

FACULTÉ DU GÉNIE DE LA CONSTRUCTION
DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL

**LABORATOIRE DE RECHERCHE GÉOMATERIAUX, ENVIRONNEMENT
ET AMÉNAGEMENT**
(L.G.E.A)



Thèse de doctorat

Spécialité : Génie-Civil

Option : Géotechnique et Environnement

Présentée par :

Nassima KHAL

Thème

**Utilisation des méthodes non destructives pour la caractérisation
des bétons dans un environnement agressif**

Devant le jury composé de:

M ^r BOUAFIA Youcef	Professeur	U.M.M.T.O	Président
M ^r MEHADDENE Rachid	Professeur	U.M.M.T.O	Rapporteur
M ^r KADRI Mohammed	Professeur	U.M.B.Boumerdes	Examineur
M ^r CHAID Rabah	Professeur	U.M.B.Boumerdes	Examineur

Soutenue en 2016

Remerciements

Mes remerciements s'adressent en premier lieu à mon directeur de thèse, Mr MEHADDENE Rachid, Professeur à l'université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou à qui j'exprime ma profonde reconnaissance pour l'honneur qu'il m'a fait en acceptant de proposer et de diriger ce travail, et pour sa disponibilité et ses orientations qui ont été fructueuses pour l'avancée de cette thèse et mener à bien ce travail de recherche.

Je tiens à exprimer toute ma gratitude à Mr KADRI Mohamed et Mr CHAID Rabah, professeurs à l'université M'HAMMED BOUGARA de Boumerdes pour avoir eu l'amabilité d'accepter de faire partie du jury qui examineront mon travail et je les remercie encore pour m'avoir fait part de leur pertinents conseils et remarques qui ont guidé ma recherche.

Je remercie également Mr BOUAFIA Youcef, Professeur à l'université Mouloud MAMMERRI de Tizi-Ouzou de m'avoir fait l'honneur d'accepter de présider mon jury de thèse de doctorat.

Je voudrais exprimer tous mes remerciements à Mr BELLAL Youcef, pour m'avoir accueilli au sein du laboratoire d'électrochimie d'ingénierie moléculaire et catalyse redox (L.E.M.I.C.R) de l'université FERHAT ABBAS de Sétif pour la réalisation des essais électrochimiques.

Je tiens à remercier aussi Mr AIT AMAR Karim, ingénieur en chef, chef de service auprès de la direction du logement de Tizi-Ouzou, pour ses conseils et ses encouragements.

Je ne peux oublier mes parents et les membres de ma famille .Qu'ils soient gracieusement et sincèrement remerciés pour leur soutien et leurs dévouements.

Mes remerciements vont aussi à tous ceux ont participé directement ou indirectement au bon déroulement de ce travail de recherche et à sa finalité.

Résumé :

La pénétration des ions chlorures est la cause physico-chimique essentielle qui réduit la durée de service des ouvrages en béton armé par corrosion des armatures. Elle dépend principalement des caractéristiques des matériaux et des conditions environnementales.

L'Algérie dispose d'une côte méditerranéenne de 1200km, d'où les principaux facteurs de corrosion mis en cause sont les chlorures provenant de l'eau de mer ou de l'air marin.

Ce travail s'inscrit dans le contexte de préoccupations actuelles liées à la durabilité du béton dans son environnement. Il constitue une contribution expérimentale et analytique à la caractérisation et le suivi de l'évolution du phénomène de pénétration des ions chlorures dans le béton armé. Ce travail est réparti en quatre parties: une recherche bibliographique ; une partie expérimentale où les essais à l'ultrason, de corrosion accélérée, électrochimiques, Microscopie électronique à balayage (MEB) ainsi que l'essai de coloration aux nitrates d'argent sont élaborés ; une partie numérique où le phénomène de pénétration des chlorures dans le béton est modélisé par le logiciel Ansys et enfin, une partie comparaison des résultats expérimentaux et numérique.

Les résultats ont indiqué d'un côté, qu'il existe une relation entre la résistance du béton ainsi que l'état des armatures avec la diffusion ionique des chlorures. D'un autre, que l'épaisseur de l'enrobage est un paramètre fondamental de durabilité du béton armé qui permet d'allonger l'initiation de la corrosion.

Mots clés : béton armé, corrosion, chlorures, ondes ultrasoniques, enrobage, voltampérométrie, ANSYS, armatures.

Abstract :

The penetration of chloride ions is the critical physicochemical cause which reduces the service life of reinforced concrete structures by corrosion of reinforcements. It mainly depends on materials characteristics and environmental conditions.

Algeria has a Mediterranean coastline of 1200km, from where the main corrosion factors involved are the chlorides from sea water or sea air.

This work is in the context of current concerns about the durability of concrete in its environment. It is an experimental and analytical contribution to the characterization and monitoring of changes in chloride ion penetration phenomenon in reinforced concrete. This work is divided into four parts: a literature review; an experimental part where the ultrasound test, accelerated corrosion test, electrochemical test, electronic scanning microscope test and the staining test with silver nitrate are developed; a numerical part, where the chloride penetration phenomenon in concrete is modeled by the Ansys software and finally, an experimental and numerical results comparison is done.

The results indicated one side; there is a relationship between concrete strength and the reinforcements' state with the Ionic chloride diffusion. On the other, the thickness of the coating is a fundamental parameter of durability of reinforced concrete which might extend the corrosion initiation.

Keywords: reinforced concrete, corrosion, chlorides, ultrasonic waves, coating, voltammetry, ANSYS, reinforcements.

Liste des figures

Chapitre I : Généralités sur le béton : définitions, pathologies et durabilité

Figure I.1: Pont de Normandie avec 856 mètres de travée centrale.....	5
Figure I.2 : Schéma représentant les formes de transports par diffusion dans le béton.....	10
Figure I.3: Phénomène d'alcali réaction rencontré.....	12
Figure I.4: Pathologie des pieux due à l'attaque sulfatique (eaux agressives)	13
Figure I.5: Lixiviation du béton.....	13
Figure I.6: Agression du béton par activité des chlorures.....	14
Figure I.7: Processus de détérioration du béton par les attaques chimiques.....	14
Figure I.8: Craquelage.....	18
Figure I.9: Fissuration-D.....	18
Figure I.10: Fissure individuelle.....	18

Chapitre II : Notions sur les ondes acoustiques

Figure II.1: schéma des dispositifs expérimentaux pour la propagation des ondes.....	27
Figure II.2 : sens de propagation d'une onde longitudinale.....	30
Figure II.3 : sens de propagation d'une onde transversale.....	30
Figure II.4 : Direction de propagation d'une onde de surface.....	31

Chapitre III : La corrosion des armatures dans le béton

Figure III.1. Signes visibles de la corrosion des armatures.....	37
Figure III.2 : Représentation schématique des processus de base de la corrosion des aciers dans le béton.....	38
Figure III.3: Schéma de la cinétique de la corrosion des armatures dans le béton	39
Figure III.4 : Diagramme de Pourbaix pour le système $Fe-H_2O$	40
Figure III.5 : Evolution de la carbonatation en fonction du dosage en ciment du béton.....	42
Figure III.6 : Incidence de l'humidité relative de l'air sur la vitesse de carbonatation.....	42
Figure III.7 : Processus général de la carbonatation.....	42
Figure III.8 : Mécanisme de corrosion due aux chlorures.....	43
Figure III.9 : Produits de corrosion du fer dans un milieu selon le rapport Cl^-/OH^-	46
Figure III.10 : Enceinte à brouillard salin	49

Chapitre IV : Programme expérimental

Figure IV.1 : Formulation du béton selon la méthode DREUX- GORISSE.....	52
Figure IV.2 : Disposition des armatures dans les éprouvettes confectionnées.....	53
Figure IV.3 : Eprouvette en béton armé.....	54
Figure IV.4 : Evolution du niveau de corrosion des armatures en fonction du temps.....	55
Figure IV.5 : Effet du nombre de cycles de mouillage et de séchage sur le front de pénétration d'ions chlorures.....	56
Figure IV.6 : Zones d'élaboration des différents essais réalisés.....	58
Figure IV.7 : Appareil d'auscultation sonique.....	58
Figure IV.8. Les modes de propagation des ondes.....	59
Figure IV.9. Points de disposition des transducteurs de l'ultrason sur l'éprouvette.....	60
Figure IV.10 : Courbe de Tafel.....	67

Liste des figures

Figure IV.11 : Dispositif expérimental de mesure.....	68
Figure IIV.12 : Carottes prélevées.....	70
Figure IV.13: Mesure de la profondeur de pénétration des ions chlores.....	71
Figure IV.14 : Courbe de l'évolution de la résistance de l'éprouvette témoin en fonction du temps.....	72
Figure IV.15 : Valeurs du module d'élasticité de l'éprouvette témoin.....	72
Figure IV.16 : Courbe de l'évolution de la résistance de l'éprouvette dont l'enrobage e= 1.5 cm en fonction du temps.....	73
Figure IV.17 : Valeurs du module d'élasticité de l'éprouvette dont l'enrobage e= 1.5 cm.....	73
Figure IV.18 : Courbe de l'évolution de la résistance de l'éprouvette subissant à la corrosion accélérée dont l'enrobage e= 3 cm en fonction du temps.....	74
Figure IV.19 : Valeurs du module d'élasticité de l'éprouvette dont l'enrobage e= 3cm.....	75
Figure IV.20 : Evolution de la vitesse des ondes en fonction de la teneur en eau	76
Figure IV.21 : Evolution de la vitesse en fonction de la résistance du béton.....	77
Figure IV.22 : Variation de la vitesse en fonction de la porosité	78
Figure IV.23 : Courbes de TAFEL des armatures de l'éprouvette témoin.....	79
Figure VI.24 : Courbes de TAFEL des armatures de l'éprouvette dont e = 1.5 cm.....	80
Figure IV.25 : Courbes de TAFEL des armatures de l'éprouvette dont e = 3 cm.....	81
Figure IV.26 : Courbes de Tafel de comparaison entre les armatures des extrémités.....	81
Figure IV.27 : Courbes de Tafel de comparaison entre les armatures des extrémités.....	82
Figure IV.28: Courbes de TAFEL des armatures des éprouvettes étudiées.....	83
Figure IV.29 : Images au MEB de l'échantillon extrait de l'éprouvette témoin.....	85
Figure IV.30 : Images au MEB de l'échantillon extrait de l'éprouvette à 1,5 cm de l'extrémité.....	86
Figure IV.31: Images au MEB de l'échantillon extrait de l'éprouvette à 3 cm de l'extrémité.....	87
Figure IV.32: Surfaces obtenues après fendage des deux carottes.....	88
Figure IV.33: Profondeur de pénétration des chlorures.....	89

Chapitre V : Modélisation de la diffusion de la chaleur par ANSYS

Figure V.1 : Bilan énergétique au sein d'un volume élémentaire.....	95
Figure V.2 : discrétisation d'une éprouvette.....	98
Figure V. 3 : Méthode d'approximation.....	100

Chapitre VI : Modélisation de la pénétration des chlorures par ANSYS

Figure VI.1 :Modélisation de l'éprouvette confectionnée au laboratoire.....	113
Figure VI.2 : Sens d'étude du phénomène de diffusion.....	114
Figure VI.3 :Modélisation de la face d'étude (épaisseur de l'éprouvette).....	114
Figure VI.4 : Elément utilisé.....	118
Figure VI.5 : Modèle par éléments finis.....	120
Figure VI.6 : Profil de diffusion de l'humidité t=1jour.....	123
Figure VI.7 : Profil de diffusion de l'humidité t= 1 an.....	124
Figure VI.8 : Profil de diffusion de l'humidité t=2 ans.....	124
Figure VI.9 : Profil de diffusion de l'humidité t=3 ans.....	125
Figure VI.10 : Profil de diffusion de l'humidité t=5 ans.....	125
Figure VI.11 : Profil de diffusion de l'humidité t=10 ans.....	126
Figure VI.12 :Variation du flux de diffusion de l'humidité, t=1 jour.....	127

Liste des figures

Figure VI.13 : Variation du flux de diffusion de l'humidité, t=1 an.....	127
FigureVI.14 : Variation du flux de diffusion de l'humidité t= 2 ans	127
FigureVI.15 :Variation du flux de diffusion de l'humidité t= 3 ans.....	127
Figure VI.16 : Variation du flux de diffusion de l'humidité t= 5 ans.....	128
Figure VI.17 :Variation du flux de diffusion de l'humidité t= 10 ans.....	128
FigureVI.18 :Variation à 1.5 cm de l'extrémité à t = 1 jour	128
Figure VI.19 :Variation à 3 cm de l'extrémité à t = 1 jour	128
FigureVI.20 :Variation à 1.5 cm de l'extrémité à t = 1 an	128
Figure VI.21 :Variation à 3 cm de l'extrémité à t = 1 an	128
FigureVI.22 :Variation à 1.5 cm de l'extrémité à t = 2 ans.....	129
Figure VI.23 :Variation à 3 cm de l'extrémité à t = 2 ans.....	129
FigureVI.24 :Variation à 1.5 cm de l'extrémité à t = 3 ans.....	130
FigureVI.25 : Variation à 3 cm de l'extrémité à t = 3 ans	130
FigureVI.26 :Variation à 1.5 cm de l'extrémité à t = 5 ans.....	130
FigureVI.27 : Variation à 3 cm de l'extrémité à t = 5 ans.....	130
FigureVI.28 : Variation à 1.5 cm de l'extrémité à t = 10 ans.....	131
FigureVI.29 : Variation à 3 cm de l'extrémité.....	131
Figure.VI.30 : Variation du taux d'humidité à 0.5 cm de l'extrémité.....	132
Figure.VI.31 : variation de la concentration des chlorures à 0.5 cm de l'extrémité.....	132
Figure.VI.32 : Variation du taux d'humidité à 1.5 cm de l'extrémité.....	133
Figure.VI.33 : Variation de la concentration des chlorures à 1.5 cm de l'extrémité.....	133
Figure. VI.34 : Variation du taux d'humidité à 3 cm de l'extrémité.....	134
Figure. VI.35 :Variation de la concentration des chlorures à 3 cm de l'extrémité.....	134
Figure VI.36 : Profil de concentration des chlorures en profondeur.....	135
Figure.VI.37 : Profondeur ans l'enrobage.....	136

Chapitre VII : Récapitulation et confrontation des résultats expérimentaux et numériques

Figure VII.1 : Schéma illustratif de dégradation des armatures due aux chlorures.....	139
Figure VII.2 : Concentration critique d'initiation de la corrosion.....	140
Figure VII.3 : Comparaison des résistances de compression obtenues avec l'ultrason.....	142
Figure VII.4 : Comparaison entres les taux de corrosion des armatures extrémité	142
Figure VII.5 :Concentration des chlorures à l'emplacement des armatures en fonction du temps.....	143
Figure VII.6 : Schématisation de l'évolution des dégradations du béton et de l'acier.....	144

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralités sur le béton : définitions, pathologies et durabilité

Tableau. I.1 : Plages de variations des propriétés mécaniques moyennes des bétons courants..	7
Tableau I.2 : Les Causes d'endommagement du béton et leurs symptômes.....	16
Tableau I.3 : Principaux défauts du béton.....	17
Tableau I.3 : Échelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé.....	19

Chapitre III : La corrosion des armatures dans le béton

Tableau III.1. Différents types de corrosion.....	45
---	----

Chapitre IV : Programme expérimental

Tableau IV.1 : Caractéristiques physiques des granulats utilisés.....	51
Tableau IV.2 :Composition du béton	53
Tableau IV.3 : Propriétés mécaniques et caractéristiques du béton.....	55
Tableau IV.4 : Caractéristiques électrochimiques des armatures des différentes éprouvettes.....	84
Tableau IV.5 : Calcul de la pénétration des chlorures.....	89

Chapitre V : Modélisation de la diffusion de la chaleur par ANSYS

Tableau V.1 : Listes de quelques champs et de leurs potentiels associés.	97
Tableau V.2: Dimension des polynômes en fonction du degré d'interpolation et de l'espace physique.....	104

Chapitre VI : Modélisation de la pénétration des chlorures par ANSYS

Tableau VI.1 : Analogie entre les paramètres de diffusion thermique/humidité.....	112
Tableau VI.2 : Élément utilisé.....	118
Tableau VI.3 : Caractéristiques physiques du matériau béton.....	118

Sommaire

Résumé

Liste des figures

Liste des tableaux

Introduction générale.....1

Partie (I) : Etude bibliographique

Généralités sur le béton : définitions, pathologies et durabilité

I.1. Introduction.....	4
I.2.1. Un peu d'histoire.....	4
I.2.2. Composants.....	5
I.2.2.1. Ciment.....	5
I.2.2.2. Eau de gâchage.....	5
I.2.2.3. Granulats.....	6
I.2.2.4. Adjuvants.....	6
I.2.2.5. Les additions.....	6
I.2.2.6. Les ajouts.....	7
I.2.3. Formulation.....	7
I.2.4. Propriétés mécaniques des bétons.....	7
I.2.5. Caractéristiques microstructurales des bétons.....	8
I.2.5.1. Description de la phase solide.....	8
I.2.5.2. Granulats et interface pâte-granulats.....	9
I.2.5.3. L'eau dans les bétons.....	9
I.2.5.4. La diffusion.....	9
I.3. L'acier.....	10
I.4. Les pathologies du béton.....	10
I.4.1. Les causes physiques de dégradation des bétons.....	11
I.4.2. Les causes chimiques de dégradation.....	12
I.4.3. La dégradation due à la corrosion des armatures.....	14
I.4.4. Les autres causes de dégradation des bétons.....	15
I.5. Mécanismes d'endommagement du béton.....	17
I.6. Durabilité et durée de vie d'un ouvrage.....	19
1.6.1. La durabilité des structures en BA.....	19
1.6.2. Définition de la durée de vie d'un ouvrage.....	20
1.6.3. La durabilité des bétons dans la norme NF EN 206-1.....	20
1.6.4. Les indicateurs de durabilité.....	21
1.6.4.1.1. Indicateurs de durabilité généraux.....	21
1.6.4.1.2. Indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction.....	22
1.6.4.1.3. Indicateurs de durabilité spécifiques à l'attaque sulfatique.....	22
1.6.4.1.4. Indicateurs de substitution.....	22
1.6.4.2. Spécifications relatives aux indicateurs de durabilité.....	22
1.6.4.2.1. Types d'environnement.....	23
1.6.4.2.2. Spécifications types pour la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures.....	23
1.6.4.2.3. Spécifications types pour la durabilité vis-à-vis de l'alcali réaction.....	23
I.7. Conclusion.....	24

Sommaire

Chapitre II : Notions sur les ondes ultrasonores

II.1. Introduction	25
II.2. Les besoins en évaluation non destructive des ouvrages.....	25
II.2.1. La problématique	25
II.2.2. Mesures utilisant la propagation d'ondes.....	25
II.3. Principe physique de la propagation d'une onde ultrasonore.....	26
II.3.1. Introduction sur les ondes ultrasonores	26
II.4. Eléments théoriques de la propagation des ondes acoustiques	26
II.4.1. Principes théoriques.....	28
II.4.2. Longueur d'onde.....	28
II.4.3. Impédance acoustique	29
II.4.4. Différents types d'ondes.....	29
II.4.4.1. Ondes de volume	29
II.4.4.2. Ondes de surface.....	30
II.4.5. Vitesse et atténuation.....	32
II.4.5.1. Vitesse.....	32
II.4.5.2. Atténuation et coefficient d'atténuation.....	34
II.4.6. Absorption et diffusion.....	35
II.5. Conclusion.....	36

Chapitre III : La corrosion des armatures dans le béton

III.1. Introduction.....	37
III.2. Généralités sur la corrosion.....	37
III.3. Mécanisme de corrosion des aciers dans le béton.....	37
III.3.1. Réaction anodique (ou d'oxydation, dissolution du métal.....	37
III.3.2. Réaction cathodique	38
III.4. Etapes de la corrosion.....	39
III.5. La passivation de l'acier- Diagramme de Pourbaix.....	39
III.6. Causes de la corrosion	41
III.6.1. Carbonatation	41
III.6.2. Pénétration des ions chlorures.....	43
III.7. Les formes de corrosion	44
III.8. Teneur critique en ions chlore.....	46
III.9. Dommages de la corrosion.....	47
III.10. Essais de corrosion accélérée au laboratoire.....	48
III.10.1. Essai par immersion-séchage et milieu chloruré.....	48
III.10.2. Essais brouillard salin.....	48
III.10.3. Essais en atmosphère carbonique.....	49
III.10.4. Essai avec courant imposé.....	50
III.11. Conclusion	50

Partie (II) : Programme expérimental

Chapitre IV : Programme expérimental

IV.1. Introduction.....	51
IV.2. Les matériaux utilisés	51
IV.2.1. Le ciment	51
IV.2.2. Les granulats	51

Sommaire

IV.2.3. L'eau	51
IV.3. Préparation des corps d'épreuve	52
IV.3.1. Composition et mise en œuvre	52
IV.3.2. Description des corps d'épreuve	53
IV.3.4. Confection des éprouvettes	54
IV.3.5. Cure appliquée	54
IV.4. Essai de corrosion accélérée.....	55
IV.4.1. Période d'essai de corrosion accélérée.....	56
IV.5. Méthodes expérimentales utilisées pour l'évaluation de l'influence de l'épaisseur d'enrobage sur la pénétration des chlorures.....	57
IV.5.1. Essai à l'ultrason	58
IV.5.1.1. Appareillage.....	58
IV.5.1.2. Mode de propagation des ondes	59
IV.5.1.3. Principe de l'essai.....	59
IV.5.1.4. Protocole de mesure.....	59
IV.5.1.5. Détermination de la vitesse de propagation des ultrasons	60
IV.5.2. Essai électrochimique.....	61
IV.5.2.1. Voltampérométrie cyclique.....	61
IV.5.2.2. Principe de la voltampérométrie cyclique.....	61
IV.5.2.3. La polarisation.....	62
IV.5.2.4. Le taux de corrosion.....	62
IV.5.2.5. La vitesse de corrosion.....	63
IV.5.2.6. Loi de Tafel.....	65
IV.5.2.7 Loi de Stern et Geary (mesure de la résistance de polarisation).....	66
IV.5.2.8. Conditions expérimentales.....	68
IV.5.2.8.1. Mode opératoire.....	68
IV.5.2.8.2. Définition de la cellule de mesure et électrodes.....	68
IV.5.2.8.3. Conditions de polarisation.....	69
IV.5.3. La microscopie électronique à balayage (MEB).....	69
IV.5.4. Essai colorimétrique aux nitrates d'argent	69
IV.5.4.1. Principe mesure.....	69
IV.5.4.2. Dispositif expérimental.....	70
IV.6. Résultats expérimentaux	71
IV.6.1. Ultrason.....	71
IV.6.1.1. Evolution de la résistance et du module d'élasticité de l'éprouvette témoin	71
IV.6.1.2. Evolution de la résistance des éprouvettes subissant à la corrosion accélérée.....	73
IV.6.1.2.1. Eprouvette dont l'enrobage e= 1.5 cm.....	73
IV.6.1.2.2. Eprouvette dont l'enrobage e= 3cm	74
IV.6.1.3. Interprétation des résultats.....	75
VI.6.1.4. Conclusion	78
IV.6.2. Essai électrochimique.....	79
IV.6.2.1.Courbes de TAFEL des armatures de l'éprouvette témoin.....	79
IV.6.2.2. Courbes de TAFEL des armatures des éprouvettes soumises à la corrosion accélérée.....	80
IV.6.2.2.1. Courbes de TAFEL des armatures de l'éprouvette dont l'enrobage e = 1.5 cm.....	80
IV.6.2.2.2. Courbes de TAFEL des armatures de l'éprouvette dont l'enrobage e = 3 cm.....	80
IV.6.2.3. Courbes de TAFEL des armatures de l'éprouvette témoin et celles à la corrosion accélérée.....	81
IV.6.2.3.1. Courbes de TAFEL des armatures des extrémités	81
IV.6.2.3.2. Courbes de TAFEL des armatures du milieu	82

Sommaire

IV.6.2.4. Courbes de TAFEL des armatures des éprouvettes étudiées.....	82
IV.2.5. Interpretation des resultants.....	84
IV.6.2.6. Conclusion	85
IV.6.3. Analyse de l'interface acier /béton au Microscope Electronique à Balayage.....	85
IV.6.3.1. Analyse de l'interface acier /béton au MEB de l'échantillon extrait de l'éprouvette témoin.....	85
IV.6.3.2. Analyse de l'interface acier /béton au MEB des échantillons extraits des éprouvettes soumises aux cycles immersion/séchage.....	85
IV.6.3.2.1. Analyse de l'interface acier /béton au MEB de l'échantillon extrait de l'éprouvette dont e = 1,5 cm.....	86
IV.6.3.2.2. Analyse de l'interface acier /béton au MEB de l'échantillon extrait de l'éprouvette dont e = 3 cm.....	87
IV.6.3.3. Conclusion.....	88
IV.6.4. Essai colorimétrique aux nitrates d'argent.....	88
IV.6.4.1. Profondeur de pénétration des chlorures	88
IV.6.4.2. Conclusion.....	89
IV.7. Conclusion du chapitre	90

Partie (III) : Modélisation de la pénétration des chlorures avec le logiciel ANSYS

Chapitre V : Modélisation de la diffusion de chaleur par ANSYS

V.1. Introduction	91
V.2. Concepts et notions de base.....	91
V.2.1. Les lois fondamentales du transfert de chaleur.....	91
V.2.1.1. Transfert de chaleur par conduction.....	91
V.2.1.1.1. Cas de gaz parfait	91
V.2.1.1.2. Cas des liquides.....	92
V.2.1.1.3. Cas des solides	92
V.2.1.1.4. Loi de Fourier	92
V.2.1.2. Transfert de chaleur par convection.....	92
V.2.1.3. Transfert de chaleur par rayonnement	93
V.2.1.3.1. Le corps noir.....	94
V.2.1.3. les cas réels	94
V.2.2. Equation de diffusion de la chaleur	95
V.2.3. Analyse thermiques.....	97
V.2.3.1. Champ potentiels	97
V.2.3.2. Grande lignes de la méthode des éléments finis	98
V.2.4. Méthodes des éléments finis	99
V.2.4.1. Introduction	99
V.2.4.2. Les formulations variationnelles.....	100
V.2.4.3. Résultat d'analyse fonctionnelle.....	101
V.2.4.4. Formes variationnelles.....	101
V.2.4.5. Application à l'équation de la chaleur.....	102
V.2.4.6. Maillage et interpolation.....	103
V.2.4.6.1. Maillage.....	103
V.2.4.6.2. L'interpolation.....	103
V.2.4.7. Discrétisation	105
V.2.4.7.1. La méthode de Galerkin.....	106
V.2.4.7.2. Application de la méthode Galerkin à l'équation de la chaleur.....	106
V.2.5. Description d'ANSYS.....	108

Sommaire

V.2.5.1. Interface utilisateur	109
V.2.5.3. Solveur.....	109
V.2.5.3.1. Les méthodes de résolution directes.....	109
V.2.5.3.2 Les méthodes itératives.....	110
V.2.5.4 Post processeur	110
V.3. Conclusion	110

Chapitre VI : Modélisation de la pénétration des chlorures par ANSYS

VI.1. Introduction	110
VI.2. Démarche suivie pour la modélisation de la diffusion des chlorures.....	110
VI.2.1. Diffusion de l'humidité.....	110
VI.2.2. Modélisation de l'éprouvette confectionnée au laboratoire.....	113
VI.3. Modélisation du phénomène de pénétration des chlorures par ANSYS.....	115
VI.3.1. Les éléments thermiques utilisés dans ANSYS	115
VI.4. Discrétisation du modèle physique.....	117
VI.5. Analyse thermique	119
VI.5.1 Analyse thermique stationnaire	119
VI.5.2. Analyse thermique transitoire (utilisée dans notre travail).....	119
VI.6. Méthode de résolution	120
VI.6.1. Spécification de l'option pour l'incrémentation des charges dans ANSYS.....	120
VI.6.1.1 Option générale.....	120
VI.6.1.2 Options non-linéaires	121
VI.6.2. Les options d'analyse	122
VI.6.2.1. L'option de Newton-Raphson.....	122
VI.6.2.2. Choix du solveur (Solver).....	122
VI.6.3 Conditions aux limites	122
VI.6.4. Hypothèses de calcul.....	123
VI.6.5. Profils de diffusion des chlorures dans l'éprouvette	123
VI.6.5.1. Profils de diffusion de l'humidité.....	123
VI.6.5.2. Variation du flux de diffusion de l'humidité en fonction du temps.....	126
• Variation du taux d'humidité dans l'éprouvette en fonction de la profondeur.....	128
• Variation du taux d'humidité dans l'éprouvette à t = 1 jour.....	128
• Variation du taux d'humidité dans l'éprouvette à t = 1 an	129
• Variation du taux d'humidité dans l'éprouvette à t = 2 ans.....	129
• Variation du taux d'humidité dans l'éprouvette à t = 3 ans.....	130
• Variation du taux d'humidité dans l'éprouvette à t = 5 ans.....	130
• Variation du taux d'humidité dans l'éprouvette à t = 10 ans.....	131
VI.6.5.3. Variation du taux d'humidité et des chlorures en fonction du temps.....	131
VI.6.5.3.1. Variation à 0.5 cm de l'extrémité.....	132
VI.6.5.3.2. Variation à 1.5 cm de l'extrémité.....	133
VI.6.5.3.3. Variation à 3 cm de l'extrémité.....	134
VI.7. Interprétation des résultats.....	135
VI.8. Conclusion	136

Partie (IV) : prédiction de la durabilité par la confrontation des résultats expérimentaux et numériques

Sommaire

Chapitre VII : Récapitulation et confrontation des résultats expérimentaux et numériques

VII.1 Introduction	138
VII.2. Mise en évidence de la comparaison et l'analyse des résultats expérimentaux et numériques.....	138
VII.2.1. L'initiation de la corrosion.....	139
VII.2.2. La concentration critique d'initiation de la corrosion.....	140
VII.3. Principe de la comparaison des résultats obtenus.....	141
VII.3.1. Concentration critique d'initiation de la corrosion dans les éprouvettes.....	143
VII.3.2. Récapitulation.....	144
VII.3.3. Interprétation des résultats.....	144
VII.4. Conclusion.....	145
Synthèse générale et conclusion	148
Références bibliographiques.....	152
Annexe	157

Introduction générale

Connu depuis l'antiquité romaine, le béton est aujourd'hui le matériau de construction le plus utilisé dans le monde, il a connu un réel essor dans son association avec l'acier dans le béton armé. La complémentarité, à la fois mécanique et chimique, entre ces deux matériaux, a permis de construire de façon économique et fiable les ouvrages nécessaires à toutes les activités humaines. Il joue deux rôles dans le béton armé, soumis à un ensemble d'efforts, il doit résister mécaniquement, sans subir de déformations excessives afin de ne pas affecter l'intégrité et capacité la portante de la structure. D'autre part, le béton joue un rôle chimique de protection (passivation) des armatures, rôle dû à la composition de sa solution interstitielle.

