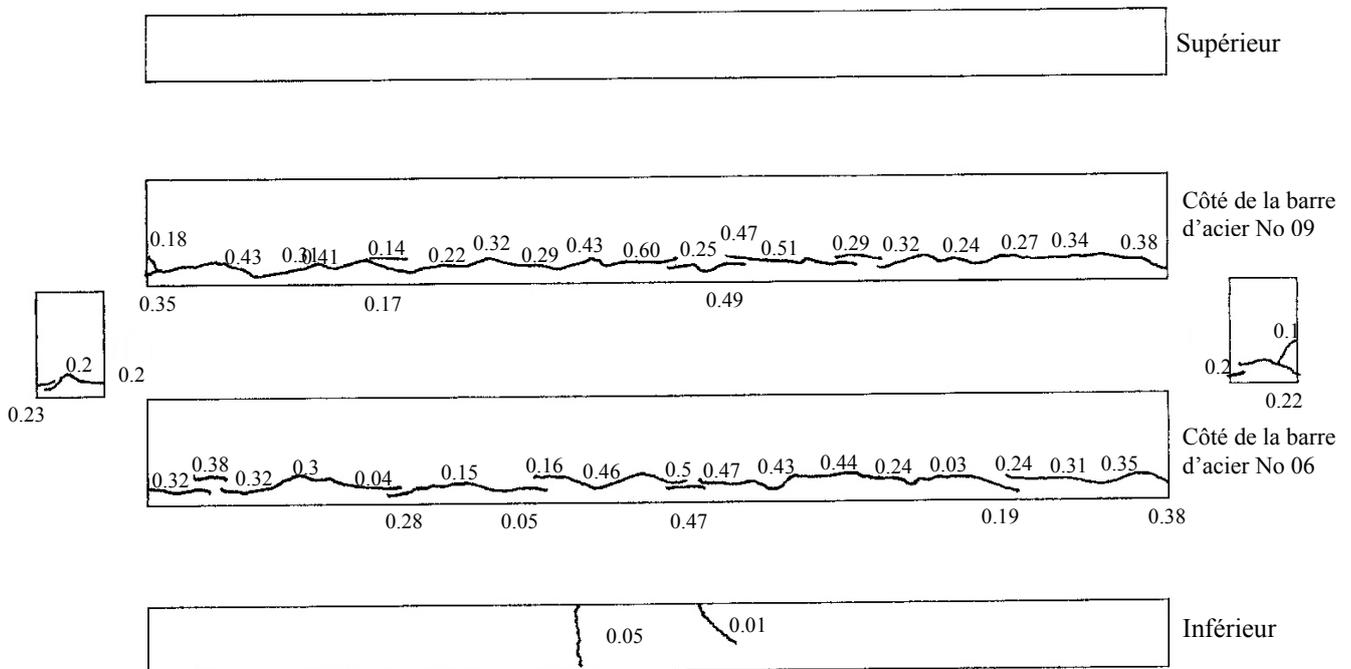


Figure III-9 Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR3 de la première série (barres d'acier No : 6 et 9)

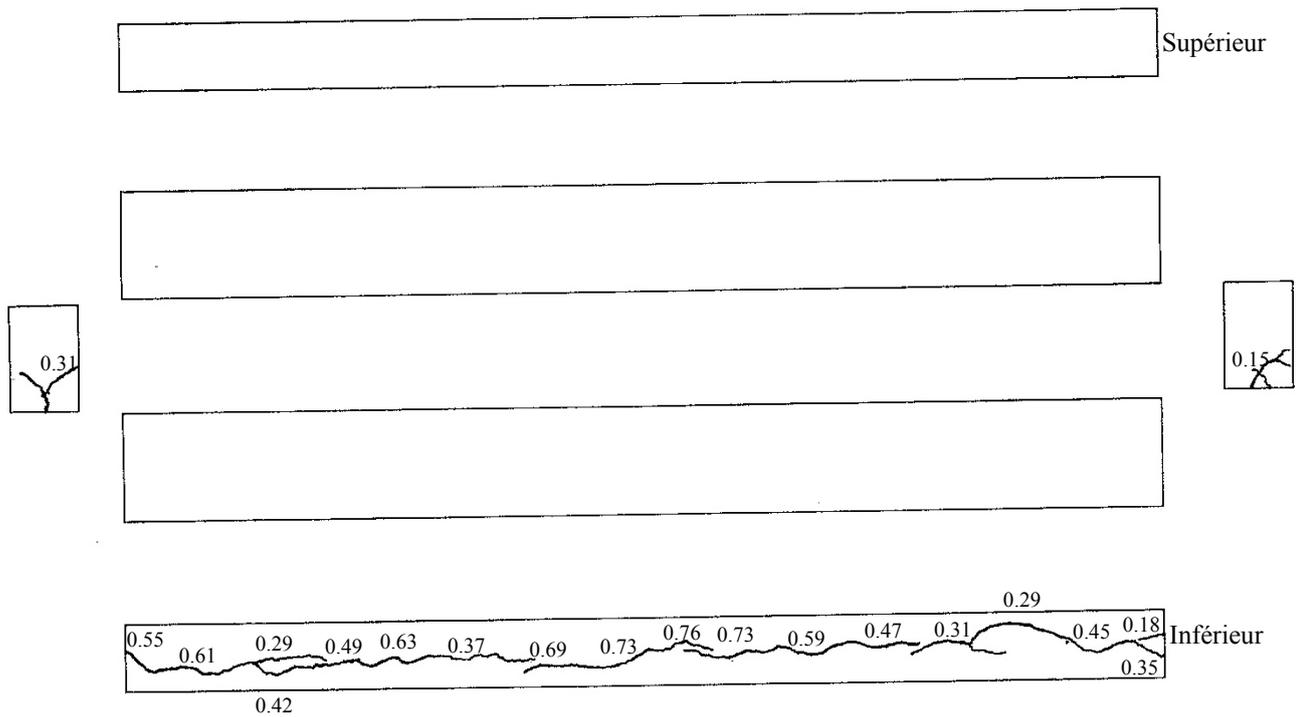


Figure III-10 Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR1 de la deuxième série (barre d'acier No : 3)

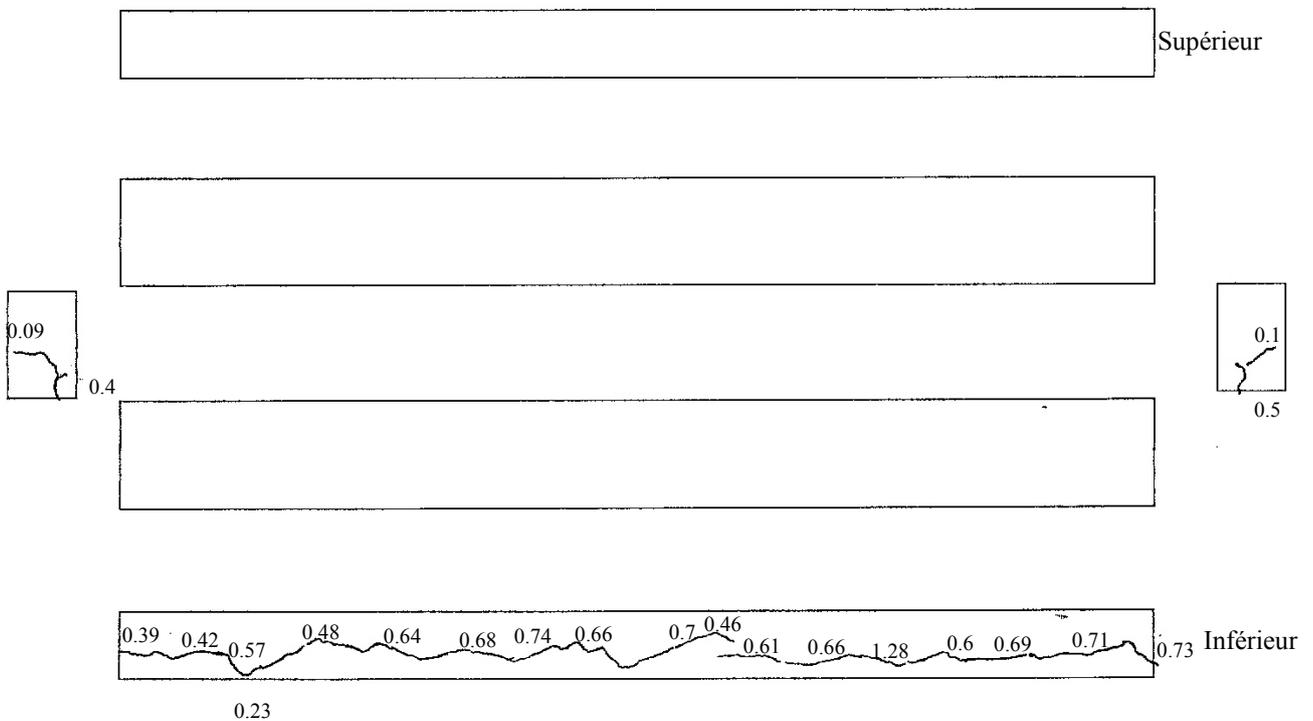


Figure III-11 Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR2 de la deuxième série (barre d'acier No : 2)

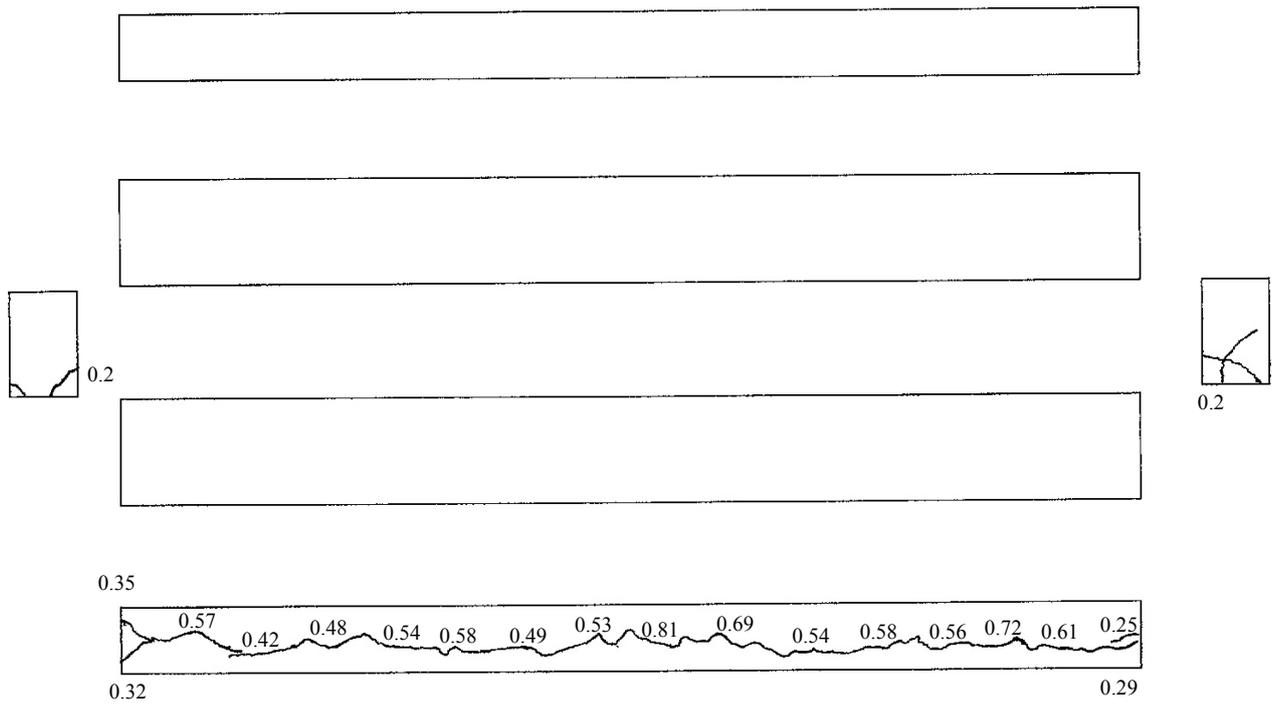


Figure III-12 Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR3 de la deuxième série (barre d'acier No : 1)

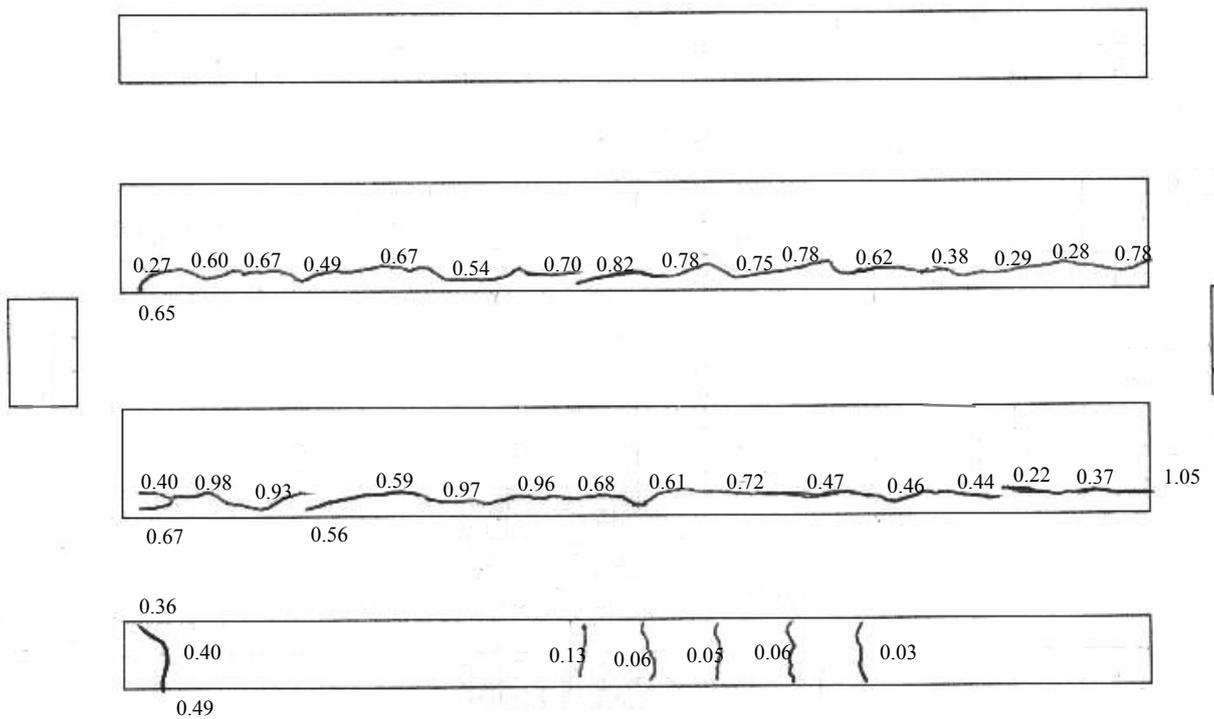


Figure III-13 Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR1 de la troisième série (barres d'acier No : 1, 2 et 3)

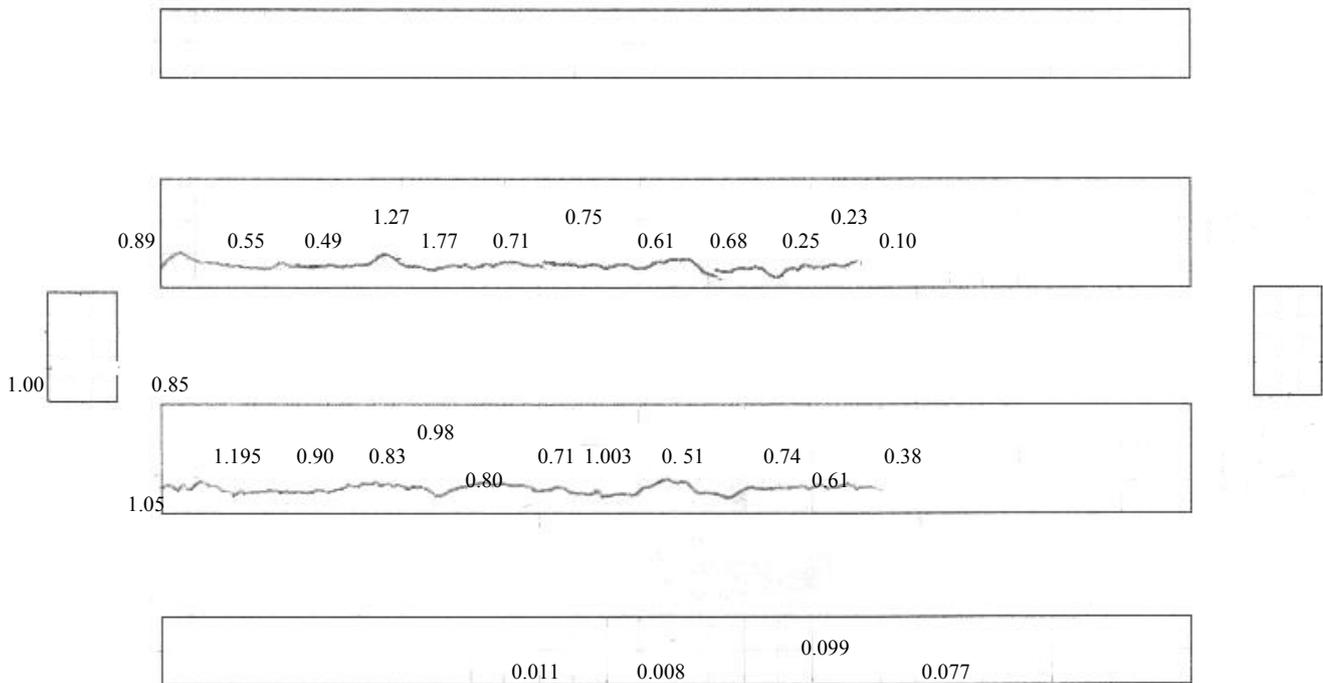


Figure III-14 Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR2 de la troisième série (barres d'acier No : 4, 5 et 6)

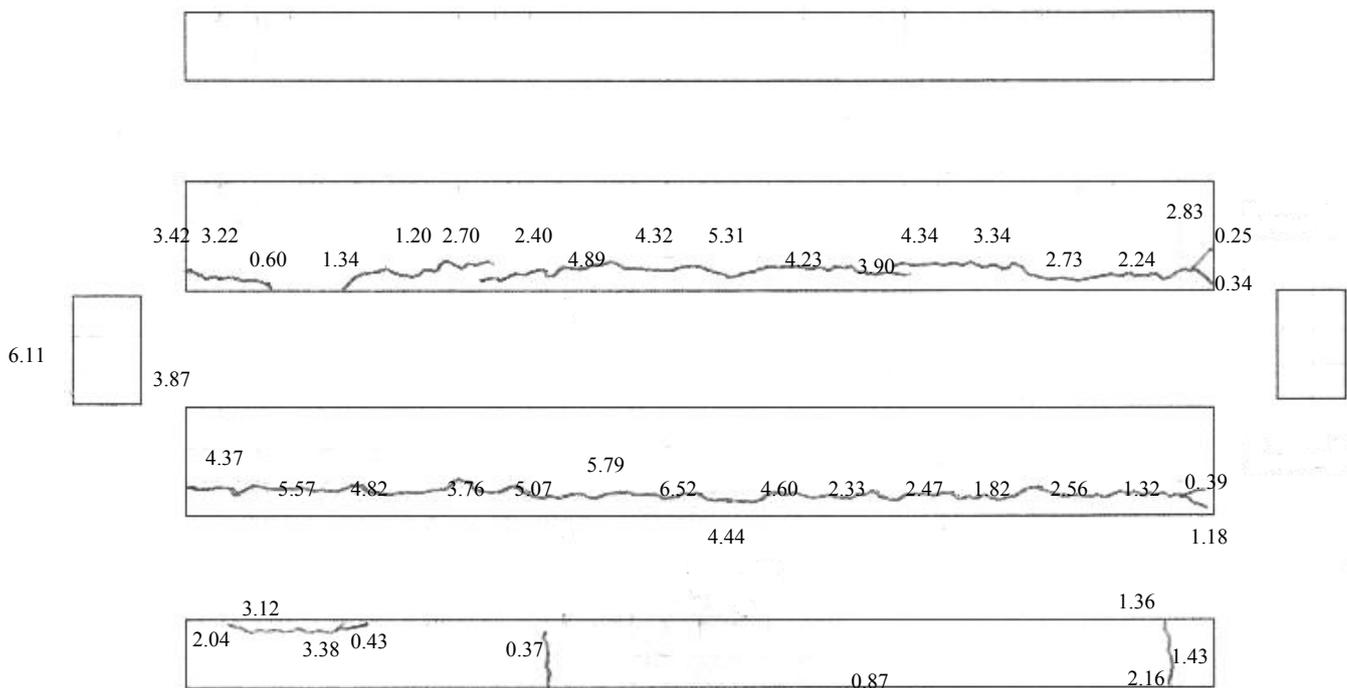


Figure III-15 Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR3 de la troisième série (barres d'acier No : 7, 8 et 9)

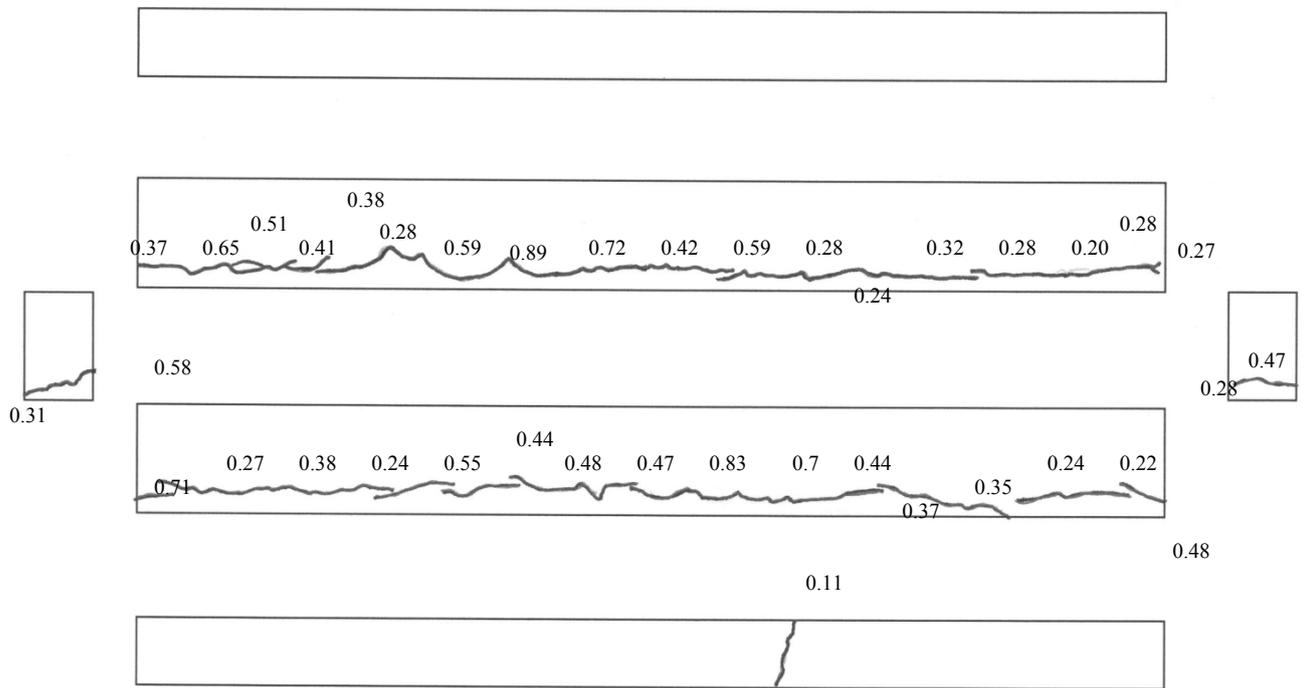


Figure III-16 Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR1 de la quatrième série (barres d'acier No : 1 et 6).

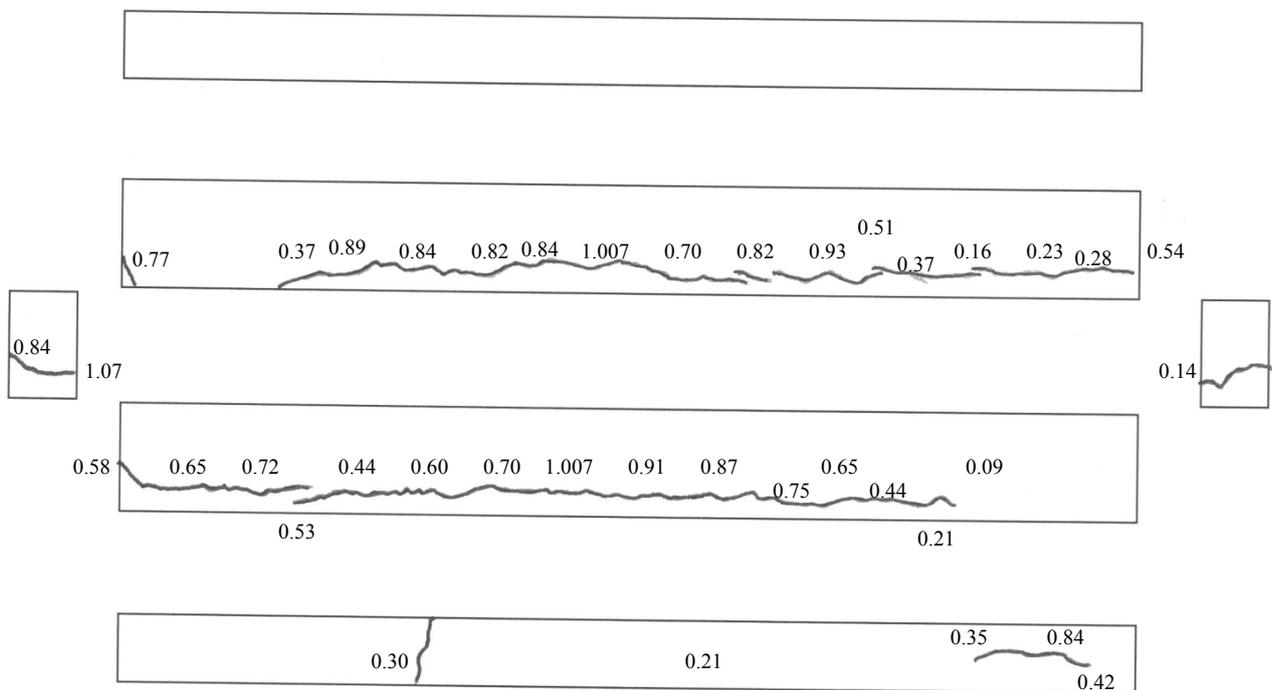


Figure III-17 Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR2 de la quatrième série (barres d'acier No : 2 et 3).