Le béton est un matériau non homogène, ses propriétés, qui évoluent dans le temps en fonction de son environnement et des différents types de sollicitations auxquelles il est soumis, dépendent de sa formulation, des conditions de sa mise en œuvre et des conditions de son exploitation. La connaissance et le suivi de ses différentes propriétés physico-mécaniques sont d'un intérêt primordial pour la maintenance des ouvrages en béton armé.

Cependant, comme tout matériau, le béton vieillit. Il évolue avec le temps et finit par se dégrader, d'où la durée de vie des structures et ouvrages en béton armé devient à la fois une exigence et un souci majeur des constructeurs et des investisseurs. Afin de s'assurer de leur stabilité et de leur utilisation dans le temps, il est nécessaire d'étudier les actions climatiques et environnementales pour que les fonctions du béton ne soient pas réduites et que ses propriétés ne soient pas altérées. Or, il s'agit d'un matériau poreux réactif susceptible de se dégrader physiquement et chimiquement en contact avec son environnement, en raison d'un déséquilibre chimique entre ces deux milieux.

La dégradation des structures en béton armé exposées à des milieux agressifs est en grande partie liée à la pénétration des ions chlorures. Celle-ci est la cause physico-chimique essentielle qui réduit la durée de service des ouvrages en béton armé par la corrosion des armatures qui est l'une des premières conséquences liées aux problèmes environnementaux. Les transferts ioniques dans le cas des géomatériaux est complexe car les phases solides sont souvent réactives et les espèces ioniques qui entrent en jeu sont multiples quelque soit leur provenance, de l'environnement extérieur ou de la solution interstitielle du matériau.

Les techniques du contrôle non destructif (CND), sont mises au point pour l'auscultation des armatures dans le béton, évaluer et détecter en temps réel soit des défauts évolutifs, soit un endommagement au sein du matériau, soit des ruptures sans avoir accès à l'armature, ainsi que pour l'évaluation des propriétés mécaniques de l'ouvrage sans l'endommager, d'où l'intérêt de ces techniques.

Introduction générale

L'Algérie dispose d'une côte méditerranéenne de 1200km, d'où les principaux facteurs de corrosion mis en cause sont les chlorures provenant de l'eau de mer ou de l'air marin et l'utilisation de sels fondants pour le déverglaçage des routes en régions montagneuses.

Dans ce contexte, nous nous intéressons au cas particulier de la pénétration des ions chlorures. L'objectif fixé, est de suivre l'évolution ainsi que sa modélisation du matériau béton dans un environnement agressif qui est l'eau de mer.

Dans un premier temps, on a confectionné des éprouvettes type dalettes armées avec une composition ordinaire normalisée suivant la méthode de DREUX-Gorisse, puis nous avons suivi l'évolution de l'état du béton due aux cycles immersion/séchage des dalettes dans l'eau de mer qui sont considérés comme un procédé de corrosion accéléré. Cette évolution a été suivie avec un appareil ultrason durant la période expérimentale qui est de trente deux (32) mois. Après cette période, on a étudié le comportement électrochimique des armatures se trouvant dans les éprouvettes dans une solution simulant l'eau interstitielle du béton armé en présence des ions chlorures, afin de déterminer le taux de corrosion des aciers de chaque éprouvette.

Ensuite, nous avons procédé à l'analyse surfacique en étudiant la morphologie de l'interface armature/béton par microscopie à balayage électronique.

Puis des carottes sont prélevées pour déterminer la profondeur de pénétration des chlorures avec des nitrates d'argent.

L'interprétation des résultats expérimentaux est délicate, à ce titre, et afin de mieux comprendre le phénomène de pénétration des ions chlorures dans les matériaux cimentaires de composition quelconque qui peuvent se produire dans un environnement chimiquement agressif, une modélisation permettant de prédire, l'évolution de ce phénomène, est prévue avec le logiciel Ansys.

La dualité expérience-modélisation a été restreinte à une composition de béton ordinaire, au dimensionnement du béton d'enrobage courant, dédié à protéger les armatures, ce dernier était limité à 1,5 et 3 cm ainsi qu'au mécanisme de diffusion des ions chlorures, afin de s'approcher à la pratique.

Le sujet est développé selon le plan suivant :

- La première partie, est une recherche bibliographique, qui est répartie en trois chapitres à savoir le premier qui présente les généralités sur le béton : définitions, pathologies et

Introduction générale

durabilité, le deuxième portant sur les notions sur les ondes ultrasonores et enfin le troisième qui est consacré à l'étude de la corrosion des armatures dans le béton.

- La deuxième partie porte sur le programme expérimental élaboré, où sont présentés les matériaux étudiés, les dispositifs expérimentaux, les protocoles utilisés, la description des méthodes expérimentales ainsi que les résultats des différents essais et leur interprétation.

- La troisième partie est relative à la modélisation du phénomène de la pénétration des chlorures, où est donnée une procédure de modélisation de la diffusion des chlorures, mettre en évidence les étapes de base de la modélisation, ainsi que les résultats de la simulation afin d'obtenir la concentration à différents endroits et différentes périodes.

- Quant à la quatrième partie, elle regroupe la récapitulation des résultats trouvés dans ce travail, afin de prédire la durabilité des éprouvettes étudiées par la connaissance de l'avancement du phénomène de corrosion c'est à dire la phase dans laquelle elles se trouvent (phase d'incubation ou en phase de propagation), et ce, par la confrontation des résultats expérimentaux et analytiques.

PARTIE I

ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

Résumé de la partie I

L'étude bibliographique est centrée sur le béton armé, sa composition, les contraintes d'ordre mécanique et environnementales engendrant les différentes pathologies, ainsi que sa durabilité dans son environnement qui est devenue à la fois une exigence et un souci pour les maîtres d'ouvrages. Cette étude a montré aussi que les méthodes utilisant la propagation d'ondes sont parmi les méthodes ayant le plus grand potentiel pour l'évaluation non destructive du béton pour le suivi de ses propriétés mécaniques, physiques qui permettent la connaissance de l'état des ouvrages ainsi que de leur suivi afin de permettre leur maintenance et leur pérennité dans le temps. A cet effet, les principes physiques de propagation des ondes ultrasonores sur lesquelles sont fondées les méthodes non destructives sont exposés. Cette partie traite aussi le mécanisme de corrosion des aciers dans le béton, les étapes, causes, formes, dommages, ainsi que les essais de corrosion accélérée au laboratoire vu que la corrosion constitue la cause majeure de dégradation des ouvrages et un danger potentiel pour leur conservation, leur stabilité ainsi que leur durabilité.

I.1. Introduction

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

Ce chapitre est consacré à l'étude du béton, dans un premier temps, sa définition et sa composition sont exposées. Des exemples de dégradation des structures, les principaux mécanismes d'endommagement sont présentés, et enfin, la durabilité des bétons est discutée.

I.2. Le béton

Le béton est un assemblage de granulats, par un mélange de ciment, éventuellement d'additions minérales et / ou d'adjuvants organiques, et d'eau.

Un bref historique du béton ainsi que ses principaux composants sont décrits ci dessous [1], [2].

I.2.1. Un peu d'histoire

Le béton est un mélange précisément dosé de ciment, de granulats, d'eau et d'adjuvants. Il est formulé en fonction de l'usage auquel il est destiné et utilisé essentiellement pour la construction d'ouvrages de génie civil et d'architecture.

Vers 2600 avant JC, les Assyriens et les Babyloniens ont employé l'argile comme un matériau liant, c'est à dire comme le ciment. Les Egyptiens ont utilisé un ciment à base de chaux et de gypse.

Le béton dans son sens actuel fut introduit par l'ingénieur Bélidor dans "L'architecture hydraulique" en 1737. L'invention du ciment par Vicat en 1817, puis celle du ciment Portland par Aspdin en 1824 préparèrent l'avènement du béton [3].

En 1756, un ingénieur anglais, John SMEATON a fait le premier béton moderne (ciment hydraulique) en utilisant l'addition de gravillons naturels ressemblants aux graviers et d'un mélange de briques pulvérisées comme ciment.

En 1849, un jardinier parisien, Joseph MONIER a inventé le béton armé à partir de l'idée de renforcer les bacs à fleurs qu'il construisait en béton en y incorporant des barres en fer. Cette

nouvelle invention a été brevetée en 1867. Cette armature métallique permet au béton de supporter partiellement les contraintes de traction.

En 1928, un ingénieur français, Eugène FREYSSINET a inventé le béton précontraint par fils adhérents. Sans son invention, largement utilisée par ses successeurs dans le monde entier, de nombreux ouvrages contemporains (exemple, Figure I.1) n'auraient pu être construits ou le seraient différemment.



Figure I.1: Pont de Normandie avec 856 mètres de travée centrale.

I.2.2. Composants

Une proportion précise des composants du béton est fondamentale pour obtenir les caractéristiques mécaniques visées pour la structure finale. Ces composants sont énoncés ci-dessous :

I.2.2.1. Ciment

Le ciment joue le rôle de liant dans le béton hydraulique. Il est lui-même composé de clinker, associé à des constituants secondaires tels que le laitier de haut fourneau : un résidu minéral issu de la préparation de la fonte à partir du minerai de fer et du coke métallurgique, de cendres volantes ou de fillers calcaires (granulats fins obtenus par broyage de roches).

Suivant la proportion de ces éléments, cinq types de ciment sont possibles : le ciment Portland, le ciment Portland composé, le ciment de haut fourneau, le ciment de haut-fourneau à haute teneur en laitier, le ciment aux laitiers et le ciment aux cendres.

I.2.2.2. Eau de gâchage

Il est important de respecter les proportions de tous les composants, spécialement de l'eau de gâchage. Par exemple, trop d'eau augmente la porosité du béton et modifie ses propriétés mécaniques et sa durabilité.

L'association ciment – eau génère des réactions extrêmement complexes. Silicates et aluminates se développent pendant la phase d'hydratation. Ils forment alors un gel cristallin qui marque le début du phénomène de "prise".

Au cours de la phase de durcissement, qui peut durer plusieurs mois, la multiplication des microcristaux augmentent les résistances mécaniques. Le béton se transforme, alors, en une véritable roche composite.

I.2.2.3. Granulats

Les granulats constituent la phase dominante du béton, (**70%** du volume) et se caractérisent par les propriétés intrinsèques de la roche dont ils sont issus : coloration, caractéristiques mécaniques et physico-chimiques. Ils vont influencer directement les propriétés esthétiques, mécaniques et la durabilité du béton. Le granulats est généralement composé de fillers, de sable, de gravier, de pierres concassées, de galets ou de cailloux (selon sa dimension). Ils sont obtenus en exploitant des gisements de sable et de gravier d'origine alluvionnaire, terrestre ou maritime, en concassant des roches massives, ou encore par le recyclage de produits tels que les matériaux de démolition.

I.2.2.4. Adjuvants

Les adjuvants sont incorporés au béton en faible quantité (moins de 10 kg/m³). Les réducteurs d'eau vont permettre soit d'utiliser moins d'eau pour une qualité égale, soit de réaliser un béton très fluide avec une quantité d'eau moindre. Les superplastifiants ou fluidifiants possèdent des propriétés similaires à celles des réducteurs d'eau, mais avec une efficacité beaucoup plus importante. Ils permettent des fluidités extrêmes et sont utilisés pour produire des bétons autoplaçants et autonivelants.

D'autres adjuvants autorisent la modification de la prise et du durcissement comme les accélérateurs de prise. Ils vont permettre de décoffrer plus rapidement lors de températures faibles. Au contraire des retardateurs qui sont utilisés pour maintenir l'ouvrabilité du béton sur une plus grande durée. A savoir également que les hydrofuges de masse rendent les bétons imperméables aux liquides, les entraîneurs d'air vont quant à eux le rendre insensible au gel et aux produits dégivants.

I.2.2.5. Les additions

Les additions sont définies dans la norme NF EN 206-1 « Béton. Partie 1 : Spécification, performances, production, et conformité » d'avril 2004. Une addition est un « *matériau* minéral

finement divisé et pouvant être ajouté au béton afin d'améliorer certaines de ses propriétés ou pour lui conférer des propriétés particulières ».

Les additions (fillers, cendres volantes, fumées de silices...) ont deux modes d'action :

- un effet sur la **granulométrie**, dit également « effet filler », qui est un remplissage par les éléments les plus fins (de taille inférieure à 80 μm) des vides laissés par les éléments les plus gros (sables) et, éventuellement, une contribution directe à la **résistance** par la formation d'hydrates, en général à long terme.

I.2.2.6. Les ajouts [4]

Un ajout est un produit (en dehors du ciment, des granulats, des additions, des adjuvants et de l'eau) incorporé au béton tels que l'inhibiteur de corrosion qui, incorporé dans le béton lors de sa fabrication, peut ralentir le phénomène de corrosion des armatures, et les fibres métalliques et synthétiques qui lui confère de la résistance.

I.2.3. Formulation

Les bétons sont conçus suivant une formulation, donnée sous forme de quantité massique de chaque composant afin d'obtenir un volume de 1 m³ de béton. Il existe différentes méthodes de formulations, qui visent à optimiser l'empilement des différentes particules (grains de ciment, sable, gravillons) afin de minimiser les espaces vides [5].

Le choix de la formulation permet d'obtenir des propriétés mécaniques ou de mise en œuvre recherchées.

I.2.4. Propriétés mécaniques des bétons :

Les propriétés mécaniques du béton sain dépendent de la qualité des constituants, de la formulation et les conditions de cure. Les propriétés de différents bétons seront donc très variables [6].

Pour les ouvrages, on caractérise généralement les bétons par leur résistance à la compression R_c , généralement déterminée après 28 jours de cure. La résistance à la traction R_t peut également être déterminée, elle traduit alors la résistance à la fissuration du béton, on peut citer aussi comme propriétés le module d'élasticité E , le coefficient de Poisson ν et la masse volumique du béton. Le tableau I.1 présente les plages de variations des propriétés mécaniques moyennes des bétons courants.

Tab. I.1. Plages de variations des propriétés mécaniques moyennes des bétons courants [5]

R_c (MPa)	R_t (MPa)	E (GPa)	ν	ρ (kg.m ⁻³)
12-60	1-5	20-40	0,15 - 0,30	2200-2400

Une autre propriété mécanique importante du béton est la porosité. Elle est définie comme le volume total des vides contenus dans le béton pour 1 m³ de matériau. Cette porosité augmente avec le rapport E/C et est en général comprise entre 11 et 18%. Elle est constituée de pores plus ou moins inter-connectés, ainsi que de micro ou macro-fissurations. Les dimensions caractéristiques des pores vont d'une dizaine de nanomètres au millimètre. Ils peuvent être remplis d'air ou d'eau libre.

I.2.5. Caractéristiques microstructurales des bétons

Il est indispensable de pouvoir caractériser d'une manière très rigoureuse la microstructure des matériaux cimentaires dans le but d'évaluer non seulement leurs propriétés mécaniques mais aussi celle liées à leur durabilité.

I.2.5.1. Description de la phase solide

➤ Pâte de ciment

La phase solide de la pâte de ciment est formée de grains de ciment plus ou moins bien hydratés [37]. Parmi les produits de l'hydratation il y a :

- Les silicates de calcium hydratés ou C-S-H. Ils sont les principaux produits de cette hydratation (au moins 50% d'une pâte de ciment ordinaire) et sont aussi appelés gel. Ils sont quasiment amorphes et forment un composé à structure colloïdale dont la composition en eau est variable et dépend de la pression de vapeur saturante au sein du matériau.
- Les autres hydrates qui se présentent sous forme de cristaux ont une évolution et une sensibilité à l'hygrométrie moindre. Ces derniers sont principalement :
 - La portlandite Ca(OH)_2 , qui cristallise en plaquettes hexagonales essentiellement.
 - Les aluminates de calcium hydratés, dont la forme la plus stable C_3AH_6 , cristallise sous forme cubique.
 - La géhlénite hydratée C_2ASH_8 , qui cristallise en cristaux lamellaires.
 - Les sulfo-aluminates de calcium hydratés, parmi lesquels l'ettringite (C_3A , 3CS , H_32) qui cristallise sous forme d'aiguille.

Lors de l'hydratation du ciment, ces différents hydrates se forment et se développent dans les espaces situés entre les grains de ciment anhydres initiaux. Ce mode de remplissage des vides originels crée un réseau poreux très complexe.

I.2.5.2. Granulats et interface pâte-granulats

Pour un béton, la liaison qui s'établit au cours de l'hydratation entre la pâte de ciment et les matériaux qu'elle enrobe, se traduit par une zone de pâte particulière appelée "auréole de transition" ou interface pâte granulats. Son épaisseur augmente avec la taille du granulats mais est toujours inférieure à 50 μm . Dans cette zone, la pâte de ciment présente une cohésion plus faible, due à un excès local d'eau, car au moment du gâchage, un film liquide s'adsorbe sur la surface du granulats. Tant du point de vue mécanique que du point de vue de la durabilité ou perméabilité, ces zones constituent les "maillons faibles" du matériau.

Les granulats peuvent être d'origine siliceuse ou calcaire. Dans le premier cas, l'interface pâte-grulats constitue une zone où les hydrates sont faiblement liés aux granulats et s'en détachent facilement. Lorsque les granulats sont plus poreux, "l'auréole de transition" se caractérise par une première couche, intimement liée au granulats par des liaisons de type physique et peut-être même chimique à la suite d'une dissolution superficielle du granulats et une deuxième couche avec une porosité plus grande mais constituée de produits d'hydratation mieux cristallisés et orientés. Ainsi avec des granulats calcaires, le matériau présente de meilleures caractéristiques mécaniques et une perméabilité faible malgré la porosité des granulats [37].

I.2.5.3. L'eau dans les bétons

L'eau étant constitutive du matériau, il est parfois difficile d'évaluer le degré de liaison de l'eau avec la matrice solide. Trois degrés peuvent être distingués :

- **L'eau chimiquement liée** : c'est l'eau consommée au cours des réactions d'hydratation, combinée avec d'autres composants dans les hydrates ;
- **L'eau adsorbée** : c'est l'eau fixée à la surface de la matrice solide sous l'action de forces intermoléculaires de type force de Van der Waal.
- **L'eau capillaire et l'eau libre** : l'eau capillaire est l'eau en phase condensée remplissant un capillaire sous l'effet de la condensation capillaire. Un cas particulier de l'eau capillaire est l'eau libre contenue dans les pores les plus gros et qui ne subit pas d'influence particulière des forces superficielles (elle est en équilibre avec la phase gazeuse par l'intermédiaire d'une interface plane).

I.2.5.4. La diffusion

La diffusion est un mécanisme de transport de substance dans un milieu donné sous l'effet de son agitation aléatoire à l'échelle moléculaire. S'il existe des différences de concentration entre

deux points du milieu, ce phénomène engendre un transport global du constituant considéré, orienté de la zone la plus concentrée vers la zone la moins concentrée. Le transport par diffusion est un phénomène irréversible, qui peut intervenir sous deux formes (figure I.2.) :

- **En phase liquide** : concerne la diffusion des constituants en solution dans la phase liquide (les ions chlorures, les sulfates). Elle intervient, par exemple, dans l'attaque par l'eau de mer et la corrosion des aciers d'armature.
- **En phase gazeuse** : concerne, par exemple, la diffusion de la vapeur d'eau dans un béton partiellement saturé ou encore la diffusion de l'oxygène ou du CO₂.

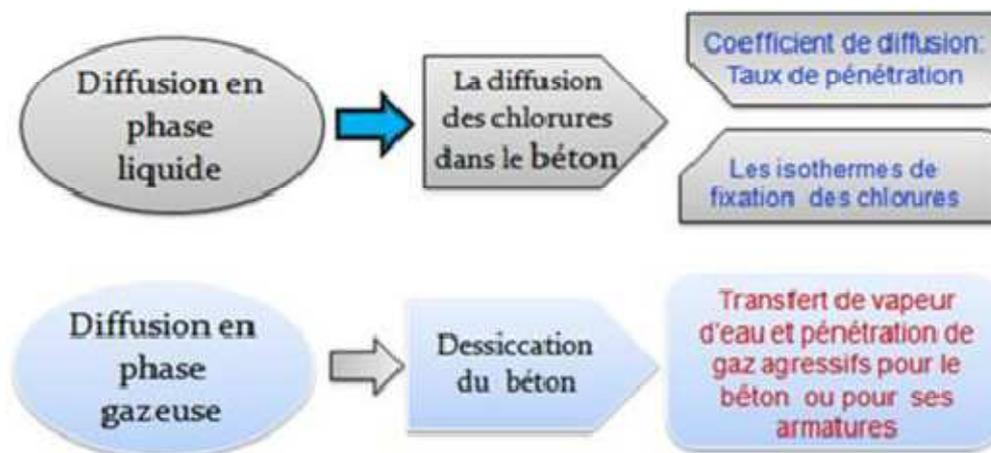


Figure I.2. Schéma représentant les formes de transports par diffusion dans le béton [28]

I.3. L'acier

Le béton est résistant à la compression mais possède une faible résistance à la traction. C'est pourquoi, pour lui conférer une bonne résistance à la traction, on dispose dans les parties tendues des armatures (barres ou treillis) généralement en acier dont les formes utilisées les plus courantes sont des aciers lisses, des aciers à haute adhérence, ou des treillis soudés fils lisses.

L'adhérence entre l'acier et le béton est nécessaire. Celle-ci est fonction de la forme des armatures, de leur surface (les nervures améliorent l'adhérence), de la rugosité de l'acier et de la résistance du béton. La quantité d'armatures et leur disposition, dictées par la répartition des contraintes, résultent de calculs qui font appel aux lois de comportement des matériaux.

I.4. Les pathologies du béton

Les ouvrages en béton armé constituent le matériau composite le plus couramment employé. Les principales causes de dégradation des bétons proviennent des attaques physiques et chimiques supportées dans le temps par les structures placées dans un environnement plus ou moins

agressif. Les dégradations peuvent provenir de défauts initiaux dus soit à une conception mal adaptée, soit à une mauvaise mise en œuvre des bétons [7], [8].

La détermination précise des causes d'une détérioration quelconque du béton est un sujet complexe. Ceci s'explique par le manque de connaissance et la complexité des phénomènes qui affectent ce matériau, à leur évolution dans le temps, ainsi qu'à leur concomitance.

I.4.1. Les causes physiques de dégradation des bétons

- **Abrasion**

C'est l'usure accompagnée d'une perte de matière consécutive au frottement d'un élément par un abrasif, ou par le passage répétitif des piétons, véhicules et chariots industriels, etc.

- **L'érosion**

C'est la perte de matière, résultant du frottement d'un corps solide et d'un fluide contenant des particules solides en suspension et en mouvement (usure de la matrice cimentée par les particules solides contenues dans l'eau).

- **La cavitation**

C'est l'usure d'une structure hydraulique, caractérisée par une perte de masse en présence de bulbes de vapeur, qui se forment lors d'un changement brusque de direction d'un écoulement rapide de l'eau (effet dynamique de l'eau).

- **Les chocs**

Le béton éclate sous l'effet de chocs produits par des engins de transport ou de levage, des outils.

- **Les surcharges**

Il s'agit d'ouvrages ayant supporté des charges trop importantes qui ont entraîné des fissurations et des éclatements du béton.

- **Le feu**

Les très fortes élévations de température lors d'un incendie par exemple, entraînent un éclatement du béton.

- **Les cycles gel/ dégel**

Après un nombre important de cycles gel/dégel, certains bétons peuvent se déliter en surface et se désagréger. C'est le cas des ouvrages de montagne, des chambres froides [9].

I.4.2. Les causes chimiques de dégradation

- **L'alcali-réaction ou cancer du béton**

L'attaque chimique par alcali-réaction est favorisée par un milieu humide et une teneur en alcalins élevée du béton. Certains granulats peuvent contenir des formes de silices réactives.

Ceux-ci réagissent avec la phase liquide interstitielle du béton contenant des alcalins comme le potassium et le sodium. Cette réaction s'accompagne de la formation de gel gonflant, susceptible de créer des fissures.

La fissuration apparaît sous forme de réseau de type faïençage (maille étroite avec des fissures de faible profondeur, quelques centimètres) et le béton s'éclate.



Figure I.3: Phénomène d'alcali réaction rencontré [10].

- **Les réactions sulfatiques**

Les sulfates proviennent essentiellement du milieu extérieur (d'origine naturelle, biologique ou provenir de pollution domestique et industrielle). Ces ions ne sont pas passifs vis-à-vis de la matrice cimentaire et conduisent à la formation de certains composés chimiques expansifs tels que : L'étringite, le gypse et la thaumasite. Ces composés provoquent le gonflement du béton créant en son sein des tensions qui engendrent des fissurations en réseau suivant un maillage large de quelques dixièmes de millimètres à quelques millimètres.



Figure I.4: Pathologie des pieux due à l'attaque sulfatique (eaux agressives) [10]

- **La lixiviation** (dissolution ponctuelle de la matrice cimenteuse)

La plupart des ouvrages peuvent être affectés par des eaux de ruissellement sous l'effet de la pluie, de l'eau de mer, des eaux souterraines et de la neige. Le béton comprend outre les granulats, la pâte de ciment qui est fortement basique avec un pH autour de 12,5 de par sa solution interstitielle. La pâte de ciment est composée de 15 à 20% de portlandite, de silicates de calcium hydratés, d'aluminates et de sulfoaluminates de calcium hydratés.

Les eaux de ruissellement sont en général moins basiques ce qui entraîne un déséquilibre entre le milieu extérieur et le béton. Cela produit des sels insolubles ou solubles (ce qui est plus préjudiciable) puisque la dissolution est associée à un lessivage de la chaux très soluble dans l'eau. Ce phénomène, appelé lixiviation, s'accroît si le béton contient beaucoup de chaux comme le ciment Portland pur. Il entraîne des dégradations et une fragilisation du matériau en augmentant la porosité interne et en diminuant les propriétés mécaniques du béton.



Figure I.5: Lixiviation du béton

- **Attaque par les ions chlorures :**

Dans les bétons, les chlorures proviennent pour l'essentiel du milieu extérieur, mais il est important de limiter les sources internes chlorures. Pour l'acier, le processus de corrosion généralement admis et débute par la dissolution du métal et la formation des ions ferreux.



Figure I.6: Aggression du béton par activité des chlorures [10].