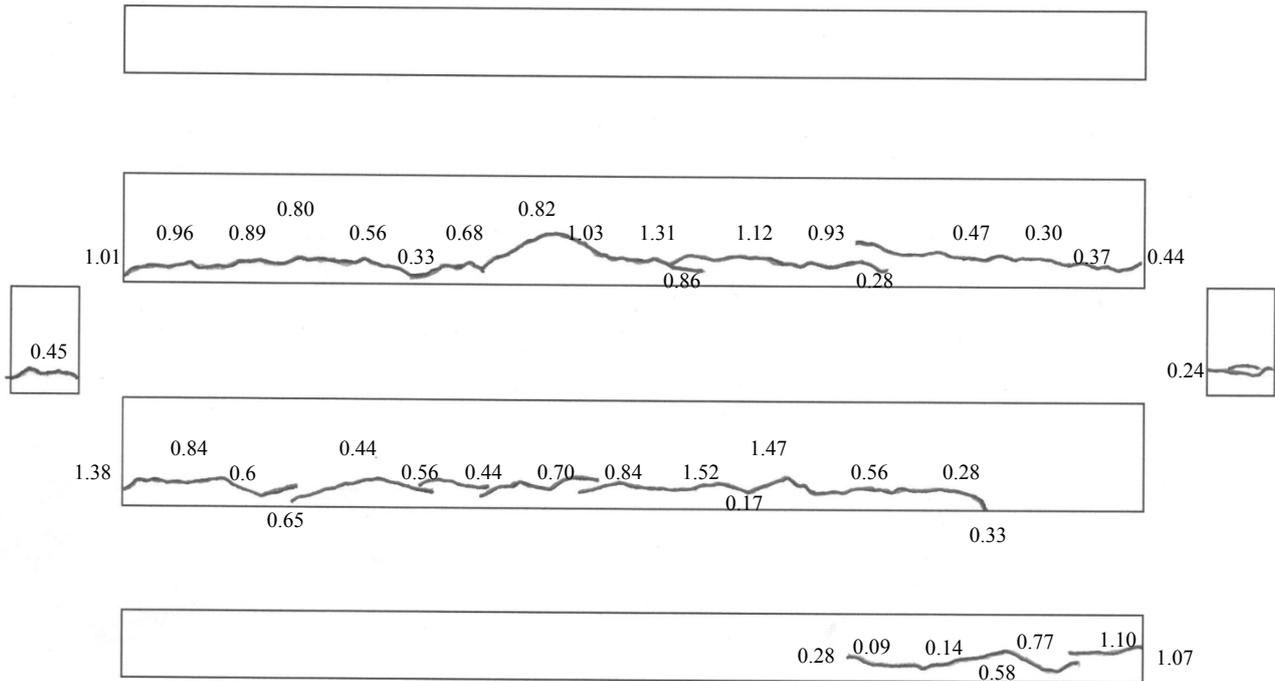


Figure III-18 Les allures et ouverture des fissures de la poutre CR3 de la quatrième série (barres d'acier No : 4 et 5).

Le choix d'arrangement des armatures d'acier semble donc avoir une forte influence sur le type et lieu des fissurations dans les poutres, ainsi que, les ouvertures des fissures qui ont une relation direct avec le taux de corrosion des armatures à l'intérieur du béton. Cela nous montre le rôle important de l'enrobage sur la protection des armatures d'acier vis-à-vis la corrosion à l'intérieur des structures en béton armé [1-4, 45-60, 81-86, 105-108].

III.4 Déformation des poutres a l'état limite de service

III-4-1 Déformation des poutres de contrôle

Les déformations à mi-travée des poutres de contrôle (Figure III-19), non corrodées, augmente avec le temps. Cette augmentation de la déformation est due principalement à l'effet dépendant du temps, comme le fluage. Pour avoir un aperçu sur l'évaluation de cette déformation dans le temps, la déformation relative est représentée dans la Figure III-20 pour les différentes séries. Le tableau III-2 donne l'augmentation relative de la flèche à mi-travée, la durée ainsi que de l'âge de chargement et de la résistance à la compression du béton utilisé pour la fabrication de ces poutres de contrôle.

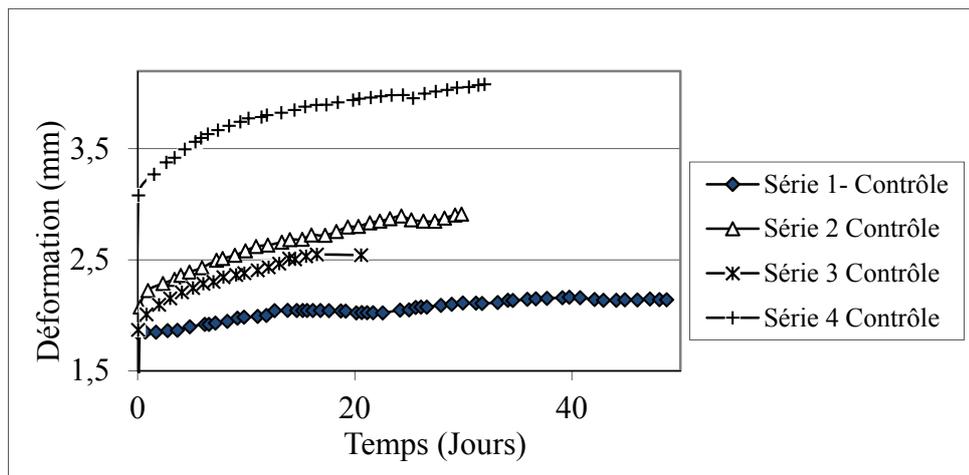


Figure III-19 Déformation des poutres de contrôle dans le temps.

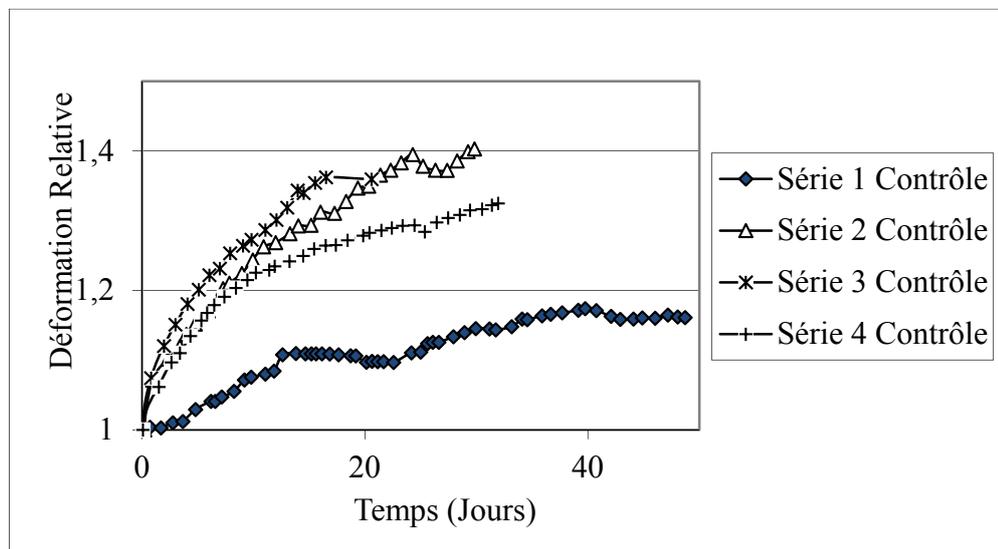


Figure III-20 Déformation relative des poutres de contrôle dans le temps.

Tableau III.2 Pourcentage de variation de déformation des poutres de contrôle

Series	fc28 (MPa)	Age au début de chargement (jours)	Durée de chargement (jours)	% de variation de déformation
Series 1	48,1	130	55	13
Series 2	45.9	30	30	30
Series 3	42.44	100	55	37
Series 4	43.79	34	32	24

Il peut être remarqué que l'effet de fluage diminue lorsque la résistance, l'âge et la résistance du béton augmentent [109-112].

III-4-2 Déformation des poutres corrodées

Durant la période d'accélération de corrosion sous chargement, les déformations de mi-travée et le courant électrique sont enregistrées chaque jour, et les variations de déformation durant le temps sont données dans la figure III-21.

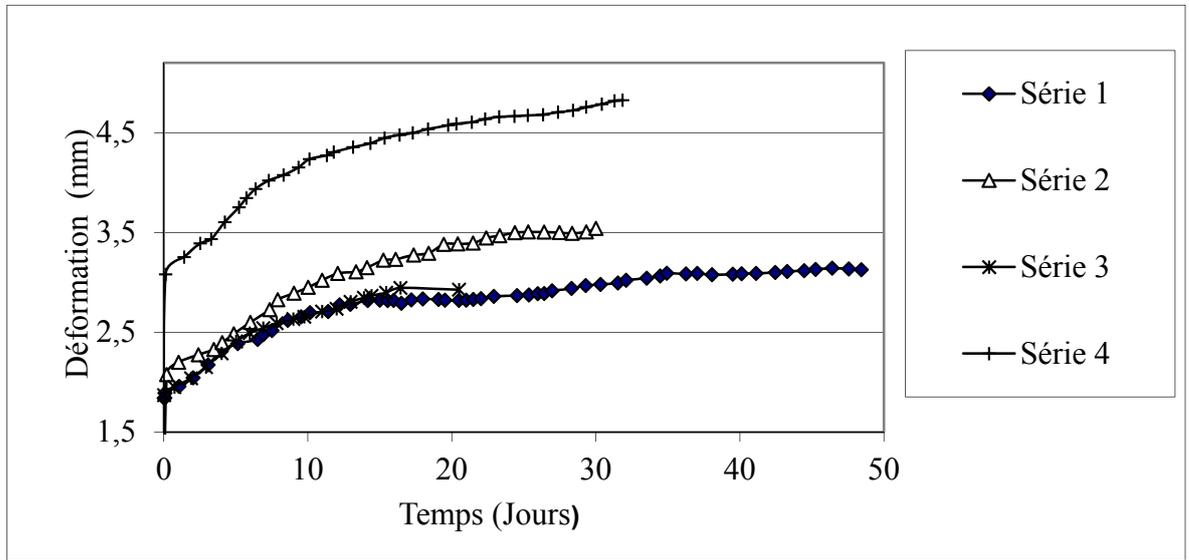


Figure III-21 Déformation mi-travée des poutres corrodées en fonction du temps.

Les déformations à la mi-travée des poutres augmentent durant le temps. Cette augmentation est due principalement à la corrosion des armatures d'acier des poutres et au fluage des poutres.

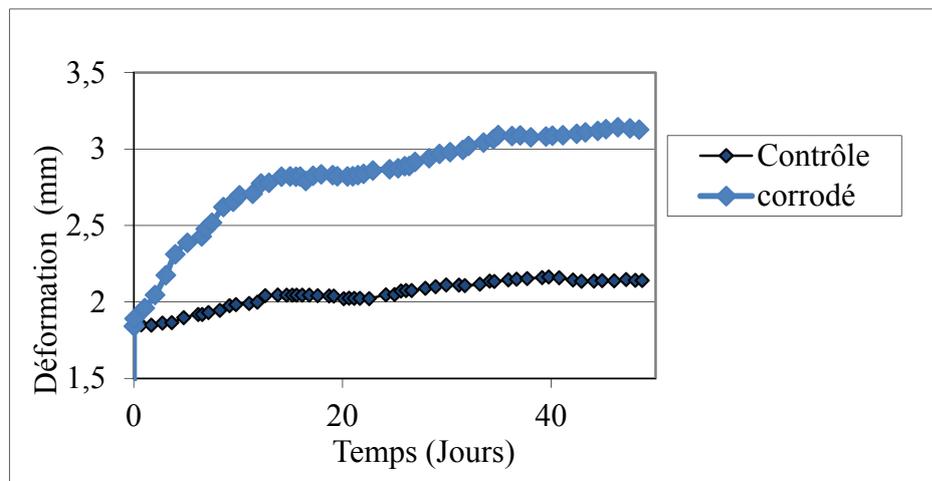


Figure III-22 Déformation mi-travée de la série 1 (2T12-20kN) des poutres contrôles et corrodées en fonction du temps

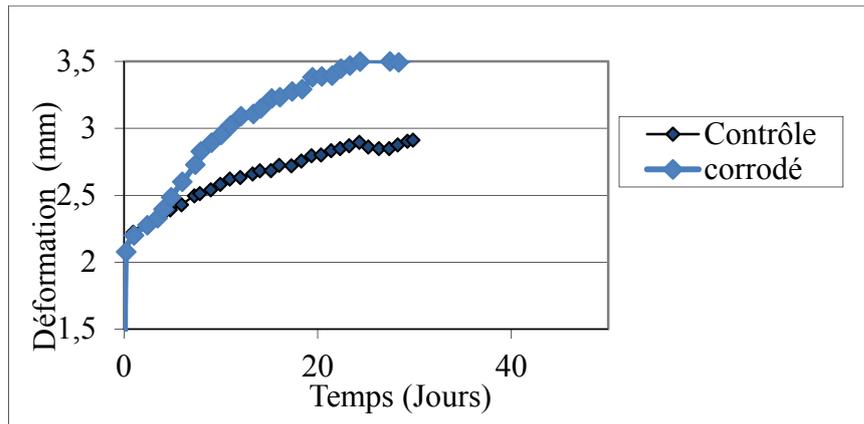


Figure III-23 Déformation mi-travée de la série 2 (1T16-20kN) des poutres contrôles et corrodées en fonction du temps

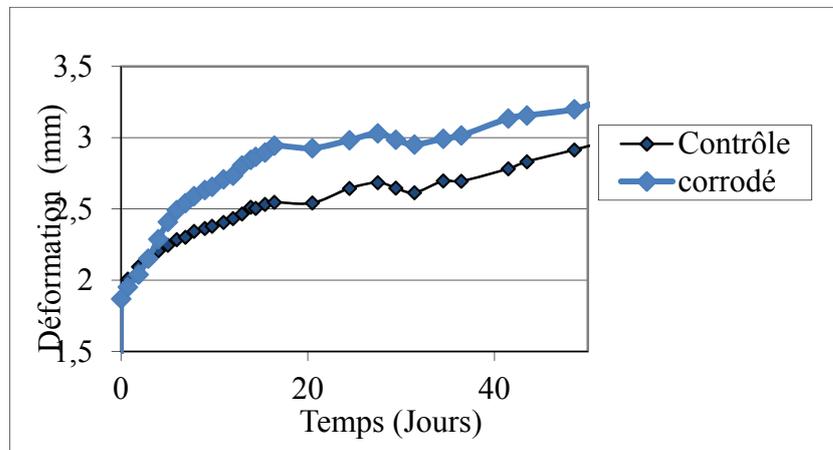


Figure III-24 Déformation mi-travée de la série 3 (3T10-20kN) des poutres contrôles et corrodées en fonction du temps

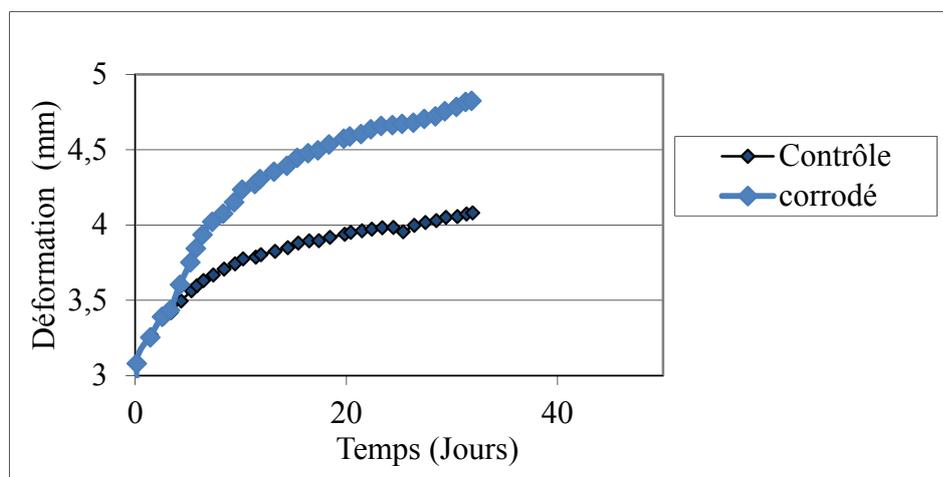


Figure III-25 Déformation mi-travée de la série 4 (2T12-30kN) des poutres contrôles et corrodées en fonction du temps

A partir de la loi de Faraday, les valeurs des courants électriques enregistrés sont converties à des taux de corrosion, ce qui nous a permis de tracer les déformations en fonction des taux de corrosion (Figure III-26).

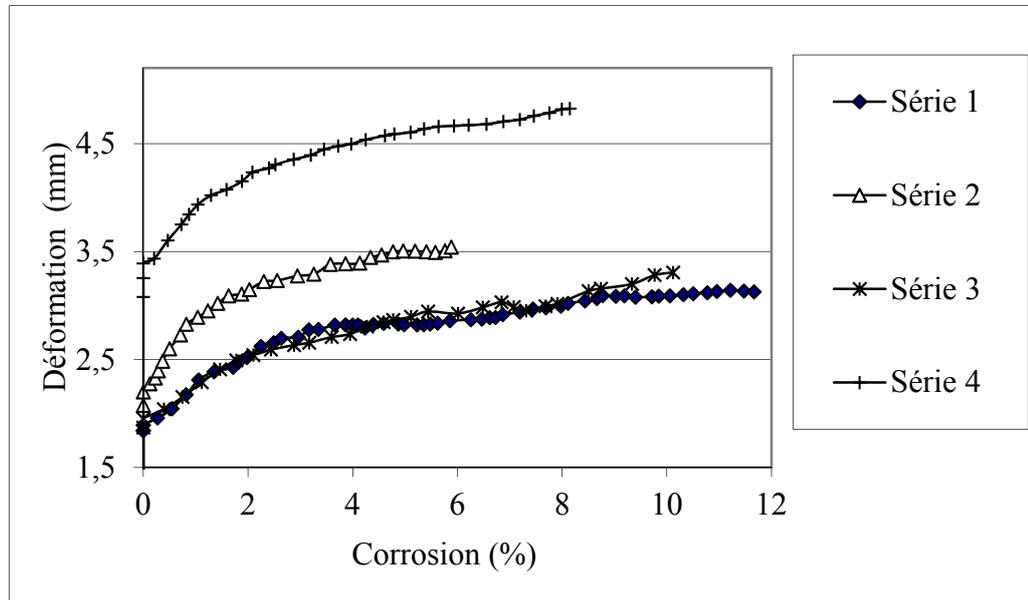


Figure III-26 Déformation mi-travée des poutres corrodées en fonction de corrosion.

Les Figures III.21 et III.26 montrent la variation des déformations à mi-travée avec respectivement le temps et le pourcentage de corrosion des barres d'acier. On peut voir que la déformation augmente avec le temps et avec l'augmentation du degré de corrosion des armatures. Il peut également être constaté de ces figures que la flèche de la première et de la troisième série sont plus ou moins identiques, et sont relativement plus bas que les déformations de la seconde série. Ceci met en évidence l'importance d'une disposition adéquate de l'armature tendue à la partie inférieure des poutres.

Les déformations relatives des poutres corrodées ont été obtenues en divisant leurs déformations par les déformations correspondantes aux déformations des poutres de contrôle. Les déformations relatives en fonction de la corrosion des armatures d'acier des poutres sont représentées sur la figure III.27 pour les séries de poutres considérées.

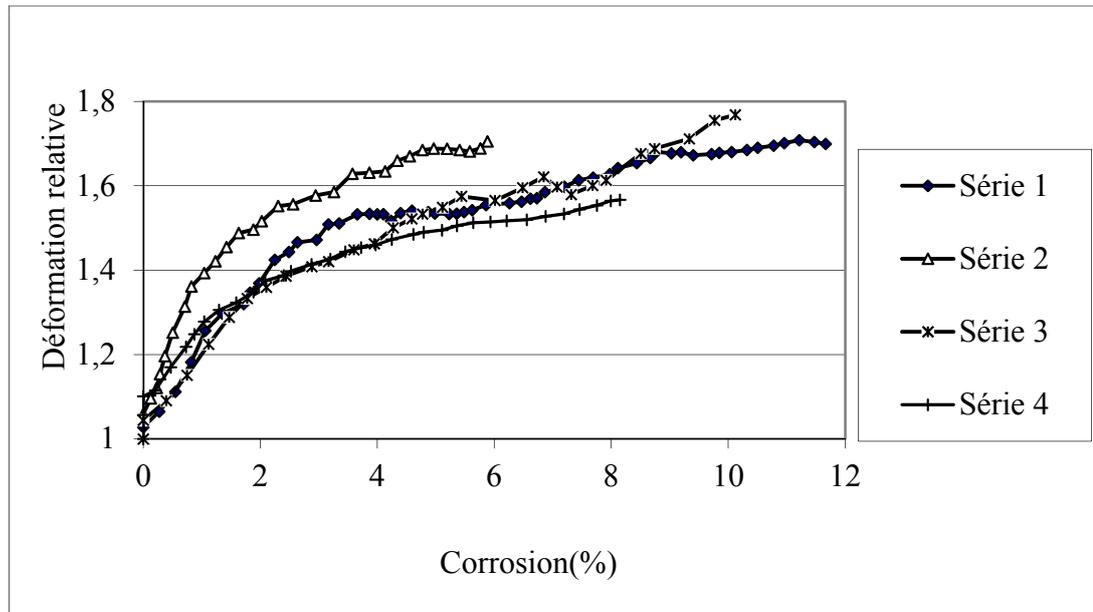


Figure III.-27 Déformation relative en fonction de la corrosion.

Pour un faible pourcentage de corrosion, les déformations relatives augmentent linéairement avec la corrosion. Cette augmentation diminue une fois le taux de corrosion dépasse 2 à 4%. En outre, les courbes de la première série, la troisième série et la quatrième série sont plus ou moins identiques alors que les déformations relatives de la deuxième série sont les plus élevées pour tous les taux de corrosion considérés. Par conséquent, l'arrangement des armatures des barres d'acier tendue semble avoir une grande influence non seulement sur les allures des fissures, mais aussi sur l'augmentation du taux de corrosion qui provoque la croissance des déformations.

III.5 Déformation des poutres a l'état limite ultime

Comme indiqué précédemment, une fois que les essais d'accélération de corrosion ont été terminés, les poutres ont été placés dans une machine de test d'Amsler et chargés jusqu'à rupture. Les courbes charges-déformations obtenues lors des essais de chargement à l'état limite ultime pour toutes les séries de poutres sont présentées dans les figures III-24 à III-27. Tableau III-3, d'autre part, donne un résumé des résultats obtenus à partir de ces essais.

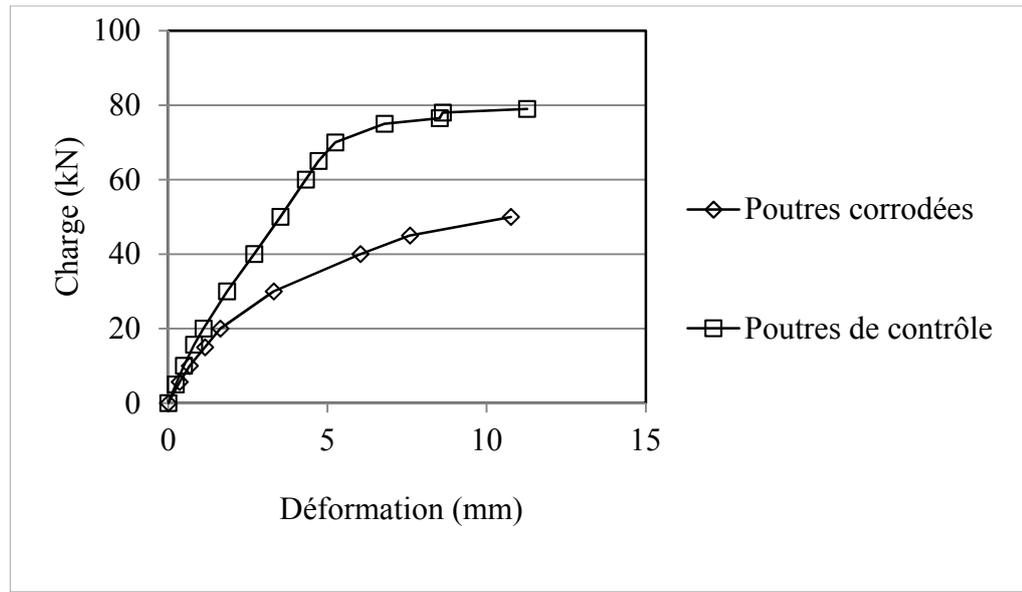


Figure III-28: La courbe charge déformation d'essai à la rupture de la 1^{er} Série.

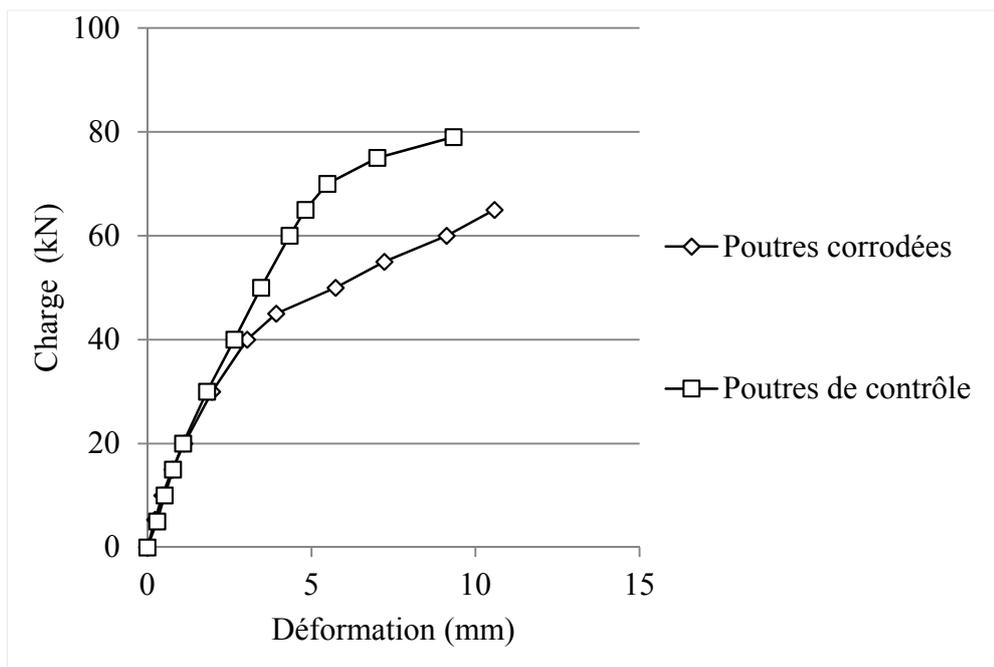


Figure III-29: La courbe charge déformation d'essai à la rupture de la 2^{ème} Série.

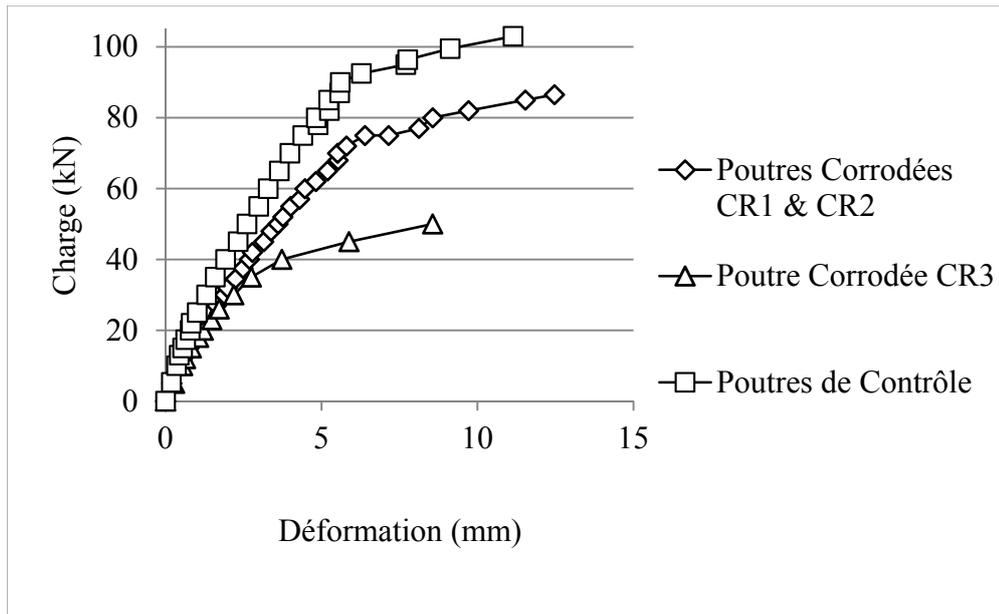


Figure III-30: La courbe charge déformation d'essai à la rupture de la 3^{ème} Série.