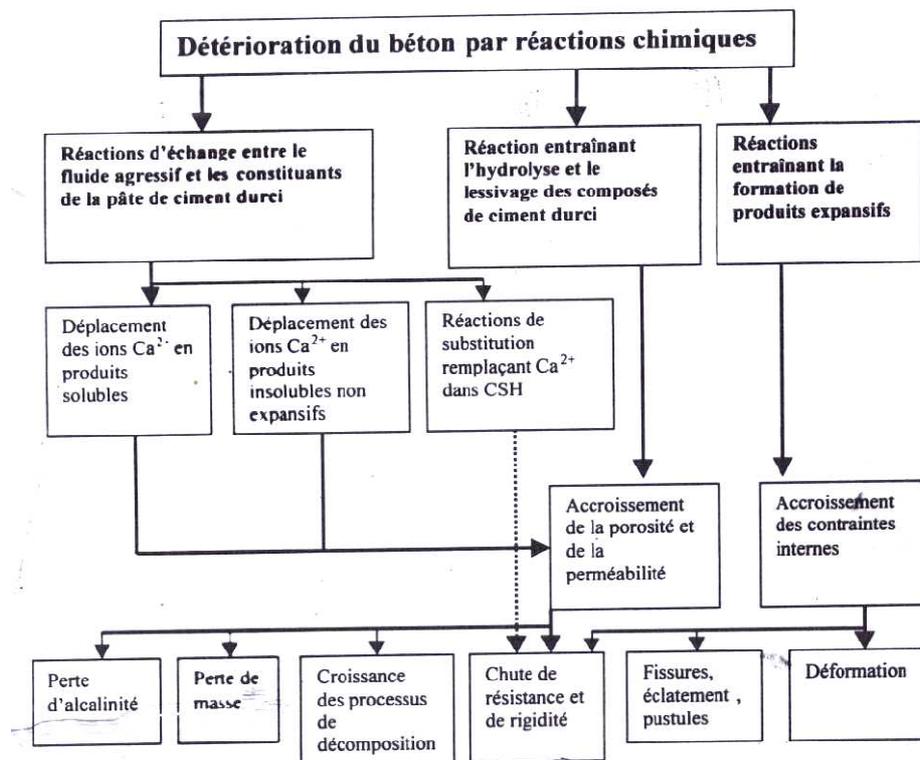


Figure I.7: Processus de détérioration du béton par les attaques chimiques [10].

I.4.3. La dégradation due à la corrosion des armatures

La corrosion des armatures est la dégradation la plus courante des ouvrages du génie civil. Ce sont les armatures de peau et les armatures les plus sollicitées qui sont les plus corrodées [11]. Dans le cas des armatures de peau, la corrosion est liée à l'épaisseur du béton d'enrobage et à sa porosité. Dans le cas des armatures principales les plus sollicitées, c'est la fissuration du béton qui en est à l'origine. La corrosion ne peut s'initier que lorsque l'environnement est propice à son développement. Par sa forte basicité, le béton est un excellent passivant pour les armatures

en acier mais si la carbonatation ou les chlorures parviennent à migrer jusqu'aux armatures, le pH peut s'abaisser suffisamment pour que la corrosion s'initie.

Le phénomène de corrosion des armatures, selon son stade d'avancement, engendre les désordres suivants (classés dans l'ordre croissant) :

- fissuration du béton au droit de l'armature ;
- décollement du béton au droit de l'armature ;
- armatures apparentes de plus en plus corrodées ;
- armatures foisonnantes avec perte de section.

Ces désordres sont souvent favorisés par des défauts de mise en œuvre (enrobage insuffisant, ragréage) associés à la présence d'humidité [12], [13].

I.4.4. Les autres causes de dégradation des bétons

Nous avons vu que les bétons se dégradent à cause des milieux dans lesquels ils sont placés car ils y subissent des agressions physiques et chimiques. Certaines causes, essentiellement dues à une mauvaise mise en œuvre, peuvent également participer à la dégradation des bétons.

- **Désordres sur ragréage**

Lors du décoffrage, il arrive que des défauts apparaissent (ségrégation, enrobage insuffisant).

Dans ce cas on met souvent en place un ragréage. Des comportements différentiels entre ce dernier et le béton sont possibles, ce qui induit l'apparition de fissures. Il y a alors pénétration d'humidité, corrosion des armatures et décollements.

- **Reprises de bétonnage**

Les reprises de bétonnage médiocres (non traitées ou avec ségrégation) font l'objet de désordres induits par une qualité amoindrie du béton. Il peut alors y avoir corrosion des armatures et décollements de béton.

- **Enrobage**

Un enrobage insuffisant ne permet pas au béton de protéger les armatures de par son caractère basique, Il y a donc un risque plus élevé de corrosion des armatures

- **Mauvais positionnement des armatures**

Les armatures (généralement en acier) placées trop près du parement béton lors du coulage provoquent à terme des fissurations de surface.

- **Mauvaise qualité des bétons employés**

Un béton trop faiblement dosé en ciment, mal vibré, présentera un aspect défectueux : nids d'abeilles, faïençage, fissures superficielles, trous laissant les armatures apparentes.

- **Vibration trop importante**

- Une vibration trop longue peut entraîner une ségrégation du béton et par conséquent une mauvaise répartition des constituants. Les efforts mal répartis entraînent alors des fissurations et des élancements du béton.

- **Ségrégation du béton ou « nid de cailloux »**

La ségrégation est due à une vibration insuffisante du béton lors du coulage de l'élément qui engendre des caractéristiques physiques et mécaniques amoindries (grande porosité, cohésion et résistance plus faible...).

- **Absence de cure du béton**

La cure du béton est indispensable par temps chaud venté. Sans protection de surface, le béton se faïence en surface.

- **Cycle humidité / sécheresse**

Les cycles répétés d'humidité/sécheresse entraînent des variations dimensionnelles du béton pouvant créer des fissures et par conséquent la corrosion des aciers.

Le **Tableau I.2** fait le bilan des principales causes d'endommagement du béton et leurs symptômes.

Tableau I.2. Les Causes d'endommagement du béton et leurs symptômes.

Causes	Symptômes							
	Défauts de construction	Fissuration	Désintégration	Distorsion ou Mouvement	Erosion	Scellant au joint	Suintement	Eclatement
Dégâts accidentels		×						×
Actions Chimiques		×	×				×	
Erreurs de construction	×	×				×	×	×
Erreurs de conception		×				×	×	×
Corrosion		×						×
Erosion			×		×			
Gel		×	×					×
Distorsion ou Mouvement		×		×		×		×
Retrait	×	×		×				
Changement de Température		×				×		×

I.5. Mécanismes d'endommagement du béton [1].

La plupart des structures en béton sont soumises aux intempéries, facteurs qui amplifient leur dégradation et qui augmentent le nombre de mécanismes d'endommagement. Ceux-ci sont très variés, il est possible de trouver différentes formes d'altérations visibles et de défauts d'aspect. Si certains relèvent de l'esthétique ou sont très superficiels, d'autres traduisent une dégradation profonde du matériau. Ces altérations font souvent appel à des processus de dégradation complexes. Leurs origines variées et parfois multiples sont difficiles à établir.

Les principaux défauts du béton sont listés dans le **Tableau I.3**.

Tableau I.3 : Principaux défauts du béton [14].

<i>Défaut de construction</i>	Inclinaison	<i>Fissuration</i>	<i>Suintement</i>
Bullages	<i>Désintégration</i>	Faïençage-craquellement	Efflorescence
Joints froids	Cloquage	Fissuration – D	Incrustation
Acier d'armature exposé	Farinage	Oblique	Corrosion
Nid de cailloux	Délaminage	Fissure Capillaire	Décoloration
Pommelage	Poudrage	Longitudinale	Exsudation
<i>Distorsion/mouvement</i>	Décollement	Craquelage	<i>Erosion</i>
Flambement	Ecaillage	Irrégulière	Abrasion
Roulage/voilement	Vieillessement	Transversale	Cavitation
Formation de failles	<i>Eclatement</i>	Verticale	<i>Dégâts dus au scellant à joint</i> ¹
Tassement	Cratère et éclat	Horizontale	

(1 : Les matériaux de scellant à joint sont employés pour étancher les joints. Les dégradations typiques sont le détachement ou la perte complète du scellant à joint.)

- **Les fissurations [15]**

Les fissures représentent la forme d'altération la plus fréquente. Des formes très diverses peuvent être observées et leurs origines sont nombreuses.

Elles peuvent être décrites par une multitude de paramètres. Cette identification peut aider à déterminer la cause probable de la fissuration. Les paramètres qui permettent cette description sont :

- **L'observation visuelle** de la surface de la structure peut fournir une première idée de la cause de la fissuration. Par exemple, la cause probable de la fissuration lorsque les

fissures sont courtes, uniformément réparties et reliées (**Figure I.7**) est le changement de la température extérieure. Si la fissuration commence dans la partie la plus basse d'une dalle en béton à proximité de joints (type fissuration – D, **Figure I.8**) alors la cause possible est une action chimique due à l'accumulation de l'humidité. Si une fissure isolée et verticale (**Figure I.10**) est détectée alors, elle peut être due aux efforts mécaniques externes imposés à la structure

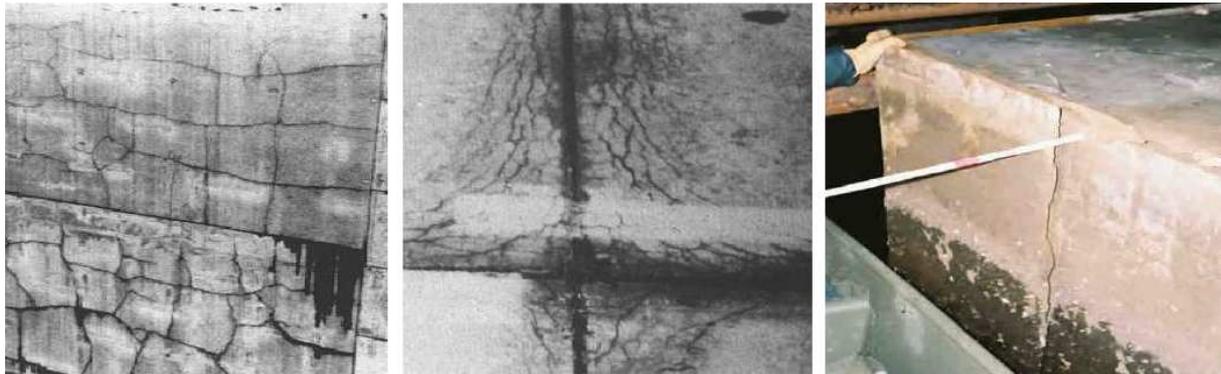


Figure I.8: Craquelage. **Figure I.9: Fissuration-D.** **Figure I.10: Fissure individuelle**

- **La profondeur** de la fissure : elle peut décrire une fissure de surface, de faible profondeur, de grande profondeur ou traversante (cassure).
- **La largeur** des fissures. Selon leur ouverture les fissures sont classifiées comme fissure fine (moins de 1mm), moyenne (de 1mm à 2mm) ou large (plus de 2mm).
- **L'état actuel d'activité** des fissures est lié à la présence du facteur responsable de cette fissure qui doit être pris en compte pour choisir la méthode de réparation. Deux catégories existent : **fissures actives**, elles continuent à évoluer au cours du temps et les **fissures dormantes** ou inactives qui ne sont pas affectées par un faible mouvement de la structure.
- **L'état physique du béton** pendant la fissuration. La structure peut se fissurer avant ou après le durcissement du béton. L'état physique du béton se classifie donc en deux catégories :

- **La fissuration du béton jeune (avant le durcissement du béton)** qui peut être affectée par le gel, le retrait, le tassement en phase plastique ou un coffrage défectueux.
- **La fissuration du béton durci**, qui se produit principalement suite aux actions physiques (actions thermiques, actions structurelles et gel) ou aux actions chimiques (altération chimique du béton et corrosion des armatures).
- **La nature structurale** des fissures. Elles sont classées comme **structurelles** si elles sont causées par un chargement mécanique et comme **non-structurelles** si elles résultent d'autres raisons comme par exemple : des actions chimiques.

La fissure est complètement décrite en utilisant des termes des diverses catégories énumérées ci-dessus. Par exemple : une fissure peu profonde, fine, dormante, correspondant à un endommagement qui s'est produit dans le béton jeune (**Figure I.8**).

La fissuration d'une structure en béton armé indique le degré d'endommagement de cette structure à partir de l'indice de fissuration. L'indice de fissuration (**Tableau I.3**) correspond au rapport de la longueur des fissures transversales par mètre linéaire.

Tableau I.3 : Échelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé[15].

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

I.6. Durabilité et durée de vie d'un ouvrage

1.6.1. La durabilité des structures en BA

Il est essentiel qu'une structure en béton armé puisse conserver sa résistance sans que sa gestion technique ou sa fonction soit modifiée de façon significative, afin de ne pas compromettre sa durabilité. Il convient de rappeler que la durabilité n'est pas la garantie d'une durée de vie infinie

à la structure, mais un objectif de qualité orientant aussi bien la conception de l'ouvrage que celle du matériau.

Cette réflexion permet l'identification de deux concepts distincts vis-à-vis de la durabilité : celle du matériau et celle de la structure.

- La durabilité du matériau se vérifie à partir de sa capacité de conserver ses caractéristiques et son intégrité pendant la durée de vie prévue pour la structure.

- La durabilité de la structure dépend de celle du matériau ; cependant elle ne se résume pas exclusivement à la qualité du matériau employé. C'est pourquoi la durabilité de la structure (complète ou d'un élément,) consiste dans l'accomplissement de ses performances de sécurité structurale (respect à un ELU) et d'aptitude au service (respect à un ELS) dans des conditions prévues d'utilisation [4], [5], [39].

L'Eurocode EN1990 « Basis of structural design » ajoute un élément supplémentaire à cette définition de la durabilité: celle de maintenance [6]. La durabilité d'une structure est alors sa capacité à remplir ses fonctions durant la durée de vie prescrite avec une maintenance appropriée. L'ouvrage doit alors être conçu de sorte qu'aucune dégradation significative n'est susceptible d'apparaître entre deux inspections successives.

1.6.2. Définition de la durée de vie d'un ouvrage

La durée de vie d'un ouvrage peut être définie comme la période au cours de laquelle l'ensemble des endommagements cumulés subis au cours du temps ne dépasse pas un niveau critique ou, en d'autres termes, un ou plusieurs états limites donnés. La durée de vie peut être prise égale à la durée de service sans précaution initiale particulière, sans entretien spécialisé et sans réparation importante du gros œuvre ou de la structure [6]. Cela correspond à un fonctionnement normal et à une maintenance courante pour un niveau de service donné qui peut également faire intervenir des considérations d'esthétique [7], [18], [40].

1.6.3. La durabilité des bétons dans la norme NF EN 206-1

La durabilité du matériau béton dans son environnement est présentée comme une préoccupation majeure de la norme et une des raisons de son évolution. Les environnements sont redéfinis et pour chacun de ces environnements ou « expositions », l'obligation de moyens et l'obligation de résultats sont présentés comme deux alternatives (NF EN 206-1, § 5.3.1) [43]. Autrement dit, les exigences relatives aux performances du béton ne se superposent pas à celles relatives à sa composition, mais peuvent les remplacer, pour une même durabilité visée [3], [41].

- **Les classes d'exposition**

Une des principales évolutions de la norme est la définition de classes d'exposition. Chaque ensemble de classes est défini en fonction de l'origine du risque :

X0 : absence de risque de corrosion ou d'attaque.

XC : risque de corrosion par carbonatation.

XD : risque de corrosion par les chlorures autres que ceux de l'eau de mer.

XS : risque de corrosion par les chlorures de l'eau de mer.

XF : attaque par le gel-dégel.

XA : attaques d'origines chimiques

Pour chaque ensemble, les classes sont définies par des indices, selon des niveaux de risque croissants. Selon ces définitions des classes, un environnement donné peut correspondre à plusieurs classes d'exposition, par exemple XC (carbonatation) et XD (chlorures issus de sels de déverglaçage). A l'inverse, une même classe d'exposition peut correspondre à plusieurs actions environnementales et mécanismes de dégradation [42].

1.6.4. Les indicateurs de durabilité

L'application de la démarche performantielle en phase de conception nécessite, en premier temps, un recensement des indicateurs de durabilité. Ces derniers sont choisis en fonction de leur importance vis-à-vis de la durabilité, des caractéristiques de l'ouvrage et de son environnement et des choix des dispositions constructives (enrobage, ...). Se sont des paramètres simples mais pertinents pour quantifier les phénomènes et pour élaborer les outils prédictifs [5], [8], [42].

1.6.4.1.1. Indicateurs de durabilité généraux

Les indicateurs de durabilité généraux, cités ci-après sont des paramètres de premier ordre dans l'évaluation et la prévision de la durabilité. Ils sont indispensables pour la prévention vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali réaction. Ces indicateurs sont les suivants:

- Porosité accessible à l'eau,
- Coefficient de diffusion (apparent ou effectif) des ions chlorures,
- Perméabilité à l'eau liquide et au gaz,
- Teneur en portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$). [10].

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

Les indicateurs de durabilité généraux sont complétés le plus souvent par des indicateurs spécifiques au processus de dégradation auquel l'ouvrage sera exposé. Dans le cas de la prévention des dégradations dues à l'alcali-réaction, les indicateurs spécifiques retenus sont classés en deux catégories qui sont les suivants :

- Indicateurs chimiques (constituants du béton) :
 - Quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps (cinétique) ;
 - Bilan des alcalins équivalents ($\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$) actifs de la solution interstitielle ;
- Indicateur global et macroscopique (béton durci) : Expansion d'éprouvette en béton.

1.6.4.1.3. Indicateurs de durabilité spécifiques à l'attaque sulfatique

Les indicateurs de durabilité spécifiques à l'attaque sulfatique sont en cours d'établissement. Plusieurs programmes de recherche sont en cours. Ils seront probablement de deux types différents[8] :

- Indicateurs chimiques (constituants du béton) :
 - Bilan des sulfates équivalents ;
 - Nature des hydrates,
- Indicateur global et macroscopique (béton durci) : Stabilité dimensionnelle des éprouvettes de béton.

1.6.4.1.4. Indicateurs de substitution

Les indicateurs généraux peuvent être substitués, après accord du maître d'ouvrage, par des paramètres qui sont plus faciles à déterminer, plus spécifique aux problèmes posés ou plus adaptés aux modèles mis en œuvre. Ces paramètres sont comme suit :

- Porosité accessible au mercure,
- Résistivité électrique,
- Quantité d'électricité,
- Coefficient de diffusion du CO_2 ou de O_2 ,
- Coefficient d'absorption capillaire

1.6.4.2. Spécifications relatives aux indicateurs de durabilité : [2]

Les spécifications performantielles sont fondées sur les indicateurs de durabilité généraux, les classes (définies dans l'annexe) et le type d'environnement.

Les spécifications types, vis-à-vis de la prévention de la corrosion des armatures et l'alcaliréaction, en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée, sont proposées dans le tableau 1 (voir annexe).

1.6.4.2.1. Types d'environnement

Les différents environnements ont été définis à partir des classes d'exposition figurant dans la norme Européenne EN 206-1 relatives au béton, mais seuls les environnements influençant la corrosion des armatures, l'alcali-réaction et l'attaque sulfatique sont considérés. Ces environnements sont récapitulés dans les tableaux 2, 3 et 4 figurant sur l'annexe[60].

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

Pour chaque durée de vie exigée et pour chaque type d'environnement considéré, un certain nombre d'indicateurs doivent être quantifiés et différents critères de conformité doivent être vérifiés. Le nombre des indicateurs choisis varie de 1 à 4 selon le cas considéré. Quand le niveau d'exigence et l'agressivité du milieu environnant augmentent, le nombre d'indicateur de durabilité à quantifier croît également et les critères de conformité (seuils) deviennent plus sévères (Tableau 5 en annexe).

Les indicateurs de durabilité généraux proposés peuvent être remplacés par des indicateurs de substitution. Ces modifications doivent être réalisées sous réserve de justification et/ou de validation préalables, et en se basant sur les classes et les valeurs limites indiquées aux tableaux 6 et 7(en annexe) ou dans d'autre système de classement disponibles[44].

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

La quantification des indicateurs de durabilité spécifiques à l'alcali-réaction a pour objectif de faire la prédiction lors de la phase de conception ou pendant l'expertise d'un ouvrage existant pour se prononcer sur sa durabilité résiduelle.

La démarche préventive repose sur la détermination du niveau de prévention en fonction de la catégorie de l'ouvrage et de l'environnement auquel l'ouvrage est exposé.

Il est à signaler que plus le niveau de prévention sera élevé plus la durée de vie exigée sera augmentée (Tableau 8 en annexe).

I.7. Conclusion

Les structures et ouvrages en béton armé sont soumis, dès leur plus jeune âge, à des contraintes d'ordre mécanique ou environnementales. Leur comportement vis-à-vis de la durabilité est essentiellement lié au comportement particulier du matériau béton. En effet, celui-ci réagit sans cesse avec l'environnement.

La durée de vie est alors devenue à la fois une exigence et un souci, il convient de l'assurer par une conception et une mise en œuvre adéquates, de la quantifier, de la restaurer ou de la prolonger. Les maîtres d'ouvrages ont donc le souci de connaître l'état du patrimoine existant afin de s'assurer de sa stabilité dans le temps, tout en étudiant les désordres qui peuvent survenir essentiellement des phénomènes de corrosion des armatures afin de mieux maintenir, diagnostiquer et réparer ces désordres.

II.1. Introduction

Le béton est un matériau dont les propriétés dépendent de sa formulation, de ses conditions de mise en œuvre, qui évoluent dans le temps en fonction de son environnement et de différents types de dégradations qu'il est susceptible de subir. La connaissance et le suivi de ses différentes propriétés mécaniques sont donc primordiaux pour la maintenance des ouvrages de génie civil.

Les techniques du contrôle non destructif (CND), sont mises au point pour l'auscultation du béton, évaluer et détecter en temps réel soit des défauts évolutifs ainsi que pour l'évaluation des propriétés mécaniques de l'ouvrage sans l'endommager, d'où l'intérêt de ces techniques.

Dans ce chapitre, sont exposés les principes physiques de propagation des ondes ultrasonores sur lesquelles sont fondées les méthodes non destructives.

II.2. Les besoins en évaluation non destructive des ouvrages

Le passage du temps laisse sa trace sur les structures de béton. Ce vieillissement est consécutif à une dégradation des propriétés mécaniques, physiques et chimiques de ce matériau de construction. Ces dégradations ont des origines diverses (ex. retrait excessif, gel-dégel, corrosion des armatures de renfort, réaction alcali-granulats, charges de service, etc.) éventuellement combinées et ont pour conséquences la fissuration et l'altération du béton [9],

II.2.1. La problématique

Aujourd'hui, le parc structurel en acier et en béton armé représente la grande majorité des ouvrages d'art et des bâtiments. La corrosion des aciers dans le béton est une des premières conséquences liées aux problèmes environnementaux à l'origine de la pathologie du béton[9], [11]. De plus en plus, les maîtres d'ouvrage doivent répondre à une demande de la part des utilisateurs en matière de sécurité. La préoccupation des maîtres d'ouvrage est donc la connaissance de l'état des ouvrages ainsi que de leur suivi afin de permettre leur maintenance et leur pérennité dans le temps. Le but est non seulement d'évaluer d'un point de vue non destructif les ouvrages mais également de prévoir les évolutions afin, soit de permettre une amélioration, soit d'en valider l'état pour plus de sérénité.

Tous les dispositifs déjà mis en œuvre sont limités d'une part par l'accès au cœur du matériau, d'autre part par la technicité employée. Les dispositifs à mettre en place dépendent non seulement du matériau à étudier mais également de la pathologie de celui-ci [7], [16].

II.2.2. Mesures utilisant la propagation d'ondes

Les méthodes utilisant la propagation d'ondes et l'interaction de ces ondes avec le béton sont parmi les méthodes ayant le plus grand potentiel pour l'évaluation non destructive du béton. En effet, les propriétés de la propagation des ondes sont directement liées aux propriétés du matériau dans lequel elles se propagent. Ces ondes peuvent être de types électromagnétiques ou mécaniques et sont sensibles à des propriétés différentes du béton. Elles peuvent être utilisées pour obtenir des informations à différentes échelles (millimétrique, centimétrique, ou de l'ordre de la dizaine de centimètres) en fonction de la longueur d'onde utilisée [45], [46].

Les méthodes utilisant la propagation d'ondes électromagnétiques sont les méthodes capacitatives, résistives, ou les méthodes GPR (Ground Penetration Radar). Les ondes électromagnétiques à basse fréquence peuvent être utilisées pour détecter des éléments métalliques, et permettre de localiser les armatures d'acier et d'en estimer le diamètre, ou la profondeur.

Les méthodes utilisant des ondes mécaniques se basent sur la propagation d'ultrasons dans le béton. Ces ondes sont sensibles aux propriétés mécaniques telles que les modules d'élasticité et le coefficient de Poisson, ou encore le taux de porosité. Elles sont dérivées des méthodes géophysiques sismiques et reposent sur l'interprétation, soit en temps, soit en fréquence, de l'onde enregistrée en fonction de l'onde émise.

Les méthodes les plus couramment employées à ce jour sont **l'impact écho(IE)**, **l'auscultation sonique** ("pulse velocity") et **l'émission acoustique(EA)**, on peut également citer les méthodes basées sur la tomographie sismique ou les ondes de surface mais qui sont moins utilisées [17]. Les ondes acoustiques peuvent être employées pour détecter des fissures, des vides, ou mesurer des épaisseurs. Les caractéristiques mécaniques du béton peuvent également être évaluées après étalonnage.

II.3. Principe physique de la propagation d'une onde ultrasonore

II.3.1. Introduction sur les ondes ultrasonores

L'existence de forces internes de cohésion dans tous les corps (solides, fluides) leur confère des aptitudes aux déformations. Ainsi, quand un élément d'un milieu matériel subit un ébranlement, son déplacement, grâce aux forces de cohésion intermoléculaires, provoque le déplacement des éléments voisins de telle sorte que l'ébranlement se propage de proche en

proche à travers tout le milieu, mais sans transport de matière. Une vibration acoustique correspond à un ébranlement de particules de matière[48].

La propagation est perturbée par des obstacles (de type fissure, trous,...) ou des modifications des propriétés du matériau (hétérogénéités). Il en découle des modifications de vitesse et d'amplitude.

Les ondes ultrasonores sont des vibrations acoustiques de hautes fréquences, le domaine sonore s'étend de 20 Hz à 20 kHz. Elles peuvent être de différents types suivant le mode de vibration des particules de la matière.

Il existe trois types de géométrie d'auscultation (**figure II.1**) :

- **En émission** : la source se trouve à l'intérieur du matériau et les capteurs (au minimum trois) se trouvent à la surface du matériau,
- **En transmission** : le matériau se situe entre la source et le capteur, et de préférence sur l'axe défini par la source et le capteur pour récupérer le maximum d'énergie.
- **En réflexion (pulse écho)** : la source et le capteur se situent sur la même face et le couple source-capteur peut être déplacé le long de la surface.

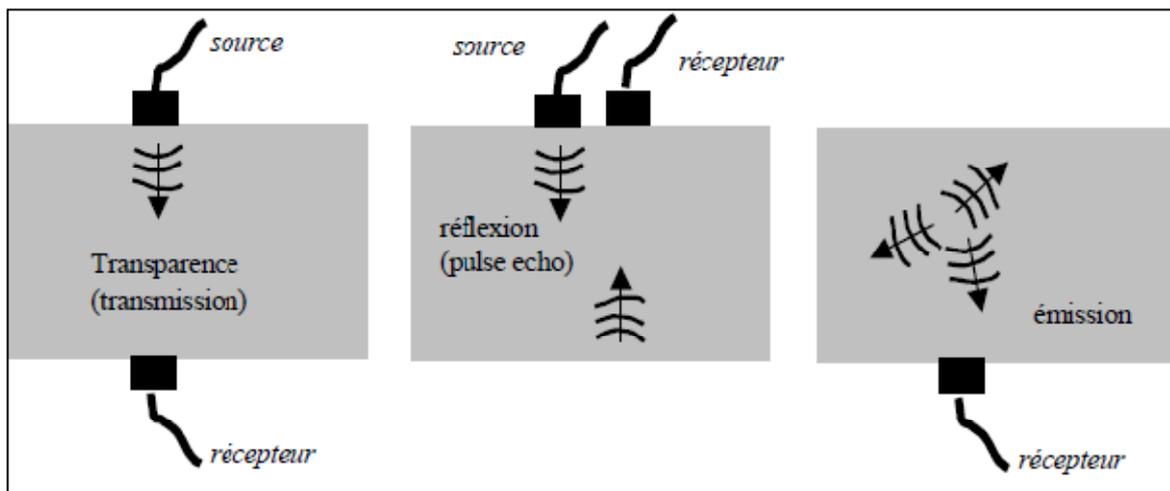


Figure II.1: schéma des dispositifs expérimentaux pour la propagation des ondes [33].

Actuellement, les méthodes traditionnelles utilisent la méthode par transmission. Elle consiste à placer deux transducteurs en vis-à-vis de part et d'autre du matériau. Le trajet de l'onde sera alors celui de l'épaisseur du matériau analysé.

II.4. Éléments théoriques de la propagation des ondes acoustiques

II.4.1. Principes théoriques

Le terme “onde” représente la propagation des perturbations d’un milieu par rapport à sa position d’équilibre. Dans le cas des ondes mécaniques, la perturbation est un déplacement \mathbf{u} d’une particule du milieu. Dans un milieu élastique homogène, en l’absence de forces extérieures, on a la relation fondamentale de la dynamique :

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} = \rho \mathbf{u}'' \quad (\text{II.1})$$

Où $\boldsymbol{\sigma}$ représente le tenseur des contraintes et ρ la masse volumique.

Les notations \mathbf{u}' et \mathbf{u}'' désigneront respectivement les dérivées temporelles simples et doubles du vecteur \mathbf{u} .

En appliquant la loi de Hooke en milieu isotrope, élastique et homogène, qui donne une relation contrainte-déformation entre $\boldsymbol{\sigma}$ et \mathbf{u} en fonction des paramètres de Lamé λ et μ , on obtient l’équation de propagation (II.2) :

$$(\lambda + 2\mu)\nabla(\nabla \cdot \mathbf{u}) - \mu\nabla \times (\nabla \times \mathbf{u}) = \rho \ddot{\mathbf{u}} \quad (\text{II.2})$$

II.4.2. Longueur d’onde

La longueur d’onde λ est la distance minimale, dans la direction de propagation d’une onde périodique, entre deux points où les vibrations sont en concordance de phase. Elle est égale au rapport de la vitesse de propagation c divisée par la fréquence f :

$$\lambda = \frac{c}{f} \quad (\text{II.3})$$

Le nombre d’onde est aussi souvent utilisé, il est égal à :

$$\mathbf{k} = \frac{2\pi}{\lambda} \quad (\text{II.4})$$

II.4.3. Impédance acoustique

Par définition, l'impédance acoustique Z traduit le comportement d'un milieu matériel vis-à-vis des ultrasons. Elle dépend de la masse volumique et de la compressibilité du milieu, c'est à-dire de son aptitude à reprendre sa forme originale après déformation. Elle s'écrit :

$$Z = \frac{\text{Pression}}{\text{Vitesse}} = \rho * c \quad (\text{II.5})$$

Avec ρ : la masse volumique et c la célérité de l'onde ultrasonore.

Elle est d'autant plus grande que la densité est importante et que la compressibilité est faible. Elle traduit la plus ou moins grande aptitude d'un milieu donné à la pénétration des ultrasons et s'exprime en $kg/m^2/s$. Elle est faible pour l'air ($Z \approx 0,0004 \cdot 10^6 \text{ kg/m}^2/s$) et élevée pour les milieux durs ($Z \approx 8,310^6 \text{ kg/m}^2/s$ dans le béton).

II.4.4. Différents types d'ondes

Pour générer une onde mécanique, il faut soit un transducteur émetteur soit un choc à la surface du béton. Ceci induit deux types d'ondes :

II.4.4.1. Ondes de volume : qui se propagent suivant un front d'onde hémisphérique, et sont de deux types :

- **Ondes de compression ou ondes longitudinales (appelées aussi ondes P ou primaires)**

La déformation du milieu qui accompagne leur passage se fait par dilatations et compressions successives, parallèlement à la direction de propagation de l'onde (onde P polarisée suivant la direction de propagation). Ces ondes sont les plus rapides et leur vitesse de propagation V_L s'écrit :

$$(\lambda + 2 \mu) \nabla^2 \varphi = \rho \ddot{\varphi} \quad (\text{II.6})$$

D'où

$$\nabla^2 \varphi = \frac{1}{V_L^2} \ddot{\varphi} \quad (\text{II.7})$$

Avec

$$V_L = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} \quad \text{ou} \quad V_L = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \quad (\text{II.8})$$

Où

E : le module de Young,

ρ : La masse volumique,

λ : Le 1^{er} coefficient de Lamé

E, μ : le module de cisaillement, le 2nd coefficient de Lamé.

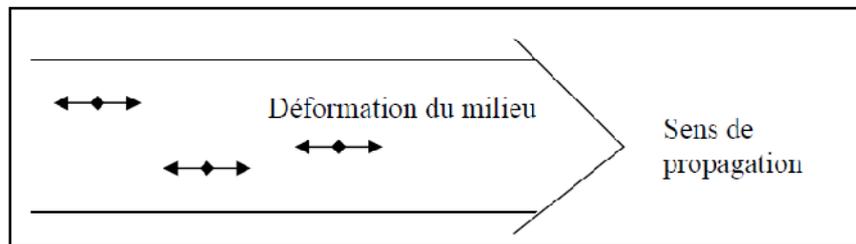


Figure II.2 : sens de propagation d'une onde longitudinale.

- les ondes de cisaillement ou ondes transversales (appelées aussi ondes S ou secondaires)

La déformation du milieu qui accompagne leur passage se fait perpendiculairement à la direction de propagation (fig. 4). Ces ondes sont aussi plus lentes que les ondes P, leur vitesse de propagation V_T s'écrit :

$$\nabla^2 \psi = \frac{1}{V_T^2} \frac{\partial^2 \psi}{\partial t^2} \quad (\text{II.9})$$

Avec

$$V_T = \sqrt{\frac{\mu}{\rho}} \quad (\text{II.10})$$

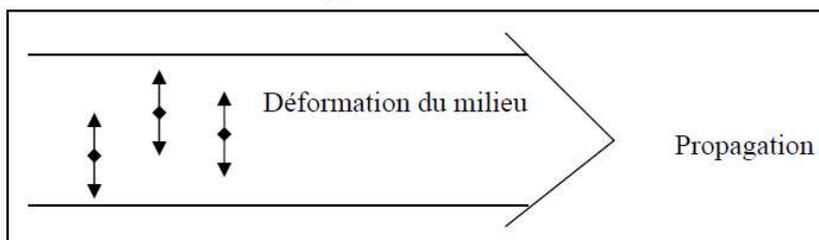


Figure II.3 : sens de propagation d'une onde transversale.

II.4.4.2. Ondes de surface

Les ondes de surface sont moins rapides que les ondes de volume mais leur amplitude à la surface du béton est plus forte. Elles sont guidées par la surface du milieu et sont de plusieurs types [66]. :

- **Les ondes de Lamb** (ou ondes de plaques) qui affectent toute l'épaisseur du matériau et qui possèdent deux modes de propagation (symétrique et antisymétrique),
- **Les ondes de Rayleigh** correspondant à une déformation elliptique du milieu et qui n'affectent que la surface du matériau (fig. II.4),
- **Les ondes de Love** correspondant à une déformation du milieu contenue dans un plan.

Leur vitesse est une fonction complexe de la densité et des vitesses des ondes de volume.

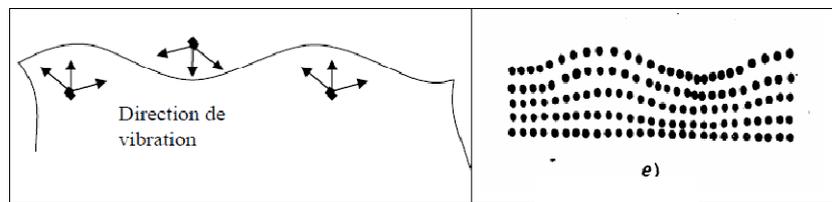


Figure II.4 : Direction de propagation d'une onde de surface.

Si l'on écrit, dans les équations de propagation, la condition de contrainte nulle en surface du solide semi-infini, et si l'on impose en outre que les potentiels décroissent exponentiellement avec la profondeur, nous arrivons à la condition de RAYLEIGH [33].

$$4PS - (1+S^2) = 0 \quad (\text{II.11})$$

Avec

$$P = \left[1 - \frac{v^2}{v_L^2} \right]^{1/2} \quad \text{et} \quad S = \left[1 - \frac{v^2}{v_T^2} \right]^{1/2} \quad (\text{II.12})$$

Où v est la vitesse de propagation des ondes de surface.

En remplaçant P et S par leurs valeurs et en tenant compte des expressions des vitesses en fonction des coefficients de Lamé, on trouve :

$$4 \left[1 - \frac{v^2}{v_L^2} \right]^{1/2} \cdot \left[1 - \frac{v^2}{v_T^2} \right]^{1/2} = \left[2 - \frac{v^2}{v_T^2} \right]^2 \quad (\text{II.13})$$

qui est l'équation dite de Rayleigh dont la racine positive est approximativement égale à :

$$V = V_R \cong \frac{2.86\lambda + 1.74\mu}{3\lambda + 2\mu} \left[\frac{\mu}{\rho} \right]^{1/2} = \frac{2.86\lambda + 1.74\mu}{3\lambda + 2\mu} V_T \quad (\text{II.14})$$

Où V_R est la vitesse de Rayleigh. Prenant en compte des valeurs courantes de λ et μ , la vitesse V_R est toujours plus faible que la vitesse des ondes T et nous avons

V_R est toujours plus faible que la vitesse des ondes T et nous avons

$$V_R \cong 0.9 V_T \quad (\text{II.15})$$

II.4.5. Vitesse et atténuation

II.4.5.1. Vitesse

Dans la plupart des essais mécaniques classiques (compression, traction,...) sont déterminés les coefficients élastiques statiques du matériau comme le module de Young E et le coefficient de Poisson ν . Ces coefficients sont reliés eux même aux coefficients de Lamé λ et μ . Les vitesses des ondes longitudinales, transversales et de surface peuvent s'écrire en fonction des coefficients E et ν .

$$V_L = \left[\frac{E}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)} \right]^{1/2} \quad (\text{II.16})$$

$$V_T = \left[\frac{E}{2\rho(1+\nu)} \right]^{1/2} \quad (\text{II.17})$$

$$V_R = \frac{0.87 + 1.12\nu}{1 + \nu} \left[\frac{E}{2\rho(1+\nu)} \right]^{1/2} \quad (\text{II.18})$$

L'inversion de deux des équations II.16, II.17 et II.18 permet de déduire les coefficients élastiques à partir des vitesses. Par exemple, avec V_L , V_T et ρ données on a :

$$E = \rho V^2_T = \left[\frac{3 V_L^2 - 4 V_T^2}{V_L^2 - V_T^2} \right] \quad (\text{II.19})$$

$$\nu = \frac{V_L^2 - 2V_T^2}{2(V_L^2 - V_T^2)} \quad (\text{II.20})$$

Les équations II.19 et II.20 sont utilisées dans les méthodes acoustiques appliquées à la caractérisation des matériaux. A partir des vitesses V_L , V_T , V_R il est donc possible de déterminer le coefficient de Poisson et le module de Young, ou bien les constantes de Lamé et inversement.

La vitesse des ondes ultrasonores à travers le béton résulte du temps mis par les ondes pour traverser la pâte de ciment durci et les granulats et de la porosité ou de la teneur en eau.

Les facteurs essentiels qui influencent la vitesse de propagation dans le béton sont:

- **La résistance à la compression** : la vitesse est plus élevée dans un béton à forte résistance à la compression que dans un béton à faible résistance,
- **La nature du ciment** : le ciment a une résistance plus importante si le pourcentage de silicate tricalcique (C3S) et la finesse de mouture du ciment sont grands,
- **Le dosage en ciment** : la résistance du béton est déterminée par la résistance de la pâte de ciment et de son dosage,
- **La taille des granulats** : la vitesse est surtout influencée par les gros granulats ; la granulométrie est d'autant plus importante qu'elle détermine les conditions de propagation de l'onde dans le béton en fonction du rapport entre la longueur d'onde et les dimensions des granulats,
- **La porosité** : plus la porosité augmente plus la vitesse diminue,
- **La teneur en eau** : cette teneur en eau dépend de la porosité, en effet les ondes se déplacent plus vite dans un pore rempli d'eau que d'air. La vitesse sera plus importante dans un échantillon saturé en eau que sec.

II.4.5.2. Atténuation et coefficient d'atténuation

La propagation des ondes (mécaniques et électromagnétiques) s'accompagne d'une atténuation géométrique liée à la géométrie du front d'onde. L'atténuation peut être définie de façon générale comme la diminution de l'amplitude et une perte fréquentielle des hautes fréquences du signal propagé en fonction du milieu de propagation.

L'atténuation du signal acoustique est caractérisée par le coefficient $\alpha(\omega)$. Dans la littérature, elle est souvent exprimée au moyen de plusieurs paramètres : coefficient d'atténuation α , décrétement logarithmique δ et facteur de qualité Q . Ces trois paramètres sont issus de définitions empiriques (à partir d'expérience), indépendamment du modèle adopté.

Le coefficient d'atténuation $\alpha(\omega)$ (exprimé en unité Néper/m, dB/m ou en dB/ λ) est mesuré à partir de la comparaison des amplitudes spectrales de l'onde à deux points distants de la source respectivement de R_1 et R_2 . la formule appliquée usuellement pour la détermination de l'atténuation:

$$X_1(R_1, \omega) = \frac{Ae^{-\alpha(\omega)R_1}}{R_1} \quad (\text{II.21 a})$$

$$X_2(R_2, \omega) = \frac{Ae^{-\alpha(\omega)R_2}}{R_2} \quad (\text{II.21 b})$$

De III.21 a et de III.21 b, on obtient le coefficient d'atténuation $\alpha(\omega)$ en dB/m [33]:

$$\alpha(\omega) = \frac{1}{R_2 - R_1} \cdot \left[20 \text{Log} \left(\frac{X_1(\omega)}{X_2(\omega)} \right) - 20 \text{Log} \left(\frac{R_2}{R_1} \right) \right] \quad (\text{II.22})$$

- **Le facteur de qualité**

Le facteur de qualité peut se définir de façon expérimentale comme le coefficient d'atténuation. Il est égal au rapport de l'énergie maximale emmagasinée pendant un cycle de chargement sur l'énergie dissipée pendant ce cycle et s'écrit :

$$Q = \frac{2\pi E}{\Delta E} \quad (\text{II.23})$$

Où ΔE est l'énergie dissipée par cycle de chargement et E est le maximum de l'énergie élastique emmagasinée par cycle de chargement. Le facteur Q est lié au coefficient d'atténuation α par la relation:

$$Q = \frac{\pi}{\lambda\alpha} \quad (\text{II.24})$$

- **Le décrétement logarithmique**

Le décrétement logarithmique est défini à travers un système oscillant en vibrations libres et s'écrit :

$$\delta = \text{Log} \frac{A_i}{A_{i+1}} \quad (\text{II.25})$$

Où A_i et A_{i+1} sont les amplitudes de deux oscillations consécutives.

II.4.6. Absorption et diffusion

L'atténuation est un phénomène aux causes multiples, elle est principalement due à deux phénomènes qui se superposent qui sont **l'absorption et la diffusion**, le coefficient d'atténuation peut s'écrire comme l'addition de deux coefficients, l'un relatif à l'absorption et l'autre à la diffusion.

L'absorption est le phénomène par lequel l'énergie associée au mouvement de l'onde est redistribuée sous forme d'énergie de chaleur à cause des frottements internes au sein du matériau. Dans le cas où l'on est en présence uniquement de l'absorption le coefficient d'atténuation croît linéairement avec la fréquence ultrasonore. Cette absorption se traduit uniquement par une atténuation de l'onde en fonction de sa propagation.

Quant à **la diffusion**, elle vient s'ajouter à l'absorption, notamment dans les matériaux hétérogènes. Ce phénomène est analogue au phénomène observé avec un faisceau lumineux par temps de brouillard. Il résulte de multiples réflexions de l'onde sur les défauts de la

matrice (granulats, pores, microfissures). La diffusion est accentuée lorsque la longueur d'onde est comparable à l'échelle des hétérogénéités.

II.5. Conclusion

L'utilisation d'ultrasons est un outil très adapté pour l'évaluation non destructive des bétons. La célérité des différents types d'ondes dépend directement de propriétés mécaniques telles que les coefficients de Lamé, le module d'élasticité ou le coefficient de Poisson, d'où, l'utilisation des ondes se propageant le long de la surface permet de donner des informations sur le béton à savoir sa maturité, son homogénéité, la détection d'un ou plusieurs défauts, le suivi des défauts dans le temps, et ses caractéristiques mécaniques (tel que la résistance).

III.1. Introduction

Le point faible du béton armé, qui met le plus en péril sa pérennité, est son armature. En effet la corrosion constitue un danger potentiel pour la conservation et la stabilité ainsi que la durabilité de l'ouvrage qui dépend essentiellement de la tenue des armatures. Ce phénomène se traduit par l'apparition, en surface exposée à l'extérieur, de différentes altérations (taches de rouille, fissures, épaufrures...) Si certaines mesures préventives ou confortatives ne sont pas appliquées, ces phénomènes physico-chimiques peuvent s'amplifier et entraîner une détérioration du béton armé qui n'assurera plus sa fonction porteuse [18], [19]. Ce chapitre est consacré à l'étude de la corrosion de l'acier dans le béton.

III.2. Généralités sur la corrosion

La corrosion est définie comme étant l'interaction physico-chimique entre un métal et son milieu environnant entraînant des modifications dans les propriétés du métal et souvent une dégradation fonctionnelle du métal lui-même, de son environnement ou du système technique constitué par les deux facteurs.



a) Tâches de rouille+fissuration b) Eclatement localisé c) Eclatement généralisé

Figure III.1. Signes visibles de la corrosion des armatures [20]

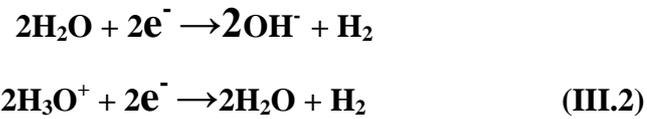
III.3. Mécanisme de corrosion des aciers dans le béton

III.3.1. Réaction anodique (ou d'oxydation, dissolution du métal) : formation, à partir de l'état métallique, d'ions passant en solution :



III.3.2. Réaction cathodique : réduction d'un oxydant présent dans la solution par capture d'électrons fournis par l'anode.

– En l'absence d'oxygène :



– En présence d'oxygène :



Les processus fondamentaux de la corrosion des aciers dans le béton sont illustrés ci-dessous

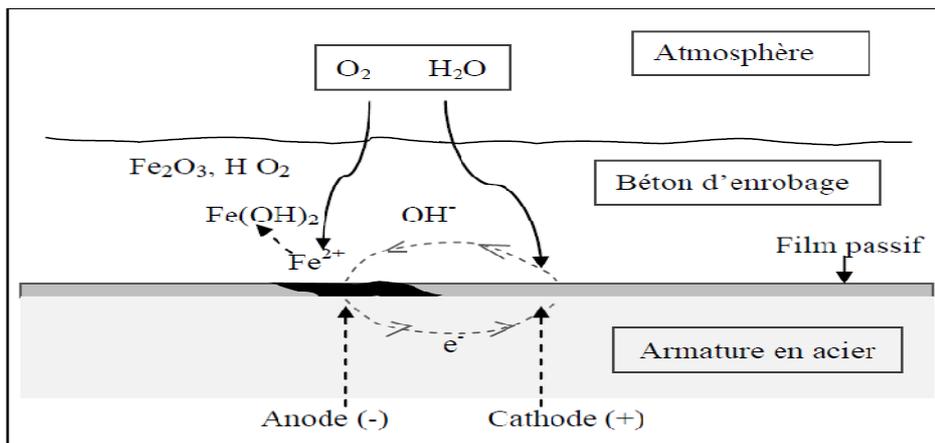
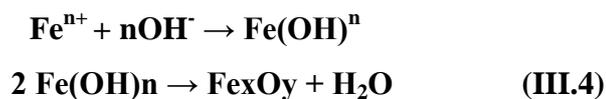


Figure III.2 : Représentation schématique des processus de base de la corrosion des aciers dans le béton

Les réactions principales d'oxydoréduction sont suivies de réactions secondaires de formation des produits de corrosion à la surface du métal:



Le schéma réactionnel de la corrosion implique la présence simultanée de quatre milieux à savoir une zone anodique (oxydation du fer), une zone cathodique (réduction d'espèces chimiques en solution : eau ou oxygène dissous), un milieu conducteur d'électrons (l'acier), et un milieu électrolytique (le liquide interstitiel du béton). A l'échelle macroscopique, elles ont lieu simultanément et au même endroit.

III.4. Etapes de la corrosion

L'évolution de la corrosion des armatures du béton s'effectue généralement en deux étapes :

Au départ, l'acier est stabilisé par la couche de passivation qui empêche la formation de la rouille. Puis durant la phase de l'amorçage, les espèces néfastes vis-à-vis de la corrosion pénètrent dans le béton et l'acier se dépassive alors progressivement. Cette dépassivation peut être engendrée par de nombreux facteurs dont la carbonatation et la pénétration des ions chlorure ; C'est le stade **d'incubation**. La seconde phase est celle dite **propagation**, où les oxydes et hydroxydes produits s'accumulent au niveau des armatures. La formation de ces produits d'oxydation va alors entraîner un gonflement qui finira par provoquer la fissuration de l'enrobage du béton (point D) Fig.III.3.

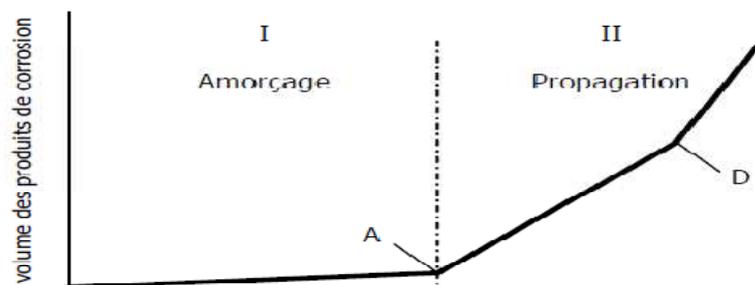
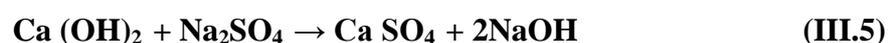
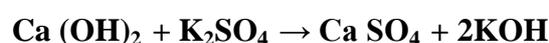


Figure III.3: Schéma de la cinétique de la corrosion des armatures dans le béton

III.5. La passivation de l'acier- Diagramme de Pourbaix

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



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

Pourbaix a analysé le comportement de l'armature en établissant des diagrammes d'équilibre qui comprennent en abscisse le pH et en ordonnée le potentiel du métal par rapport à une solution de ces sels. Ces diagrammes font intervenir les réactions susceptibles de se former. Le diagramme $\text{Fe}-\text{H}_2\text{O}$ à 25° (Figure III.4) donne la variation du potentiel de fer repéré par rapport à l'électrode normale à hydrogène ENH ou à une électrode de référence au calomel saturée ECS en fonction du pH à 25°C . Dans le diagramme $\text{Fe}-\text{H}_2\text{O}$, il existe trois domaines distincts de comportement du fer : l'immunité I où il ne se corrode pas, la corrosion II où se forment des ions Fe_2^+ et FeOOH et la passivité III où le fer se recouvre de Fe_3O_4 (courbe 1) ou Fe_2O_3 (courbe 2).

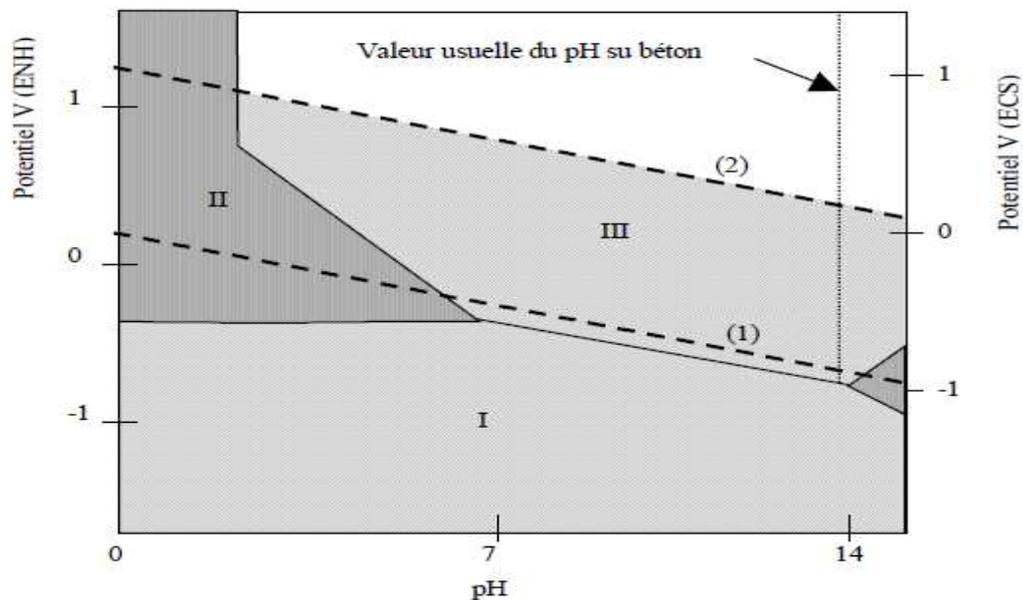


Figure III.4 : Diagramme de Pourbaix pour le système $\text{Fe}-\text{H}_2\text{O}$

Pour des structures exposées à l'air dans des conditions normales, les mesures de potentiel de corrosion donnent des valeurs variant entre -200 mV et $+100 \text{ mV}$ (échelle ECS) s'inscrivant nettement dans la partie supérieure du domaine de passivité présenté par le diagramme de

Pourbaix. L'analyse de la couche passive montre que l'acier dans le béton est effectivement recouvert d'une pellicule fine d'une solution solide de $\text{Fe}_3\text{O}_4 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 \gamma$ dont l'épaisseur varie entre 10^{-3} et 10^{-1} μm . Lorsque la couche passive se détruit et que la corrosion se développe, le potentiel évolue vers des valeurs franchement négatives entre -400 mV et -600 mV.

La formation d'une couche passive à la surface de l'acier est la règle générale. Le développement de l'hydratation se traduit par un enrichissement en ions OH^- au cours du temps, et ne peut avoir que des effets bénéfiques sur la stabilité de cette couche.

III.6. Causes de la corrosion

Deux mécanismes principaux, très différents, conduisent à la dépassivation des armatures : **la carbonatation**, qui correspond à la neutralisation de l'alcalinité du béton par le gaz carbonique de l'air, et **l'action des chlorures** (ceux-ci proviennent de très nombreux milieux : marin, sels de déverglaçage, industrie,...) [21].

III.6.1. Carbonatation

La pâte de ciment hydratée constitue un milieu fortement alcalin ($\text{pH} > 12$) qui agit comme passivant vis-à-vis de l'acier: l'armature ne rouillera pas, bien qu'elle soit en contact avec l'eau et l'oxygène pénétrant via les capillaires et les microfissures [35].

La réaction du dioxyde de carbone (CO_2) avec les substances alcalines du béton s'appelle la carbonatation. Ainsi, la combinaison du dioxyde de carbone avec l'hydroxyde de calcium donne lieu à un carbonate de calcium comme le montre la réaction suivante



Le milieu basique ($\text{pH} 12$ à 13) se trouve progressivement modifié par la neutralisation de l'alcalinité du ciment pour atteindre un pH de l'ordre de 9 , n'assurant plus la protection des armatures et entraînant une dépassivation de l'acier. La progression de la carbonatation se fait de l'extérieur de l'ouvrage, en contact avec l'air ambiant, vers l'intérieur, mais se trouve freinée par la formation des carbonates. La vitesse de progression de la carbonatation diminue donc avec la profondeur atteinte.

Cette progression est en fait modifiée par des facteurs liés au béton lui-même : nature et dosage du ciment, (figure III.5), dosage en eau, porosité du béton et au milieu environnant.

L'humidité relative de l'air joue, en particulier, un rôle important : la vitesse de carbonatation est maximale pour une humidité relative de l'ordre de 60% à 65%, pratiquement nulle en atmosphère sèche ou saturée (figure III.6).

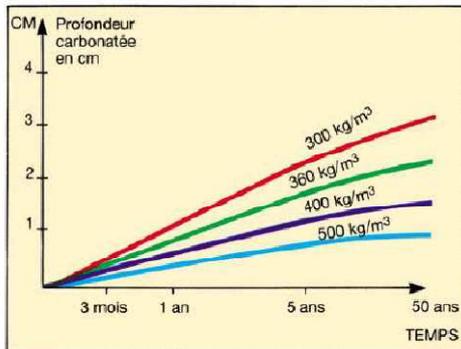


Figure III.5 : Evolution de la carbonatation en fonction du dosage en ciment du béton [22]

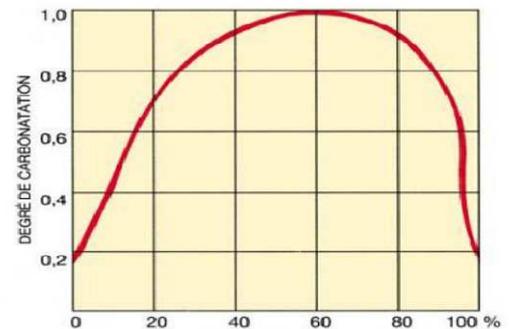


Figure III.6 - Incidence de l'humidité relative de l'air sur la vitesse de carbonatation.

Dans les atmosphères industrielles, ou même urbaines, l'eau de pluie entraîne des composés chimiques qui peuvent diffuser dans le béton et attaquer le métal des armatures.

En particulier, le dioxyde de soufre ou les oxydes d'azote provenant des moteurs d'automobiles peuvent entraîner une acidification des pluies (pH de l'ordre de 3 ou 4) qui deviennent particulièrement agressives pour le béton et pour les armatures.