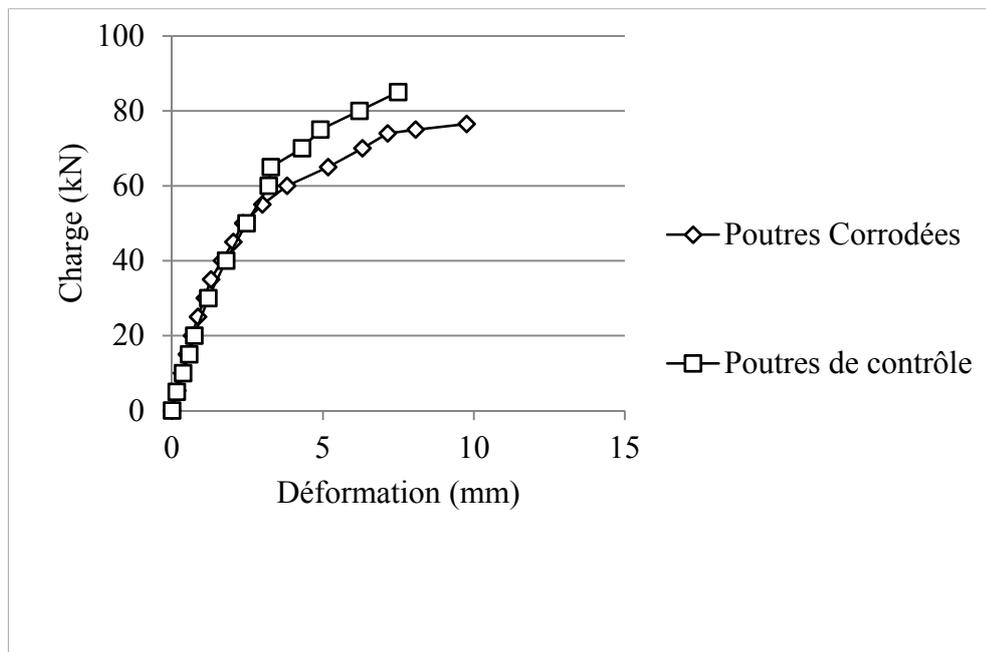


Figure III-31: La courbe charge déformation d'essai à la rupture de la 4^{ème} Série.

Tableau III-3 Résultats de rupture des poutres corrodées

Séries	Poutre No	Barre d'acier No	Taux de corrosion (méthode de perte de masse) (%)	Moyenne du taux de corrosion dans la poutre (%)	Charge Ultime des poutres corrodées (kN)	Moyenne de la charge ultime des poutres de contrôle (kN)	% Réduction dans la résistance de flexion	
2T12 20 kN	CR1	1	13.02	11.34	44	86.67	49.23	
		10	9.65					
	CR2	3	11.73	11.69	38		56.15	
		7	11.65					
	CR3	6	11.51	12.37	54		37.69	
		9	13.22					
1T16 20 kN	CR1	3	5.75	5.75	70	83.27	15.94	
	CR2	2	5.96	5.96	71.6		14.01	
	CR3	1	5.94	5.94	69		17.14	
3T10 20 kN	CR1	1	8.75	6.49	93.6	104.27	10.23	
		2	5.30					
		3	5.42					
	CR2	4	4.77	4.43	94.4		9.47	
		5	3.40					
		6	5.13					
	CR3	7	15.20	19.43	50.4		51.66	
		8	11.17					
		9	31.93					
2T12 30 kN	CR1	6	7.98	9.19	78.2	91.6	14.63	
		1	10.39					
	CR2	2	5.18	6.28	80.2		12.45	
		3	7.37					
	CR3	4	6.84	9.15	79.8		12.88	
5		11.45						

Dans l'étape initiale de chargement, les courbes de charge-déformation des poutres corrodées et les poutres de contrôle sont identiques, qui indique. Par conséquent, les poutres corrodées récupèrent leurs rigidités lors du déchargement. Toutefois, en raison des dommages causés par la corrosion, la rigidité après fissuration des poutres corrodées est nettement inférieure à celle des poutres de contrôle. En outre, la baisse de la capacité portante de flexion des poutres peut être clairement vue à partir des résultats présentés dans le tableau III-3.

Cette baisse dans la capacité portante de flexion semble dépendre du taux de corrosion des barres d'acier. La variation de la charge de rupture relative, qui est défini comme le rapport de la charge de rupture de la poutre corrodée à celle des poutres de contrôle, avec le taux de corrosion est représenté sur la figure III-28. La baisse de la capacité portante à la flexion est plus importante quand le taux de corrosion augmente. Une relation linéaire entre les deux paramètres peut être envisagée pour des fins de conception [48].

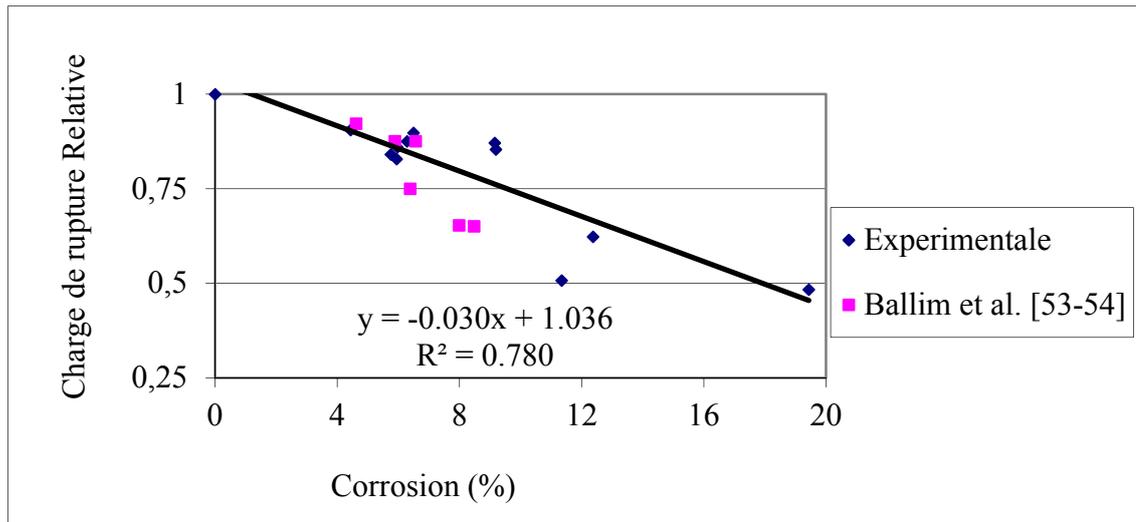


Figure III-32: La charge de rupture relative en fonction de la Corrosion.

III-6 Conclusion

De ce chapitre on peut conclure ce qui suit :

- La technique d'accélération de corrosion est plus efficace pour les diamètres de T16 que pour les barres 2T12 et 3T10. Pour accélérer la corrosion pour les barres de petits diamètres on a besoin de plus de courant électrique que pour les barres de diamètre supérieur. Le courant vagabond dans une structure en béton armé influe moins sur les armatures de petit diamètre.
- Conformément à la recherche bibliographique [1-4], le type de corrosion obtenu est une corrosion par piqure, car elle est causée par l'attaque des ions de chlorure sans carbonatation.

- Sous l'effet simultané de l'accélération de corrosion et la charge, les déformations augmentent avec la croissance du taux de corrosion. Une grande augmentation est constatée pour des faible taux de corrosion (inferieure à 2%), puis cette augmentation diminue d'intensité de croissance. Cela est dû essentiellement de la propagation de fissures de traction qui ont causées le moment de traction et de la pression des produits de corrosion sur l'enrobage des poutres.

- De ce travail on peut aussi observer le rôle important d'arrangement des barres d'acier, malgré qu'on utilisé à peu près les mêmes sections d'acier (2T12, 1T16 et 3T10), sauf que les poutres avec 3T10 montrent une performance remarquable pour les déformations, rigidité et rayon de courbure que les deux autres Séries.

CHAPITRE 4

MODELISATION DE LA CORROSION

CHAPITRE 4

MODELISATION DE LA CORROSION

IV.1. Introduction

De nombreuses études ont mis en évidence les effets de la corrosion des armatures sur le matériau béton armé. Le premier phénomène visible de la corrosion est l'apparition de fissures du béton d'enrobage pouvant entraîner son élimination due au caractère expansif des produits de corrosion. Quelques modèles ont cependant été développés pour décrire la corrosion des armatures dans les bétons dégradés, tels que les modèles empirique, analytique, numérique, approche probabiliste et modèles basés sur l'intelligence artificiel (RNA).

IV.2. Modèles empiriques

Les modèles empiriques sont des modèles basées sur l'analyse et la paramétrisation des résultats expérimentaux et de retrouver des corrélations avec certaines considérations physiques (les propriétés de matériaux, les variables géométriques, taux de corrosion...) qui contrôlent le phénomène (corrosion).

Le premier modèle proposé par Beaton et Stratfull [116] basé sur des observations in-situ et des essais de laboratoire pour estimer le temps de fissuration engendré par la corrosion « t_{cr} », on tenant compte de la formulation du béton, l'épaisseur de l'enrobage et la teneur en chlorure sur la surface. Clear [116] a simplifié ce modèle, et plus tard développé et amélioré par Purvis et al [116] pour inclure le facteur temps d'exposition au chlorure à la surface. D'autres modèles empiriques sont exposés.

IV.2.1. Modèle de Morinaga [116]

C'est un modèle qui analyse les effets des paramètres de matériaux et géométriques sur la pression de fissuration, et mené des essais d'accélération pour mesurer la quantité critique de produits de corrosion « w_{cr} ». La combinaison des résultats de deux essais expérimentales pour proposer un modèle qui donne « w_{cr} »:

$$t_{cr} = \frac{w_{cr}}{j_r} = 0.0365 \frac{0.602d(1+2c/d)^{0.85}}{j_r} \quad (\text{IV-1})$$

Avec :

t_{cr} : Le temps pour la fissuration en an.

w_{cr} : Quantité critique de produits de corrosion.

j_r : Production de rouille par unité de surface $eng/mm^2/an$.

IV.2.2. Modèle d'Andrade et al [117]

Andrade et al ont fait des essais d'accélération de corrosion ont observés que les fissures se produit pour des pertes de section de diamètre structurellement négligeable. A base des résultats expérimentaux ils ont proposé un modèle qui donne le temps de fissuration en fonction de la profondeur de piqûre et la densité de courant de corrosion :

$$t_{cr} = \frac{x_0}{0.0116i_{corr}} \quad (\text{IV-2})$$

Avec :

x_0 : Profondeur de piqûre en mm.

i_{corr} : densité de courant de corrosion en $\mu A/cm^2$.

IV.3. Modèle analytique

Les modèles analytiques sont basés sur le comportement mécanique des solides. Des modèles analytiques sont présentés.

IV.3.1. Modèles de Bazant [116]

Ces modèles considèrent deux mécanismes :

- Réactions anodique et cathodique délocalisées pour former des « macro-cellules ».
- Transport d'oxygène vers les zones cathodiques.

Et les relations suivantes décrivent ces phénomènes :

$$t_{cr} = \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_m}{\rho_s} \right)^{-1} \frac{2f_t c k}{s \cdot j_r} \quad (\text{IV-3})$$

$$k = \frac{2d^3}{s^2 E_{eff}} + \frac{d}{E_{eff}} (1 + \nu_c) + \frac{d^3}{4c(c+d)E_{eff}} \quad (IV-4)$$

$$t_{cr} = \left(\frac{1}{\rho_r} - \frac{\alpha_m}{\rho_s} \right)^{-1} \times \frac{f_t(s-d)k}{s.j_r} \quad (IV-5)$$

Avec :

t_{cr} : le temps pour la fissuration en an

α_m : masse molaire de produits de corrosion d'acier

ρ_r : densité de rouille

ρ_s : densité de fer

f_t : force de traction du béton

c : profondeur de couverture

k : flexibilité de trou

j_r : taux de rouille produit par unité de surface.

d : diamètre de barre.

E_{eff} : module d'élasticité effectif

ν_c : coefficient de poisson du béton.

IV.3.2. Modèle de Rodriguez et al [118]

C'est un modèle reliant l'ouverture de fissure et la profondeur de piqûre.

L'expression, liant l'ouverture de la fissure aux paramètres de la corrosion, proposée par les auteurs est comme suit:

$$w = 0.05 + \beta[x - x_0] \quad (IV-6)$$

$$x_0 = (7.53 + 9.32 \cdot \frac{e}{\phi_0}) \quad (IV-7)$$

$$x = \frac{\phi_0}{\alpha} [1 - \sqrt{1 - \frac{\Delta A_s}{A_s}}] \cdot 10^3 \quad (IV-8)$$

Où

w : est l'ouverture de la fissure en mm,

x : est la profondeur de piqûre,

e : est l'épaisseur d'enrobage en mm,

ϕ_0 : est le diamètre d'armature initiale en mm.

α : est le facteur de concentration de piqûre: $\alpha = 2$, pour une corrosion uniforme, $4 < \alpha < 8$, corrosion localisée par piqûres des chlorures.

β est un coefficient dépendant de la position de l'armature dans la poutre ($\beta = 0.01$ pour les armatures situées en partie haute par rapport à la direction de coulage, et $\beta = 0.0125$ pour les armatures situées en partie basse).

IV.3.3. Modèle de Vidal et al [72]

C'est un modèle reliant l'ouverture de fissure à la réduction de section d'armature et est explicité à travers les deux phases du processus:

- La phase d'initiation : perte de section provoquant l'apparition de la fissure,
- La phase de propagation : élargissement de la fissure.

- **Phase d'initiation :**

Le modèle d'Alonso permet de prédire la valeur de la profondeur de piqûre produisant la fissuration. Après une combinaison d'équations on obtient l'expression de la réduction de section d'acier locale ΔA_{s0} nécessaire à l'apparition de la fissuration. Cette relation est fonction du diamètre initial ϕ_0 , de la section initiale A_s , du coefficient α et du rapport $\frac{e}{\phi_0}$.

$$\Delta A_{s0} = A_s \left[1 - \left[1 - \frac{\alpha}{\phi_0} \left(7,53 + 9,32 \frac{e}{\phi_0} \right) \cdot 10^{-3} \right]^2 \right] \quad (\text{IV-9})$$

Où :

ϕ_0 : est le diamètre de l'armature en mm,

α : est le facteur de concentration de piqûre,

e : est l'épaisseur d'enrobage en mm,

ΔA_{s0} : est la perte de section initiant la fissuration en mm^2 .

A_s : est la section d'acier initiale en mm^2 .

- **Phase de propagation:**

La relation qui prédit la phase de propagation est donnée par l'expression :

$$w = k(\Delta A_s - \Delta A_{s0}) \quad (\text{IV} - 10)$$

Où w : est l'ouverture de la fissure en mm,

ΔA_s : est la réduction de section d'armature en mm^2 .

$K = 0,0575$.

L'utilisation du modèle permet de traduire les ouvertures de fissures en terme de perte de section d'acier. L'équation suivante donnant cette réduction de section locale en fonction de la largeur de fissure:

$$\Delta A_s = \frac{w}{0,0575} + \Delta A_{s0} \quad (\text{IV-11})$$

Avec:

ΔA_s et ΔA_{s0} en mm^2 et w en mm

Grâce aux relations (IV-9) et (IV-11), l'évaluation de la réduction de section locale d'armature est possible à partir de la mesure de l'ouverture de fissure engendrée par la corrosion à cette même position.

IV.3.4. Modèle de Castel [59]

Castel a proposé de modéliser la détérioration de l'adhérence à l'aide de la formule (IV-12). Cette relation relie la déformation dans les armatures à celle dans le béton tendu au niveau de l'interface avec l'acier et en section non fissurée, de façon similaire à la relation modélisant l'endommagement dû à la sollicitation mécanique :

$$\varepsilon_{bti} = (1 - D_m)(1 - D_c) \cdot \varepsilon_{snf} \quad (\text{IV-12})$$

Avec:

ε_{bti} : la déformation de la zone de béton tendu située sur la hauteur d'acier.

ε_{snf} : la déformation de l'armature tendue entre les fissures de flexion.

De la même manière qu'un premier type de dégradation de l'adhérence due à la sollicitation mécanique a été intervenue, Vidal propose d'exprimer la détérioration due à la corrosion sous la forme d'une variable d'endommagement D_c appelé «variable d'endommagement environnementale». Cette deuxième variable d'endommagement évolue de façon identique à la variable D_m , entre les valeurs « zéro » pour une adhérence parfaite et « un » pour une interface totalement détériorée.

IV.4. Modèle à base des réseaux neurone artificiel (RNA)

Les Réseaux de Neurone Artificiel (RNA) dans leur mécanisme de fonctionnement est principalement inspiré du cerveau humain sont en train d'envahir plusieurs domaines de la science et technologie. Parmi les modèles traités par cette technique on a :

IV.4.1. Modèle de Collepardi et al [119]

Collepardi et al ont démontré que la diffusion de chlorure dans le béton peut utilement être modélisée par la solution de la fonction d'erreur de la deuxième loi de diffusion de Fick. L'équation (IV-12) exprime mathématiquement la deuxième loi de diffusion de Fick pour la condition non stationnaire, où la concentration C_{cl} du milieu est changée avec le temps t comme suit :

$$\frac{dc}{dt} = D_{ca} \frac{d^2c}{dx^2} \quad (IV-13)$$

L'équation (IV-12) est appliquée uniquement dans l'écoulement à une dimension c.-à-d. suivant x , mesurée perpendiculairement à la section. Le paramètre D_{ca} est le coefficient de diffusion apparent. L'équation peut être résolue pour un milieu semi-infini en utilisant la transformation de Laplace, en supposant que la concentration de surface est constante c_0 . La concentration initiale dans le béton est de zéro et le point infini $C_{cl}(x = \infty, t > 0)$ la concentration est également nulle, car il est suffisamment loin de la surface. La solution de fonction d'erreur appliquée par Crank [120] est basée sur ces hypothèses, et peut être décrite comme suit:

$$C_{cl} = C_{c10} \left\{ 1 - erf \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{ca}t}} \right) \right\} \quad (IV-14)$$

Ou, $C_{(x,t)}$: concentration de chlorure en profondeur et en temps, C_0 concentration en chlorure de surface, D_{ca} coefficient de diffusion apparent, x profondeur de couverture de béton, et erf fonction d'erreur statistique.

Cette équation (IV-14) peut simuler à l'aide de **Réseaux de Neurone Artificiel (RNA)** et donne une approximation entre le temps d'initiation de corrosion et leurs paramètres gouvernant.

IV.5. Modèle probabiliste [121]

Pour le modèle probabiliste on utilise le modèle de diffusion :

$$C = C_0 \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_{ca}t}} \right) \right\} \quad (\text{IV-15})$$

Dans cette équation D_{ca} est considérée constant mais dans la réalité elle est variable et est donné par :

$$D_{ca}(t) = D_{RCM,0} \cdot k_e \cdot k_t \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right)^a \quad (\text{IV-16})$$

Pour une profondeur Δz l'équation (IV-15) devient :

$$C_{cl} = C_{0,\Delta z} \left\{ 1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x-\Delta z}{2\sqrt{D_{RCM,0} \cdot k_e \cdot k_t \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right)^a \cdot t}} \right) \right\} \quad (\text{IV-17})$$

Avec :

$C_{0,\Delta z}$: Surface de concentration de chlorure à la profondeur Δz .

Δz : l'épaisseur de la couche de convection.

$D_{RCM,0}$: Coefficient de migration rapide de chlorure.

k_e : Facteur de correction

k_t : Paramètre de transfert.

t_0 : Temps de référence de test ($t_0 = 28j$).

a : exponentielle d'âge.

L'influence de la température k_e peut être exprimée par :

$$k_e = \exp \left(b_e \cdot \left(\frac{1}{T_{ref}} - \frac{1}{T_{réal}} \right) \right) \quad (\text{IV-18})$$

b_e : paramètre de régression

Finalement, l'évènement de corrosion au temps t peut s'écrire comme suit :

$$F_t = \left\{ C_{crit} - C_{0,\Delta z} \cdot \left(1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x-\Delta z}{2\sqrt{D_{RCM,0} \cdot k_e \cdot k_t \cdot \left(\frac{t_0}{t} \right)^a \cdot t}} \right) \right) \leq 0 \right\} \quad (\text{IV-19})$$

La plupart des paramètres dans l'équation (IV-19) sont modélisés comme des variables aléatoires, et ont des modèles de distribution de probabilité spécifique.

Le vecteur X de modèle de base des variables aléatoires et leurs EDP $f_X(x)$ dans le domaine Ω_{F_t} donné par : $X = [C_{crit}, C_{0,\Delta z}, x, \Delta z, D_{RCM,0}, k_e, k_t, a]^T$ et la probabilité de corrosion est :

$$Pr(F_t) = \int_{\Omega_{F_t}} f_X(x) dx_1 dx_2 \dots dx_n \quad (IV-20)$$

IV.6. Modèle numérique [116]

La modélisation par éléments finis (MEF) a été principalement utilisée pour étudier la propagation plutôt que l'initiation, de fissures induites par la corrosion. Par rapport à d'autres modèles, il permet un traitement plus commode des caractéristiques des matériaux et les complexités géométriques. Cependant, les principaux problèmes des modèles (MEF) est qu'ils sont strictement pertinents à l'objet et la situation simulée et que la validation des modèles proposés ne sont pas faits. Dagher et Kulendranont [116] utilisés MEF pour fournir des informations concernant les conditions d'évaluation de corrosion dans les ponts.

L'augmentation du volume de produits de corrosion est simulée par l'utilisation de déplacement nodale. Le critère de force équivalente est utilisé pour la fissuration. Molina et al [122] ont modélisés le produit de corrosion et la pression correspondante, en réduisant le module d'élasticité des éléments en acier corrodé et l'application du déplacement nodal cumulative, respectivement. D'une manière similaire, Yokozeki et al [116] ont simulés la pression interne en imposant une déformation au front de corrosion. En utilisant une analyse de régression des résultats de multiple modèles MEF, une formule de prédiction de t_{cr} a été proposé. Zhou et al [123] ont également utilisés le déplacement nodal imposé au front de corrosion pour simuler l'expansion des produits de corrosion. Chernin et al [124] ont effectué une analyse de régression sur les résultats de multiple modèles MEF et ont construit un modèle pour décrire le changement de module d'élasticité radial qui est ignoré dans les modèles analytique. Le tableau IV-1 résume ces modèles numériques.

Tableau IV-1 Résumé des modèles numériques [116]

Référence	Coefficient de Poisson et le module élasticité de la rouille	Expansion de la réduction béton due à la rouille	La réduction de la rigidité de la rouille	Modèle propose
Dagher et Kulendran	La rouille pas simulé	Déplacement nodal par étape à la surface corrodé	Non	pas propose
Molina et al	$\nu \sim 0.5$ (comme celle de l'eau) $E = 3(1-2\nu)k_r$ avec $k_r = 2$ GPa supérieur a l'acier	Déplacement nodal par étape à la surface corrodé	Oui (constant)	pas proposé
Yokozeiki et al	$\nu = 0.3$ (comme celle de l'acier) $E = 250$ MPa	$d\varepsilon = \sqrt[3]{\alpha_m} dx_0$	Oui (réduire linéairement à 0 lorsque $x_0 = d/2$)	$t_{cr} \frac{w_{cr}}{j_r} = \frac{10^{-5}}{j_r} [-1.841\phi(\phi - 8.661) + 145.1\gamma^{-1.194} + 3809 \times 360^{-.8351} + 10.60 \times -72.30]$
Zhou et al	La rouille pas simulé	Déplacement nodal	Non	pas proposé

IV.7 Modèle Analytique pour la flexion des poutres corrodées

Dans cette partie nous proposons deux modèles analytiques, le premier consiste à établir un modèle analytique pour simulé les déformations causées par la corrosion et la charge simultanément, on utilisant la théorie d'endommagement.

IV.7.1 Rigidité et coefficient d'endommagement

Les valeurs des paramètres, pour l'essai de flexion quatre points, sont les suivantes: $a = 350$ mm, $P = 20$ kN pour les trois premières séries, et $P = 30$ kN pour la dernière série. Le moment de flexion et la déformation à mi-portée sont donnés dans la figure IV.1.

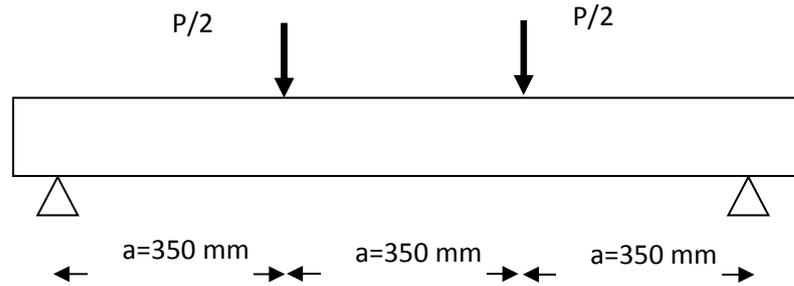


Figure IV.1 : Schéma représentative de l'essai de flexion quatre points.

$$M(L/2) = \frac{Pa}{2} \quad (IV-21)$$

$$W(L/2) = \frac{23Pa^3}{48EI_o} = \frac{23Pa^3}{48R_o} \quad (IV-22)$$

$R_o = EI_o$ Rigidité au début des tests.

$$R_o = \frac{23Pa^3}{48W_o(L/2)} \quad (IV-23)$$

IV-7-1-a- Poutres de contrôles

Après un temps "t", l'augmentation de la déformation, est dû principalement au fluage. Il peut être exprimé par la perte de rigidité :

$$R_{Cont} = \frac{23Pa^3}{48W_t(L/2)} = R_o - \Delta R_{Creep} \quad (IV-24)$$

ΔR_{Creep} : est la perte de rigidité due au fluage.

IV-7-2-b- Poutres corrodées

Durant les essais d'accélération de corrosion sous chargement, la charge a été maintenue constante. Au moment "t" de chargement et d'accélération de corrosion, nous avons le

niveau de corrosion "c" et la déformation des poutres corrodées augmente. Cette augmentation est causée par le fluage et la corrosion des armatures. Par conséquent, la rigidité de la poutre corrodée $R(c)$ peut être obtenu à partir des équations IV-3 et IV-4, et il peut être également, illustré par la perte de la rigidité donnée par :

$$R_{Corr}(c) = \frac{23Pa^3}{48W_{Corr}(L/2)} = R_0 - \Delta R_{Creep} - \Delta R_{Corr} = R_{Cont} - \Delta R_{Corr} \quad (IV-25)$$

Avec :

c : le taux de corrosion.

ΔR_{Corr} est la perte de rigidité due à la corrosion, et peut être calculer comme suit:

$$\Delta R_{Corr} = R_{Cont} - R_{Corr} \quad (IV-26)$$

Il est plus commode de représenter le rapport perte de rigidité $\Delta R_{Corr}/R_0$ pour chaque série (Figure IV-30).

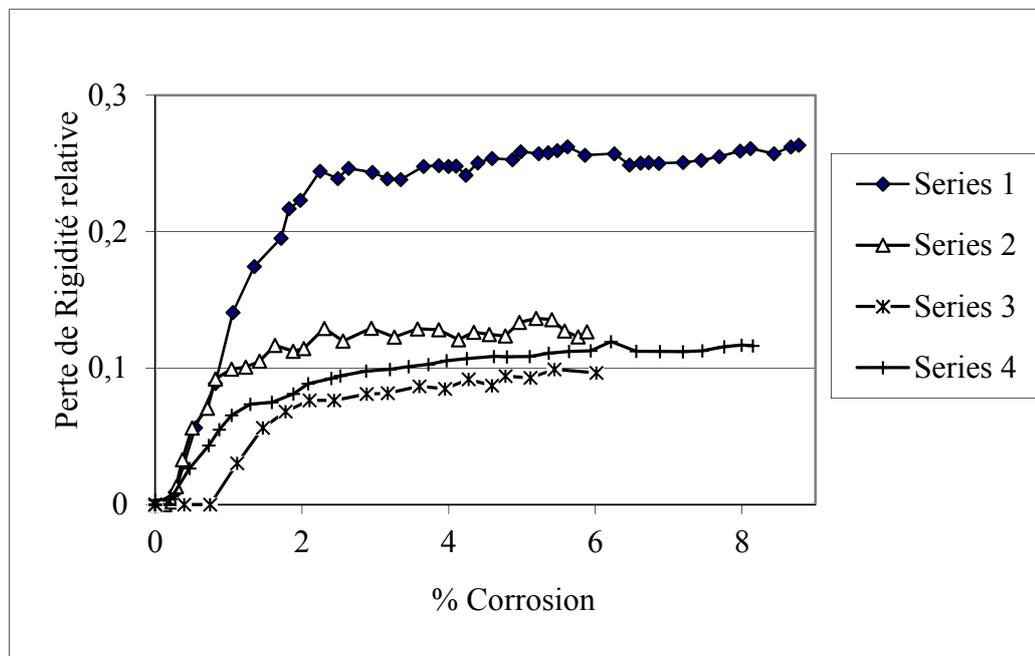


Figure IV-2 : La perte de rigidité relative en fonction de la corrosion.

La figure IV.2 montre que la perte de rigidité est plus importante lorsque le niveau de corrosion est faible, puis, elle s'est stabilisée. La réduction de la rigidité des poutres ($\Delta R(c)/R_0$) est due aux effets bien établis de la corrosion : les produit de corrosion, rouille, déversant de la zone d'enrobage, qui cause la réduction de la force d'adhérence entre l'acier et le béton.

La variation de la rigidité relative ($R(c)/R_0$) avec la vitesse de corrosion est représenté sur la figure IV-3.

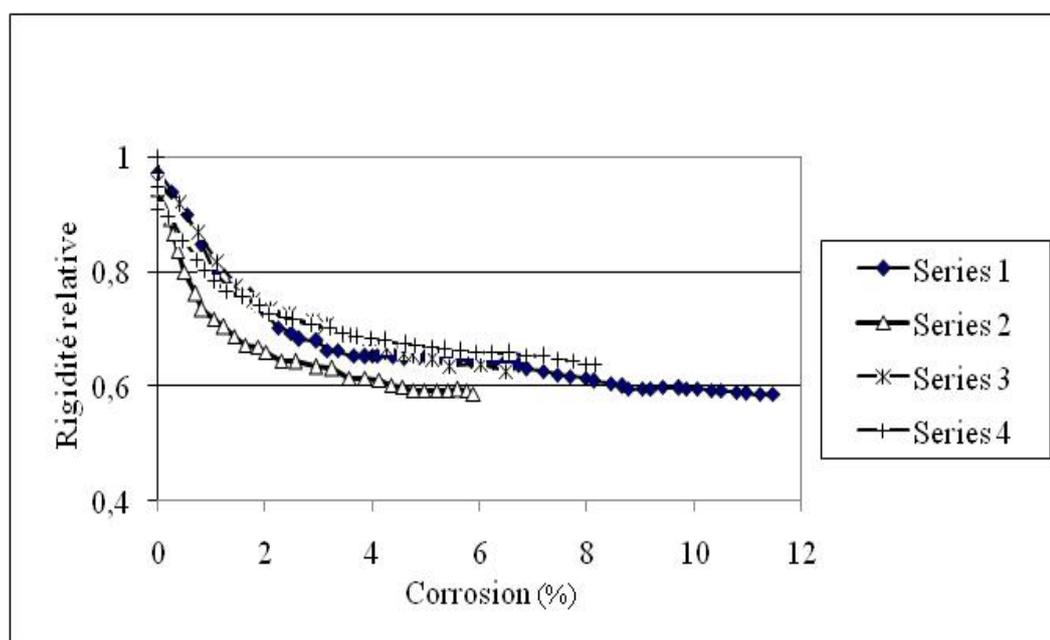


Figure IV-3 Rigidité relative en fonction de la corrosion.

On peut constater que le niveau de chargement à l'état de service ne semble pas avoir un effet significatif sur la réduction de la rigidité de la poutre, pour les séries des poutres 1 et 4 (séries de poutres 2T12-20kN et 2T12-30kN). Cependant, l'arrangement des barres d'armature de la partie inférieure des poutres semble avoir un léger effet sur la baisse de la rigidité de la poutre après corrosion. L'allure des graphes de la figure IV-3 montre que la rigidité des poutres diminue fortement quand le taux de corrosion est inférieur à 2%. Après

ce niveau, la chute de corrosion semble être relativement moins importante lorsque le taux de corrosion augmente. Le modèle bilinéaire proposé pour la variation de la rigidité relative en fonction du taux de corrosion est représenté sur la figure IV-4.

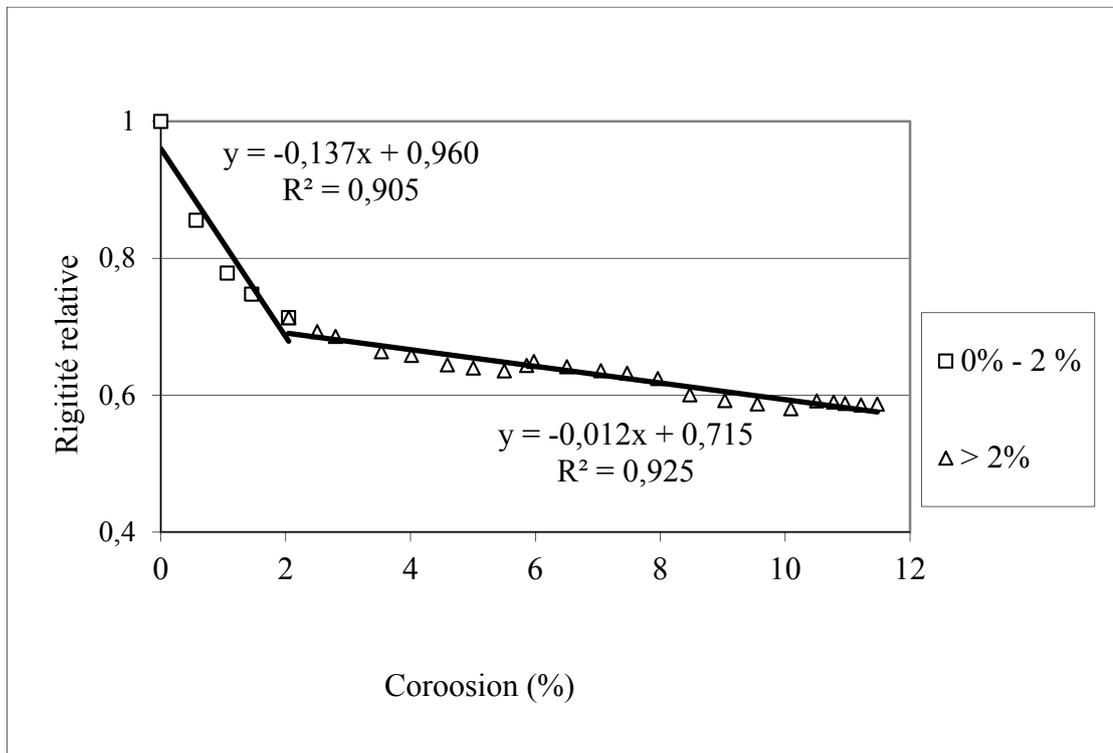


Figure IV-4 Modèle bilinéaire proposé.

$$\frac{R(c)}{R_o} = -0,1373c + 0,9601 \quad \text{Si } c < 2\% \quad (\text{IV-27})$$

$$\frac{R(c)}{R_o} = -0,0122c + 0,7152 \quad \text{Si } c > 2\% \quad (\text{IV-28})$$

A partir des équations suivantes, on peut aussi déterminer le coefficient d'endommagement "D(c)" [59, 89, 107, 113-114], qui est donné par :

$$D(c) = 1 - \frac{R(c)}{R_0} \quad (\text{IV-29})$$

Le coefficient d'endommagement est calculé de ces équations, et représenté dans la figure IV-5.

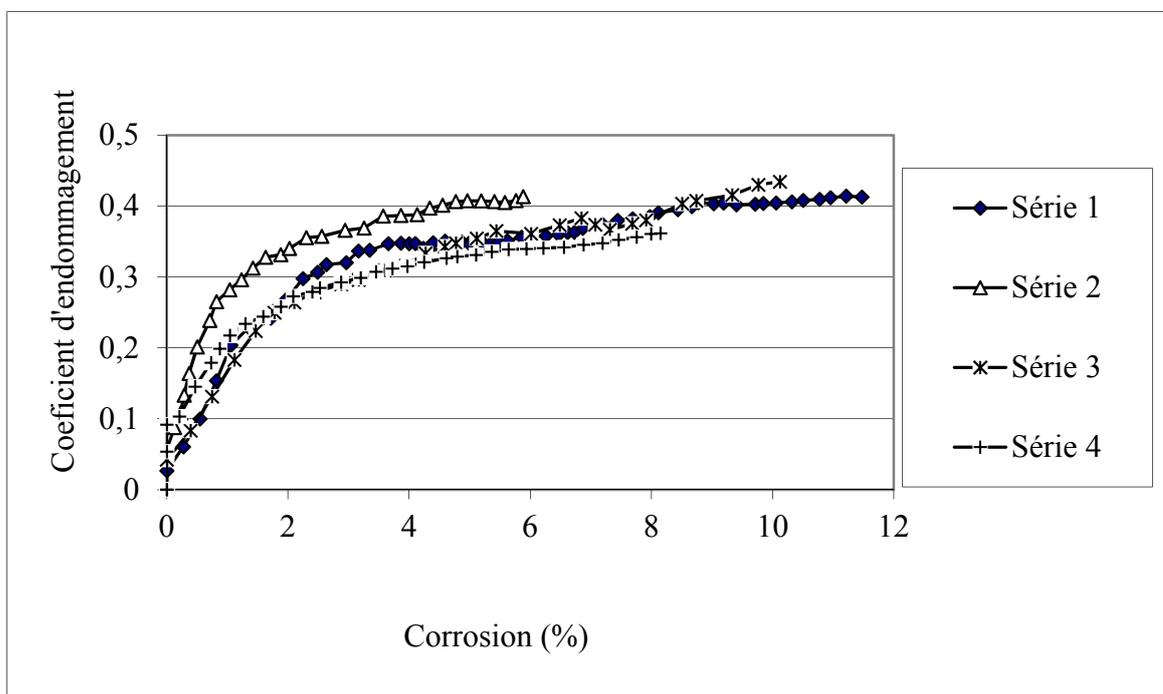


Figure IV-5: Coefficient d'endommagement en fonction de la corrosion.

On peut voir d'après la figure IV-33 que le coefficient d'endommagement de la deuxième série des poutres (1Y16-20kN) est plus important que les autres séries. Ceci confirme l'importance de l'arrangement des barres d'acier dans la partie tendue de la poutre. De plus, comme il a été proposé précédemment pour l'analyse de la rigidité relative, un modèle bilinéaire peut également être adopté pour le coefficient d'endommagement en fonction de la corrosion, (Figure IV-6).

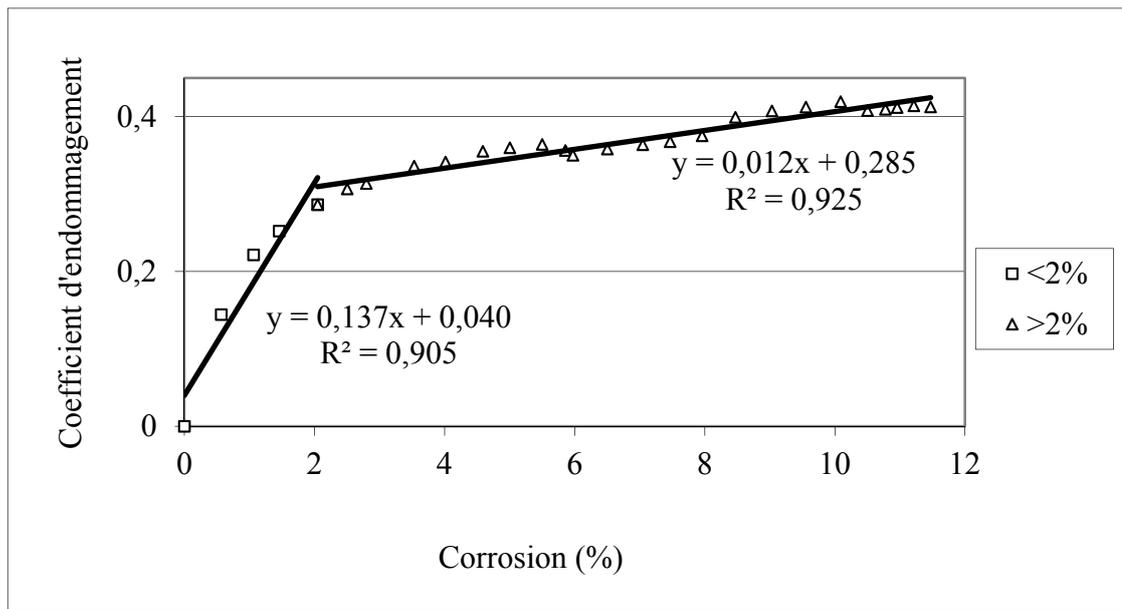


Figure IV-6 Moyenne du coefficient d'endommagement en fonction de la corrosion.

$$D(c) = 0,1373c + 0,0399 \quad \text{Si } c < 2\% \quad (\text{IV-30})$$

$$D(c) = 0,0122c + 0,2848 \quad \text{Si } c > 2\% \quad (\text{IV-31})$$

IV-7-2 Calcul du rayon de courbure

Apartir de l'équation (IV-22) de déformation à mi-travée peut être utilisée pour le calcul des rayons de courbure des poutres [115].

$$\chi = \frac{9.39W(L/2)}{L^2} \quad (\text{IV-32})$$

Puisque nous avons le déplacement au milieu des poutres ($W(L/2)$), donc on peut calculer le rayon de courbure pour chaque déplacement. La variation des rayons de courbures calculée pour les poutres en fonction du taux de corrosion est illustrée dans la figure IV-7.

La figure IV-7 montre clairement que les rayons de courbure des séries 1 et 3 (2T12-20 kN et 3T10-20 kN) sont pratiquement identiques tandis que celle de la deuxième série (1T16-20kN) est significativement plus grande que les deux autres séries. La quatrième séries est nettement plus grande à cause de la charge qui est de 30 kN.

Afin d'étudier l'effet de la charge de service, la variation de la courbure relative, qui est défini comme le rapport entre la courbure réelle des poutres corrodées ($\chi(c)$) par rapport à celle des poutres de contrôle correspondant ($\chi(0)$), avec le taux de corrosion est représenté sur la figure IV-8.

On peut constater que le niveau de chargement de service ne semble pas avoir un effet significatif sur le comportement du rayon de courbure relative en fonction du taux de corrosion. Toutefois, l'arrangement des barres d'acier tendues peut grandement affecter ce comportement. Comme il est recommandé dans les détails pratiques de ferrailage des poutres en béton armé, les armatures de traction doivent être au moins deux barres situées dans les coins de la partie inférieure des poutres.

Un modèle bilinéaire, donnée ci-après, semble être le mieux adapté pour prédire la variation de rayon de courbure en fonction de la corrosion (Figure IV-9).

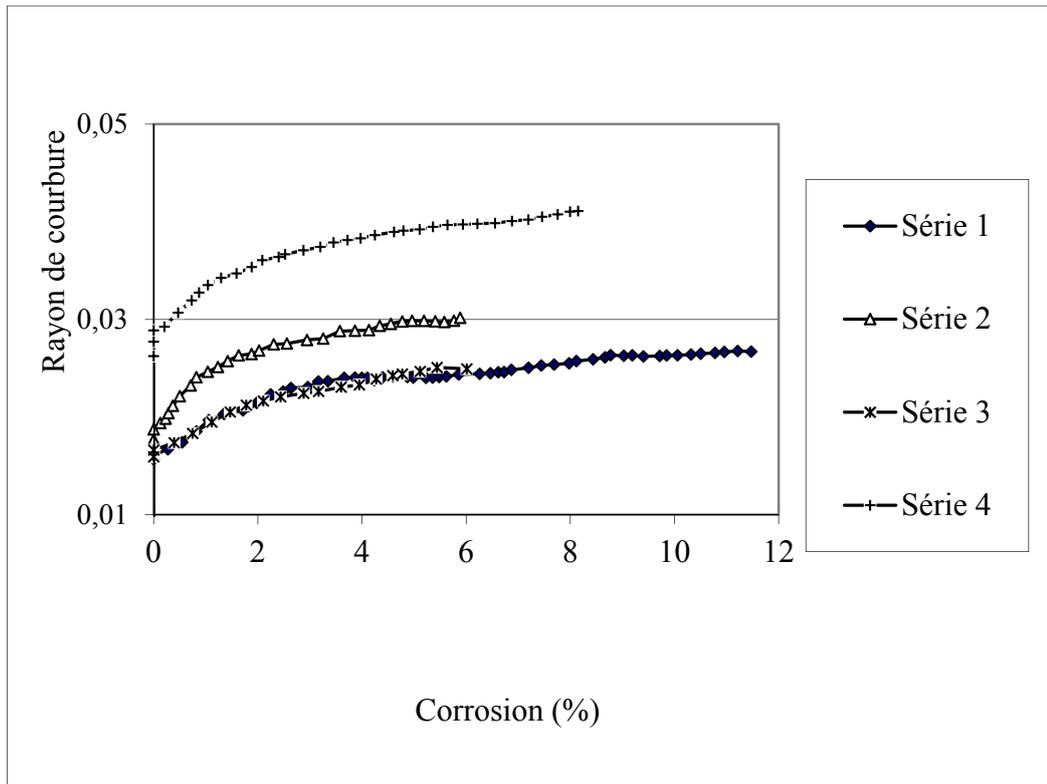


Figure IV-7 Rayon de Courbure en fonction de la corrosion.

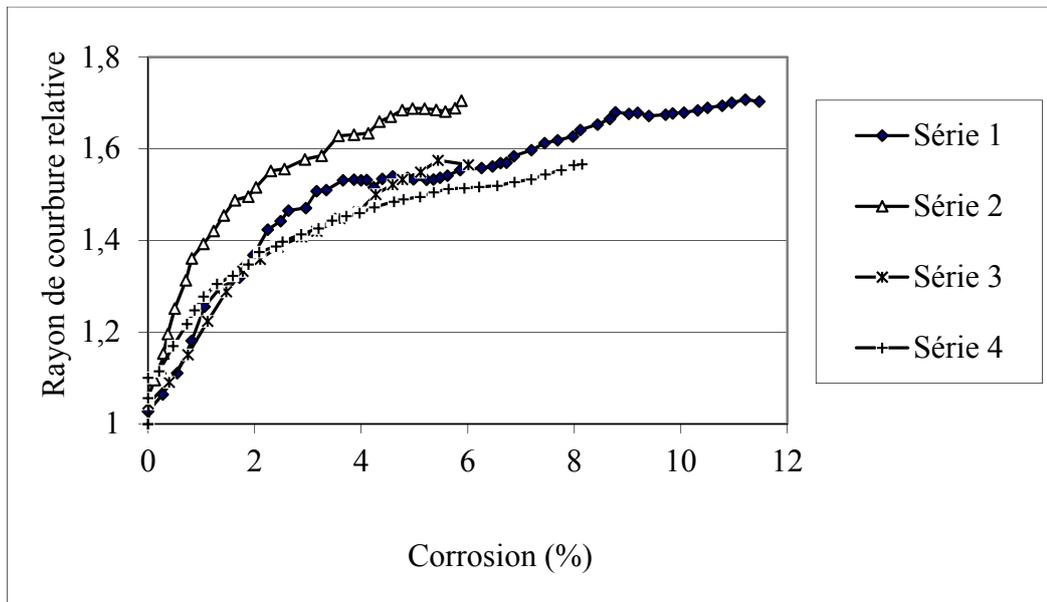


Figure IV-8 : Rayon de courbure relative en fonction de la corrosion.

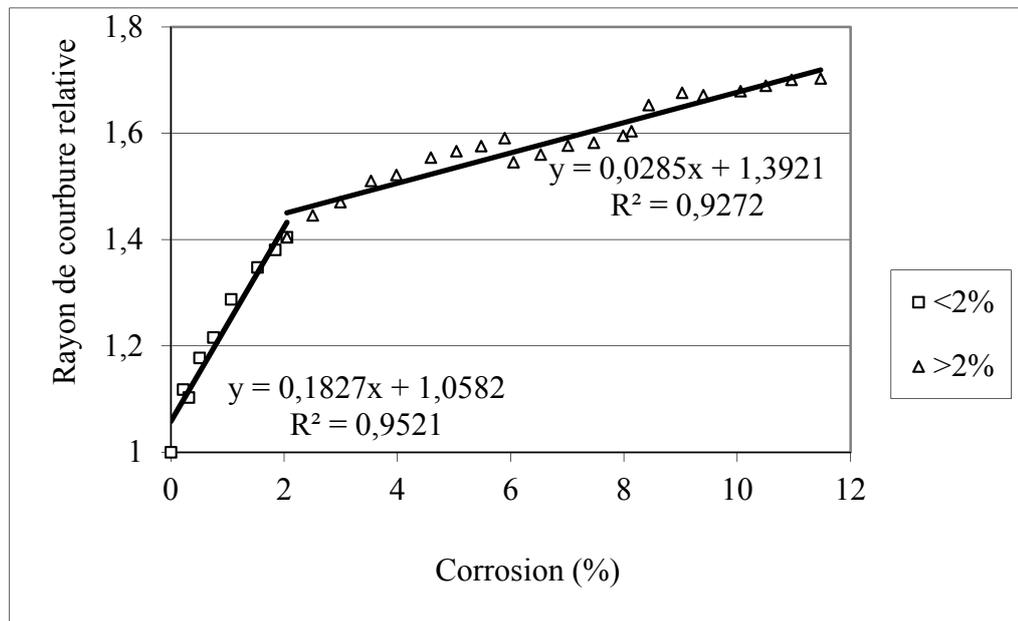


Figure IV-9: Modèle bilinéaire du rayon de courbure relatif en fonction de la corrosion.

$$\frac{\chi(c)}{\chi(0)} = 0,1827c + 1,0582 \quad \text{Si } c < 2\% \quad (\text{IV-33})$$

$$\frac{\chi(c)}{\chi(0)} = 0,0285c + 1,3921 \quad \text{Si } c > 2\% \quad (\text{IV-34})$$

IV.7.3 Calcul de la capacité portante à l'état limite ultime

Le moment fléchissant est calculée de l'équation (IV-24), et le rayon de courbure est donné par l'équation (IV-32), puis, sont représentées dans les Figures IV-10 à IV-13 :

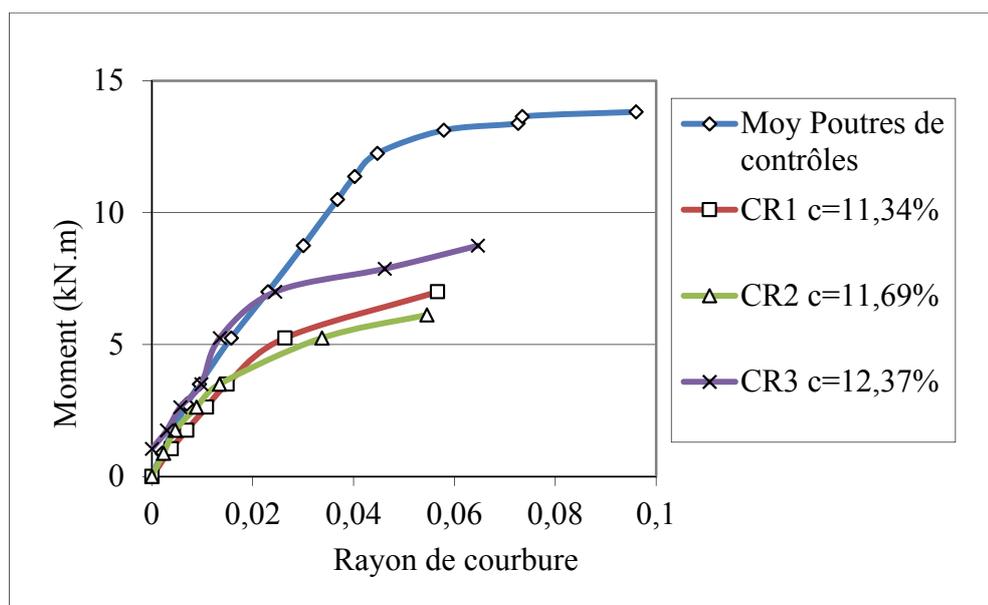


Figure IV-10 : Moment fléchissant en fonction du rayon de courbure –Série 1-.

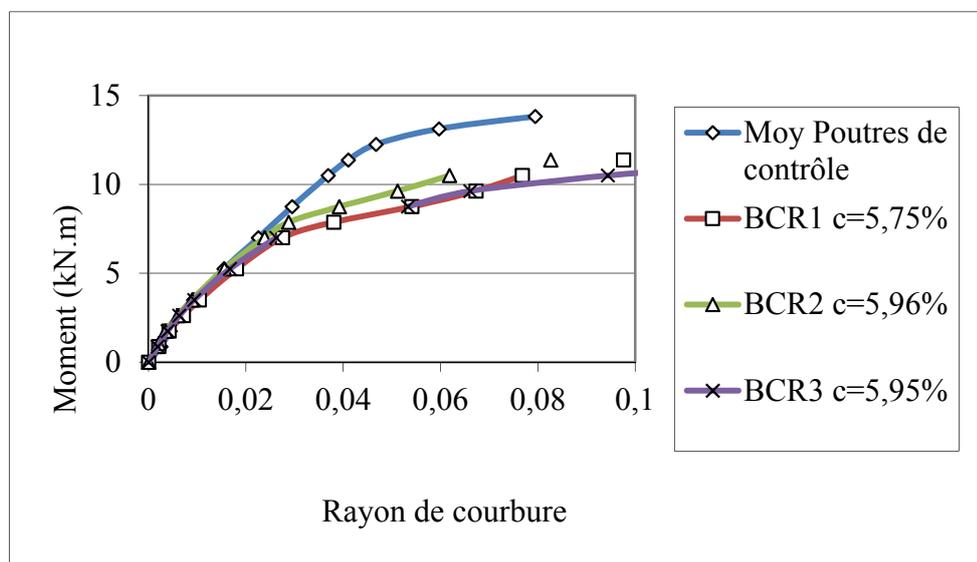


Figure IV-11 : Moment fléchissant en fonction du rayon de courbure –Série 2-.