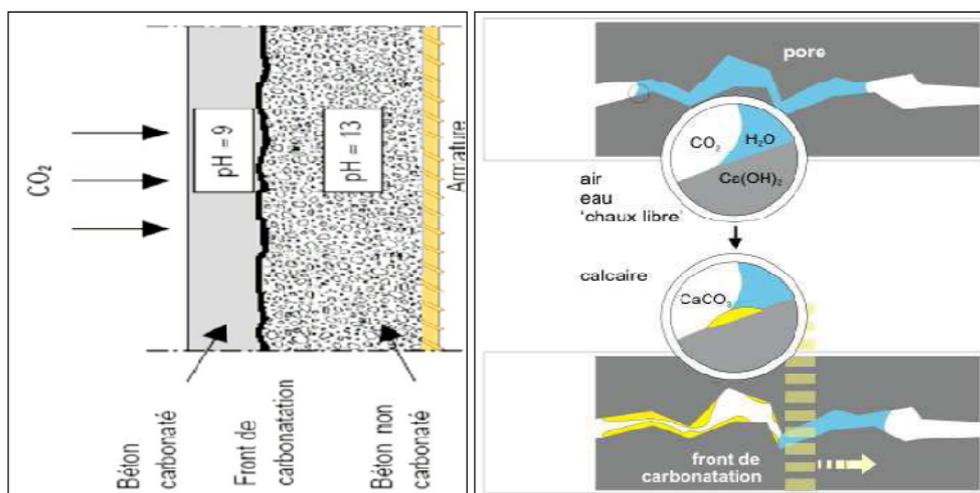


Figure III.7 - Processus général de la carbonatation.

III.6.2. Pénétration des ions chlorures

Les sels de chlorures sont très solubles dans l'eau. Les ions ainsi formés dans l'eau pénètrent avec celle-ci dans le béton (pénétration des chlorures), soit par humidification d'un béton sec (**convection**), soit par **diffusion**, due au fait que la teneur en chlorure est plus forte dans le milieu environnant que dans le béton d'origine (gradient de concentration). Les chlorures venant de l'extérieur restent, en majorité, à l'état dissous dans la solution interstitielle du béton. Mais ils peuvent aussi réagir avec certains constituants du matériau (réaction chimique ou adsorption).

- Les chlorures agissent par rupture du film passif des aciers (processus encore imparfaitement compris) qui perd son caractère protecteur,
- Les chlorures sont rarement distribués de manière homogène à la surface de l'acier et le film passif est lui-même variable selon l'endroit,
- Les chlorures entraînent une corrosion qui est localisée (piqûres).

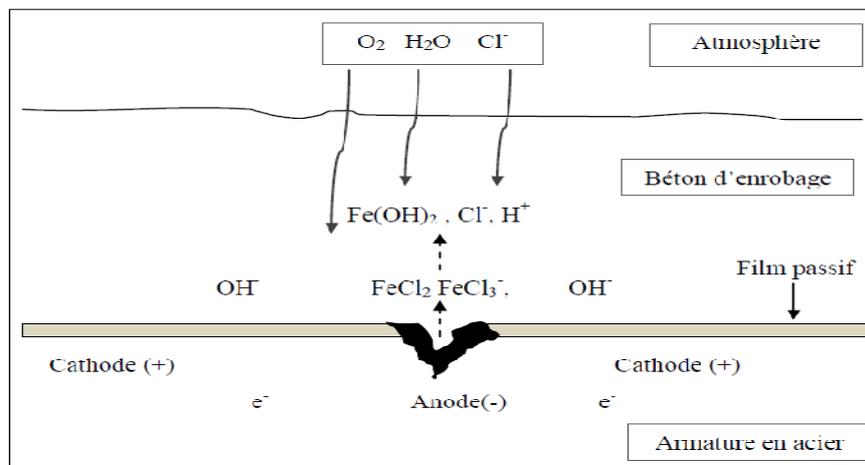


Figure III.8 - Mécanisme de corrosion due aux chlorures

On peut définir deux « sortes » de chlorures :

- **Chlorures libres** : se trouvent sous forme ionique dans la solution interstitielle. Ils sont extractibles à l'eau et sont de ce fait appelés également "chlorures solubles dans l'eau",
- **Chlorures totaux** : incluent, outre les précédents, ceux fortement adsorbés sur les C-S-H et ceux chimiquement liés dans la matrice cimentaire sous forme de composés tels que les chloro-aluminates de calcium (C3A important pour la fixation).

A partir d'une certaine teneur en chlorures, la couche de passivation de l'acier est attaquée[58].

La corrosion due aux chlorures est un phénomène dangereux, parce qu'elle se produit localement et entraîne une réduction importante de la section d'armature.

Les chlorures présents dans le béton sont en équilibre et leurs proportions respectives varient en fonction de nombreux facteurs tels que la teneur globale en chlorures, la nature du ciment, la composition et l'humidité du béton, son âge ou la température. D'un point de vue de la corrosion des armatures, ce sont les chlorures libres dissous (la première forme), qui participent au phénomène de corrosion, ils peuvent avoir été introduits lors du gâchage, ou avoir pénétré à partir du milieu environnant.

La vitesse de pénétration des chlorures dans les pores du béton varie selon la structure poreuse et les conditions d'exposition. En milieu saturé, elle peut être décrite par un processus de diffusion respectant la loi de Fick :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D_a \frac{\partial^2 C}{\partial x^2} \quad (\text{III.7})$$

Où : D_a est le coefficient de diffusion apparente qui prend en compte la possibilité de « piégeage » des ions chlore par réaction chimique avec les aluminates ou par adsorption à la surface des pores et $C(x,t)$ est la concentration en ions chlore, à une profondeur x au bout du temps t [57].

III.7. Les formes de corrosion :

La corrosion peut affecter le métal par une multitude de moyens qui dépendent de sa nature et des conditions environnementales. Il existe une large classification des diverses formes de corrosion dans lesquelles cinq types principaux ont été identifiés [49], [53], [68].

Tableau III.1. Différents types de corrosion[36]

<i>Types</i>	<i>Caractéristiques</i>	<i>Exemples</i>
 1.uniforme	Attaque de toute la surface du métal. C'est la forme la plus courante.	Oxydation; dissolution active dans l'acide; oxydation et passivité anodiques; polissage chimique et électrochimique; corrosion atmosphérique.
 2.localisée	Certains secteurs de la surface du métal se corrodent à des taux plus élevés que d'autres dus à l'hétérogénéité de surface dans le métal, l'environnement ou dans la géométrie de la structure dans l'ensemble.	Corrosion par crevasse; corrosion bimétallique ; corrosion intergranulaire.
 3.corrosion par piqûres	Attaque fortement localisée aux secteurs spécifiques ayant pour résultat des petits puits qui pénètrent dans le métal et peuvent mener à la perforation	Corrosion par Piqûre des métaux passifs tels que les aciers inoxydables, alliages d'aluminium, etc., en présence des ions spécifiques, par exemple ions Cl^- .
 4.dissolution sélective	Un composant d'un alliage (habituellement les plus actifs) est sélectivement enlevé d'un alliage	Dézincification des laitons (Cu-Zn).
5. Corrosion sous contrainte	Attaque ou rupture localisée due à l'effet d'un facteur mécanique et d'une corrosion. Action conjointe de la corrosion et d'un facteur mécanique	Corrosion-Érosion, corrosion sous tension, corrosion par fatigue

La vitesse de corrosion des barres d'armature est plus grande en présence de chlorures, en effet, ils diminuent la résistivité de l'électrolyte, ce qui facilite le transport des ions d'un site à l'autre ; et ils dépassivent les aciers par destruction locale de la couche superficielle (piqûres). Aux endroits où la couche a été détruite, l'acier se dissout (zone anodique), alors que le reste de la surface encore passivée correspond à la zone cathodique. Les chlorures agissent aux zones anodiques en augmentant la vitesse de corrosion [23]. La surface des zones anodiques est plus petite que celle des zones cathodiques ce qui accélère encore la vitesse de corrosion. Le rapport cathode/anode élevé favorise la progression localisée et en profondeur de la corrosion, formant des piqûres ou une corrosion cavernueuse. Le mécanisme de ce type de

corrosion est complexe car la composition de la solution à l'intérieur de la piqûre est modifiée par rapport à celle de la solution interstitielle qui l'entoure [7].

Au fond de la piqûre, les ions chlore s'associent avec l'ion hydrogène de l'eau pour former de l'acide chlorhydrique et sont constamment recyclés :



Ces réactions engendrent une importante baisse du pH, entre 3.8 et 5. La dissolution du fer est alors accélérée. Les ions ferreux Fe_2^+ diffusés hors de la piqûre se combinent avec les ions hydroxydes de la solution interstitielle tandis que la réaction cathodique est la même que dans le cas de corrosion en absence de chlorure.

III.8. Teneur critique en ions chlore

Pour exprimer la teneur critique des ions chlore nécessaire pour l'amorçage de la corrosion, il est habituel de considérer le rapport Cl^-/OH^- , des ions activant Cl^- par rapport aux ions passivant OH^- . Des études ont montré que la valeur moyenne du rapport Cl^-/OH^- suffisante pour lancer la corrosion des aciers, dans une solution alcaline dont l'intervalle de pH est de 11.6 à 12.4, est de l'ordre de 0.6. Si le pH est de 13.2, le rapport critique est de l'ordre de 0.83, d'autres études ont démontré que la teneur critique en Cl^- est associée à un changement de nature des produits d'oxydation à la surface de l'acier. Lorsque $\text{Cl}^- < \text{OH}^-$, il se forme de l'hydroxyde ferreux stable ; lorsque le $\text{Cl}^- > \text{OH}^-$, l'hydroxyde formé est instable, cette instabilité correspond à la formation de produit de corrosion. La Figure III.9 montre l'influence du rapport Cl^-/OH^- sur les produits de la corrosion.

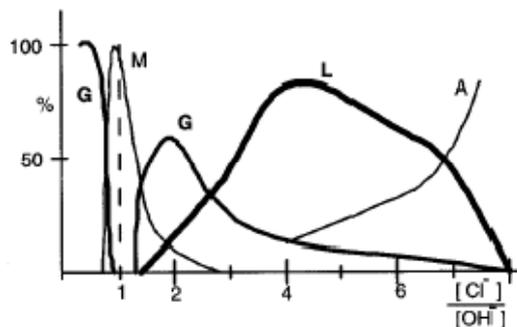


Figure III.9. Produits de corrosion du fer dans un milieu selon le rapport Cl^-/OH^-

(G : goethite ($\alpha\text{-FeOOH}$) ; L : lépidocrocite ($\gamma\text{-FeOOH}$) ; A : akaganéite ($\beta\text{-FeOOH}$) ;

M : magnétite (Fe_3O_4)

Gouda [16], qui a étudié la corrosion des aciers immergés dans une solution alcaline, a constaté l'existence d'une relation linéaire entre le pH et la concentration des chlorures :

$$\text{pH} = 0.83 \log C_{\text{Cl}^-} + K \quad (\text{III.9})$$

Où : C_{Cl^-} est la concentration critique de Cl^- et K est une constante.

La difficulté de mesurer la teneur en ions OH^- dans le béton au contact de l'acier, a conduit à utiliser un autre type d'indication, à savoir le pourcentage en ions chlore par rapport au poids de ciment ou de béton. Des essais de laboratoire [24] suggèrent que la propagation de la corrosion s'amorce pour une concentration en ions chlore de l'ordre de 0,5% en poids de ciment .

D'après Broomfield [25], le seuil critique correspond plus exactement au moment où le rapport Cl^-/OH^- devient supérieur à une valeur comprise entre 0,6 et 1,0. Ce seuil est atteint lorsque la concentration en chlorures solubles est approximativement de 0,2 à 0,4% par rapport à la masse de ciment [32], [54].

III.9. Dommages de la corrosion

La corrosion de l'acier provoque la réduction de la section de l'armature (partiellement, localement ou en totalité). De plus, la réaction chimique de formation de la rouille (mélange d'oxydes et d'hydroxyde de fer) s'effectue avec expansion (le volume de l'acier devient 3 à 4 fois supérieur). Ce gonflement provoque dans le béton des contraintes d'expansion importantes, supérieures à la résistance à la cohésion du béton. La manifestation visuelle qui en résulte se présente sous formes de fissures en surface qui s'amorcent à partir de l'acier.

Les différentes manifestations différentes produites : décollement du béton d'enrobage, écartement du diamètre des aciers traduisent que l'élément en béton armé ne fonctionne plus, au point de vue de la résistance des matériaux, comme il avait été calculé primitivement. A la limite, cet état de déséquilibre peut entraîner la ruine par l'effondrement de l'ouvrage, Ce qui impose une réparation urgente de façon à rétablir une qualité acceptable de la construction[50].

III.10. Essais de corrosion accélérée au laboratoire:

De nombreux essais en laboratoire ont été effectués sur des éprouvettes de manière à obtenir une corrosion accélérée soit par vieillissement accéléré du béton, soit en accélérant la vitesse de corrosion de l'armature.

III.10.1. Essai par immersion-séchage et milieu chloruré

Le principal objectif de cet essai [8] est d'accélérer les processus de corrosion des armatures, en favorisant la pénétration des agents agressifs (chlorures), tout en conservant les deux étapes essentielles du mécanisme de la corrosion, l'étape d'amorçage et l'étape de croissance.

L'attaque corrosive est constituée par la combinaison de deux paramètres :

- l'alternance de périodes d'immersion et de séchage favorisant la migration des agents agressifs,
- la présence d'un milieu agressif (solutions alcaline et saline).

Les cycles de séchage et humidification accélèrent la pénétration de l'eau à l'intérieur. Il s'ensuit une altération du béton et plus particulièrement de la pâte de ciment due à la présence de l'eau. Le fait d'abaisser le pH de la solution électrolytique ($\text{pH} < 11,5$) conduit à la décalcification du béton. Les phénomènes majeurs étant la dissolution à l'équilibre de la portlandite ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) conduisant à une augmentation de la porosité et du coefficient de diffusion et la décalcification progressive des silicates de calcium hydratés (C-S-H) entre le front de dissolution de la portlandite et la surface .

III.10.2. Essais brouillard salin

Il s'agit d'effectuer une attaque accélérée, par un brouillard salin artificiel.

Une enceinte a été conçue pour la conservation des corps d'épreuve, ici des poutres, en ambiance saline (figure III-10).

Le brouillard salin est généré par quatre pulvérisateurs en plexiglas positionnés à chaque angle supérieur. Ils sont alimentés en air comprimé et en eau salée à 35 g/l. Cette concentration est équivalente en masse à celle de l'eau de mer dont la teneur en sels se situe souvent entre 32 et 38 g/l. La température moyenne de l'enceinte est de 20 °C.

L'expérimentation est conduite sur des poutres de béton armé de grandes dimensions, conservées sous charge dans des ambiances agressives comme le brouillard salin. Un suivi de l'état des armatures est réalisé à l'aide de mesures non destructives telles que la mesure du

potentiel électrochimique. Cela a permis de suivre l'évolution de l'endommagement du béton ainsi que la pénétration des chlorures. Cela a permis de mettre en évidence les différentes phases d'une corrosion localisée.

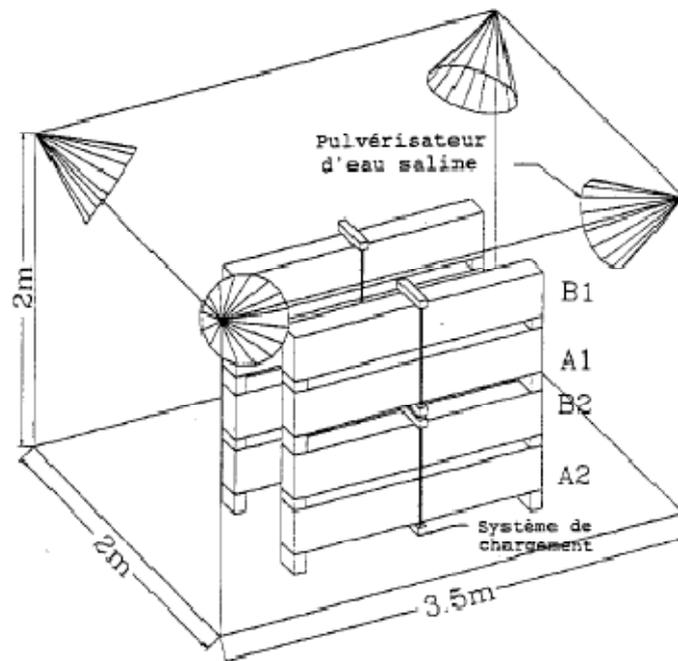


Figure III.10 : Enceinte à brouillard salin [26]

III.10.3. Essais en atmosphère carbonique

Il s'agit de mettre des éprouvettes en béton armé dans une enceinte de carbonatation de manière à carbonater le béton jusqu'à l'armature et à dépasser celle-ci pour amorcer le processus de corrosion.

L'action du gaz carbonique étant très lente pour des mesures en laboratoire, il est habituel de soumettre les éprouvettes testées à des essais accélérés qui consistent à les conserver dans des ambiances enrichies en CO_2 . Dans les enceintes de stockage utilisées, l'ambiance est constituée par un mélange de 50 % de CO_2 et 50 % d'air, avec une humidité relative de 60%.

En effet, si le CO_2 est nécessaire pour amorcer la corrosion, l'oxygène de l'air est indispensable pour son développement.

La température de 20°C choisie, correspond à une vitesse maximale de diffusion. C'est donc cette valeur moyenne qui est maintenue dans l'enceinte durant la période d'exposition.

En fonction de l'épaisseur d'enrobage de l'armature, les durées de carbonatation peuvent être de l'ordre de 1 à 6 mois.

III.10.4. Essai avec courant imposé

Les méthodes avec courant imposé sont le moyen d'accélérer les phénomènes de corrosion par rapport aux évolutions naturelles des matériaux. La réalisation va dépendre du type de corrosion attendue. La corrosion électrolytique est définie comme un processus de corrosion accélérée résultant du passage de courant.

Le comportement en corrosion du métal dans la solution est caractérisé par le potentiel de corrosion U_{corr} et par la vitesse de corrosion i_{corr} proportionnelle à la perte de masse ou à la perte d'épaisseur.

Il s'agit de créer entre l'électrode de travail (anode) et la contre-électrode (cathode) une connexion de manière à accélérer le processus de corrosion.

III.11. Conclusion

Dans ce chapitre, il a été présenté des généralités sur la corrosion des armatures (définition, mécanismes, causes, formes, dommages, ...) qui est la principale cause de dégradation des ouvrages en béton armé. À plus ou moins long terme, cette corrosion affecte la durabilité qui constitue l'une des préoccupations essentielles dans la conception, la réalisation ou l'entretien des ouvrages de génie civil. Eu égard des nouvelles exigences de durée de vie des ouvrages d'importance économique et stratégique, l'étude des outils de prédiction est un véritable enjeu, car ils permettent de quantifier la longévité des futures réalisations et d'aider à la formulation des bétons en exigeant des performances sur ses caractéristiques physico-chimiques. La partie suivante, qui englobe le programme expérimental de ce travail, sera consacrée au diagnostic du béton armé vis-à-vis de la corrosion.

PARTIE II

PROGRAMME EXPERIMENTAL

Résumé de la partie II

Dans cette partie, et afin de mettre en évidence l'influence de la pénétration des chlorures sur les propriétés mécaniques et chimiques du béton armé notamment sa durabilité, les matériaux étudiés, les dispositifs expérimentaux, les protocoles utilisés, la description des méthodes expérimentales ainsi que les résultats des différents essais et leur interprétation sont présentés. Les différents essais sont élaborés sur des éléments type dalles de dimensions (28 x 23 x 07) cm³ en béton, armées de 03 barres chacune. Afin de montrer le rôle déterminant de l'enrobage dans la passivation des armatures dans béton, deux types sont considérés à savoir 15 et 30 mm. L'attaque corrosive est constituée par la combinaison de deux paramètres qui sont l'alternance de périodes d'immersion et de séchage des éprouvettes dans l'eau de mer durant trente deux mois. Une éprouvette témoin est confectionnée avec le même béton que les autres éprouvettes et conservée à l'air libre.

IV.1.Introduction

Ce chapitre, présente les essais expérimentaux choisis pour mettre en évidence l'évolution de l'état du béton armé sujet à la pénétration des chlorures, ainsi que les méthodes de mesures utilisées dans ce but. Le premier essai élaboré c'est l'essai non destructif, il met en évidence les caractéristiques mécaniques du béton à savoir la résistance et le module de Young à l'aide de l'ultrason. Le deuxième essai c'est l'essai électrochimique qui permet de suivre l'état de corrosion des armatures dans le béton. Le troisième essai consiste en l'étude de la morphologie de l'interface acier/ béton par microscopie électronique à balayage MEB afin d'observer la texture de cette interface. Enfin l'essai de coloration aux nitrates d'argent qui donne la profondeur de pénétration des chlorures dans le béton.

IV.2.Les matériaux utilisés

On a opté pour une composition de béton ordinaire normalisée, le seul paramètre dont on a fait varier c'est bien l'enrobage.

IV.2.1. Le ciment

Le ciment utilisé pour la composition du béton est un ciment Portland fabriqué à la cimenterie de Msila. Il s'agit d'un ciment CPJ-CEM II 42,5.

IV.2.2. Les granulats

Pour la composition du béton, les granulats utilisés proviennent de Oued Sebaou, les résultats des essais effectués sur les différents types d'agrégats sont présents dans le tableau 1 comme suit :

Tableau IV.1. Caractéristiques physiques des granulats utilisés

granulat	Masse volumique absolue (kg/l)	Masse volumique apparente (kg/l)
Granulats roulés silico-calcaires (8/15 mm)	2,50	1,58
Granulats roulés silico-calcaires (3/8 mm)	2,72	1,63
Sable (0/5 mm)	2,60	1,70

IV.2.3. L'eau

L'eau utilisée pour le gâchage des bétons est l'eau du robinet, conformément à la norme NF P 18-303 et NF EN 1008 (IDC P 18-211).

IV.3.Préparation des corps d'épreuve

Les procédures de fabrication et de conservation des échantillons jouent un rôle important dans la constitution du réseau poreux ainsi que sur l'état de surface des échantillons. Les procédures utilisées doivent permettre la reproductibilité des caractéristiques physico- chimiques des échantillons. Les procédures de fabrication et de conservation des éprouvettes sont basées sur la norme EN est sont présentés dans ce qui suit.

IV.3.1. Composition et mise en œuvre

La formulation du béton consiste à choisir les proportions de chacun des constituants et la mise en œuvre souhaitée, afin d'obtenir un béton avec les propriétés désirées.

La méthode utilisée pour formuler notre béton est celle de **DREUX GORISSE** qui repose sur l'utilisation des courbes granulaires de référence.

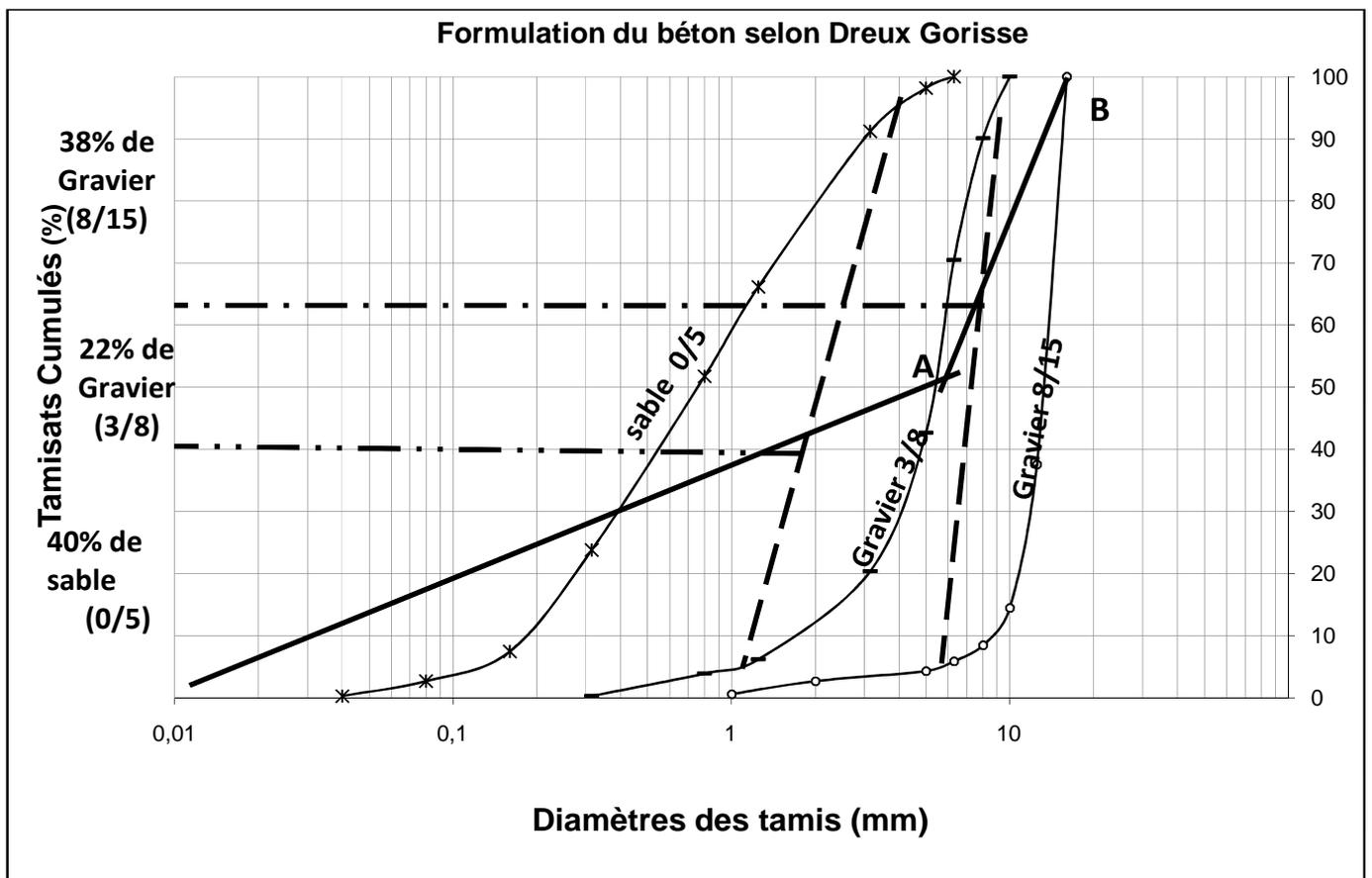


Figure IV.1 : Courbes granulométriques (Permettant de donner la formulation du béton)

Les proportions optimales des différentes fractions de granulats sont présentées dans le tableau IV.2 ci-dessous :

Tableau IV.2. Composition du béton

Composants	Dosage (kg/m ³)
Granulats roulés silico-calcaires (8/15 mm)	681,25
Granulats roulés silico-calcaires (3/8 mm)	428,94
Sable (0/5 mm)	745,78
Ciment CPJ 42.5MPa	350
Eau	203

IV.3.2. Description des corps d'épreuve

Ces éprouvettes en béton sont armées avec des armatures haute adhérence de diamètres 10mm (03 barres chacune). Les distances **d** et **d'** entre les armatures sont calculées de façon à ce qu'elles soient égales et centrées. L'enrobage des armatures varie entre 15mm et 30mm.

Sur la figure IV.2 ci-dessous sont représentées les dimensions et les dispositions des armatures dans les éprouvettes en béton armé confectionnées.

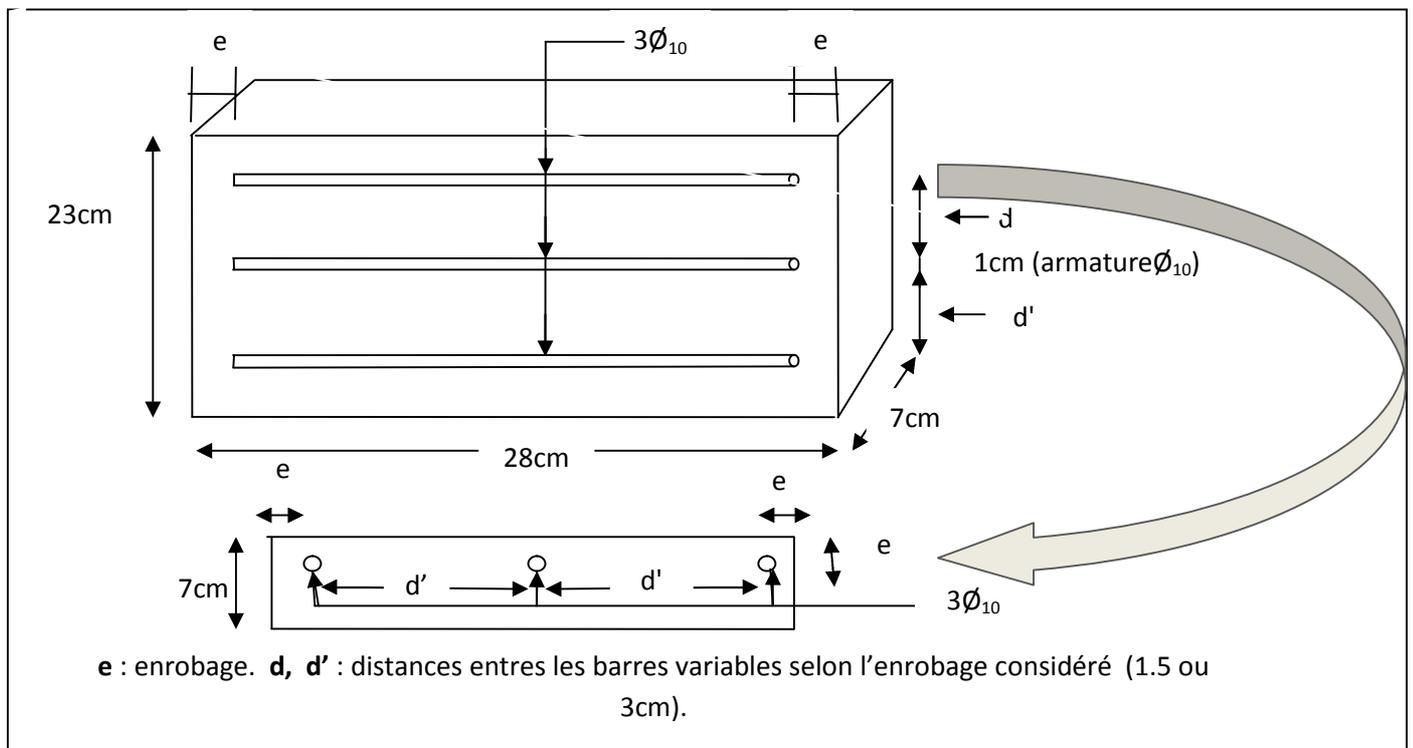


Figure IV.2 : Disposition des armatures dans les éprouvettes confectionnées

IV.3.4. Confection des éprouvettes

Les constituants du béton ont été introduits dans le malaxeur par ordre décroissant de granulométrie et ont été mélangés à sec pendant 30 secondes. L'eau a été ensuite introduite pendant une minute et le malaxage poursuivi durant trois minutes. La mise en place du béton a été réalisée conformément aux normes françaises NFP 18-404 (« Bétons - Essai d'étude, de convenance et de contrôle - Confection et conservation des corps d'épreuve »).