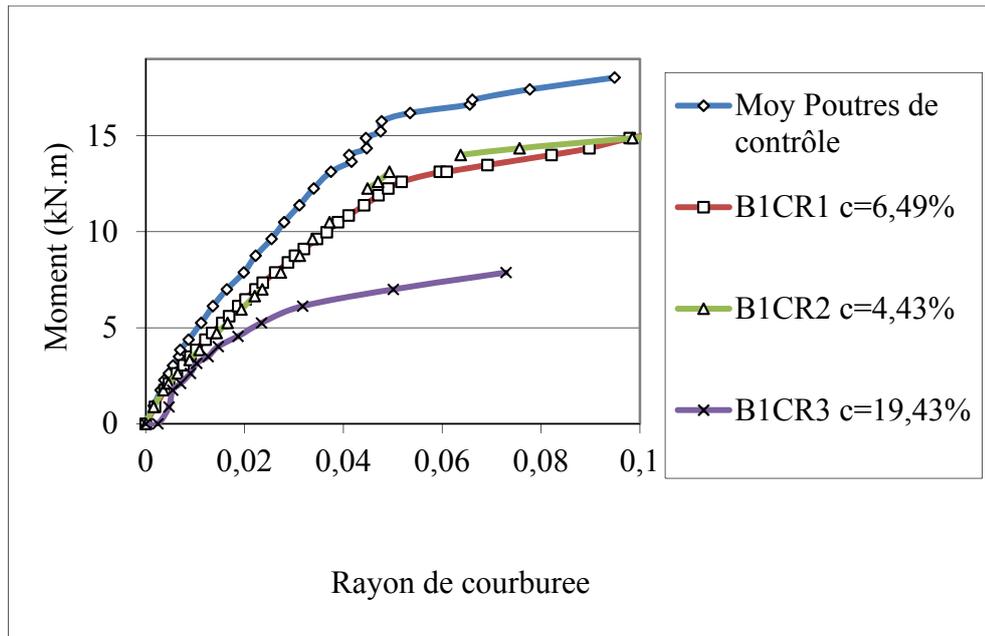


Figure IV-12 : Moment fléchissant en fonction du rayon de courbure –Série 3-

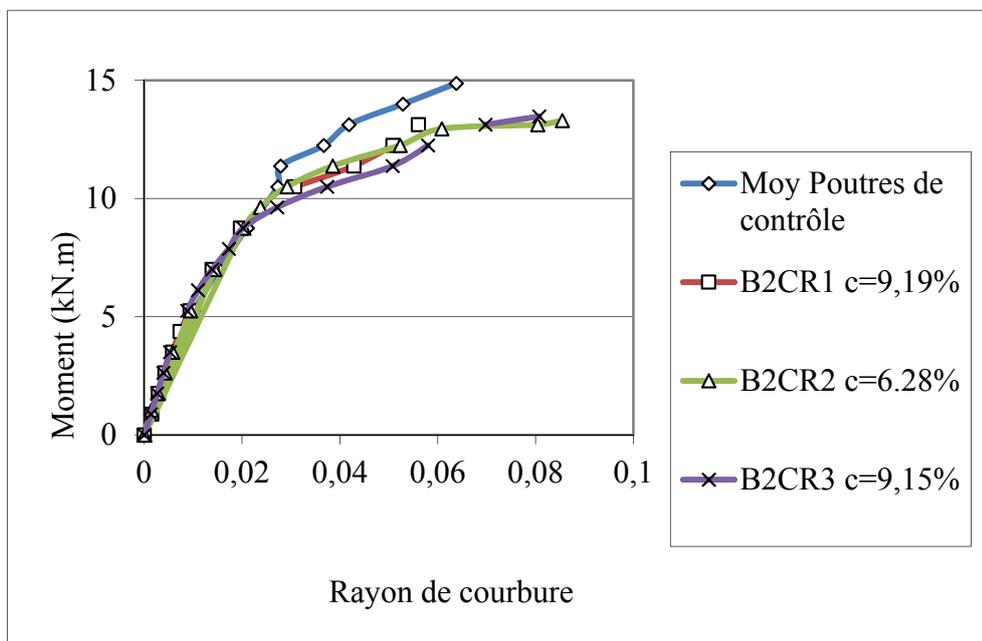


Figure IV-13 : Moment fléchissant en fonction du rayon de courbure –Série 4-

Le moment fléchissant en fonction de la corrosion des poutres de contrôle sont représentés dans la figure IV-14. La figure IV.15 représente le rayon de courbure en fonction du moment fléchissant des poutres corrodées.

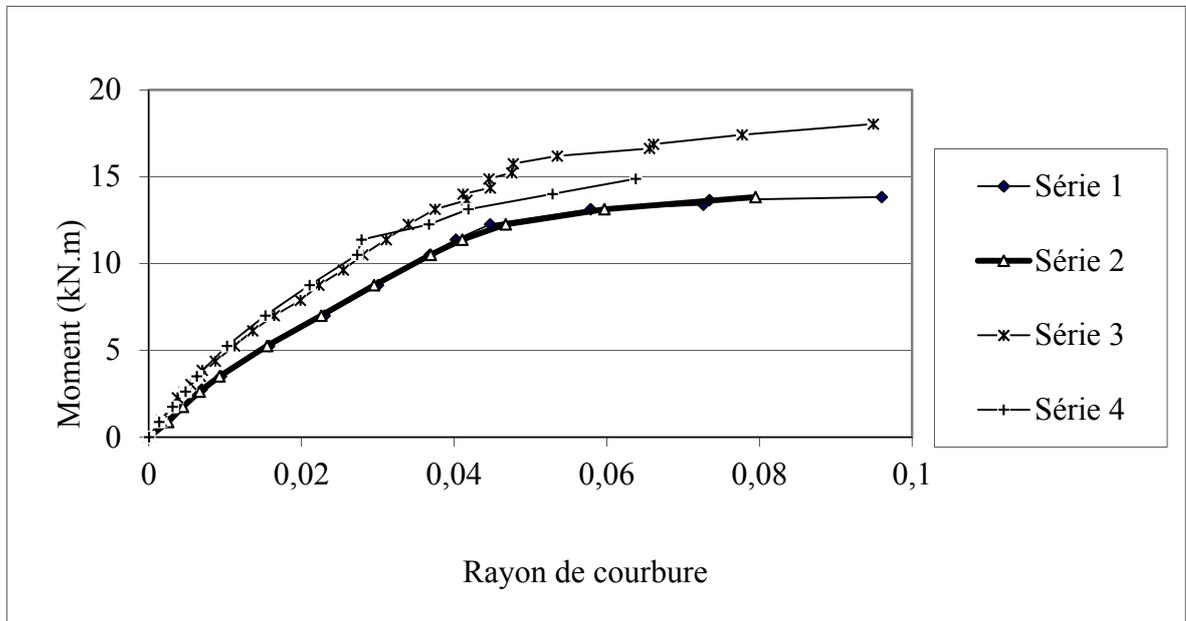


Figure IV-14 Moment fléchissant en fonction de la corrosion des poutres de contrôle.

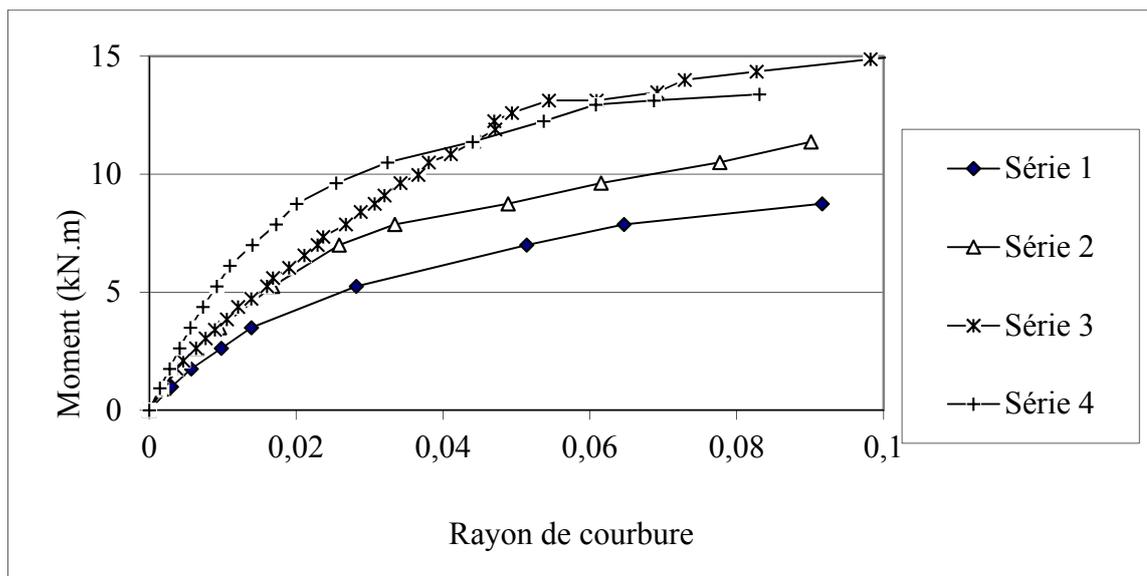


Figure IV-15: Moment fléchissant en fonction du rayon de courbure des poutres corrodées.

On peut observer que pour les poutres de contrôle le rayon de courbure est le même, sauf à l'extrémité de chargement (à proximité de la charge de rupture), il commence à diverger. Mais, pour les poutres corrodées le rayon de courbure pour des faibles moments, dès le départ, est différent pour chaque série, ceci est dû à la différence de niveau de la corrosion dans le début de l'essai.

IV.8 Modèle empirique pour simuler les ouvertures de fissures et corrosion des armatures

IV.8.1. Introduction

Les conséquences de la corrosion sur le comportement des éléments en béton armé ne sont pas négligeables et se manifestent de différentes façons telles que la réduction de section d'armatures corrodées. Cette réduction est souvent accompagnée d'une expansion volumique globale de l'armature, car l'acier corrodé va se transformer en rouille qui va s'hydrater et occuper un volume qui sera environ deux ou trois fois le volume de l'acier sain. Cette augmentation de volume induira une pression de rouille dans le béton environnant et provoque sa fissuration. Ceci facilitera la pénétration des agents agressifs et accélère le processus de corrosion.

Dans cette section, on propose un modèle analytique associé à la relation empirique reliant l'ouverture de fissure et la perte de section d'acier ainsi qu'une comparaison entre ce modèle et quelques modèles existants.

IV.8.2. Comparaison entre les résultats expérimentaux et quelques modèles existants

L'examen des modèles analytiques trouvés dans la littérature montre que certains de ces modèles sont basés sur le paramètre de pénétration d'attaque [84, 118], tandis que d'autres sont basés sur la perte de section d'armature [72]. Dans ce chapitre, deux modèles existants seront utilisés comme outil de comparaison avec les résultats obtenus du modèle proposé dans ce travail. Le premier modèle de Rodriguez [84, 118], basé sur la profondeur d'attaque, a été obtenu en utilisant les résultats expérimentaux issus d'une corrosion naturelle tandis que le deuxième, modèle de Vidal [72], basé sur la perte de section d'armature, a été déduit des résultats expérimentaux issus d'une corrosion accélérée. Avant de comparer ces deux modèles avec le modèle développé dans le cadre de ce travail, les résultats de ces deux modèles seront comparés aux résultats expérimentaux obtenus sur les poutres corrodées par un système d'accélération de corrosion.

IV.8.2.1 Modèle reliant l'ouverture de fissure et la profondeur de piqûre « Rodriguez et al »

L'expression, liant l'ouverture de la fissure aux paramètres de la corrosion, proposée par les auteurs est reprise ici comme suit :

$$w = 0,05 + \beta \left[x - \left(7,53 + 9,32 \cdot \frac{e}{\phi_0} \right) \right] \quad (\text{IV.35})$$

Avec :

$$x = \frac{\phi_0}{\alpha} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{\Delta A_s}{A_s}} \right] \cdot 10^3$$

Où

w est l'ouverture de la fissure en mm,

x est la profondeur de piqûre,

e est l'épaisseur d'enrobage en mm,

ϕ_0 est le diamètre d'armature initial en mm.

α est le facteur de concentration de piqûre :

$\alpha = 2$, pour une corrosion uniforme,

$4 < \alpha < 8$, corrosion localisée par piqûres des chlorures.

β est un coefficient dépendant de la position de l'armature dans la poutre ($\beta = 0.01$ pour les armatures situées en partie haute par rapport à la direction de coulage, et $\beta = 0.0125$ pour les armatures situées en partie basse).

IV.8.2.2 Modèle reliant l'ouverture de fissure à la réduction de section armature « Vidal et al » :

Pour ce modèle, la relation liant l'ouverture des fissures avec les paramètres de corrosion s'écrit comme suit :

$$w = K (\Delta A_s - \Delta A_{s0}) \quad (\text{IV.36})$$

$$\Delta A_{s0} = A_s \left[1 - \left[1 - \frac{\alpha}{\phi_0} \left(7,53 + 9,32 \frac{e}{\phi_0} \right) \cdot 10^{-3} \right]^2 \right] \quad (\text{IV.37})$$

Où

w est l'ouverture de la fissure en mm ; ϕ_0 est le diamètre de l'armature en mm, α est le facteur de concentration de piqûre ; e est l'épaisseur d'enrobage en mm, A_s est la section d'acier initiale (mm^2), $K = 0,0575$ ΔA_{s0} est la perte de section initiant la fissuration en mm^2 .

Les poutres (2T12 à 20 kN ; 2T12 à 30 kN ; 3T10 à 20 kN) correspondantes au cas 1, la largeur équivalente W_{EQ} est la somme de deux fissures w_1 et w_2 . Pour la poutre (1T16 à 20 kN) correspondante au cas 2, la largeur équivalente W_{EQ} est la largeur d'une fissure w_3 .

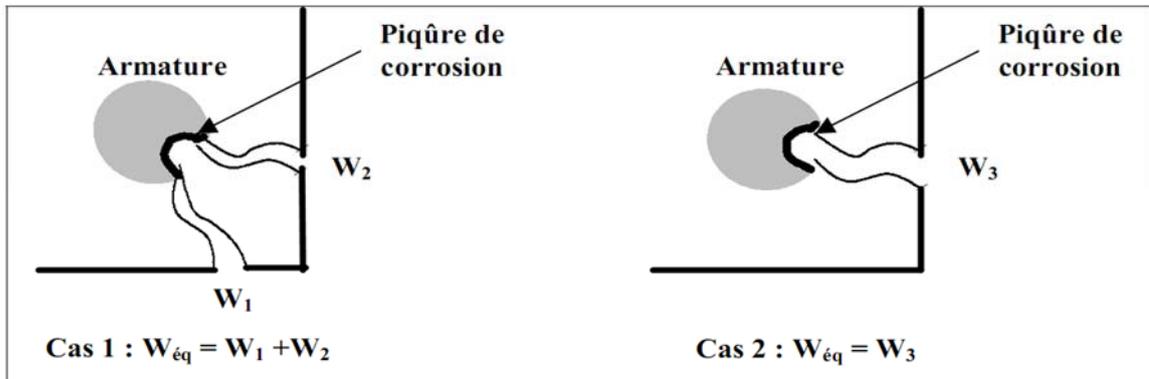


Figure IV.16 Exemples de deux configurations équivalentes de fissures pour un même taux de corrosion [72].

Les Figures : IV.17 à IV.20 illustrent les résultats expérimentaux de la perte de section d'acier en relation avec les largeurs des fissures mesurées pour les séries de poutres testées: (1T16 à 20 kN ; 2T12 à 20 kN ; 2T12 à 30 kN ; 3T10 à 20 kN). A titre de comparaison, ces mêmes figures montrent les résultats obtenus en utilisant les modèles de Vidal et de Rodriguez.

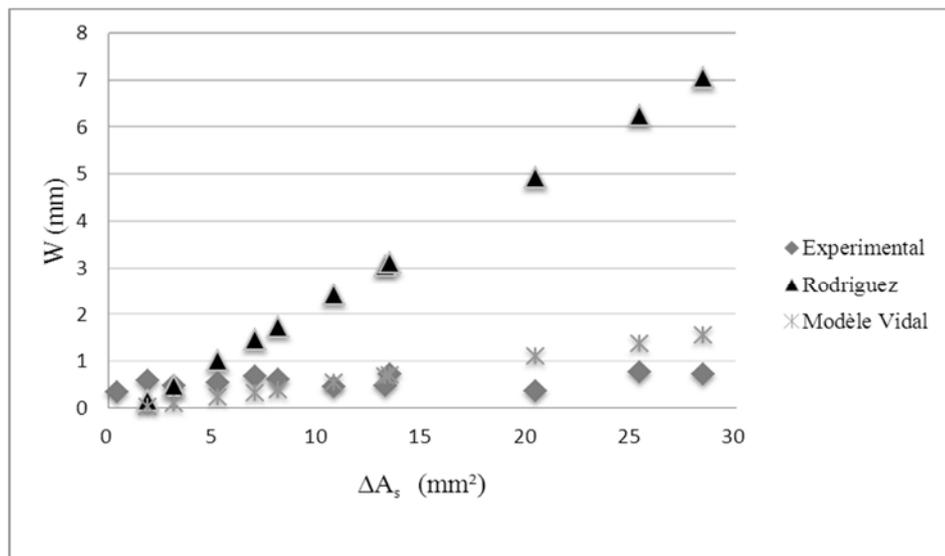


Figure IV.17 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (1T16 à 20 kN).

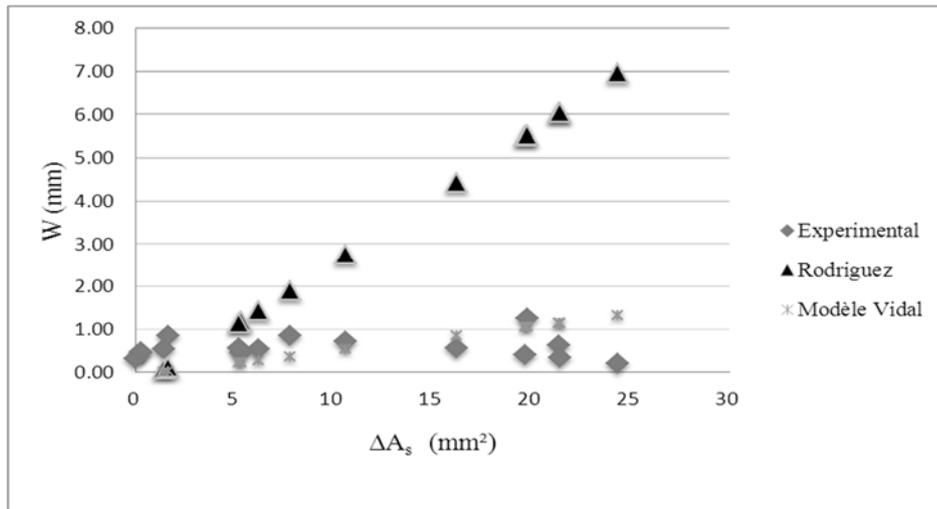


Figure IV.18 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 20 kN).

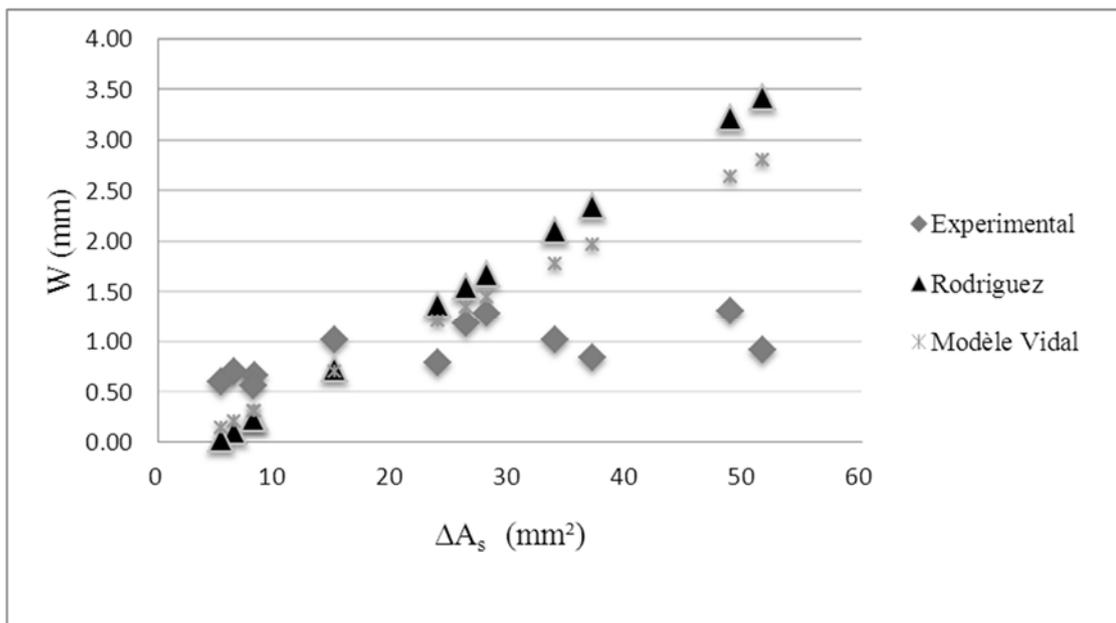


Figure IV.19 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 30 kN).

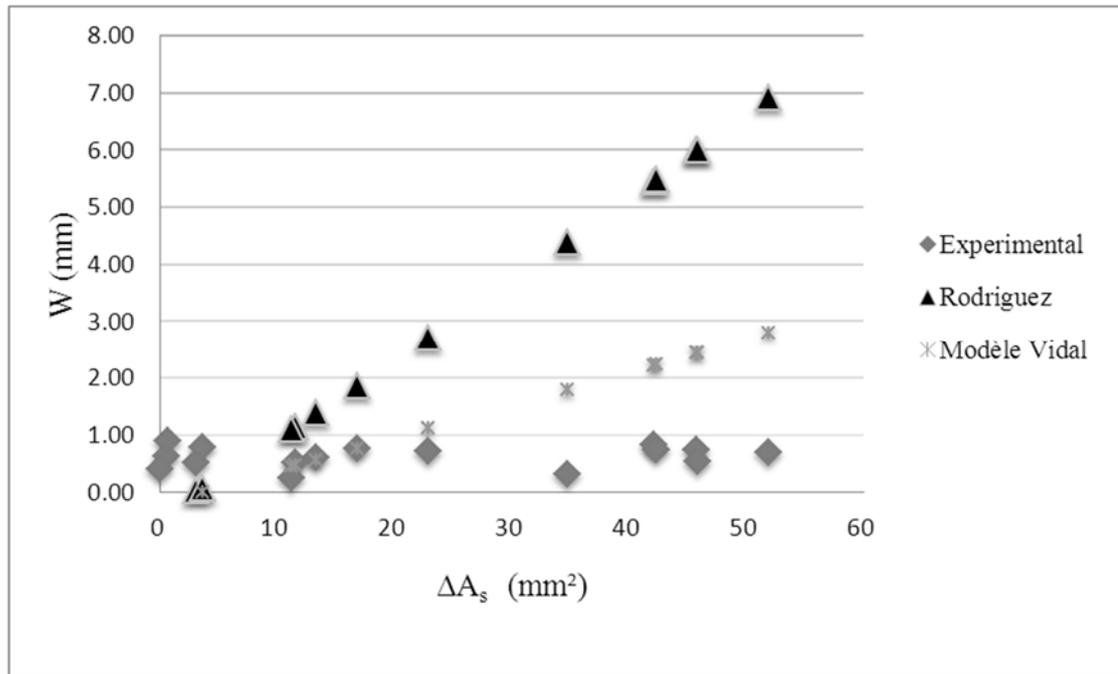


Figure IV.20 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (3T10 à 20 kN).

La comparaison des résultats expérimentaux avec le modèle de Rodriguez présentés dans les Figures IV.10 à IV.13 montrent une surestimation de la corrosion de l'acier ; d'où la plupart des valeurs expérimentales de la perte de section sont inférieures aux valeurs prévisionnelles du modèle. (Tableaux IV.2 à IV.5).

Le modèle de Vidal est meilleur que le modèle de Rodriguez pour prédire la perte de section d'acier dans le stade de la corrosion localisée, mais dans la deuxième phase de la corrosion correspondant à la corrosion générale les valeurs expérimentales de la perte de section sont inférieures aux valeurs prévisionnelles du modèle de Vidal.

Dans cette étude on propose une nouvelle relation liant les largeurs des fissures à la corrosion des armatures pour l'étape de configuration de la corrosion générale.

IV.8.3. Modèle proposé

On propose dans la présente section un nouveau paramètre caractérisant la corrosion des armatures. Il s'agit du paramètre ΔA_{sm} qui représente la perte moyenne de section. Ce paramètre remplacera la perte locale de section, paramètre utilisé dans la littérature pour

décrire la corrosion des armatures dans la deuxième étape de la propagation des fissures.

Les barres de la poutre corrodée ont été d'abord pesées. La perte moyenne de section ΔA_{sm} de chaque barre a été obtenue en mesurant la perte de masse Δm , puis en utilisant l'équation (IV.39).

$$\Delta A_{sm} = A_{s_0} \left[1 - \frac{m'}{m} \right] \quad (\text{IV.38})$$

Avec A_{s_0} : section d'armature initiale non corrodée en mm^2 ,

ΔA_{sm} : perte moyenne de section en mm^2 ,

m' : masse résiduelle du tronçon par unité de longueur en g/ml,

m : masse référence de l'armature non corrodée par unité de longueur en g/ml.

A partir de l'équation (4.3) et en utilisant les modèles existants notamment ceux de Rodriguez et al [59, 60] et de Vidal [72], l'expression empirique (IV.40) liant l'ouverture de la fissure à la perte moyenne de la section sous le régime de la corrosion générale est proposée :

$$w = \frac{1}{3} \times \exp \left[0,011 \times \Delta A_{sm} + \frac{\phi_0}{e} \right] \quad (\text{IV.39})$$

Où

w est la largeur de la fissure (mm),

ΔA_{sm} est la perte moyenne de section (mm^2),

e est l'épaisseur d'enrobage en mm,

ϕ_0 est le diamètre d'armature initial en mm.

Les Figures IV.14 à IV.17 illustrent les résultats expérimentaux de la perte moyenne de section d'acier en relation avec les largeurs des fissures mesurées correspondant respectivement aux poutres : (1T16 à 20 kN ; 2T12 à 20 kN ; 2T12 à 30 kN ; 3T10 à 20 kN) et montrent aussi les résultats obtenus en utilisant les modèles de Vidal, de Rodriguez et du modèle proposé.