Pour avoir la résistance du béton à la compression, on a utilisé des moules cylindriques ϕ 16 x 32 cm, et les moules types dalettes pour les essais non destructifs de $(28*23*07)$ cm³ de dimensions.



Figure IV.3 : Eprouvette en béton armé

IV.3.5. Cure appliquée

Toutes les éprouvettes en béton armé utilisées ont suivi la même cure et le même conditionnement conformément à la norme NFP 18-404 et aux recommandations de l'AFPC-AFREM (1997).

Après coulage, les éprouvettes ont été démoulées après 24 heures, puis plongées dans l'eau à 20 °C pendant 28 jours. Ce type de conservation est le plus favorable vis-à-vis du processus d'hydratation du ciment.

Les caractéristiques mécaniques à 28 jours obtenues à l'issue de la cure humide sont présentées dans le tableau IV.3.

Tableau IV.3. Propriétés mécaniques et caractéristiques du béton

Béton frais		Béton durci (âge 28 jours)	
Affaissement (cm)	Masse volumique (Kg/m ³)	Résistance à la Compression (MPa)	Module D'élasticité (GPa)
6	2470	27,18	30

IV.4. Essai de corrosion accélérée

Les agents agressifs pénètrent dans le béton et attaquent les armatures qui se dépassivent progressivement. La **période d'initiation** correspond au temps requis pour que les aciers soient dépassivés sans qu'aucun dommage intérieur ni extérieur ne soit visible.

La durée de la période d'initiation est déterminée par la vitesse de neutralisation du béton d'enrobage ou la vitesse de pénétration des agents agressifs tels que les chlorures. Lorsque la concentration en chlorures au niveau des barres d'aciers est suffisamment importante, la période de propagation commence, puis l'acier se corrode et sa section diminue et cause la ruine de la structure.

La façon la plus simple et la plus efficace pour prédire la durée de vie des ouvrages consiste à évaluer la phase d'initiation (ou d'incubation) de la corrosion. Pour la corrosion par pénétration des ions chlorures, il s'agit de définir le temps nécessaire pour que le premier lit des armatures soit dépassivé. L'enrobage en plus d'offrir une protection chimique aux armatures, il agit comme une barrière physique qui limite la pénétration des ions chlorure.

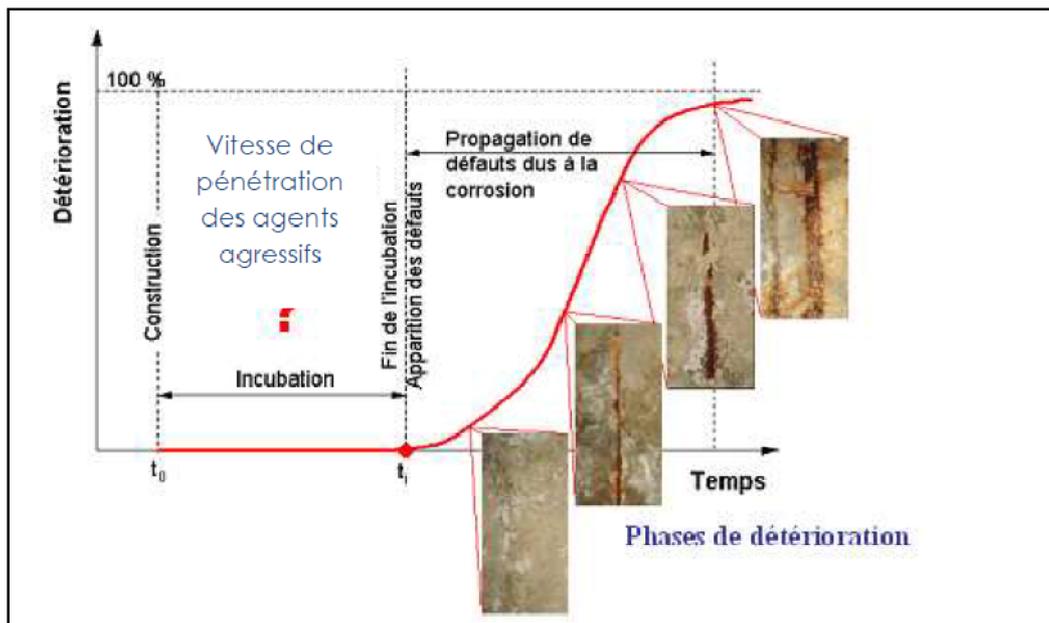


Figure IV.4 : Evolution du niveau de corrosion des armatures en fonction du temps

Le processus d'accélération de la corrosion établi dans ce travail est l'alternance des cycles immersion-séchage des éprouvettes en milieu chloruré favorisant ainsi la migration des agents agressifs (chlorures) à travers le béton, l'eau salée utilisée est ramenée de la mer méditerranéenne qui a une salinité variant entre 38 et 41 g/l.

Durant la période de mouillage, le béton adsorbe les ions chlorures par entraînement avec l'eau.

Lorsque le béton s'assèche, l'eau s'échappe sous forme de vapeur et les ions chlorures précipitent et demeurent dans les zones proches de la surface. Avec la répétition de ce cycle de mouillage et de séchage, la teneur en ions chlorures augmente. La figure (IV.5) ci-dessous illustre l'influence des cycles de mouillage et de séchage sur le front de pénétration d'ions chlorures obtenue sur des bétons à faible perméabilité avec une concentration de 0.1% par rapport à la masse de béton, la perméabilité du béton contient 25% de produit laitier.

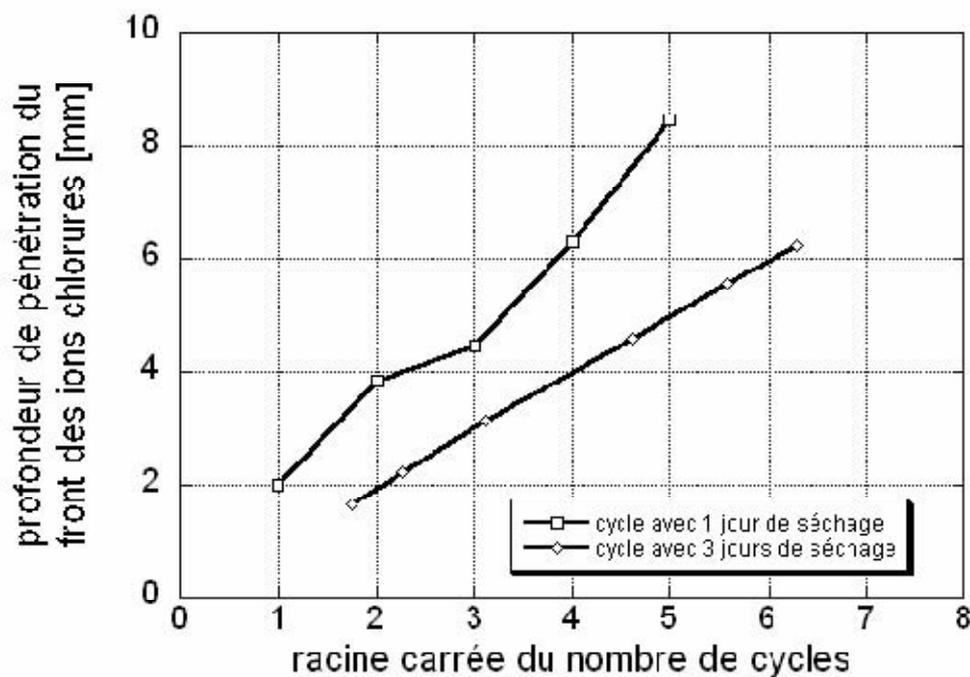


Figure IV.5 : Effet du nombre de cycles de mouillage et de séchage sur le front de pénétration d'ions chlorures [38].

IV.4.1. Période d'essai de corrosion accélérée

Après la cure, les éprouvettes confectionnées ont subi des cycles immersion /séchage (immergées pendant six jours et séchées pendant un jour). Ce procédé a été assuré durant une période d'environ 32 mois.

IV.5. Méthodes expérimentales utilisées pour l'évaluation de l'influence de l'épaisseur d'enrobage sur la pénétration des chlorures

L'Algérie dispose d'une côte méditerranéenne de 1200 km, par conséquent, les principaux facteurs de corrosion mis en cause sont les chlorures provenant de l'eau de mer ou de l'air marin.

La démarche expérimentale développée dans ce travail prend en compte l'effet de l'épaisseur de la couche d'enrobage sur la pénétration des ions chlorures dans le béton, afin de mettre en évidence son influence sur les propriétés du béton armé notamment sa durabilité car le paramètre enrobage joue un rôle déterminant dans la passivation des armatures dans le béton.

Dans cette perspective, les enrobages 1,5 et 3,0 cm ont été choisis pour se rapprocher des valeurs utilisées dans les constructions. Les méthodes expérimentales utilisées sont détaillées ci-dessous

- Méthode non destructive (ultrason) sur béton pour suivre la variation de ses caractéristiques mécaniques sous le flux de pénétration des chlorures durant 31 mois, et ce, en parallèle de l'essai de corrosion accélérée ;
- Méthode électrochimique par voltampérométrie cyclique qui donne l'état des armatures dans le béton (taux de corrosion, vitesse de corrosion,...) qui est réalisé à la fin de la période d'essai de corrosion accélérée ;
- Méthode d'analyse physico-chimique par la microscopie à balayage électronique MEB qui est utilisée pour caractériser l'interface acier/ béton afin d'observer sa texture, pour pouvoir constater la présence de produits de corrosion, cet essai est réalisé aussi à la fin de la période d'essai de corrosion accélérée ;
- Méthode d'analyse surfacique par l'essai colorimétrique aux nitrates d'argent pour la détermination de la profondeur de pénétration des chlorures dans le béton sur des carottes prélevées à la fin de la période d'essai de corrosion accélérée ;

La figure IV.6 ci-dessous illustre des zones d'élaboration différents essais réalisés sur les éprouvettes à enrobage

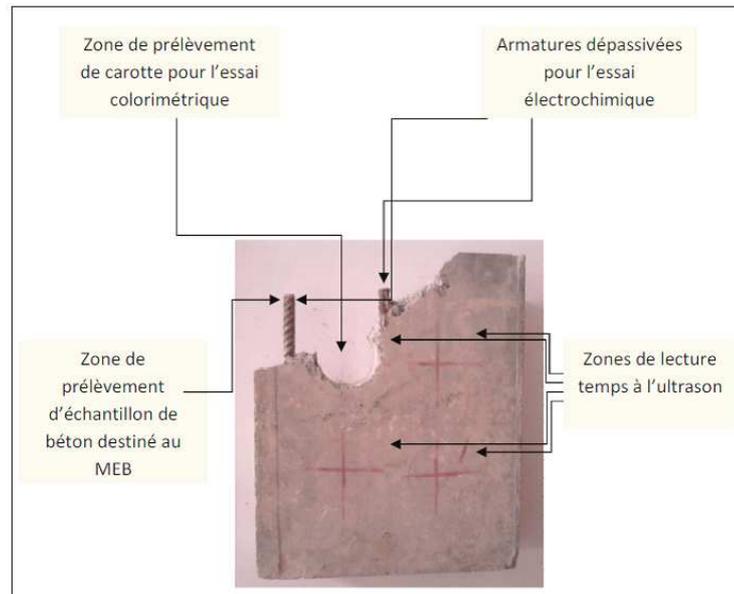


Figure IV.6 : Zones d'élaboration des différents essais réalisés

IV.5.1. Essai à l'ultrason

Parmi les techniques d'évaluation non destructive existantes, les techniques basées sur la propagation d'ondes mécaniques, notamment ultrasonores, sont les seules présentant une aptitude reconnue à l'évaluation de la porosité du béton. La propagation des ondes dépend directement des propriétés physiques et structurelles du béton. C'est une technique non destructive permettant de détecter en temps réel soit des défauts évolutifs, soit un endommagement au sein du matériau, soit des discontinuités dans la matrice cimentaire [52].

IV.5.1.1. Appareillage

L'appareil d'auscultation sonore est utilisé pour mesurer la vitesse de propagation d'ondes ultrasonores à travers le béton ; il génère des impulsions ultrasoniques qui sont transmises au béton par un transducteur mis en contact avec la zone à évaluer. La figure VI.7 ci-dessous illustre l'ultrason utilisé pour la mesure des résistances des éprouvettes [47].



Figure IV.7 : Appareil d'auscultation sonore

IV.5.1.2. Mode de propagation des ondes

Trois dispositions des transducteurs sont communément utilisées, selon cette disposition on peut définir les trois modes de propagations des ondes à savoir direct, semi-direct et indirect.

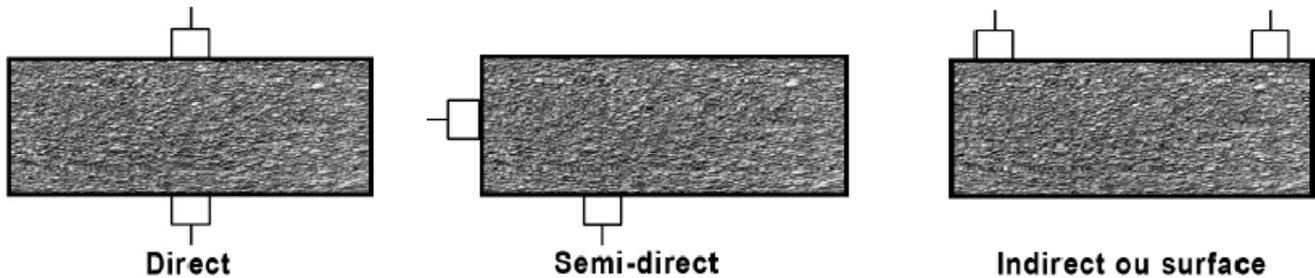


Figure IV.8. Les modes de propagation des ondes

Chaque fois que cela est possible, il est recommandé d'utiliser la disposition directe car cela permet une transmission maximale du signal entre les transducteurs. La disposition semi-directe est moins sensible que la disposition directe. La longueur de trajet est la distance entre le centre de chaque transducteur.

La disposition indirecte est particulièrement utile pour la détermination de la profondeur des fissures ou dans le cas où une seule surface est accessible.

IV.5.1.3. Principe de l'essai

L'essai consiste à déterminer la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques à travers le béton à l'aide d'un générateur et d'un récepteur, le mode de propagation des ondes étant de transmission directe (transducteurs disposés diamétralement opposés sur les deux surfaces opposées). Des lectures (temps) ont été prises mensuellement, ensuite converties en vitesses qui ont été converties en résistances en fonction de l'abaque de RILEM et en modules d'élasticité. Les résultats obtenus sont représentés sous forme de graphes en fonction du temps.

IV.5.1.4. Protocole de mesure

L'évolution de l'état du béton vis-à-vis de la corrosion due aux cycles immersion/séchage, a été suivie avec un appareil ultrason qui détermine le temps de propagation des ondes qui traversent les

échantillons en des points fixes (en nombre de 04) ; et choisis au préalable de façon à éviter les armatures (la présence d'armatures perturbe la vitesse de propagation).

Une substance de contact est utilisée (graisse) à la surface pour assurer un meilleur contact entre les transducteurs et le béton. Les temps de passages des ondes ultrasoniques à travers le béton sont mesurés dans le sens transversal des échantillons (la petite dimension qui est de 7cm), une moyenne des quatre mesures est déterminée pour avoir une meilleure précision des résultats, car plus le nombre de points augmente, plus s'approche des bons résultats.

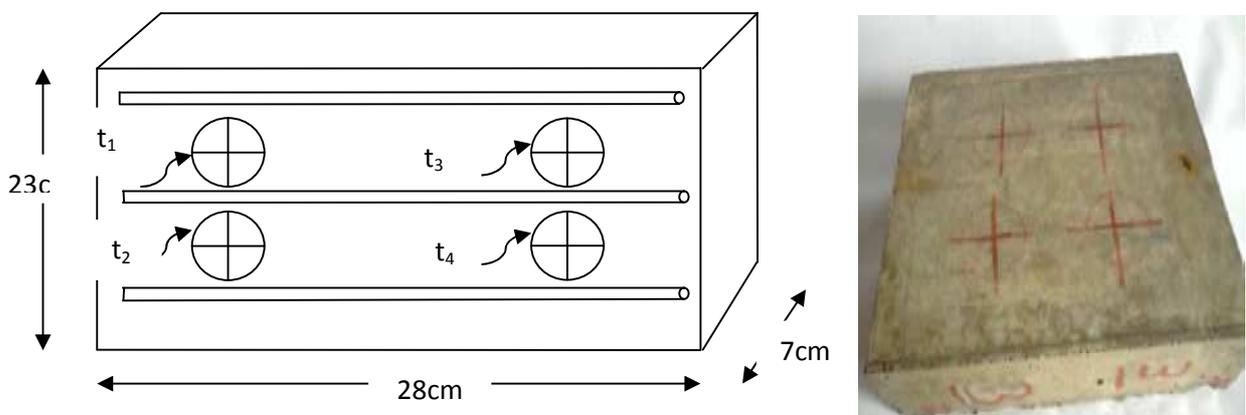


Figure IV.9. Points de disposition des transducteurs de l'ultrason sur l'éprouvette

Les essais non destructifs déterminant les caractéristiques mécaniques du béton (résistance et module d'élasticité) sont réalisés pendant 32 mois. Les lectures sont faites mensuellement parallèlement aux cycles immersion séchage.

Les lectures temps n'ont pas été prises les sept premiers mois, et ce, pour laisser le temps à **l'initiation de la corrosion** car au départ, l'acier est protégé par le film passif qui empêche la formation de rouille.

IV.5.1.5. Détermination de la vitesse de propagation des ultrasons :

Un train d'impulsion de vibration (fréquence 50kHz) est produit au moyen d'un émetteur qui est appliqué sur position choisie au préalable sur la face de l'échantillon. Après avoir franchi une longueur de parcours (L) dans le béton, l'impulsion vibratoire est convertie en un signal électrique à l'aide d'un récepteur (placé sur la face opposée), et la base de temps électronique permet de mesurer le temps de propagation (t). La vitesse des ultrasons est donnée par la formule suivante:

$$V = L / t \quad (IV.1)$$

Avec :

L : épaisseur de l'éprouvette parcourue par l'onde ;

t : temps de propagation de l'onde affichée sur l'ultrason.

Les vitesses sont ensuite converties en résistances en fonction de la courbe de RILEM, et en module d'élasticité. Les résultats obtenus sont donnés sous formes de courbes.

IV.5.2. Essai électrochimique

L'objectif de cet essai est d'examiner l'état des armatures à la fin de la période d'essai de corrosion accélérée pour déterminer l'influence de l'épaisseur de l'enrobage sur la pénétration des chlorures sur la corrosion des armatures enrobées de béton[55], [62], [63].

IV.5.2.1. Voltampérométrie cyclique [65]

La voltampérométrie cyclique est une méthode électrochimique qui permet de préciser les conditions dans lesquelles une réaction d'oxydation ou de réduction est réalisable par voie électrochimique et éventuellement d'établir le mécanisme.

Dans cette méthode, on mesure l'intensité de courant dans une cellule électrolytique en fonction de la tension électrique, on construit le diagramme tension intensité de courant et on tire des informations sur la composition de la solution électrolytique.

Le potentiel de départ E_b est choisi de telle façon qu'aucune substance ne soit électroactive. La courbe de polarisation appelée " voltammogramme " présente les variations de courant en fonction du potentiel.

IV.5.2.2. Principe de la voltampérométrie cyclique

La voltampérométrie cyclique consiste à appliquer à l'électrode de travail une tension variante linéairement avec le temps à partir d'une tension de départ dite de base "Eb" à une tension final.

$$E_{ET} = E_b + V_b t \quad (IV.2)$$

E_{ET} : potentiel imposé (volt “ V “)

t : temps écoulé pendant le balayage (seconde “ s “)

E_b : tension de départ (base) (volt “ V “)

V_b : vitesse de balayage

$V_b = dE/dt$ (V/s)

Le voltammogramme est caractérisé par le courant de pic (i_p) et le potentiel de pic (E_p). L'allure est caractérisée par un pic de courant correspondant à la réduction (respectivement l'oxydation) de l'espèce électroactive dans le cas où le transfert de charge se fait sans complications cinétique.

IV.5.2.3. La polarisation

En électrochimie, la polarisation est un phénomène qui explique la diminution d'une intensité de courant. Elle est anodique ou cathodique et peut se réduire par activation ou par concentration.

Lorsque le milieu contient une teneur élevée en ions agressifs, la polarisation par activation est déterminante. Par contre, si la teneur en ions actifs dans le milieu est faible, la polarisation par concentration devient alors prépondérante. Le ralentissement de la réaction d'oxydoréduction peut provenir soit de la lenteur de la réaction elle-même, soit du délai d'arrivée des ions agressifs à la surface[59].

On trouve habituellement ces deux types simultanément et la polarisation résultante est égale à la somme algébrique de chacune d'elles.

IV.5.2.4. Le taux de corrosion

Le taux de corrosion se définit comme une perte de poids par unité de surface et de temps.

Ce taux de corrosion s'exprime par l'équation suivante :

$$T_c = 534 W/DTA \quad (IV.3)$$

Avec :

T_c : taux de corrosion en millièmmes de puce de pénétration par année (mpa).

W : perte de poids en milligramme.

D : densité de l'échantillon en g/cm³.

A : surface de l'échantillon en puce carrée.

T : temps d'exposition en heures.

IV.5.2.5. La vitesse de corrosion

La détermination de la vitesse de corrosion, est essentielle pour mieux comprendre le comportement d'un métal dans des conditions spécifiques. En électrochimie, cette vitesse est associée à l'intensité " I " du courant électrique définie comme étant la quantité d'électricité que débite un courant continu pendant l'unité de temps.

$$\mathbf{I = dq/dt = n.F.v} \quad (\text{IV.4})$$

Avec :

n : nombre d'électrons échangés.

F : nombre de Faraday = 96500 C.

v : vitesse de la réaction de transfert de charge

$$\mathbf{I = I_a + I_c} \quad (\text{IV.5})$$

Avec :

$$\mathbf{I_a = n.F.v_1} \quad \text{et} \quad \mathbf{I_c = n.F.v_2}$$

Le courant total s'exprime par la relation :

$$\mathbf{I = n. F. (v_1 - v_2)} \quad (\text{IV.6})$$

v_1 et v_2 étant les vitesses de réaction anodique et cathodique.

Les réactions mathématiques traduisant les intensités de courant sont :

$$I_a = n.f.C_{ox} K_{ox} \exp (\alpha nFE/R.T)$$

$$I_c = n.f.C_{Red} K_{Red} \exp (-\beta nFE/R.T) \quad (IV.7)$$

Avec :

α, β : coefficients de transfert respectivement anodique et cathodique.

C_{ox} : concentration de l'espèce qui s'oxyde

C_{Red} : concentration de l'espèce qui se réduit.

K_{ox} : $K \cdot \exp(-\Delta G_{ox}/RT)$

K_{Red} : $K' \cdot \exp(-\Delta G_{Red}/RT)$

K et K' : constantes de vitesse des réactions anodique et cathodique.

ΔG : énergie d'activation.

T : température.

Les phénomènes de corrosion étant principalement déterminés par des réactions de transfert de charge, toutes les méthodes électrochimiques de mesure de la vitesse de corrosion sont basées sur la relation de BUTLER-VOLMER qui donne l'expression du courant globale pour un couple Redox :

$$I = I_0 [\exp (\alpha nF.\eta/R.T) - \exp(-\beta nF.\eta/R.T)] \quad (IV.8)$$

I_0 : courant d'échange

η : la surtension = $E_I - E_{th}$

E_I : potentiel pour un courant I

E_{th} : potentiel d'équilibre

Cette relation peut être appliquée à un couple mixte, entre l'oxydation du métal et la réduction d'un élément de la solution. On se ramène à une équation de la forme :

$$I = I_{corr} [\exp(\alpha nF.(E-E_{corr})/R.T) - \exp(-\beta nF.(E- E_{corr})/R.T)] \quad (IV.9)$$

I_{corr} : courant de corrosion

E_{corr} : potentiel de corrosion

α : coefficient de transfert anodique du couple Redox (Mn^{+}/M)

β : coefficient de transfert cathodique du couple Redox présent dans le système

La détermination I_{corr} passe par des cas particuliers d'application de la relation appliquée au couple mixte, loi de Tafel et la loi de Stern et Geary.

IV.5.2.6. Loi de Tafel

Les courbes de polarisation présentent une portion linéaire dans des domaines de potentiels éloignés du potentiel de corrosion E_{corr} , ces domaines sont appelés domaines de Tafel. Ils s'obtiennent à partir des tracés des courbes logarithmiques pour des surtensions élevées $E \gg E_{\text{corr}}$ (domaine anodique) ou $E \ll E_{\text{corr}}$ (domaine cathodique), et permettent de calculer les coefficients de Tafel (β_a et β_c).

$$\eta \gg 0 : I = I_{\text{corr}} \exp(\alpha n F \cdot (E - E_{\text{corr}}) / R \cdot T)$$

$$\ln I = \ln I_{\text{corr}} + \alpha n F \cdot (E - E_{\text{corr}}) / R \cdot T$$

On a alors:

$$E - E_{\text{corr}} = (\ln I - \ln I_{\text{corr}}) RT / \alpha n F \quad \text{(IV.10)}$$

Cette relation montre une variation linéaire $\ln(I) = f(E)$, qui correspond à la loi de Tafel, celle-ci est souvent mise sous la forme :

$$\eta = a + \beta a \log I \quad \text{(IV.11)}$$

Avec :

βa : coefficient (pente) anodique de Tafel = $(2.3 R \cdot T) / (\alpha n \cdot F)$

$$\eta \ll 0 I = I_{\text{corr}} \exp(-\beta n F \cdot (E - E_{\text{corr}}) / R \cdot T)$$

$$\ln I = \ln I_{\text{corr}} - \beta n F \cdot (E - E_{\text{corr}}) / R \cdot T$$

On a alors:

$$E - E_{\text{corr}} = (\ln I - \ln I_{\text{corr}}) RT / -\beta n F \quad (\text{IV.12})$$

Cette relation montre une variation linéaire $\ln(I) = f(E)$, qui correspond à la loi de Tafel, celle-ci est souvent mise sous la forme :

$$\eta = b + \beta_c \log I \quad (\text{IV.13})$$

Avec :

$$\beta_c : \text{coefficient (pente) cathodique de Tafel} = -(2.3 R \cdot T) / (\beta n \cdot F)$$

L'extrapolation de ces droites au potentiel de corrosion "E_{corr}" où elles se coupent (**figure IV.10**) nous donne le courant de corrosion I_{corr} (pour η = 0, nous avons I = I_{corr}).

IV.5.2.7 Loi de Stern et Geary (mesure de la résistance de polarisation)

La loi de Stern et Geary utilise une propriété particulière de la courbe $I = f(E)$ au voisinage de potentiel de corrosion. En effet, lorsque le potentiel appliqué est tel que :

$$E_{\text{corr}} - 10\text{mV} < E < E_{\text{corr}} + 10\text{mV} \text{ on a : } E - E_{\text{corr}} = \Delta E \rightarrow 0 \quad (\text{IV.14})$$

Un développement limité au premier ordre de l'équation $(E - E_{\text{corr}} = (\ln I - \ln I_{\text{corr}}) RT / \alpha n F)$ aboutit à la relation de Stern et Geary :

$$I = I_{\text{corr}} [(E - E_{\text{corr}}) / \beta_a - (E - E_{\text{corr}}) / \beta_c]$$

$$\Delta I = I_{\text{corr}} (1 + 2.3 \Delta E / \beta_a - 1 + 2.3 \Delta E / \beta_c)$$

$$\Delta I/\Delta E = 2.3 I_{corr} (1/\beta_a + 1/\beta_c)$$

$\Delta I/\Delta E$ correspond à une résistance appelée **résistance de polarisation** :

$$R_p = (1/2.3 I_{corr}) \cdot (\beta_a \cdot \beta_c) / (\beta_a + \beta_c) \quad (IV.15)$$

Cette expression établit une relation de proportionnalité inverse entre le courant de corrosion et la valeur de la résistance de polarisation. Cependant, la valeur de **I_{corr}** ne peut être déduite de la valeur de **R_p** que si la quantité $(\beta_a \cdot \beta_c) / (\beta_a + \beta_c)$ est connue, c'est à dire si les valeurs de la pente de Tafel sont elles-mêmes connue, dans le cas contraire, on peut cependant remarquer que le rapport $(\beta_a \cdot \beta_c) / 2.3 (\beta_a + \beta_c)$ est toujours centré autour d'une valeur moyenne de 10 mV avec des écarts extrêmes de ± 10 mV il sera donc toujours possible, à partir de la mesure de **R_p**, de connaître avec une bonne précision la valeur du courant de corrosion. On aura :

$$I_{corr} = \beta/R_p \text{ avec } 10 \text{ mV} < \beta < 30 \text{ mV} \quad (IV.16)$$

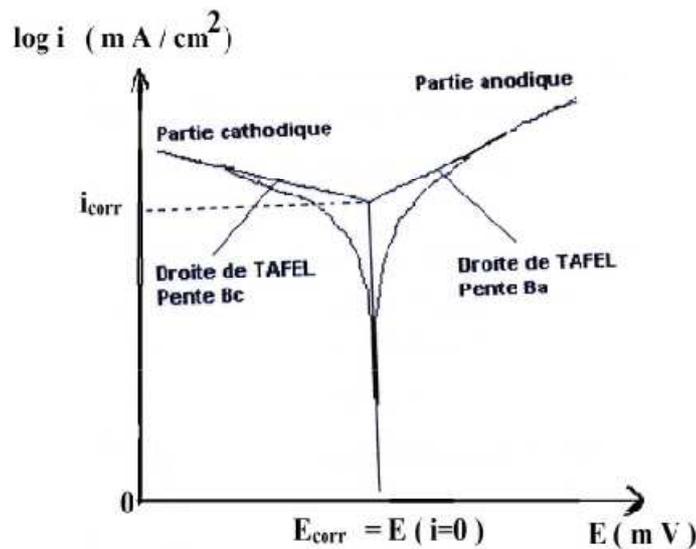


Figure IV.10 : Courbe de Tafel.

Le taux d'inhibition τ_{inhib} est calculé par la relation suivante :

$$\tau_{inhib}\% = \frac{i_{cor} - i_{cor'}}{i_{cor}} * 100 \quad (IV.17)$$

Avec :

i_{cor} : Courant de corrosion par rapport à la position initiale de l'armature.

i_{cor'} : Courant de corrosion par rapport à la position considérée.

IV.5.2.8. Conditions expérimentales

IV.5.2.8.1. Mode opératoire

Notre étude est basée essentiellement sur le tracé des courbes de polarisations $i = f(e)$ et les droites de Tafel ($\log(i) = f(e)$). L'essai a été réalisé à l'université Ferhat ABBAS de Sétif.

Ce travail a été réalisé à l'aide d'un dispositif expérimental (**figure IV.11**) constitué par un potentiostat de marque TACUSSEL de type PGP 201 permettant de faire les mesures électrochimiques, un bain thermostat, un micro-ordinateur avec une interface adéquate doté d'un logiciel << **voltatmaster 4**>> permettant le traitement des données, pour établir les relations entre le potentiel, le courant et le temps, et de déterminer les différents paramètres électrochimiques.

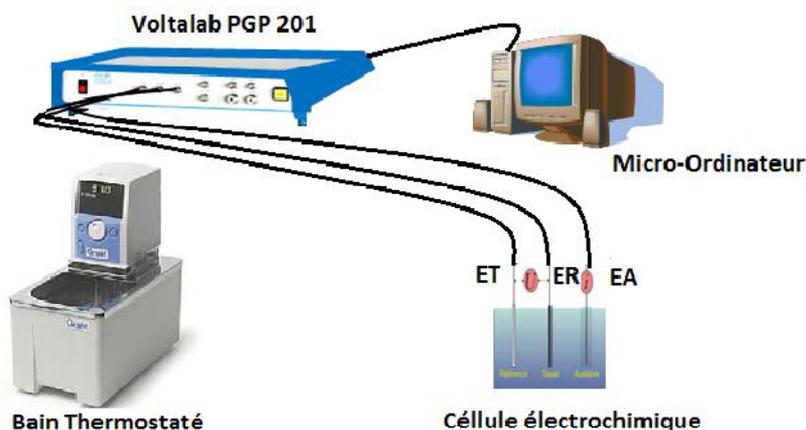


Figure IV.11 : Dispositif expérimental de mesure

IV.5.2.8.2. Définition de la cellule de mesure et électrodes

Les expériences électrochimiques sont effectuées dans un récipient (cellule électrochimique) contenant l'éprouvette à étudier, l'eau de robinet ou l'eau de mer. Les éléments de travail sont :

- L'électrode de travail (E_T) est un acier doux de construction de 10 mm de diamètre.

- L'électrode de référence (E_R) de type Hg/Hg₂Cl₂ de calomel saturé, cette électrode de référence à un potentiel rigoureusement constant et située à +244 mV par rapport à celui de l'électrode normale à hydrogène (ENH) ie $E_{(Hg/Hg_2Cl_2)} = (E_{(ENH)} + 244) \text{ mV}$.
- Une électrode auxiliaire (E_A) appelée contre électrode : est une plaque de platine de 2cm² de surface dont le rôle est d'assurer le passage du courant électrique dans la cellule électrochimique.

IV.5.2.8.3. Conditions de polarisation

Le tracé de ces courbes a été effectué dans un domaine de potentiel allant de : -1000 mV/ Hg/ Hg₂Cl₂ à 0 mV/ Hg/ Hg₂Cl₂ pour la partie cathodique avec une vitesse de balayage de 20 mV/s qui permet une bonne reproductibilité des résultats[64].

IV.5.3. La microscopie électronique à balayage (MEB)

La microscopie à balayage électronique MEB est une technique de caractérisation texturale et chimique locale de matériaux massifs basée sur l'interaction de ces matériaux avec un faisceau d'électrons focalisé, d'énergie comprise entre 0,5 et 0,35 KV. Les différents rayonnements émis sous l'impact du faisceau d'électrons (électrons secondaires, électrons rétrodiffusés et rayons X) sont utilisés pour former des images exprimant des propriétés différentes du matériau (topographie, hétérogénéité de composition élémentaire locale respectivement).

L'analyse de surface est effectuée sur trois échantillons prélevés au niveau des armatures de l'extrémité des trois éprouvettes étudiées[61].

IV.5.4. Essai colorimétrique aux nitrates d'argent (LCPC N°58)

L'essai permet de déterminer la profondeur de pénétration des ions chlorures dans le béton, à partir de la pulvérisation d'un réactif qui est le nitrate d'argent AgNO₃ (avec une concentration de 0,1 M), la surface sur laquelle le nitrate d'argent est pulvérisé doit être perpendiculaire à la surface exposée aux chlorures.

IV.5.4.1. Principe mesure

Après pulvérisation du nitrate d'argent, si des chlorures sont présents dans la phase interstitielle de l'échantillon, deux zones, de couleurs différentes apparaissent. La zone contenant

des chlorures libres (c'est-à-dire solubles dans l'eau) apparaîtra en couleur clair et la zone n'en contenant pas, de couleur foncée. En effet, lors de la pulvérisation du réactif, la réaction chimique entre les chlorures présents et l'argent se caractérise par l'apparition d'un précipité blanc. La profondeur de pénétration des chlorures est par conséquent la distance entre la surface et la ligne de séparation entre les deux zones de couleur différentes.

IV.5.4.2. Dispositif expérimental

Des carottes sont prélevées des éprouvettes étudiées à savoir témoin et les éprouvettes subissant à la corrosion accélérée de différent enrobage dans des zones bien déterminées tel que indiqué sur la figure IV.6 ci-dessus, puis rompues par fendage perpendiculairement à la surface exposée aux chlorures et de façon centrée.

Le nitrate d'argent est vaporisé une à deux fois sur la surface, en laissant le temps de séchage (moins de 15 mn) entre ces vaporisations. La zone contenant les chlorures apparaît claire et celle n'en contenant pas apparaît foncée. Le contraste est plus marqué lorsque la surface est séchée.

La profondeur de pénétration est mesurée et photographiée.



Figure IV.12 : Carottes prélevées

Par analyse d'image, cette photographie peut permettre d'évaluer la profondeur de pénétration.

- Si la ligne de séparation entre la zone contenant des chlorures et celle n'en contenant pas est linéaire, la moyenne sur deux mesures suffira pour estimer la profondeur de la pénétration.

La profondeur de pénétration des chlorures, notée X_d , est donnée par la moyenne de 7 mesures après pulvérisation de l' AgNO_3 (voir figure VI.13 b) sur la ligne de séparation entre la zone contenant des chlorures et celle n'en contenant pas. L'équation ci dessous présente le calcul de X_d , moyenne :

$$X_d = \frac{\sum X_i}{7} \quad (\text{IV.18})$$

- Si cette ligne est courbée, seul un intervalle pourra être donné pour la profondeur de pénétration, le minimum de l'intervalle correspond à la plus courte distance entre la ligne de séparation et la surface exposée aux chlorures et le maximum, à la plus longue distance (voir figure VI.13 a).

La valeur de X_d est la moyenne des deux valeurs X_1 et X_2 :

$$X_d = \frac{X_1 + X_2}{2} \quad (IV.19)$$

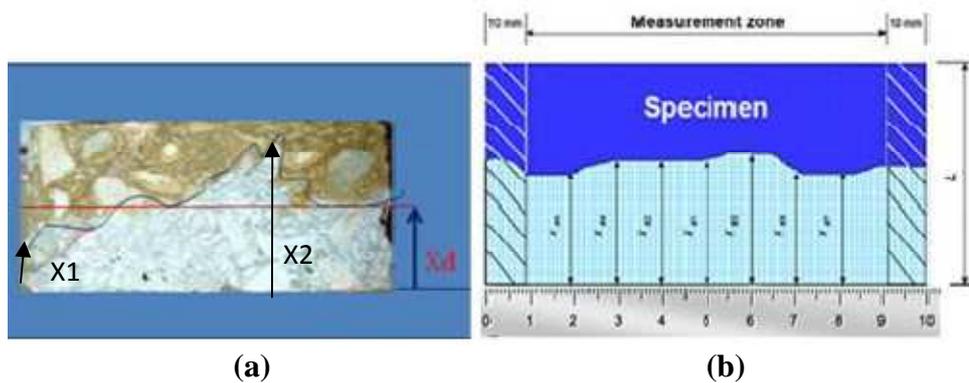


Figure IV.13: Mesure de la profondeur de pénétration des ions chlorures

IV.6. Résultats expérimentaux

Le but de ces essais est de montrer l'influence de l'épaisseur de l'enrobage, et de tester la sensibilité des bétons à l'eau salée (présence de chlorures), ces deux critères sont assurés par les cycles immersion/séchage dans l'eau de mer des deux types d'éprouvettes dont l'épaisseur d'enrobage varie entre 1.5 et 3cm.

L'interprétation des résultats est menée en termes de comparaison entre les résultats trouvés sur les deux éprouvettes qui ont subi une corrosion accélérée (dont les enrobages sont 1.5 et 3cm) et l'éprouvette référence.

IV.6.1. Ultrason

Le raisonnement repose sur le fait que les vitesses détectées par l'ultrason sont variables en cas d'anomalies présentes dans le béton (plus la vitesse (donc résistance) est élevée, plus le matériau présente de bonnes caractéristiques mécaniques).

IV.6.1.1. Evolution de la résistance et du module d'élasticité de l'éprouvette témoin (référence)

La figure IV.14 ci-dessous donne la courbe de l'évolution de la résistance de l'éprouvette témoin en fonction du temps.

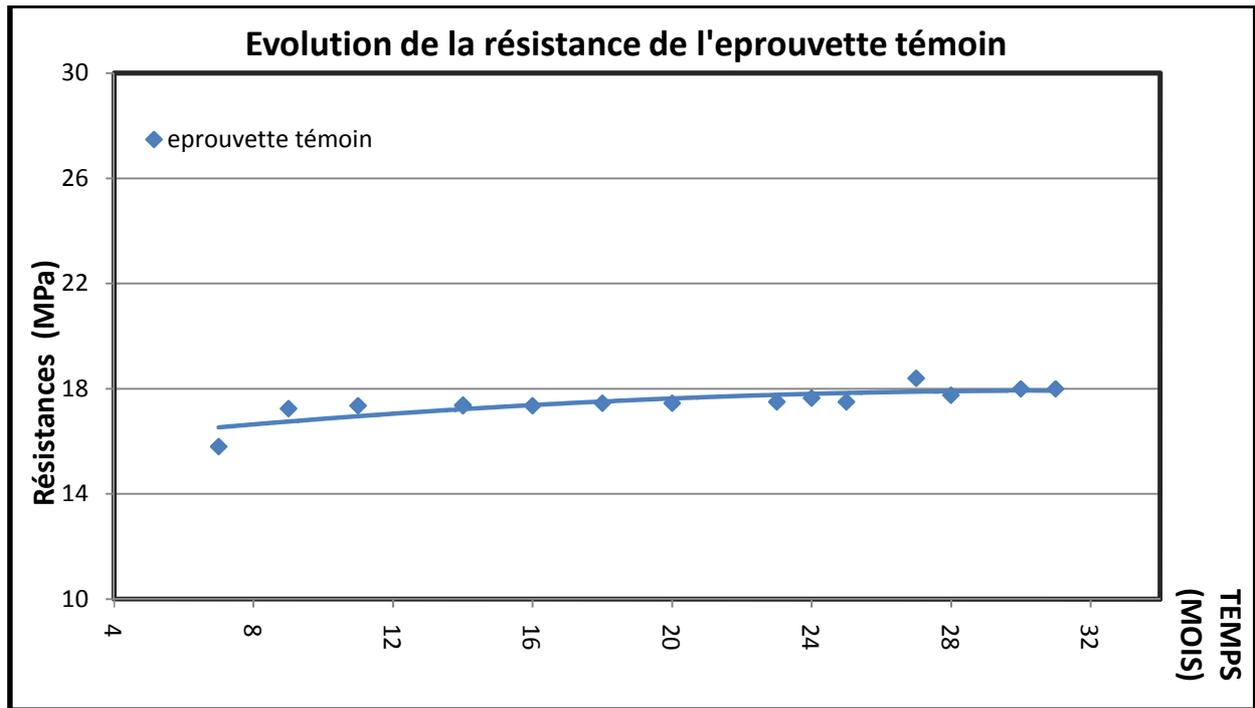


Figure IV.14 : Courbe de l'évolution de la résistance de l'éprouvette témoin en fonction du temps.

La résistance est maximale à partir du 28ème mois, elle atteint la valeur de 18 MPa environ.

La figure IV.15 ci-dessous donne les valeurs du module d'élasticité de l'éprouvette témoin dans le temps.

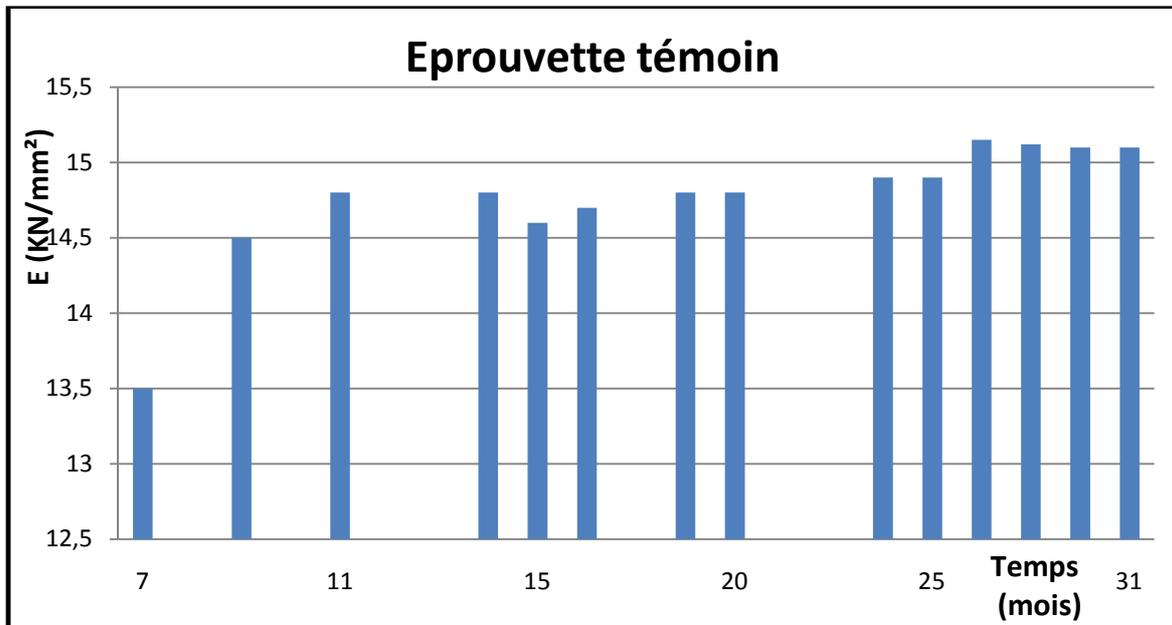


Figure IV.15 : Valeurs du module d'élasticité de l'éprouvette témoin.

La valeur maximale du module d'élasticité qui est de 15,15 KN/mm² est enregistrée au 28ème mois

IV.6.1.2. Evolution de la résistance des éprouvettes subissant la corrosion accélérée

IV.6.1.2.1. Eprouvette dont l'enrobage e= 1,5 cm

La figure IV.16 ci-dessous donne la courbe de l'évolution de la résistance de l'éprouvette subissant la corrosion accélérée dont l'enrobage e= 1,5 cm en fonction du temps.

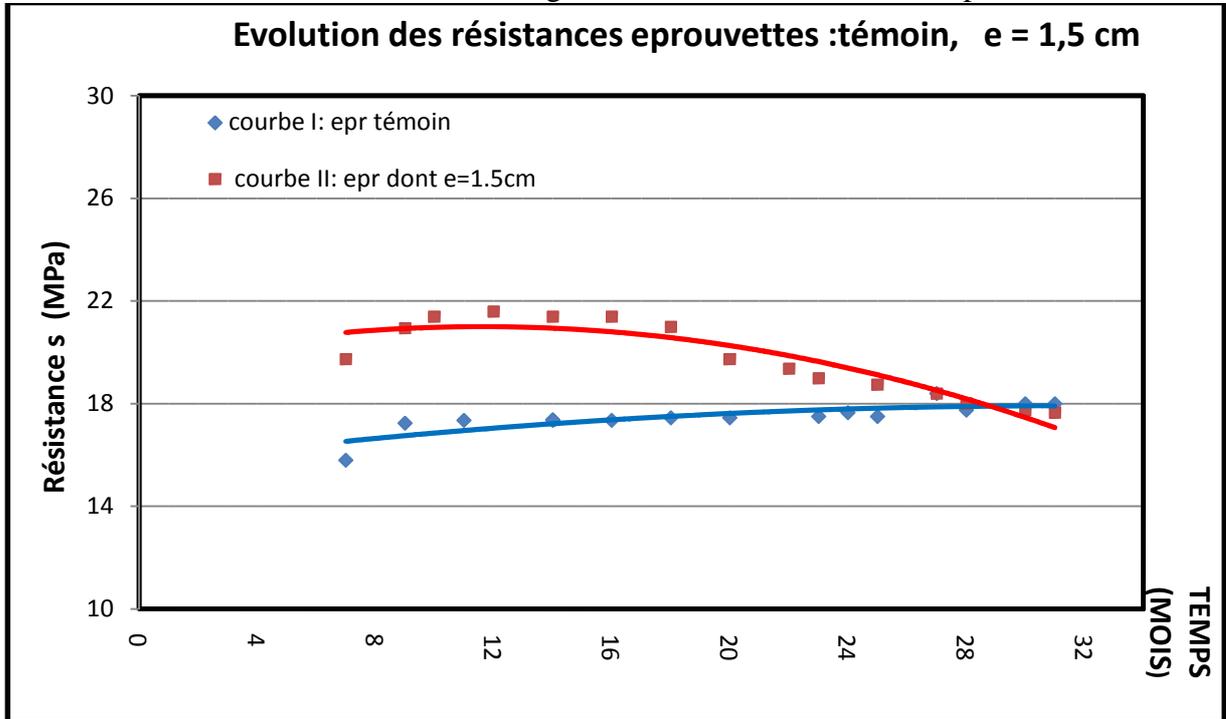


Figure IV.16 : Courbe de l'évolution de la résistance de l'éprouvette dont l'enrobage e= 1.5 cm en fonction du temps.

La résistance maximale est d'environ de 21,00 MPa et elle est atteinte pour t= 12 mois.

La figure IV.17 ci-dessous donne les valeurs du module d'élasticité de l'éprouvette dont e=1,5 cm dans le temps.

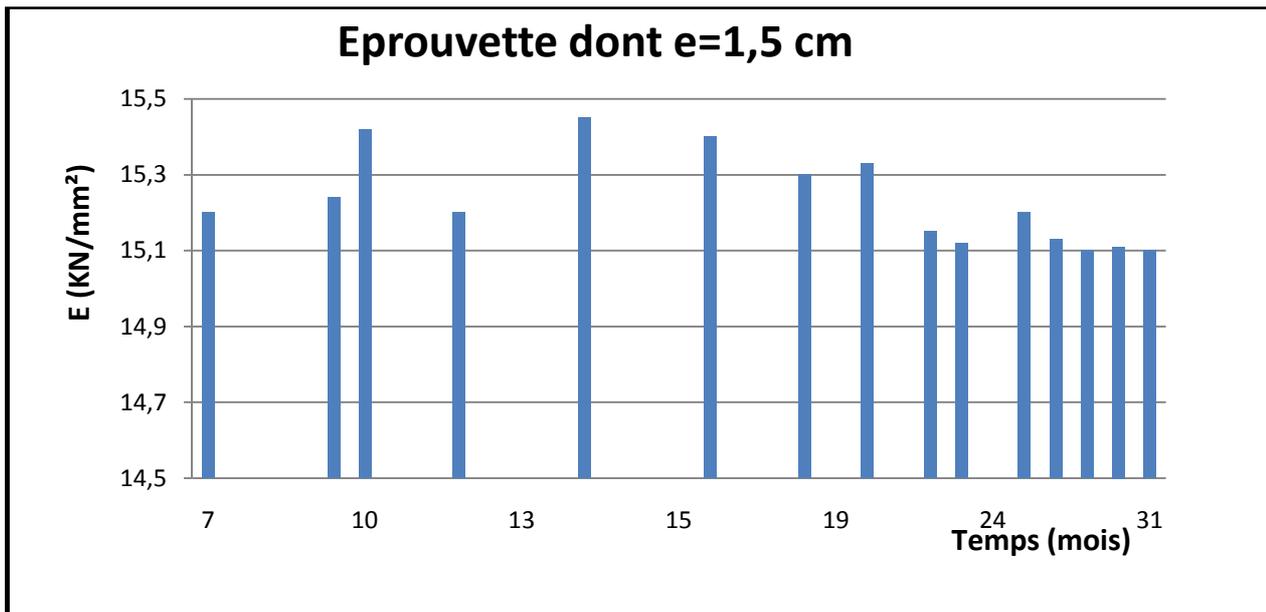


Figure IV.17 : Valeurs du module d'élasticité de l'éprouvette dont l'enrobage e= 1,5 cm

La valeur maximale du module d'élasticité qui est de 15,45 KN/mm² est enregistrée à l'âge du 13eme mois.

IV.6.1.2.2. Eprouvette dont l'enrobage e= 3cm

La figure IV.18 ci-dessous donne la courbe de l'évolution de la résistance de l'éprouvette subissant la corrosion accélérée dont l'enrobage e= 3cm en fonction du temps.

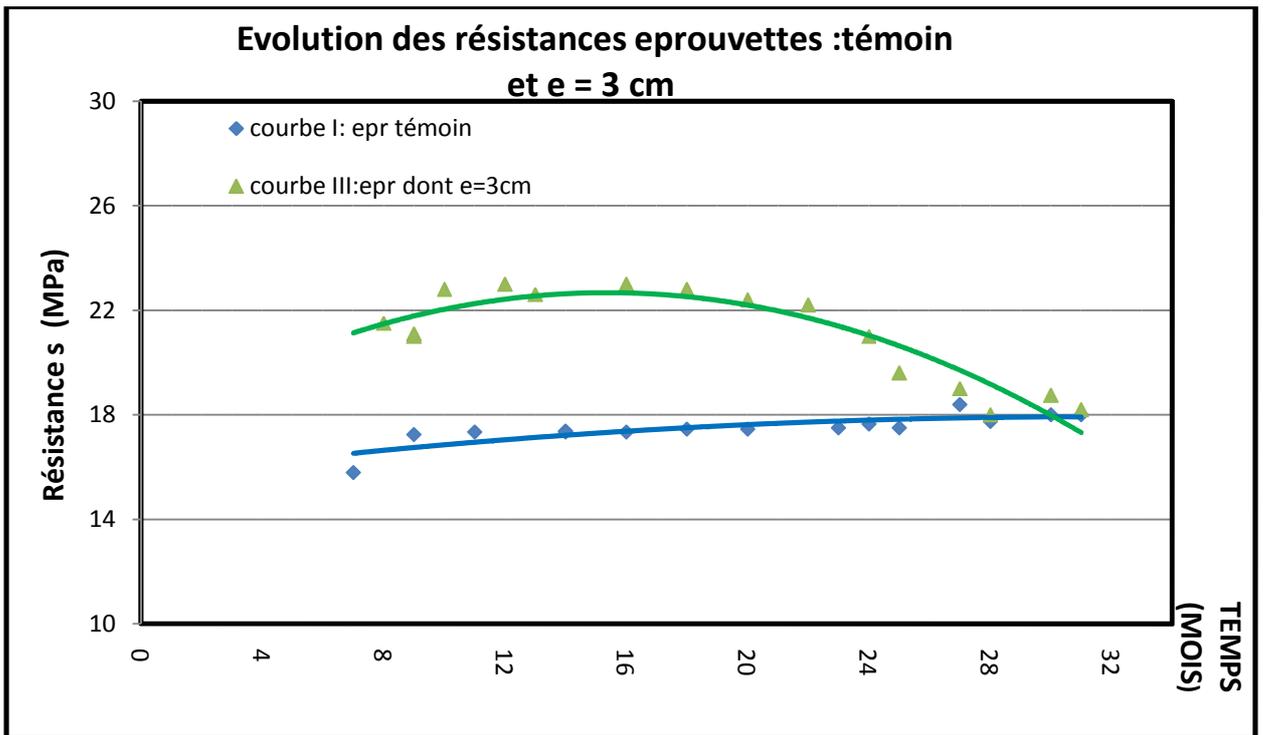


Figure IV.18 : Courbe de l'évolution de la résistance de l'éprouvette subissant la corrosion accélérée dont l'enrobage e= 3 cm en fonction du temps.

La résistance maximale est de 22,50 MPa et elle est atteinte pour t= 15 mois.

La figure IV.19 ci-dessous donne les valeurs du module d'élasticité de l'éprouvette dont e=3 cm dans le temps.

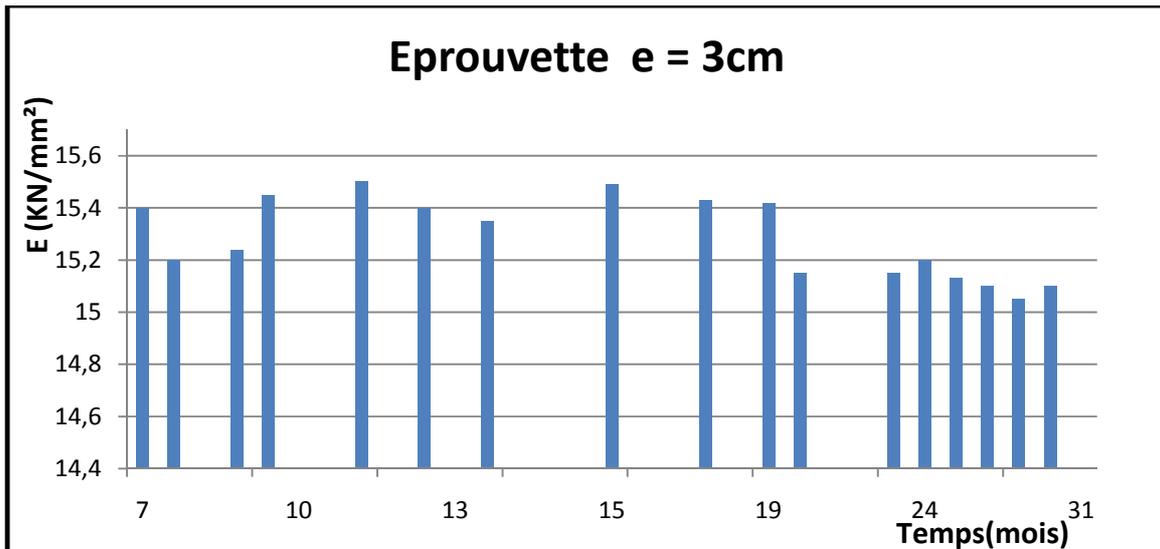


Figure IV.19 : Valeurs du module d'élasticité de l'éprouvette dont l'enrobage e= 3 cm

La valeur maximale du module d'élasticité qui est de 15,50 KN/mm² est enregistrée au 15eme mois.