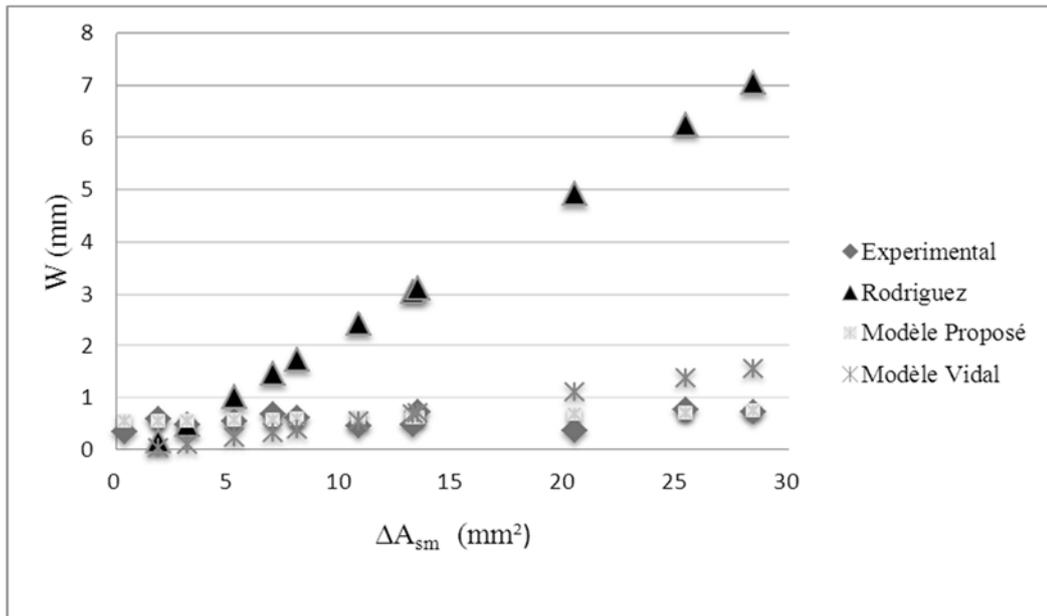


Figure IV.21 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (1T16 à 20 kN).

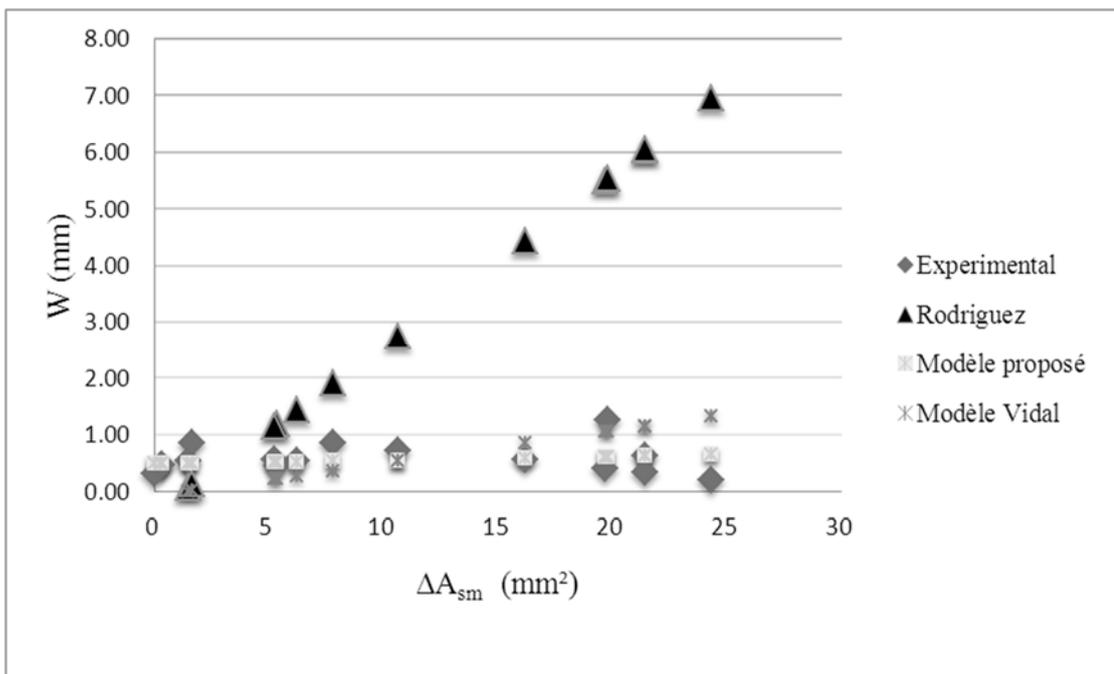


Figure IV.22 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 20 kN).

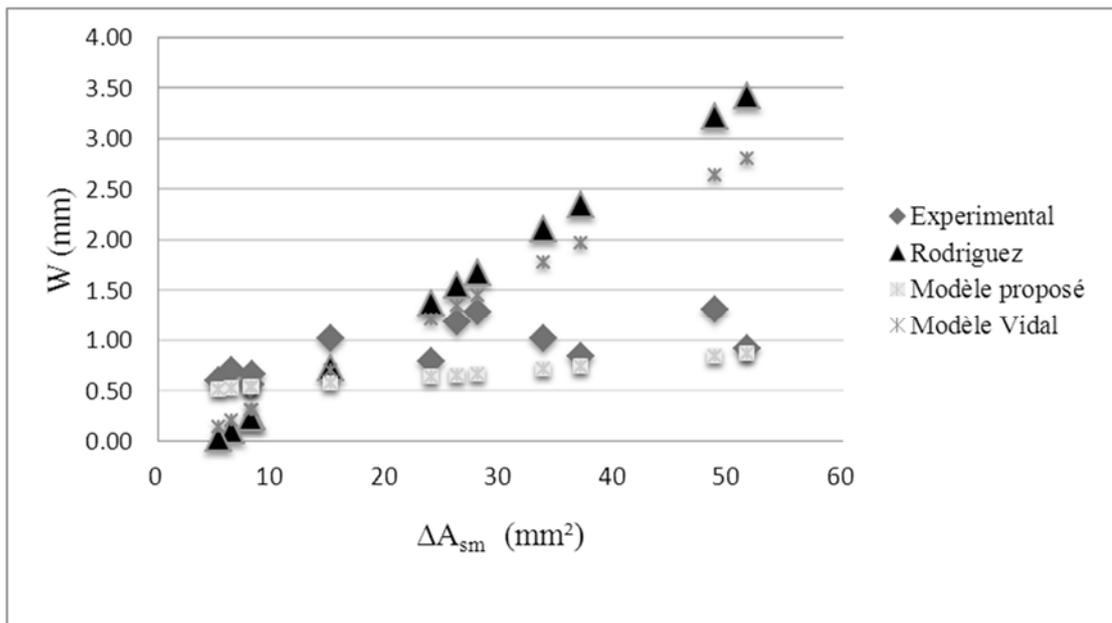


Figure IV.23 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (2T12 à 30 kN).

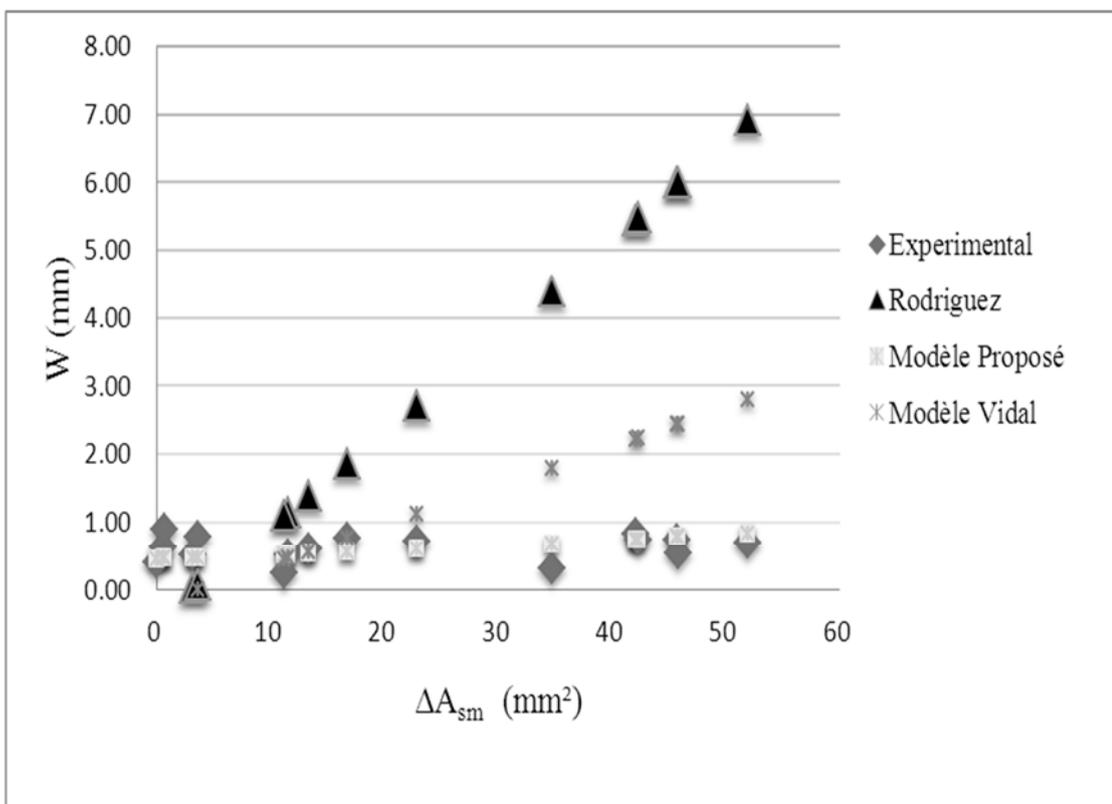


Figure IV.24 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction de section (3T10 à 20 kN).

Les points sont évidemment bien corrélés à une relation exponentielle aplatie. Cela confirme que la perte moyenne de section d'acier est un paramètre plus approprié pour décrire la propagation des fissures dans la deuxième phase.

Les tableaux suivants montrent les écarts entre le résultat expérimental « la perte moyenne de section d'acier en relation avec les largeurs des fissures mesurées correspondantes respectivement aux poutres : (1T16 à 20 kN ; 2T12 à 20 kN ; 2T12 à 30 kN ; 3T10 à 20 kN) » et le résultat des modèles Vidal, Rodriguez, et du modèle proposé.

Les écarts obtenus du modèle proposé sont plus proche que ceux des modèles Vidal et Rodriguez.

Tableau IV.2 Écarts entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 1T16 à 20 kN)

Expérimental		Modèle Vidal		Modèle Rodriguez		Nouveau modèle	
ΔA_s	W mm	W mm	écart %	W mm	écart %	W mm	écart %
5,244	0,550	0,223	60%	1,021	-86%	0,566	-3%
8,087	0,610	0,386	37%	1,740	-185%	0,585	4%
13,224	0,490	0,681	-39%	3,052	-523%	0,620	-27%
20,442	0,370	1,097	-196%	4,927	-1232%	0,674	-82%
6,977	0,690	0,322	53%	1,458	-111%	0,578	16%
28,452	0,730	1,557	-113%	7,052	-866%	0,738	-1%
25,411	0,760	1,382	-82%	6,240	-721%	0,713	6%
13,467	0,730	0,695	5%	3,115	-327%	0,622	15%
1,881	0,590	0,029	95%	0,177	70%	0,545	8%
3,130	0,470	0,101	78%	0,490	-4%	0,553	-18%
10,786	0,450	0,541	-20%	2,427	-439%	0,603	-34%
0,377	0,350	-0,057	116%	-0,198	157%	0,536	-53%

Tableau IV.3 Écarts entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 2T12 à 20 kN)

Expérimental		Modèle Vidal		Modèle Rodriguez		Nouveau modèle	
Δ As	W mm	W mm	écart %	W mm	écart %	W mm	écart %
1,461	0,540	0,003	99%	0,064	88%	0,493	9%
7,814	0,850	0,368	57%	1,915	-125%	0,530	38%
1,668	0,850	0,015	98%	0,124	85%	0,494	42%
5,355	0,450	0,227	50%	1,193	-165%	0,515	-15%
0,270	0,440	-0,066	115%	-0,277	163%	0,486	-11%
10,642	0,720	0,531	26%	2,754	-282%	0,547	24%
19,676	0,400	1,050	-163%	5,502	-1276%	0,607	-52%
19,799	1,260	1,057	16%	5,540	-340%	0,608	52%
24,334	0,210	1,318	-528%	6,963	-3216%	0,640	-205%
21,410	0,630	1,150	-83%	6,042	-859%	0,619	2%
6,212	0,530	0,276	48%	1,444	-172%	0,521	2%
21,439	0,330	1,152	-249%	6,051	-1734%	0,619	-88%
0,013	0,32	-0,080	125%	-0,351	210%	0,485	-52%
5,217	0,56	0,219	61%	1,153	-106%	0,515	8%
16,225	0,57	0,852	-49%	4,440	-679%	0,583	-2%
0,310	0,48	-0,063	113%	-0,266	155%	0,487	-1%

Tableau IV.4 Écarts entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 2T12 à 30 kN)

Expérimental		Modèle Vidal		Modèle Rodriguez		Nouveau modèle	
Δ As	W mm	W mm	écart %	W mm	écart %	W mm	écart %
15,109	1,025	0,706	31%	0,734	28%	0,576	44%
37,048	0,838	1,968	-135%	2,343	-180%	0,740	12%
23,902	0,789	1,212	-54%	1,374	-74%	0,637	19%
51,596	0,914	2,804	-207%	3,430	-275%	0,873	5%
33,827	1,019	1,783	-75%	2,105	-107%	0,713	30%
48,836	1,307	2,646	-102%	3,223	-147%	0,846	35%
26,266	1,181	1,348	-14%	1,548	-31%	0,654	45%
28,046	1,285	1,450	-13%	1,678	-31%	0,667	48%
6,498	0,702	0,211	70%	0,111	84%	0,522	26%
5,354	0,596	0,146	76%	0,029	95%	0,515	14%
8,290	0,669	0,314	53%	0,241	64%	0,533	20%
8,177	0,560	0,308	45%	0,232	59%	0,532	5%

Tableau IV.5 Écarts entre le résultat des modèles et le résultat expérimental (poutre 3T10 à 20 kN)

Expérimental		Modèle Vidal		Modèle Rodriguez		Nouveau modèle	
ΔAs	W mm	W mm	écart %	W mm	écart %	W mm	écart %
3,150	0,510	-0,016	1,03	0,014	0,97	0,477	0,06
16,802	0,767	0,769	0,00	1,864	-1,43	0,557	0,27
3,595	0,789	0,010	0,99	0,073	0,91	0,479	0,39
11,525	0,524	0,466	0,11	1,142	-1,18	0,525	0,00
0,583	0,629	-0,163	1,26	-0,328	1,52	0,463	0,26
22,856	0,724	1,118	-0,54	2,703	-2,74	0,597	0,18
42,093	0,820	2,224	-1,71	5,452	-5,65	0,743	0,09
42,353	0,747	2,239	-2,00	5,490	-6,35	0,745	0,00
51,945	0,690	2,790	-3,04	6,912	-9,02	0,832	-0,21
45,765	0,735	2,435	-2,31	5,992	-7,15	0,775	-0,05
13,365	0,605	0,572	0,06	1,393	-1,30	0,536	0,11
45,827	0,534	2,438	-3,57	6,001	-10,24	0,776	-0,45
0,027	0,409	-0,195	1,48	-0,402	1,98	0,460	-0,13
11,229	0,253	0,449	-0,78	1,102	-3,36	0,523	-1,07
34,764	0,322	1,802	-4,60	4,389	-12,64	0,684	-1,12
0,669	0,905	-0,158	1,17	-0,316	1,35	0,464	0,49

IV.8.4 Comparaison avec les résultats expérimentaux de Castel et al [125]

L'étude de Castel et al [125] a été réalisée sur des poutres de section 150x280 mm et de trois mètres de longueur qui ont été maintenues dans un brouillard salin de taux de salinité équivalent à celui de l'eau de mer, et soumises à un chargement en flexion 3 points de différentes intensités. L'ensemble de ces poutres est divisé en deux groupes A et B qui se différencient par leurs ferrillages définis suivant deux types de dimensionnement (Figure IV.25).

- ✓ Les poutres A : elles ont été dimensionnées suivant la réglementation française BAEL 83 [126] en vigueur lors de la réalisation, aux Etats Limites de Service en fissuration très préjudiciable (ambiance agressive) avec notamment une épaisseur d'enrobage maximale de 4cm.
- ✓ Les poutres B : elles ont été dimensionnées suivant la réglementation française BAEL 83 [126] aux Etats Limites de Service en fissuration non préjudiciable (ambiance non agressive) avec notamment une épaisseur d'enrobage minimale de 1 cm.

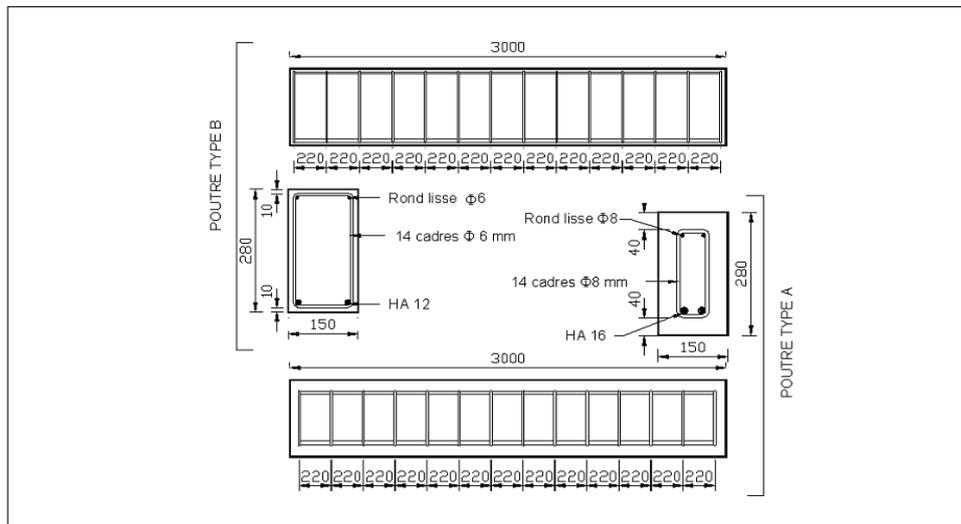


Figure IV.25 Plan de ferrailage des poutres de types A et B

Les poutres ont été soumises à un chargement en flexion trois points à l'aide d'un dispositif constitué de deux tiges $\phi 16$ mm en acier Fe40 et de deux profilés UAP 80 renforcés en Fe24. Une poutre de type B était associée à une poutre de type A. La poutre de type B est positionnée au-dessus avec la partie tendue située normalement en partie inférieure. Au contraire, la poutre de type A placée en dessous est «à l'envers». La partie supérieure par laquelle le béton a été coulé, correspond à la zone tendue de ce type de poutre.

Les distributions des pertes de sections d'acier le long des armatures tendues pour les poutres A1C11 et B1C11 sont exposées respectivement dans les figures IV.26 et IV.27. La carte de fissuration avec les ouvertures des fissures sont données dans les figure IV.28 et IV.29.

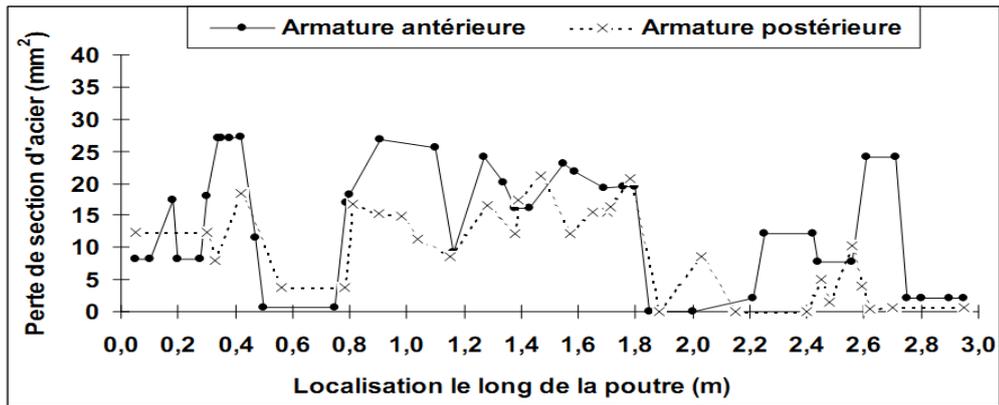


Figure IV.26 Distribution de la perte de section d'acier le long des armatures tendue de la poutre A1C11.

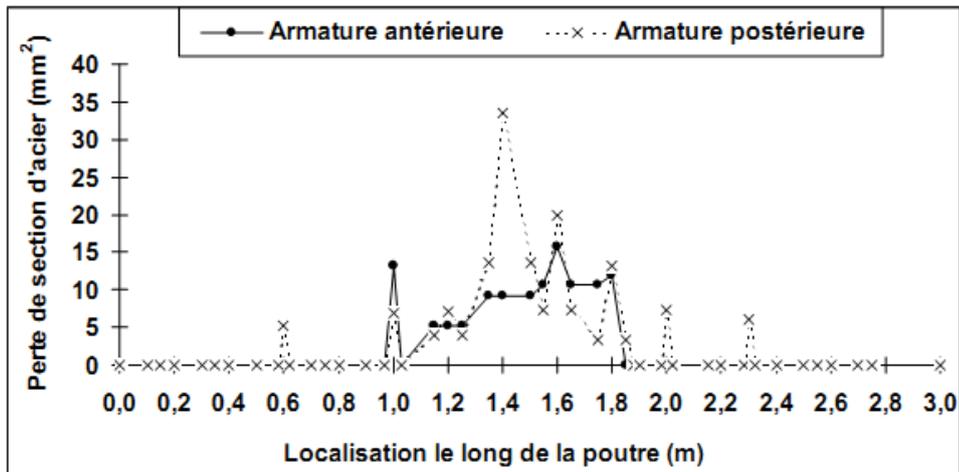


Figure IV.27 Distribution de la perte de section d'acier le long des armatures en partie tendue de la poutre B1C11.

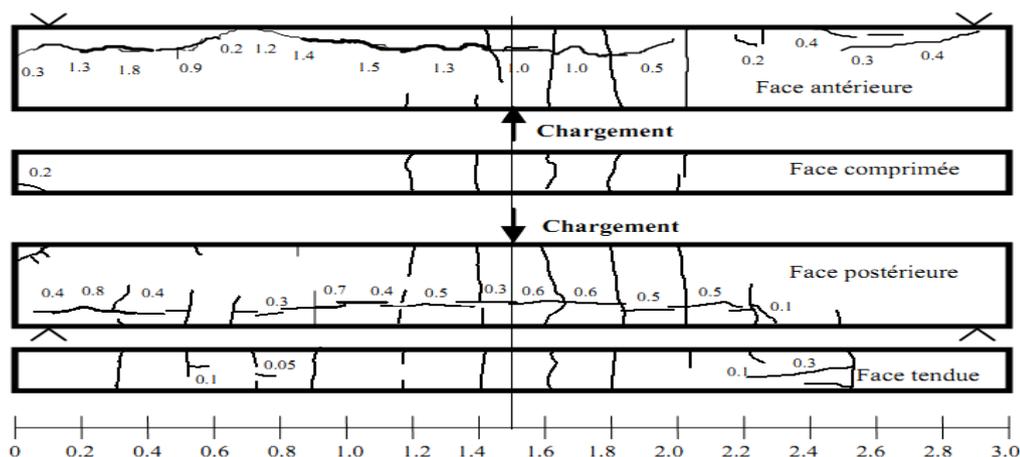


Figure IV.28 Carte de fissuration à 17 ans de la poutre A1C11 avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.

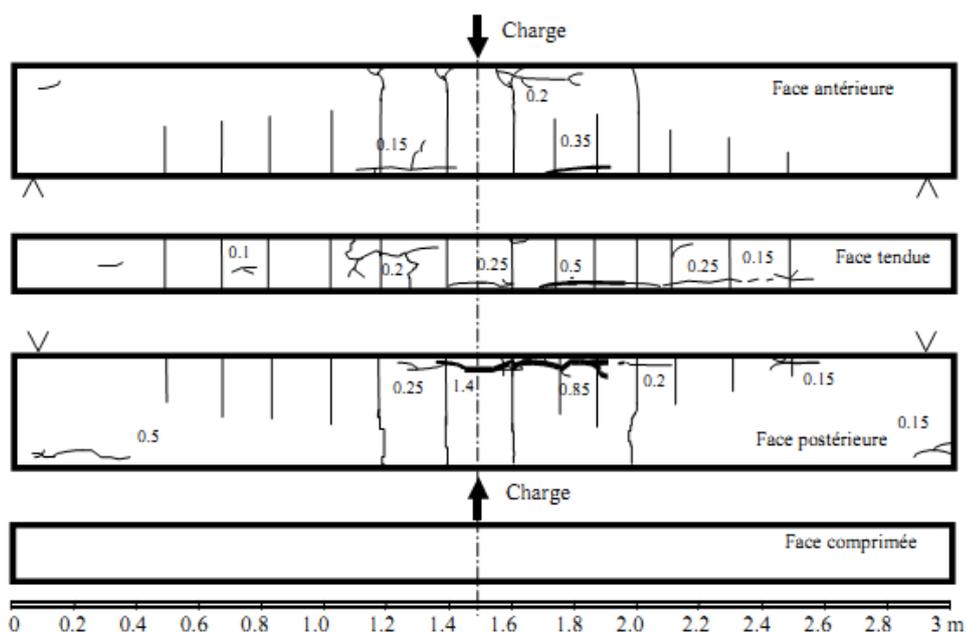


Figure IV.29 Carte de fissuration à 14 ans de la poutre B1C11 avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.

Les Figures IV.30 ; IV.31 illustrent les résultats expérimentaux de la perte moyenne de section d'acier en relation avec les largeurs des fissures mesurées correspondent respectivement aux poutres : (A1C11 ; B1C11) et montrent une comparaison avec la modélisation de Vidal et le modèle proposé.

Le modèle proposé estime bien la perte moyenne de l'acier tout en restant dans le côté

sécuritaire (légère sur estimation de ΔA_{sm}).

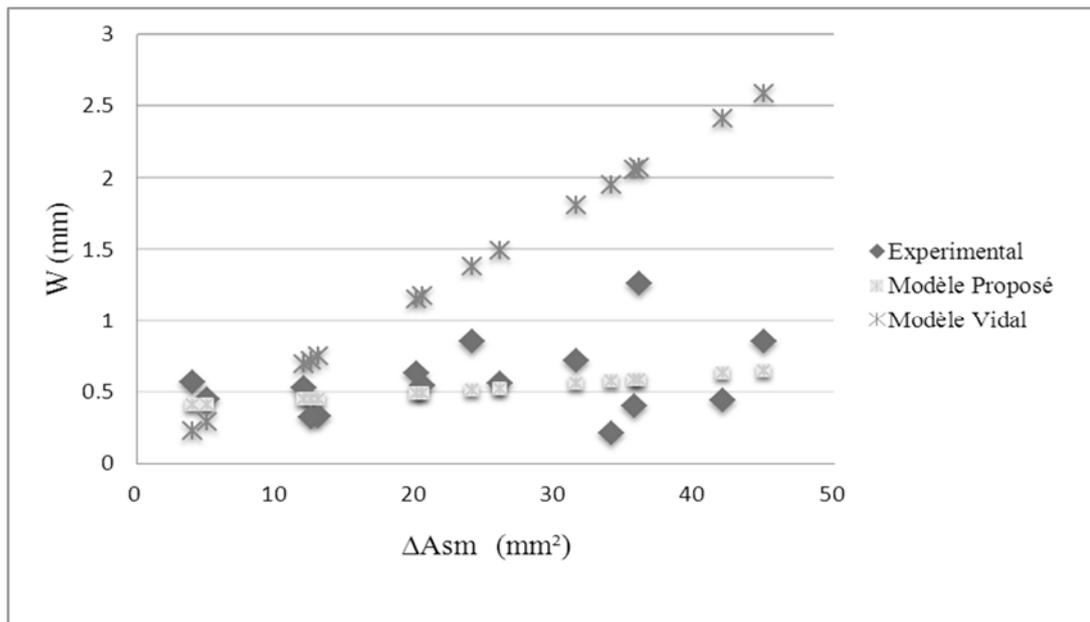


Figure IV.30 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction moyenne de section (poutre A1C11).

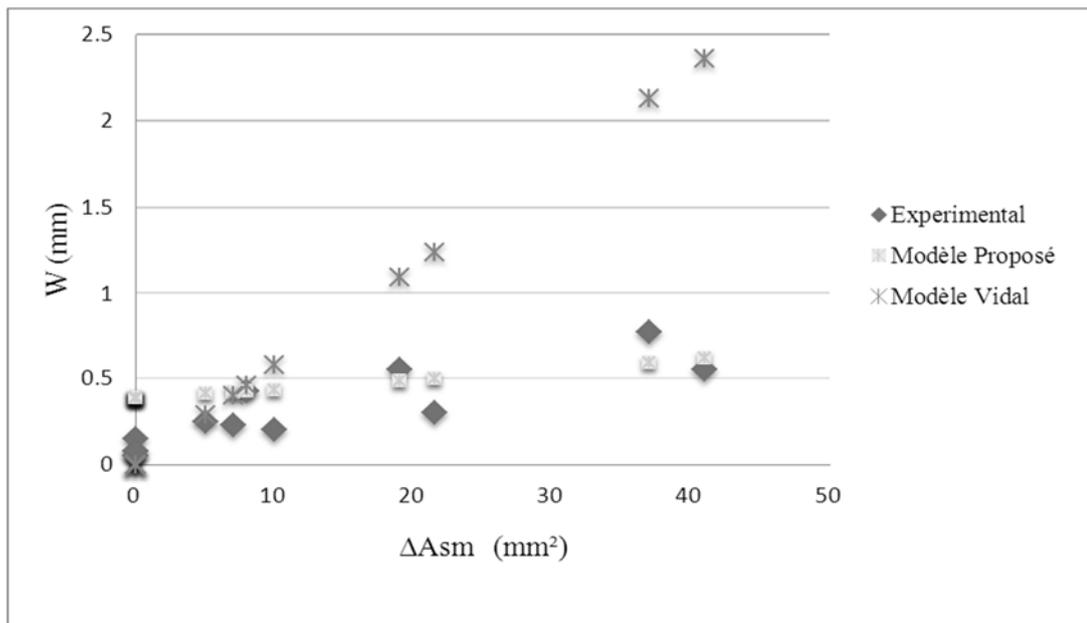


Figure IV.31 Evolution de l'ouverture de fissure de corrosion en fonction de la réduction moyenne de section (poutre B1C11).

Pour une fissure donnée due à la corrosion, la prédiction de la perte de section due à la corrosion localisée sur le modèle de Vidal [72] est toujours plus élevée à la perte moyenne de section prévue par le modèle proposé. En raison de la distribution complexe de corrosion des barres d'armature noyées dans une véritable structure de corrosion, il est impossible d'en

savoir au préalable si la poutre est en "phase de corrosion localisée" ou en "phase de corrosion générale".

Par conséquent, dans la pratique, les deux modèles peuvent être utilisés ensemble pour déterminer les minimales et les limites maximales du niveau de la corrosion des armatures pour évaluer le changement dans le comportement mécanique de la structure corrodée. Il convient de noter que, en vertu de la tendance générale à la corrosion, la prédiction de modèle de Vidal [50] peut-être trop prudente.

IV.8.5. Etape de calcul d'une poutre corrodée à l'ELS

Les différentes étapes de calcul d'une poutre corrodée à ELS sont :

- La première étape consiste à reproduire la carte de fissuration de chaque face de poutre corrodée. L'élaboration de la carte de fissuration est réalisée en relevant la position précise des fissures de flexion et des fissures longitudinales dues à la corrosion. Les ouvertures des fissures provoquées par l'expansion des produits de corrosion sont ensuite mesurées à l'aide d'une binoculaire avec une précision de l'ordre de 0,02 mm.

- La deuxième étape consiste à définir les caractéristiques de poutre corrodée. Ces caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

- Le module d'élasticité des matériaux, acier et béton,
- La résistance en compression et en traction du béton,

Les paramètres géométriques de la poutre sont les dimensions de la section de béton : la hauteur h , la largeur b , la longueur L .

- La troisième étape consiste à définir les conditions d'appuis et le type de chargement de poutre corrodée. On détermine les moments les plus défavorables à l'état limite de service pour une poutre dans le cas de flexion à quatre points.

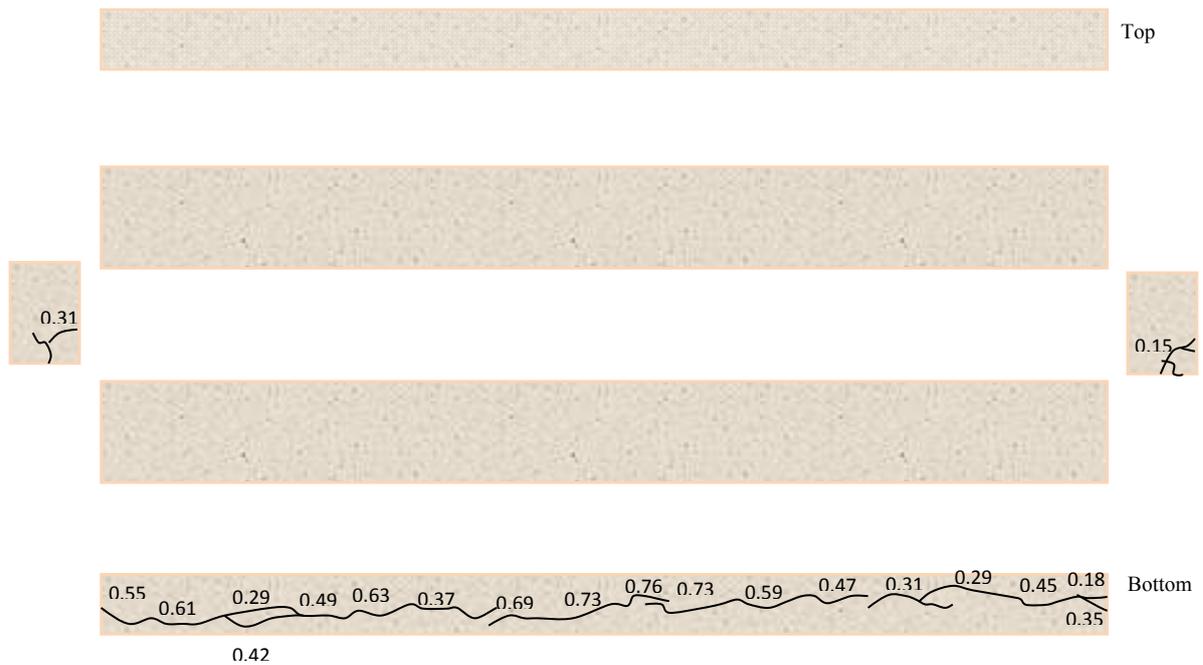


Figure IV.32 Carte de fissuration de la poutre (séries 2 - 1T16 à 20 kN) avec les ouvertures des fissures de corrosion en mm.

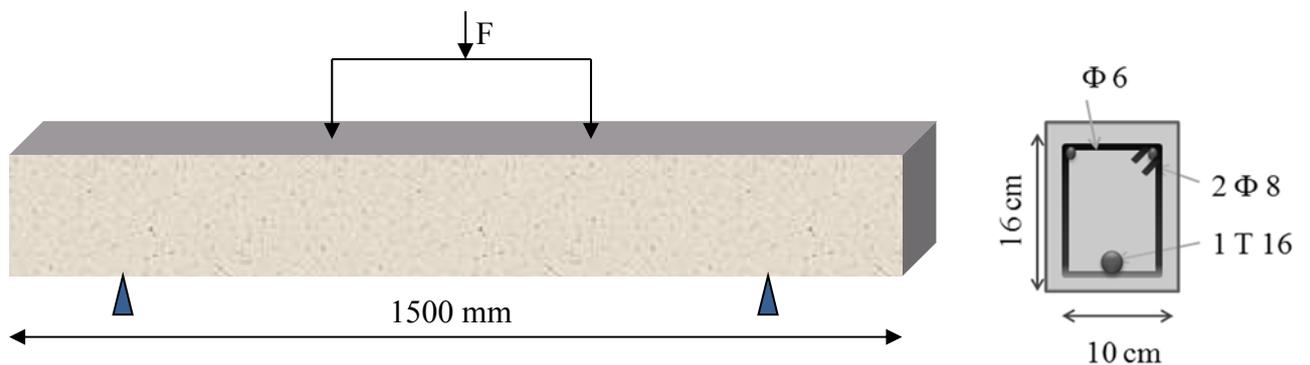


Figure IV.33 caractéristiques de poutre corrodée

a [m]	F [kN]	A_s [cm ²]	$A's$ [cm ²]	e [mm]	e' [mm]	F_{c28} [Mpa]
0,35	20	2.011	1.005	3.4	3.0	45.90

- La quatrième étape est le passage de la fissuration vers la distribution des pertes de section. A partir des cartes de fissuration, la répartition des réductions de section d'armature tendue de la poutre est établie par l'intermédiaire du modèle empirique qui traduit l'ouverture de fissure de corrosion en terme de réduction de section d'armature. Les répartitions de perte de section pour les armatures tendues sont présentées dans la figure IV.34.

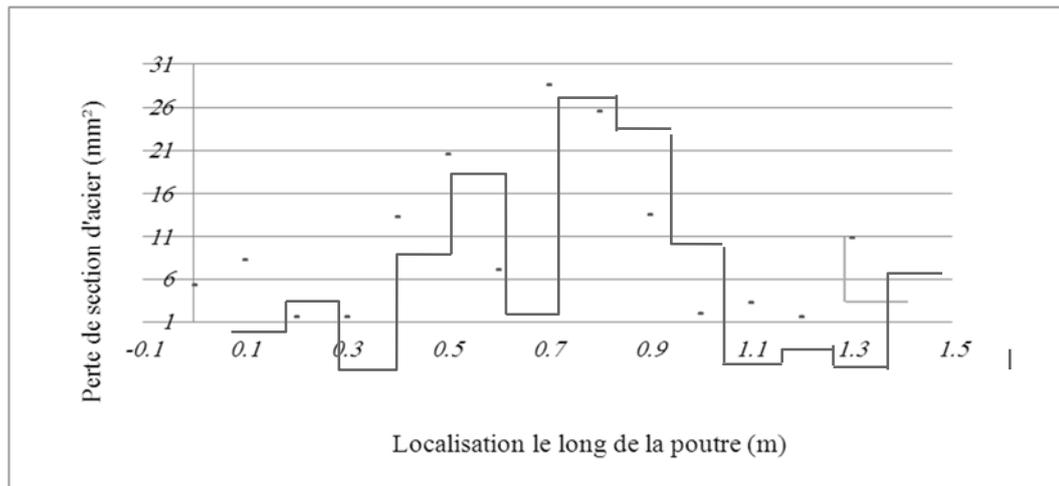


Figure IV.34 Distribution de la perte de section d'acier le long des armatures en partie tendue.

- La cinquième étape est le passage de la corrosion au comportement des poutres corrodées. Les effets de la corrosion sont intégrés dans le calcul des inerties ou nous tenons compte de la perte de section d'acier, et de la valeur de variable d'endommagement D_c dues à la corrosion.

A l'aide du modèle de Castel et al [127] on peut calculer la valeur de l'inertie moyenne (I_m) pour une poutre corrodée ; et puis déduire la flèche pour chaque valeur de l'abscisse (x) par la formule suivante :

$$y''(x) = -\frac{M(x)}{EI_m} \quad (\text{IV.41})$$

Avec :

$M(x)$ est l'expression du moment fléchissant en fonction de (x).

I_m est l'inertie moyenne.

E est le module d'élasticité longitudinal.

On intégrera deux fois cette équation pour pouvoir calculer les valeurs des flèches prises par la poutre dans ses différentes sections.

L'organigramme suivant résume les différentes étapes de calcul d'une poutre corrodée à ELS :

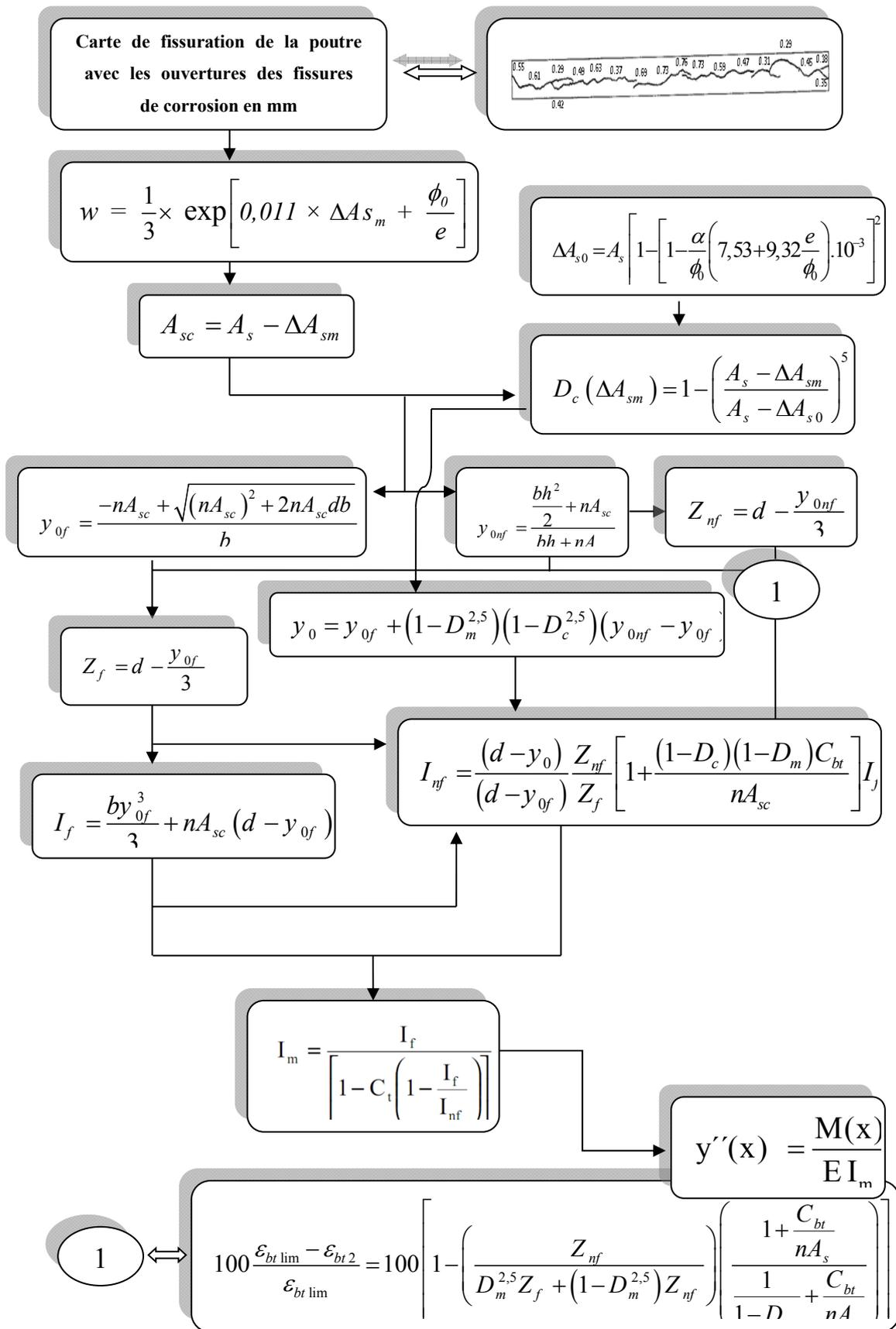


Figure IV.35 Organigramme de calcul.

Pour chaque valeur du pourcentage de corrosion on peut estimer la valeur de flèche correspondante et tracer la courbe (Déformation -%Corrosion) pour chaque série de poutres.

La comparaison entre les résultats expérimentaux avec les calculs analytiques permet de valider le modèle proposé.

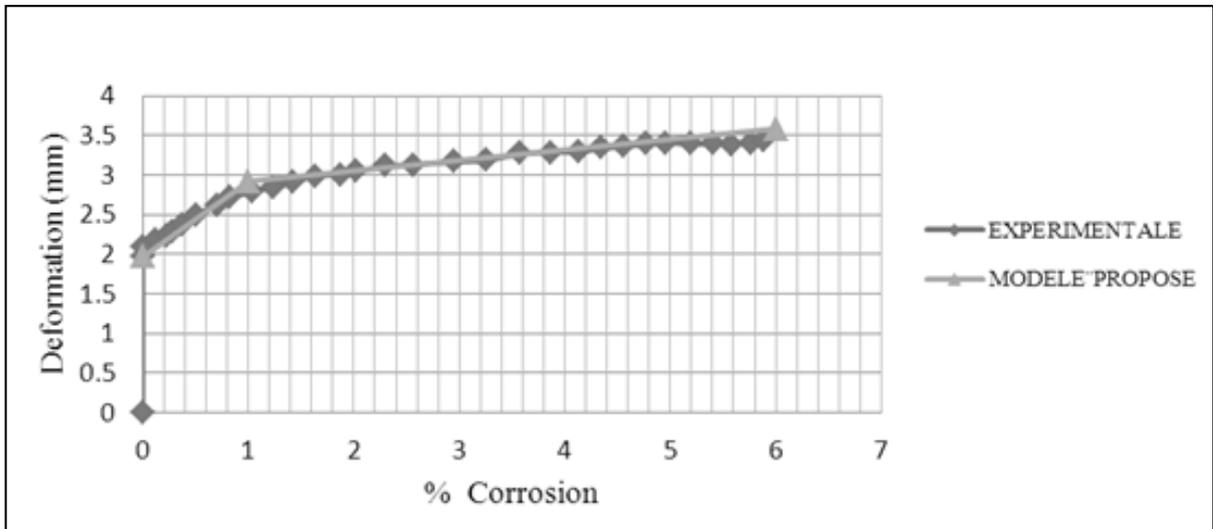


Figure IV.36 Déformation -%Corrosion (1T16 20 kN).

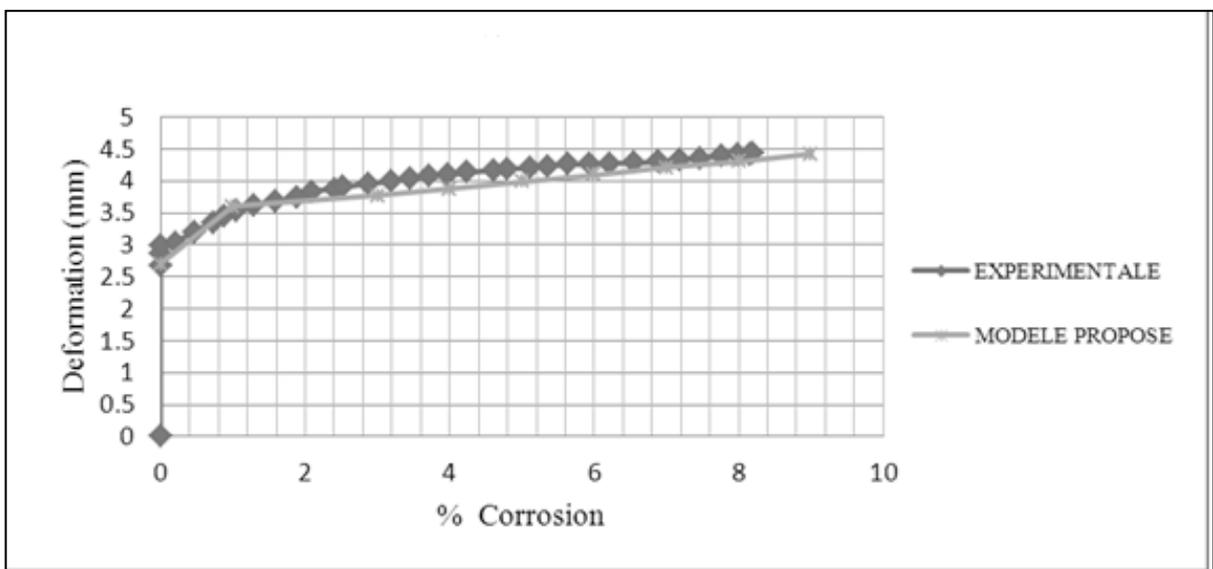


Figure IV.37 Déformation -% Corrosion (2T12 30 kN).

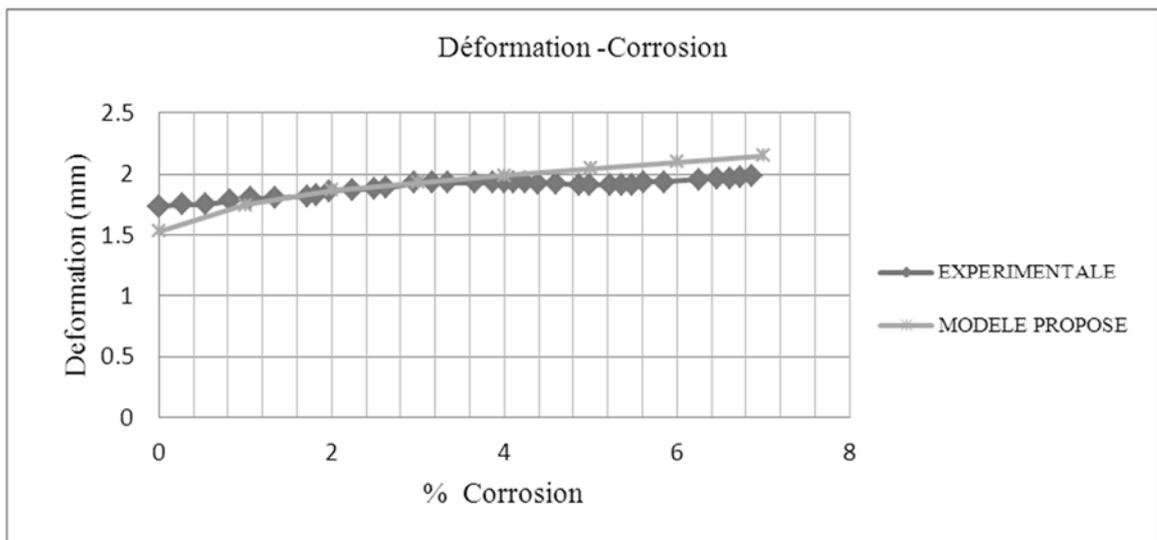


Figure IV.38 Déformation -%Corrosion (2T12 20 kN).

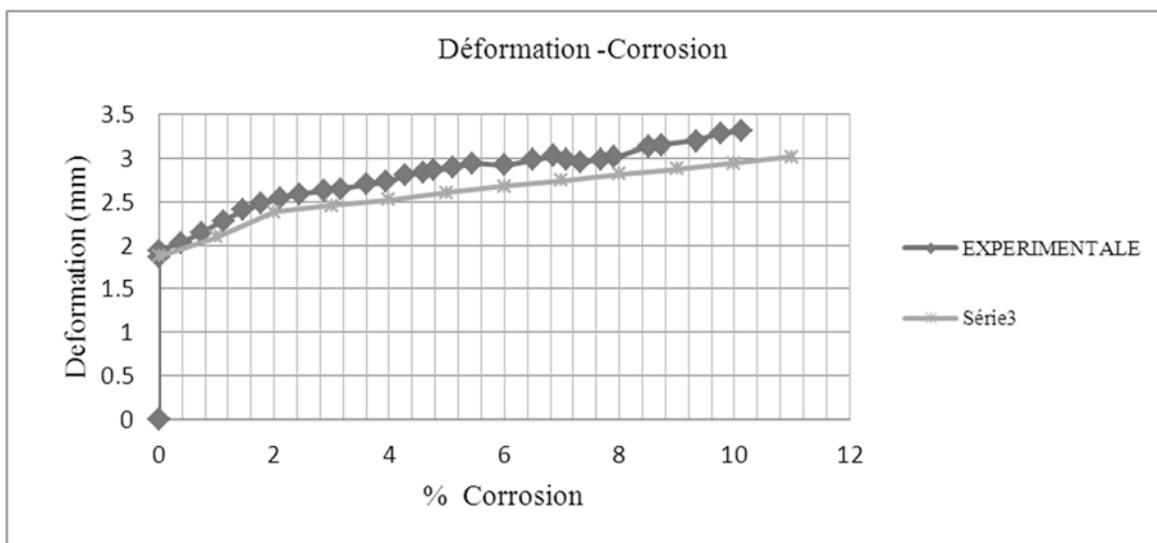


Figure IV.39 Déformation -%Corrosion (1T16 20 kN).

Les figures IV.36 à IV.39 montrent une bonne corrélation entre le modèle analytique et les résultats expérimentaux.

On rappelle que tous ces étapes sont présentées sur un fichier numérique sous format Excel permettant le traçage des différentes courbes présentées précédemment.

IV.9. Conclusion

Dans ce chapitre des modèles existants pour décrire le phénomène de corrosion dans le béton armé ont été présentés. Un modèle associé à la relation empirique reliant l'ouverture de fissure et la perte de section d'acier a été proposé. La perte moyenne de section d'acier est un paramètre plus approprié pour décrire la propagation des fissures dans le deuxième stade de propagation de la fissuration. L'expression empirique proposée prévoit la propagation des fissures dans le cas de corrosion généralisée.

CONCLUSION GENERALE

CONCLUSION GENERAL

L'objectif de cette étude est d'analyser l'effet simultané de la corrosion et de chargement sur les performances structurelles des poutres soumises à la corrosion des armatures à l'état limite de service et à l'état limite ultime.

Un dispositif expérimental a été fabriqué au laboratoire, pour étudier le comportement des poutres sous l'action simultanée de la charge (flexion quatre points) et la corrosion. Durant la période d'accélération de corrosion et de chargement, le taux de corrosion est évalué à tout moment à partir des mesures du courant électrique passant dans la barre d'acier. La déformation centrale des poutres est aussi suivie avec le taux de corrosion à chaque instant. Les conclusions suivantes peuvent être tirées de cette investigation expérimentale et analytique :

- Dans le processus d'accélération de la corrosion, l'efficacité (rentabilité) du courant électrique appliqué lors de l'accélération de corrosion est plus élevée pour les poutres avec une seule barre (1T16) que pour les poutres avec les petites barres (2T12 ou 3T10). Cela signifie que pour le même taux de corrosion, on a besoin de plus de courant électrique pour accélérer la corrosion des barres de petit diamètre que des barres de plus gros diamètre. Une autre conséquence est que, quand une structure en béton armé est exposée à des courants vagabonds, afin d'avoir un taux de corrosion inférieur, il est souhaitable d'utiliser, pour la même section, des barres d'acier de petits diamètres plutôt que des barres de grands diamètres.
- Étant donné que la corrosion est provoqué par infiltration des ions chlorure dans le béton, la corrosion obtenue dans ces séries d'essais est principalement une corrosion par piqûres.
- Les fissures dans les poutres dues à la corrosion sont des fissures longitudinales le long des barres corrodées, à l'exception des poutres avec un ferrailage de la nappe inférieure de 2T12 et 3T10 où les fissures sont dans les faces latérales des poutres. Les fissures sont dans la face inférieure dans le cas des poutres avec 1T16.

- Le choix du dispositif d'arrangement de ferrailage dans les structures a un rôle important sur l'évolution des dégradations et fissuration de l'enrobage pour les éléments en béton armé endommagés par la corrosion des armatures.
- Sous chargement et accélération de corrosion simultanée, les déformations des poutres augmentent avec l'augmentation progressive de la corrosion des armatures d'acier inférieure dans les poutres en béton armé. Une forte augmentation de déformation a été observée durant les premiers stades de la corrosion en raison principalement de la propagation des fissures de la face tendue des poutres. Ces fissures sont provoquées par la traction par flexion dans les fibres inférieures et des contraintes engendrées par l'expansion volumique des produits de corrosion.
- Les essais de flexion à la rupture montrent que la capacité portante de flexion diminue avec l'augmentation du taux de corrosion des armatures dans les poutres.
- Cette investigation a mis en évidence l'importance de la forme et la distribution des armatures en acier dans la partie tendue des poutres en béton armé lorsqu'on a un risque de dégradation due à la corrosion. Pour une section d'acier comparable, les poutres avec deux barres de T12 et ceux avec trois barres de T10 ont des déformations inférieures à celle des poutres avec une seule barre T16 de ferrailage de la zone tendue de poutres en béton armé.
- Le modèle analytique, simule avec un grand succès les essais expérimentaux, mais reste insuffisant pour une meilleure étude paramétrique.

Perspectives

Cette étude expérimentale peut être complétée par les investigations complémentaires suivantes :

- Etudier l'effet de la corrosion sous chargement pour d'autres types de structures (dalles, poteaux...).
- Analyser le rôle de l'enrobage en relation avec le diamètre des barres (l'effet de l'enrobage/diamètre de la barre).

- Evaluer les performances structurelles pour des poutres de différentes dimensions et arrangements de ferrailage vis-à-vis de l'effet simultané de la corrosion et du chargement.
- Utiliser d'autres taux de corrosion, accélérer la corrosion jusqu'à un degré de corrosion plus élevé, et voir leurs effets sur le comportement des poutres.
- Compléter l'investigation expérimentale par la réparation des poutres dégradées par corrosion et les tester à la rupture, afin d'évaluer la méthode de réparation.
- Développer un modèle numérique qui permet la modélisation de ces essais par la méthode des éléments finis, l'approche probabiliste, ou la méthode de réseaux neurones.

RÉFÉRENCES

RÉFÉRENCES

- [1] Raharinaivo A., Arliguie G., Chaussadent T., Grimaldi G., Pollet V. et Taché G., « La corrosion et la protection des aciers dans le béton », Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris 1998.
- [2] Ballim Y. et Basson J., "Durability of concrete" Fulton's Concrete Technology 8th ed. Edited by B.J Addis and G.R Owens, Midrand: Cement and Concrete Institute, 2001, pp. 135-161.
- [3] L'Hostis V. et Taché G. « Corrosion des armatures. Mécanismes ». Dans « Anticorrosion et durabilité dans le bâtiment, le génie civil et les ouvrages industriels » édité par Audisio S. et Béranger G. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, 2010.
- [4] Cabrera J. G. and Ghoddousi P. The effect of reinforcement corrosion on the strength of the steel/concrete bond. Proceedings of the Conference on Bond in Concrete, Latvia, CEB, 1992, Chapter 10, pp. 11-24.
- [5] ASTM E632-82 (1988), Practice for developing accelerated tests to aid prediction of the service life of building components and materials, Philadelphia : American Society for testing and Materials, 1988.
- [6] Ballim Y., Alexander M. et Beushausen H., "Durability of concrete" Fulton's Concrete Technology 9th ed. Edited by G. Owens, Midrand: Cement and Concrete Institute, 2009, pp. 156-188.
- [7] Alexander, M. G. and Mindess, S. « Aggregates in concrete, London: Taylor and Francis, 2005.
- [8] Richardson M. G, "Fundamentals of durable concrete", London: Spon Press, 2002.
- [9] Neville A. M. « Propriétés des bétons », Paris, Editions Eyrolles, 2000.
- [10] Powers T. C., « Structure and physical properties of hardened portland cement paste », J. Amer. Ceramic Soc., 41, pp. 1-6. 1958.
- [11] Powers T. C., Copeland L. E., Hayes J. C. et Mann H.M., "Permeability of portland cement paste", J. Amer. Concr. Inst., (1954), vol. 51, pp. 98-285.
- [12] Muthulingam S., Rao B. N. "Non-uniform time-to-corrosion initiation in steel reinforced concrete under chloride environment", Corrosion Science, (2014), vol. 82, pp. 304-315.
- [13] Tuutti K., "Corrosion of steel in concrete", Swedish foundation for concrete research, Stockholm (1982).

- [14] Broomfield, J.P. "Corrosion of steel in concrete: understanding, investigation and repair", London: Taylor & Francis, 2007.
- [15] Schiessl P. "Corrosion of steel in concrete", RILEM, Report of technical committee 60-CSC, New York: Chapman & Hall, 1988, pp. 3-22.
- [16] Longuet P., Burglen L., Zelwer A., « La phase liquide du ciment hydraté », Publication CERILH Revue des Matériaux de construction et des Travaux Publics, 1973, No 676.
- [17] Joiret S., Keddou M., "Use of EIS, ring-disk electrode, EQCM and Raman spectroscopy to study the film of oxides formed on iron in 1 M NaOH", Cement and Concrete Research, 2002, No 24, pp.7-15.
- [18] Huet B., L'Hostis V., Miserque F., Idrissi H., "Electrochemical behaviour of mild steel in concrete: influence of pH and carbonate content of concrete pore solution", Electrochimica Acta, 2005, vol. 51 (1), pp. 172-180.
- [19] Miserque F., Huet B., Bendjaballah D., Azou G., L'Hostis V., « X-ray photoelectron spectroscopy and electrochemical studies of mild steel FeE500 passivation in concrete simulated water », Journal de physique IV, 2006, vol. 136, pp. 89-98.
- [20] Dong V. H., François R., "Influence of long-term corrosion in chloride environment on mechanical behavior of RC beam", Engineering Structures, 48, pp. 558-568, 2013.
- [21] Philibert J., Vignes A., Brechet Y. et Combrade P., « Métallurgie du minerai au matériau », 1998, Paris, Masson 1107 p.
- [22] Grimaldi G., Berissi R., Brevet P., Raharinaivo A., « Techniques for assessing the concrete (state) condition in bridges », in NOWAK (A. S.), Bridge evaluation, repair and rehabilitation, NATO ASI Series, Series E: Applied sciences, 1990, vol. 187, pp. 249-258.
- [23] Mackechnie, J.R. "Predictions of reinforced concrete durability in the marine environment", Research Monograph no.1, University of Cape Town, 1997.
- [24] Kollek, J.J. "The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method - a recommendation", Materials & Structures., vol.22, no.129, May 1989, pp.225-230.
- [25] Torrent, R. and Fernández Luco, L. (Editors) State of The Art Report (STAR): RILEM TC 189-NEC: "Non-Destructive Evaluation of the Covercrete", Zurich, Switzerland: RILEM 2007.

- [26] Torrent, R., "A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site", *Materials & Structures*, vol.25, no.150, (July 1992), pp. 358-365.
- [27] Beushausen, H. and Alexander, M.G., "The South African Durability Index tests in an international comparison", *Journal of the South African Institute of Civil Engineers*, vol.50, no.1, (March 2008), pp.25-31.
- [28] Mackechnie, J.R. and Alexander, M.G., "Durability predictions using early age durability index testing", *Proceedings, 9th Durability and Building Materials Conference*, (2002).
- [29] Heiyantuduwa, R., "Service life modeling using the durability index approach", University of CapeTown, Department of Civil Engineering, research report, (2008).
- [30] Romer, M. and Fernández Luco, L. RILEM TC 189-NEC: "Non-destructive evaluation of the concrete cover: Comparative test. Part I: Comparative test of penetrability methods. Part II: Comparative test of covermeters", *Materials and Structures*, vol.38, no.284, (Dec. 2005), pp.895-911.
- [31] Bakker R. F. M., "initiation period", *Corrosion of steel in concrete*, RILEM technical Committee 60-CSC, P. Schiessl, Ed., Chapman and Hall, London, (1988), pp. 22-55.
- [32] Haussmann D.A., "Steel corrosion in concrete How does it occur?", *Materials Protection* 11, (1967), pp. 19-23.
- [33] L'Hostis V., Raharinaivo A., Taché G., « Corrosion des armatures dans les bétons, Mécanisme », *Techniques de l'Ingénieur*, COR 407, (2009), pp. 1-17.
- [34] Raharinaivo A. et Genin J. M. R., "On the corrosion of reinforcing steels in concrete in presence of chlorides" , *Materials de construction*, (1986), vol. 36, No 204, pp. 5-16.
- [35] Genin J. M., Refait Ph., Raharinaivo A., « Green rusts intermediate corrosion products formed on rebar in concrete in the presence of carbonatation or chloride ingress », *International Conference Understanding Corrosion Mechanisms of Metals in Concrete: A Key to Improving Infrastructure Durability*, July 27-31 1997, Cambridge, USA.
- [36] Pourbaix A., L'Hostis V., « Passivation, Localised corrosion and general corrosion of steel in concrete and bentonite. Theory and experimentals », *Proceedings of the NUCPERF Workshop*, Cadarache, France (27-30 mars 2006), *Journal de Physique IV*, vol 136, pp. 71-78.

- [37] Andrade C. et Castelo V., "Practical measurement of AC impedance of steel bars embedded in concrete by means of a spectrum analyzer (Fast Fourier Transform). British Corrosion Journal, (1984), vol. 19, No 2, pp. 98-100.
- [38] Duffo G. S., Morris W., Raspini I., Sragovi C., "A study of steel rebars embedded in concrete during 65 years", Corrosion science, (2004), vol. 46, pp. 2143-2157.
- [39] Chitty W. J., Dillmann P., L'Hostis V., Lombard C., "Long term corrosion resistance of metallic reinforcement in concretes – A study of corrosion mechanisms based on archaeological artefacts", Corrosion science, (2005), 47 (6), pp. 1555-1581.
- [40] Poupard O., L'Hostis V., Catinaud S., Peter-Lazar I., « Corrosion damage diagnosis of a reinforced concrete beam after 40 years natural exposure in marine environment», Cement and Concrete Research, (2006), vol 36, pp. 504-520.
- [41] Nganga G., Alexander M., Beushausen H., "Practical implementation of the durability index performance-based design approach", Construction and Building MATERIALS, (2013), vol. 45, pp. 251-261.
- [42] BAEL 91 ; Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états-limites. Règles BAEL 91 modifiées 99, Ed. Eyrolles (2000).
- [43] SABS 0100 - 1 and 2, Code of practice for the structural use of concrete. Part 1: Design. Part 2: Materials, Pretoria: South African Bureau of Standards, Edition 2.2, (2000).
- [44] NF EN 1992-1-1. Calcul des structures en béton- Partie 1-1 : Règles générales et règles pour bâtiments, (1992).
- [45] Almusallam A.A., Al-Gahtani A.S., Aziz A.R, Rasheeduzzafar, « Effect of reinforcement corrosion on bond strength », Construction and Buildings Materials, Vol. 10, No: 2, (1996), pp. 123-129.
- [46] 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, No:2, (March-April 1990), pp. 220-231.
- [47] Amleh L, Mirza S., "Corrosion influence on bond between steel and concrete", ACI Structural Journal, Vol.96, No:3, (May-June 1999), pp. 415-423.
- [48] Cabrera J.G., "Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion", Cement and Concrete Composites, (1996), vol. 18, pp. 47-59.

- [49] Lan Chung, Seung-Ho Cho, Jang-Ho Jay Kim, Seong-Tea Yi, "Correction facteur suggestion for ACI development length provisions based on floral testing of RC slabs with various levels of corroded reinforcing bars", *Engineering Structures*, (2004), vol. 26, pp. 1013-1026.
- [50] Cairns J., Du Y., Law D., "Influence of corrosion on the friction characteristics of steel/concrete interface", *Construction and Building MATERIALS*, (2007), vol. 21, pp. 190-197.
- [51] Auyeung Y., Balagru P., Chung L., "Bond behavior of corroded reinforcement bars", *ACI Materials journal*, (2000), vol. 97, N° 2, pp. 14-22.
- [52] Coronelli D., "Corrosion cracking and bond strength modeling for corroded bar in reinforced concrete", *ACI Structural Journal*, (2002), vol. 99, No.3, pp. 267-276.
- [53] Ballim Y., Reid J.C., "Reinforcement corrosion and deflection of RC beam-an experimental critique of current test methods", *Cement & Concrete Composites*, (2003), vol. 25, pp. 625-632.
- [54] Ballim Y., Reid J.C., Kemp A. R., "Deflection of RC beam under simultaneous load and steel corrosion", *Magazine Concrete Research*, (2001), vol. 53, No: 3, pp. 171-181.
- [55] Malumbela G., Alexander M., Moyo P., "Lateral deformation of RC beam under simultaneous load and steel corrosion", *Construction and Building Materials*", (2010), vol. 24, pp. 17-24.
- [56] Zhang R., Castel A. & François R., "The corrosion pattern of reinforcement and its influence on serviceability of reinforced concrete in chloride environment", *Cement and Concrete Research*, (2009), vol. 39, pp. 1077-1086.
- [57] Stewart M.G., Mullard. J.A., "Spatial time-dependent reliability analysis of corrosion damage and the timing of first repair for RC structures", *Engineering Structures*, (2007), vol. 29, no. 7, pp. 1457 – 1464.
- [58] Almusallam A., "Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars", *Construction and Building Materials*, (2001), vol. 15, pp. 361-368.
- [59] Castel A., « Couplage mécanique et corrosion dans les éléments de béton armé », *Thèse de Doctorat, Université Paul Sabatier, Toulouse, 2000.*
- [60] Roriguez J., Ortega L.M., Casal J., "Load Carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement", *Construction and Building Materials*, (1997), vol. 11 No 4, pp. 239-248.

- [61] Andrade C., Alonso C., Garcia D., Rodriguez J., "Remaining lifetime of reinforced concrete structures: Effect of corrosion on the mechanical properties of the steel", International Conference "on life prediction of corrodible structures", NACE, 1-11 December 1991.
- [62] Dawson J. L., « Corrosion monitoring of steel in concrete », Chapter 12 in book "Corrosion of reinforcement in concrete construction" Edited by Alan P. Carne, ELLIS HORWOOD LIMITED Publishers Chichester, 1985, pp. 175-191.
- [63] L'Hostis V., Raharinaivo A., Taché G., « Corrosion des armatures dans les bétons, Exemple et actions », Techniques de l'Ingénieur, (2009), COR 408, pp. 1-23.
- [64] Otieno M., Beushausen H., Alexander M., "Chloride-induced corrosion of steel in cracked concrete – Part I: Experimental studies under accelerated and natural marine environments », Cement and Concrete Research, (2015), article in press, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cemconres.2015.08.009>.
- [65] Millet J. P., « Introduction aux méthodes électrochimiques d'étude de la corrosion ». Dans « Anticorrosion et durabilité dans le bâtiment, le génie civil et les ouvrages industriels » édité par Audisio S. et Béranger G. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, (2010), pp. 617-632.
- [66] Dawson J. L., « Corrosion monitoring of steel in concrete »; Chapter in book "Corrosion of reinforcement in concrete construction", edited by Alan P. Crane, Ellis Horwood Limited Publishers Chichester, (1985), pp. 175-191.
- [67] Bouteiller V., L'Hostis V. et Poupard O., « Détermination des vitesses de corrosion des bétons armés ». Dans « Anticorrosion et durabilité dans le bâtiment, le génie civil et les ouvrages industriels » édité par Audisio S. et Béranger G. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, (2010), pp. 633-642.
- [68] Vedalakshmi R., Manoharan S. P., Ha-Won Song, Palaniswamy N., "Application of harmonic analysis in measuring the corrosion rate rebar in concrete", Corrosion Science, (2009), vol. 51, pp. 2777-2789.
- [69] RILEM TC 154-EMC , "Test methods for in-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method", Recommendation RILEM TC 154-EMC, Materials and Structures, (2004), vol. 37, pp. 623-643.
- [70] Idrissi H., Lenain J. C., Proust A. et Watson J., « Détection de la corrosion des armatures de béton armé par émission acoustique », Dans « Anticorrosion et durabilité dans le bâtiment, le génie civil et les ouvrages industriels » édité par Audisio S. et Béranger G. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, (2010), pp. 643-652.

- [71] Vidal T., « Evaluation de l'état de corrosion et du comportement mécanique résiduel d'élément en béton armé : Méthode RESTOR », XXI^{EMES} Rencontres Universitaires de Génie Civil, (2003), pp. 257-265.
- [72] Vidal T., « Requalification des structures dégradées par corrosion des armatures », Thèse de Doctorat, INSA Toulouse, (2003).
- [73] Sadowski L., « Non-destructive investigation of corrosion current density in steel reinforced concrete by artificial neural networks », Archives of Civil and Mechanical Engineering, (2013), No: 13, pp. 104-111.
- [74] Bouteiller V., « Réhabilitation du béton armés dégradé. Traitements électrochimiques ». Dans « Anticorrosion et durabilité dans le bâtiment, le génie civil et les ouvrages industriels » édité par Audisio S. et Béranger G. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, (2010), pp. 309-316.
- [75] Pollet V., Wiertz J. et Dooms B., « Les mortiers de réparation. Normalisation, certification mise en œuvre ». Dans « Anticorrosion et durabilité dans le bâtiment, le génie civil et les ouvrages industriels » édité par Audisio S. et Béranger G. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, (2010), pp. 294-308.
- [76] Arliguie G., « La déchloruration des bétons ». Dans « Anticorrosion et durabilité dans le bâtiment, le génie civil et les ouvrages industriels » édité par Audisio S. et Béranger G. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, (2010), pp. 317-327,
- [77] Tourneur C., « Protection cathodique par courant imposé ». Dans « Anticorrosion et durabilité dans le bâtiment, le génie civil et les ouvrages industriels » édité par Audisio S. et Béranger G. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, (2010), pp. 329-336.
- [78] Audisio S. et Fiaud C., « Les inhibiteurs de corrosion ». Dans « Anticorrosion et durabilité dans le bâtiment, le génie civil et les ouvrages industriels » édité par Audisio S. et Béranger G. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, (2010), pp. 213-224.
- [79] Boulanger P., Lutz T., Pinganaud G. et Taché G., « Les inhibiteurs de corrosion dans le béton armé ». Dans « Anticorrosion et durabilité dans le bâtiment, le génie civil et les ouvrages industriels » édité par Audisio S. et Béranger G. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, (2010), pp. 357- 360.
- [80] Soylev T.A., Richardson M.G, “ Corrosion inhibitors for steel in concrete: State-of-èthe-art report”. Constr Building Mater, (2008), vol. 22, pp. 609-622.

- [81] Torres-Acosta A.A., Navarro-Gutierrez S., Terán-Guillén J., “Residual flexure capacity of corroded reinforced concrete beams”. *Eng Struct*, (2007), vol. 29, pp. 1145-1152.
- [82] Azad A.K., Ahmad S., Azher S.A, “Residual strength of corrosion-damaged reinforced concrete beams”. *ACI Mater J*, (2007), vol. 104(1), pp. 40-47.
- [83] Sajedi S., Huang Q., “Probabilistic prediction model for average bond strength at steel–concrete interface considering corrosion effect” , *Engineering Structures*, (2015), vol. 99, pp. 120-131.
- [84] Alonso C., Andrade C., Rodriguez J., Diez J.M., “ Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion”, *Mater Struct*, (1998), vol. 31, pp. 435-441.
- [85] Li C., Zheng J., Lawanwisut W., Melchers R.E., “Concrete delamination caused by steel reinforcement corrosion”, *J Mater Civil Eng*,(2007), vol. 19, pp. 591-600.
- [86] Malumbela G., Alexander M., Moyo P., “Steel corrosion on RC structures under sustained service loads – A critical review”, *Engineering Structure*, (2009), vol. 31, pp. 2518-2525.
- [87] Yoon S., Wang K., Weiss J., Shah S., “Interaction between loading, corrosion, and serviceability of reinforced concrete”, *ACI Material journal*, (2000), vol. 97 (6), pp. 637-644.
- [88] El Maaddawy T., Soudki K., Topper T., “Long-term performance of corrosion damaged reinforced concrete beams”, *ACI Struct J*, (2005), vol. 102(5), pp. 649-656.
- [89] Vidal T., Castel A. et François R. , “Corrosion process and structural performance of a 17 year old reinforced concrete beam stored in chloride environment”, *Cement Concrete Res*, (2007), vol. 37, pp. 1551-1561.
- [90] Malumbela G., Moyo P., Alexander M., “Structural behaviour of RC beams under simultaneous load and steel corrosion”, In: *Proceedings of the international conference on concrete repair, rehabilitation and retrofitting, ICCRRR 2008 24-26 November Cape Town South Africa*,. pp. 253-254.
- [91] Reid J. C. , “The structural performance of reinforced concrete elements damaged by reinforcement corrosion”, *Master of science in civil engineering from university of the Witwatersrand, Johannesburg*, (1996).
- [92] SABS Method 829:1994, “Sieve analysis, fines content and dust content of aggregates”, *Pretoria : South African Bureau of Standards*, (1994).
- [93] Addis B., “Fundamentals of concrete”, Editor Gill Owens, Published by Cement and Concrete Institute Midrand, South Africa, (2005).

- [94] SABS Method 845:1994, "Bulk densities and voids content of aggregates", Pretoria : South African Bureau of Standards, (1994).
- [95] Addis B., "Concrete mix design" Fulton's Concrete Technology 8th ed. Edited by B.J Addis and G. Owens, Midrand: Cement and Concrete Institute, (2001), pp. 191-200.
- [96] Addis B., "Fundamentals of concrete", Edited by G. Owens, Published by: Cement and Concrete Institute Midrand South Africa, (2005).
- [97] Addis B. and Goodman J., "Concrete mix design" Fulton's Concrete Technology 9th ed. Edited by G. Owens, Midrand: Cement and Concrete Institute, (2009), pp. 219-228.
- [98] ASTM G1-67. "Recommended Practice for preparing, Cleaning and Evaluating Corrosion Test Specimens. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, PA, (1971).
- [99] Ahmad Z., "Principles of corrosion engineering and corrosion control", Publisher: Elsevier Science & Technology Books, (2006).
- [100] Landolt D., "Introduction to surface reactions: electrochemical basis of corrosion". In: Marcus P, editor. Corrosion mechanisms in theory and practice. New York: Marcel Dekker Inc, (2002), pp. 1-18.
- [101] E. Bardal, "Corrosion and protection", London: Springer Verlag; (2004).
- [102] Chong Cao & Moe M. S. Cheung, "Non-uniform rust expansion for chloride-induced pitting corrosion in RC Structures", Construction and Building Materials, (2014), vol. 51, pp. 75-81.
- [103] Andrade C. & Buják R., "Effects of some mineral additions to Portland cement on reinforcement corrosion", Cement and Concrete Research, (2013), vol.53, pp. 59-67.
- [104] Muthulingam S. & Rao B.N., "Non-uniform time-to-corrosion initiation in steel reinforced concrete under chloride environment", Corrosion Science, (2014), vol. 82, pp. 304-315.
- [105] Dang V. H., François R., "Influence of long-term corrosion in chloride environment on mechanical behaviour of RC beam", Engineering Structures, (2013), vol. 48, pp. 558-568.
- [106] Šavija B., Lukovic M., Pacheco J. & Schlangen E., "Cracking of the concrete cover due to reinforcement corrosion: A two-dimensional lattice model study", Construction and Building Materials, (2013), vol. 44, pp. 626-638.

- [107] Capozucca R., Cerri M. N., "Influence of reinforcement corrosion- in the compressive zone –on the behaviour of RC beams", *Engineering Structures*, (2003), vol. 25, pp. 1575-1583.
- [108] Aveldaño R. R., Ortega N. F., "Behavior of concrete elements subjected to corrosion in their compressed or tensed reinforcement", *Construction and Building Materials*, (2013), vol. 38, pp. 822-828.
- [109] Macginley T.J, Choo B.S., "Reinforced concrete: design theory and examples", 2nd edition, London & New York: Spon Press Taylor & Francis group; (2003).
- [110] Ghali A., Favre R., Elbadry M., "Concrete structures: stresses and deformation", 3rd edition, London & New York: Spon Press, (2002).
- [111] Alexander M. and Beushausen H., "Deformation and volume change of hardened concrete", *Fulton's Concrete Technology* 9th ed. Edited by G. Owens, Midrand: Ciment and Concrete Institute, (2009), pp. 111-154.
- [112] Alexander M., "Deformation and volume change of hardened concrete", *Fulton's Concrete Technology* 8th ed. Edited by B.J Addis and G.R Owens, Midrand: Ciment and Concrete Institute, (2001), pp. 95-134.
- [113] François R., Castel A., Vidal T., "A finite macro-element for corroded reinforced concrete", *Materials and Structures*, (2006), vol. 39, pp. 571-584.
- [114] Sanchez P. J., Huespe A.E., Oliver J., Toro S., "Macroscopic model to simulate the mechanical behaviour of reinforced concrete members affected by corrosion", *International journal of solids and structures*,(2010), vol. 47, pp. 559-570.
- [115] Buyle-Bodin F., Rezaie F., "Comportement en flexion des poutres en béton armé dégradées par la corrosion", *Annales du Bâtiment et du Travaux Publics*, (Février 2001), pp. 5-10.
- [116] Jamali A., Angst U., Adey B., Elsener B., "Modeling of corrosion Induced concrete cover cracking: A critical analysis,. *Construction and building Materials*, (2013), vol. 42, pp. 225-237.
- [117] Andrade C., Alonso C., Molina F.j., "Cover cracking as function of rebar Corrosion: Part 1 - experimental test", *Mater Struct*, (1993), vol. 26, pp. 453-564.
- [118] Rodriguez J., Ortega L. M., Casal J., "Load carrying capacity of concrete structures with corroded reinforcement", *Construction and building Materials*, (1997), vol. 11, N°. 4, pp. 239-248.
- [119] Collepardi M., Marcialis A., Turriziani R., "The kinetics of chloride ions penetration in concrete", *Il Cemento*, (1970), vol. 67, pp. 157-164.

- [120] Cranck J., Nicolson P., “A practical method for numerical evaluation of solution of partial differential equations of the heat conduction type”, Proceedings of the Cambridge Philosophical Society, 1947.
- [121] Kebler S., Fischer J., Straub D., Gehlen C., “Updating of service-life prediction of Reinforced concrete structures with potential mapping”, Cement & concrete composite, (2014), vol. 47, pp. 47-52.
- [122] Molina F.j., Alonso C., Andrade C., “Cover cracking as function of rebar Corrosion: Part 2 – numerical model”, Mater Struct, (1993), vol. 26, pp. 532-548.
- [123] Zhou K., Martin-Pérez B., Lounis Z., “Finite element analysis of corrosion-induced cracking, spalling and delamination of RC bridge decks”, In: Proceedings of the 1st Canadian conference on effective design of structures, Hamilton, Ontario, (2005), pp. 187-196.
- [124] Chernin L., Val D., Volokh K., “Analytical modeling of concrete cover cracking caused by corrosion of reinforcement”, Mater Struct, (2010), vol. 43, pp. 543-556.
- [125] Castel A., François R., Arliguie G., «Mechanical behavior of corroded reinforced concrete beams – Part 1: Experimental study of corroded beams», Materials and Structures, (2000), vol.33, pp. 39-544.
- [126] BAEL 83, «Béton Armé aux Etats Limites», Réglementation française de conception, calcul et construction des ouvrages en béton armé par la méthode des états limites, 1983.
- [127] Castel A., François R., Arliguie G., «Mechanical Behavior Model of corroded reinforced concrete», Comptes Rendus de l'Académie des Sciences – Série IIb/Mécanique, Editions ELSEVIER, (2002), vol. 330, pp. 45-50.