IV.6.1.3. Interprétation des résultats

- La courbe de l'évolution de résistance de l'éprouvette témoin montre une allure normale, celle de la résistance du béton courant, la résistance augmente dans le temps, puis elle se stabilise vers une asymptote horizontale.
- Dans les deux cas, à partir des courbes d'évolution de la résistance des éprouvettes soumises à la corrosion accélérée, on peut constater que les deux courbes ont la même allure et ce, quelque soit l'épaisseur de l'enrobage. Cela peut s'expliquer par le fait que les deux éprouvettes sont soumises aux mêmes conditions d'expérimentation : cycles immersion/séchage de même durée, même composition du béton, même concentration des chlorures, même nombre et diamètre des barres... etc.
- L'élévation des résistances comparativement à celle de l'éprouvette référence, est due à leur immersion dans l'eau de mer (**eau + chlorures**), car le milieu de conservation exerce sur le béton des influences très diverses.

Les travaux de recherches [33] ont montré que la saturation en eau accélère la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques, la figure IV.20 ci-dessous représente les résultats des essais acoustiques réalisés sur des éprouvettes en béton de compositions différentes, ces deux courbes ont la même allure et montrent une évolution croissante de la vitesse (donc résistance) en fonction de la teneur en eau, et ce quelque soit la composition de l'éprouvette.

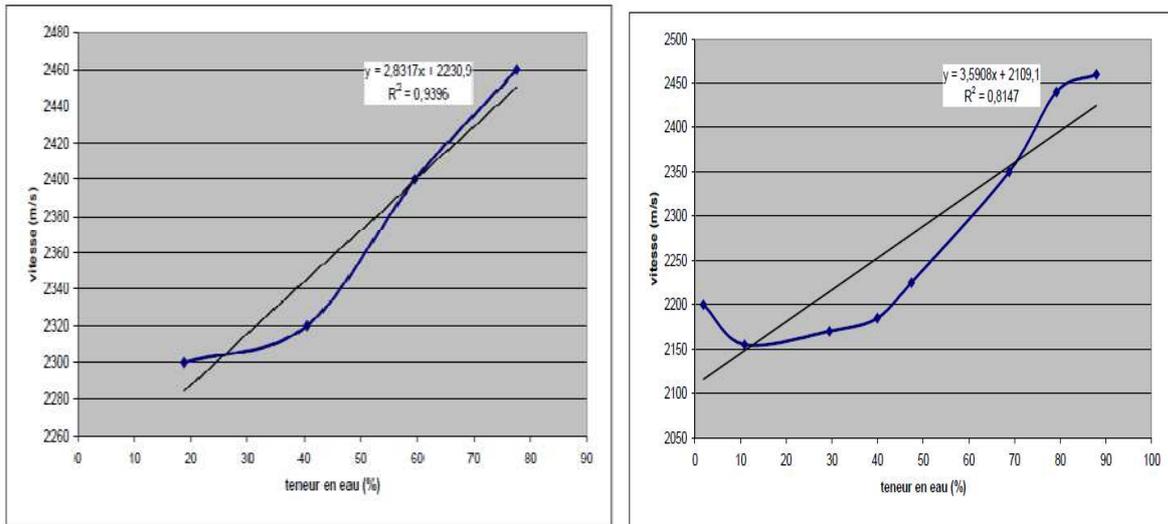


Figure IV.20 : Evolution de la vitesse des ondes en fonction de la teneur en eau [33]

Cette croissance peut s'expliquer aussi, par l'augmentation de la teneur en eau avec les cycles immersion/séchage, en effet, cette dernière a une influence bien marquée sur la vitesse du son (donc résistance), l'eau remplit les pores et contribue à l'amélioration de la propagation des ondes sonores.

- On peut constater que, pour courbes de l'évolution de la résistance des éprouvettes subissant la corrosion accélérée, la résistance maximale de l'éprouvette dont $e = 3\text{cm}$ est plus élevée que celle de l'éprouvette dont $e = 1,5\text{ cm}$, cela peut s'expliquer que l'enrobage est considéré comme une barrière étanche contre la pénétration des agents agressifs.

La figure IV.21 ci-dessous illustre la proportionnalité entre la vitesse des ondes ultrasoniques (donc résistance) et les différentes classes de résistance du béton (M25 < M50 < M75).

17 : le numéro de la zone de prise des vitesses ;
 CV : ajouts de cendres volantes

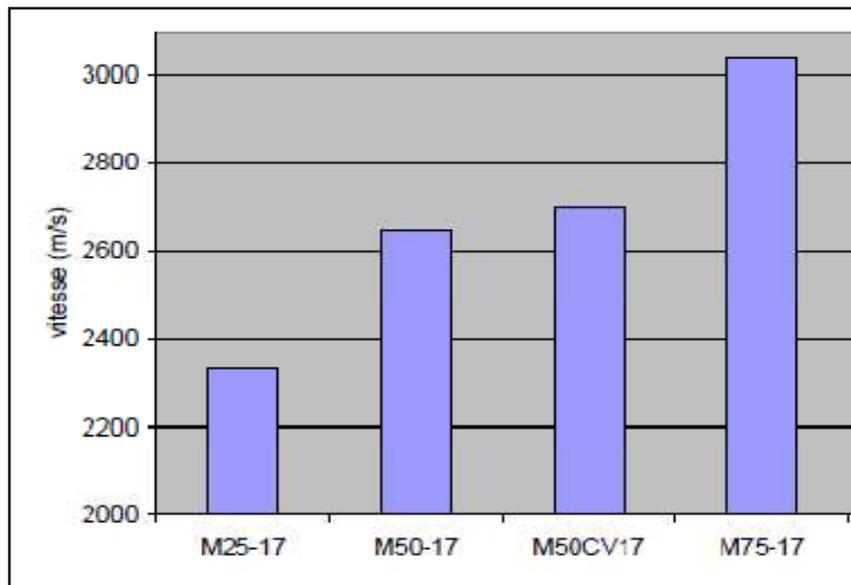


Figure IV.21 : Evolution de la vitesse en fonction de la résistance du béton [33].

- Les résistances **croissent jusqu'à un certain seuil** qui correspond à la saturation et cure totale du béton, au delà de ce point les résistances baissent progressivement avec le temps, contrairement à la courbe résistance de l'éprouvette témoin qui tend à se stabiliser dans le temps, cela est due au fait qu'elle n'est pas soumise à aucune contrainte environnementale.
- la diminution de la résistance du béton dans ces deux éprouvettes peut s'expliquer, d'une part, par le début de corrosion des armatures qui engendre des microfissures dans le béton. Cette corrosion est beaucoup plus précoce dans l'éprouvette d'enrobage 1,5 cm comparativement à celle de l'éprouvette d'enrobage 3 cm. D'autre part, par la réaction des chlorures avec la pâte du ciment, ce qui a engendré la création des pores.

La figure IV.22 ci-dessous confirme la décroissance de la vitesse des ondes ultrasoniques (donc résistance) en fonction du pourcentage des pores dans le béton.

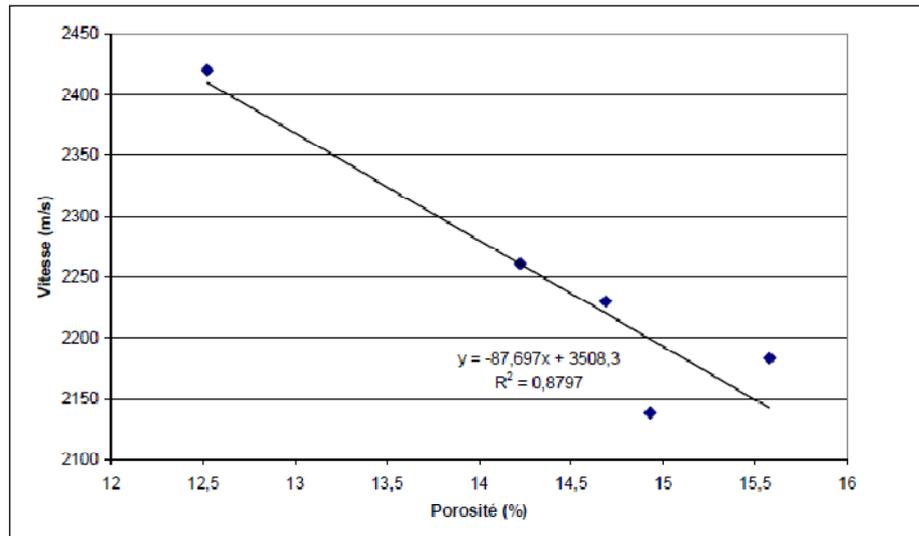


Figure IV.22 : Variation de la vitesse en fonction de la porosité [33].

- Le temps pris par les deux éprouvettes pour atteindre le palier décroissant est différent, en effet, il est plus long pour l'éprouvette dont l'enrobage le plus élevé (3cm), que celui pris par l'éprouvette de 1,5 cm d'enrobage, cela est due à l'épaisseur du béton d'enrobage qui forme une barrière qui freine la pénétration des chlorures et leur arrivée aux armatures, plus l'épaisseur est grande, plus le temps est long donc plus l'éprouvette résiste.

VI.6.1.4. Conclusion

D'après les résultats obtenus on peut conclure ce qui suit :

- La résistance des deux éprouvettes immergées dans l'eau salée augmente plus rapidement comparativement à celle de l'éprouvette témoin, néanmoins après avoir atteint un certain seuil elle décroît, contrairement à celle de l'éprouvette témoin qui tend à stabiliser dans le temps.
- La présence de l'eau de mer (eau+ chlorures) influe négativement sur la résistance du béton, et plus il est exposé au milieu agressif, plus sa résistance chute.
- L'épaisseur du béton d'enrobage joue un rôle important dans la protection des armatures, car il est considéré comme une barrière étanche, on a constaté que plus l'enrobage diminue plus la résistance du béton diminue ce qui peut expliquer que cette diminution de résistance est certainement due au début de corrosion des armatures. Cela augmente le temps de l'initiation de la corrosion des armatures.

IV.6.2. Essai électrochimique

Pour mieux visualiser l'effet des chlorures sur la vitesse de corrosion des armatures des différentes éprouvettes étudiées, les paramètres électrochimiques à la fin de la période d'essai de corrosion accélérée sont déterminés. Le tracé des courbes de Tafel nous a permis la détermination des caractéristiques électrochimiques à savoir, la vitesse de corrosion i_{corr} ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$), potentiel de corrosion E_{corr} (mV), résistance de polarisation R_p ($\text{K}.\text{cm}^2$) et le taux de corrosion τ ($\mu\text{m}/\text{an}$), déterminés par le logiciel Voltmaster 4. Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau 4 (ci-dessous).

IV.6.2.1. Courbes de TAFEL des armatures de l'éprouvette témoin

La figure IV.23 ci-dessous donne les courbes TAFEL des armatures de l'éprouvette témoin.

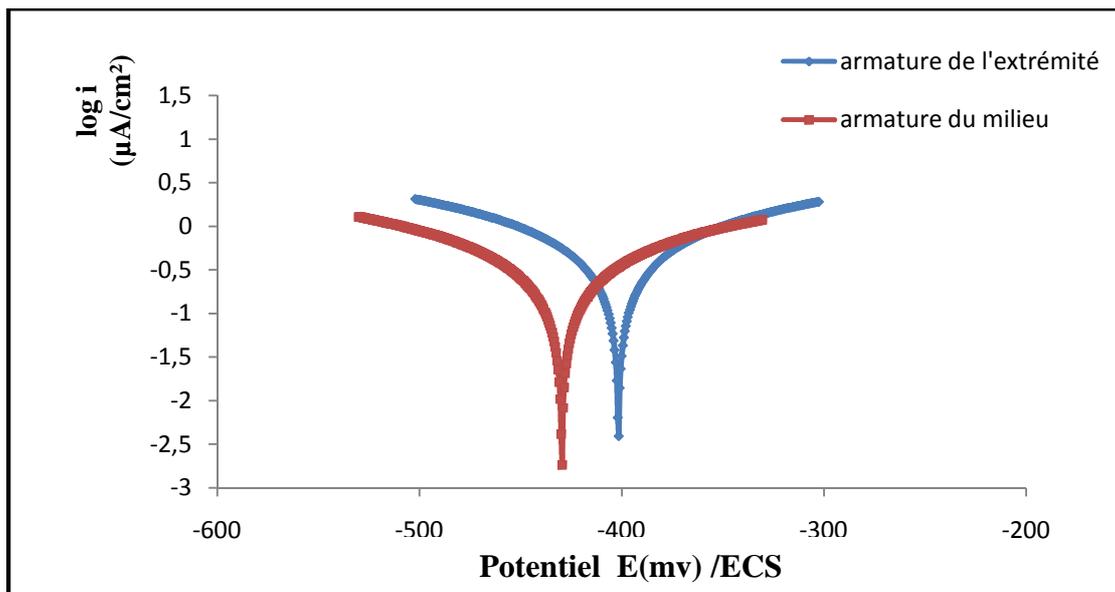


Figure IV.23 : Courbes de TAFEL des armatures de l'éprouvette témoin

On remarque que le taux de corrosion de l'armature située à l'extrémité ($7,507\mu\text{m}/\text{an}$) est plus élevé comparativement à celui de l'armature située au milieu de l'éprouvette ($3,834\mu\text{m}/\text{an}$).

IV.6.2.2. Courbes de TAFEL des armatures des éprouvettes soumises à la corrosion accélérée

IV.6.2.2.1. Courbes de TAFEL des armatures de l'éprouvette dont l'enrobage $e = 1,5$ cm

La figure IV.24 ci-dessous donne les courbes TAFEL des armatures dont l'enrobage $e = 1,5$ cm.

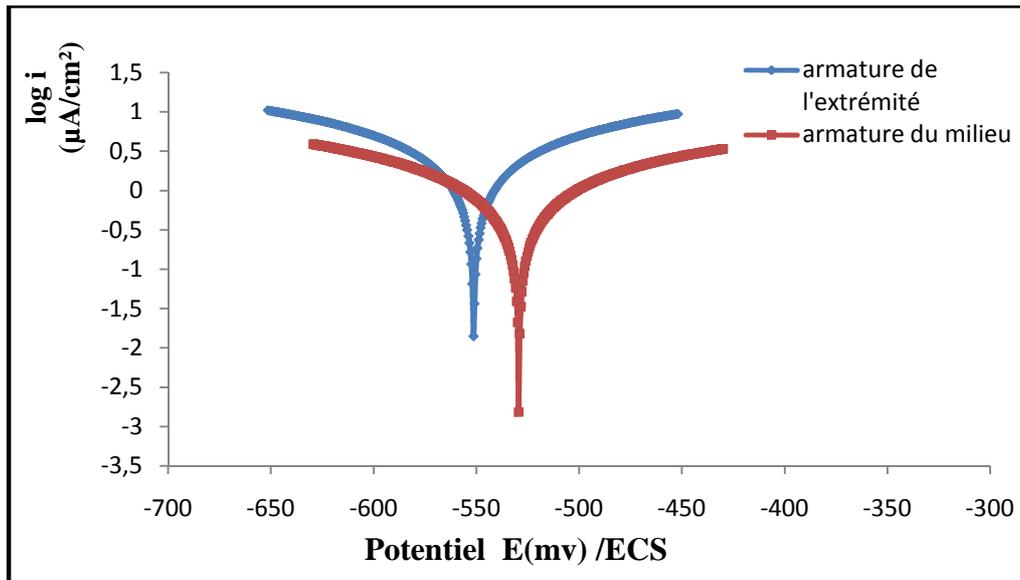


Figure VI.24 : Courbes de TAFEL des armatures de l'éprouvette dont $e = 1,5$ cm.

On remarque que le taux de corrosion de l'armature située à l'extrémité ($37,18 \mu\text{m}/\text{an}$) est plus élevé comparativement à celui de l'armature située au milieu de l'éprouvette ($15,73 \mu\text{m}/\text{an}$).

IV.6.2.2.2. Courbes de TAFEL des armatures de l'éprouvette dont l'enrobage $e = 3$ cm

La figure IV.25 ci-dessous donne les courbes TAFEL des armatures dont l'enrobage $e = 3$ cm.

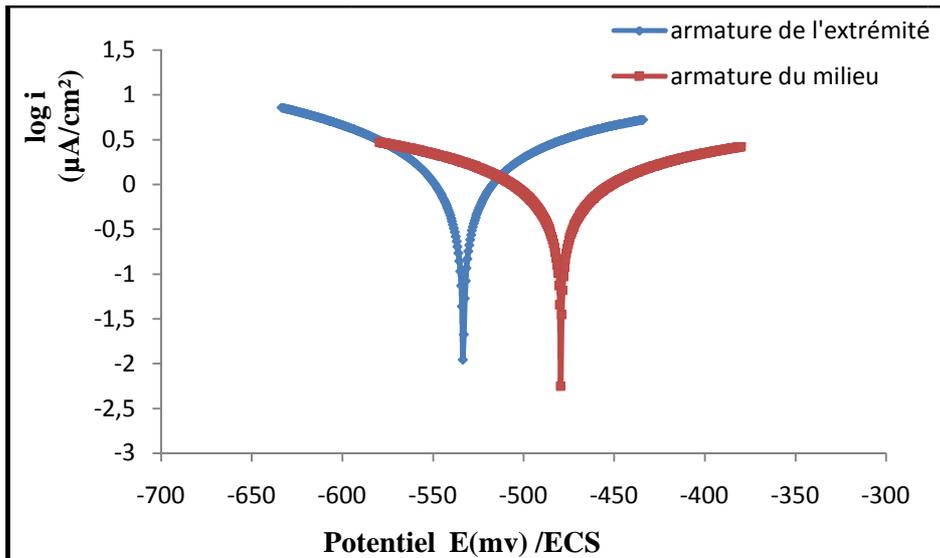


Figure IV.25 : Courbes de TAFEL des armatures de l'éprouvette dont $e = 3$ cm.

De même, on remarque que le taux de corrosion de l'armature située à l'extrémité ($19,57\mu\text{m}/\text{an}$) est plus élevé comparativement à celui de l'armature située au milieu de l'éprouvette ($12,04\mu\text{m}/\text{an}$).

IV.6.2.3. Courbes de TAFEL des armatures de l'éprouvette témoin et celles la corrosion accélérée

IV.6.2.3.1. Courbes de TAFEL des armatures des extrémités

La figure IV.26 ci-dessous donne une comparaison entre les courbes TAFEL des armatures situées aux extrémités des éprouvettes étudiées

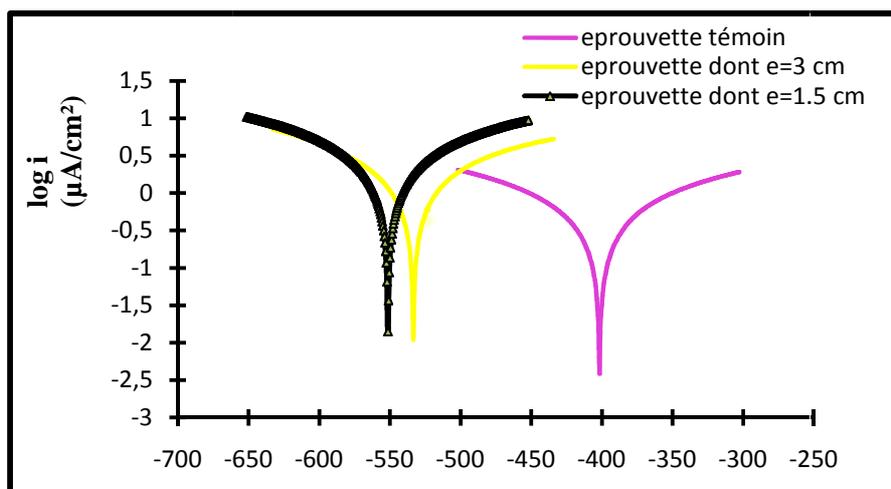


Fig IV.26 : Courbes de Tafel de comparaison entre les armatures des extrémités.

IV.6.2.3.2. Courbes de TAFEL des armatures du milieu

La figure IV.27 ci-dessous donne une comparaison entre les courbes TAFEL des armatures situées au milieu des éprouvettes étudiées

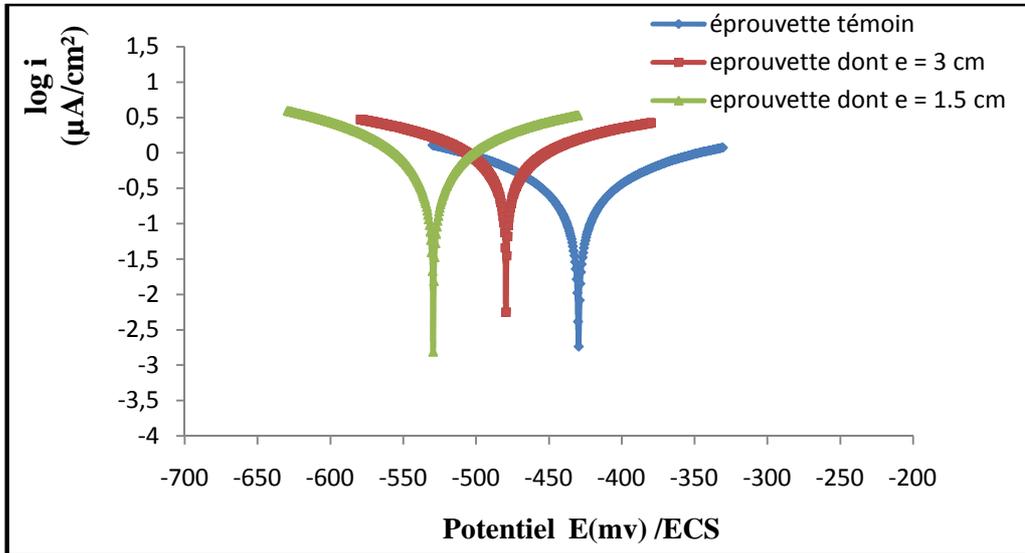


Fig IV.27 : Courbes de Tafel de comparaison entre les armatures des extrémités.

Dans les deux cas de courbes, on constate :

- le taux de corrosion le plus élevé est celui de l'armature de l'éprouvette dont $e = 1,5$ cm suivi de celui de l'éprouvette dont $e = 3$ cm suivi de celui de l'éprouvette témoin.
- Déplacement des courbes de Tafel pour les armatures des éprouvettes immergées dans l'eau de mer vers des valeurs plus négatives par rapport au potentiel de l'armature de l'éprouvette témoin.
- Bien que l'éprouvette témoin ne soit soumise à aucune contrainte environnementale, un faible taux de corrosion est enregistré pour ses armatures.

IV.6.2.4. Courbes de TAFEL des armatures des éprouvettes étudiées

La figure IV.28 ci-dessous donne une comparaison entre les courbes TAFEL des armatures des éprouvettes étudiées

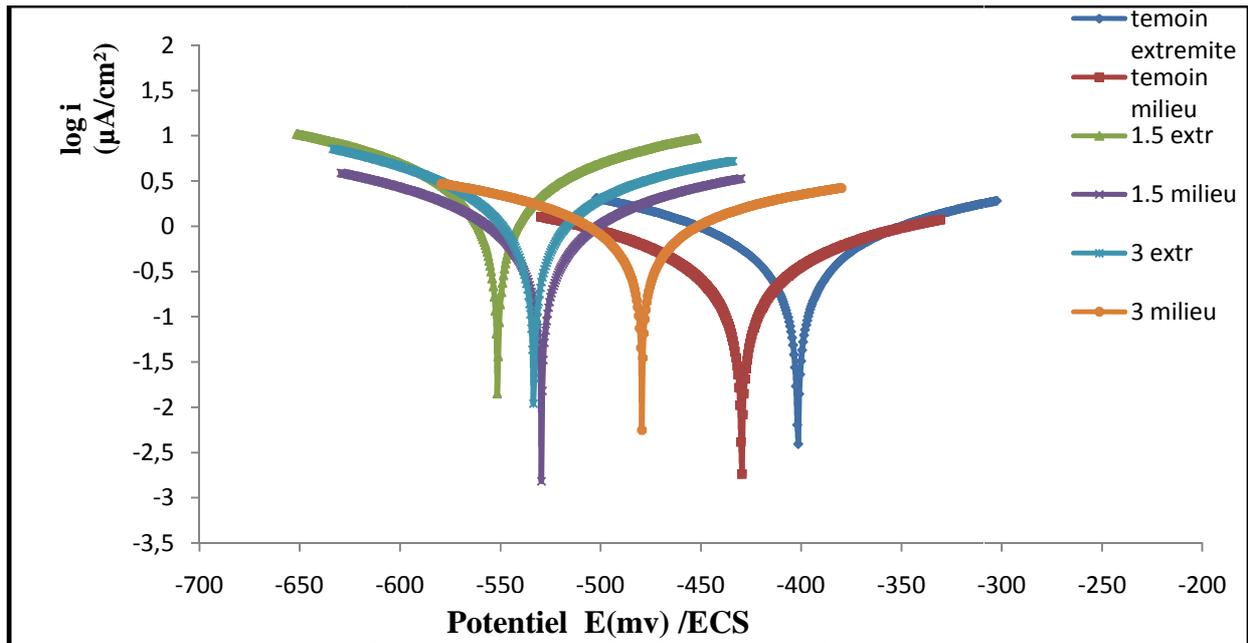


Figure IV.28: Courbes de TAFEL des armatures des éprouvettes étudiées

D'après les courbes on constate:

- Présence d'une certaine inhibition (diminution du courant de corrosion et l'augmentation de résistance de polarisation) pour les armatures de l'éprouvette témoin par rapport aux armatures des éprouvettes qui ont subi la corrosion accélérée.
- Présence d'une certaine inhibition pour les armatures situées à 3 cm comparativement à celles situées à 1,5 cm.
- Présence d'une certaine inhibition pour les armatures situées au milieu des éprouvettes comparativement à celles situées à l'extrémité et ce, pour toutes les armatures des éprouvettes étudiées (témoin et celles qui ont subi la corrosion accélérée).
- Déplacement des courbes de Tafel pour les armatures des éprouvettes qui ont subi la corrosion accélérée vers des valeurs plus négatives, par rapport au potentiel des armatures de l'éprouvette témoin.

Tableau IV.4. Caractéristiques électrochimiques des armatures des différentes éprouvettes

Nom D'éprouvette	Position d'armature	i_{corr} ($\mu A/cm^2$)	R_p (kohm.cm ²)	E_{corr} (mV)	T_{corr} ($\mu m/an$)	Taux d'inhibition due à la position milieu/extrémité	Taux de corrosion entre les extrémités	Taux de corrosion entre les milieux
Eprouvette témoin	extrémité	0,6501	50,28	-401,6	7,507	48,92	-	-
	milieu	0,3320	80,41	-429,7	3,834			
Eprouvette subissant à la corrosion accélérée dont e= 1.5cm	extrémité	3,2197	10,00	-551,4	37,18	57,69	79,80	75,62
	milieu	1,36	14,98	-529,4	15,73			
Eprouvette subissant à la corrosion accélérée dont e= 3cm	extrémité	1,6951	15,87	-533,3	19,57	38,84	61,64	68,15
	milieu	1,0429	26,88	-426,1	12,04			

IV.2.5. Interpretation des resultants

- La présence d'une certaine inhibition pour les armatures de l'éprouvette témoin par rapport aux armatures des éprouvettes qui ont subi la corrosion accélérée s'explique par la détérioration de la couche de passivation entourant les armatures qui est due à la pénétration des chlorures.
- La présence d'inhibition pour les armatures situées à 3 cm comparativement à celles situées à 1,5 cm confirme l'importance de l'épaisseur d'enrobage car plus l'épaisseur est faible plus les armatures sont exposées à la corrosion sous l'effet de la pénétration des chlorures.
- La présence d'inhibition pour les armatures situées à l'extrémité comparativement à celles situées au milieu pour toutes les armatures des éprouvettes étudiées confirme que plus les armatures sont passivées, moins elles sont exposées au risque de corrosion.
- Le déplacement des courbes de Tafel pour les éprouvettes subissant la corrosion accélérée vers des valeurs plus négatives par rapport au potentiel des armatures de l'éprouvette témoin confirme l'agressivité des ions chlorures.
- La présence de corrosion aux armatures de l'éprouvette témoin qui n'est soumise à aucune contrainte environnementale est due au phénomène de carbonatation.

IV.6.2.6. Conclusion

De ce qui précède, on peut conclure ce qui suit :

- Le milieu environnant le béton a une influence majeure sur la corrosion, la présence d'agents agressifs augmente le taux de corrosion des armatures.
- Le degré de protection du béton armé vis-à-vis la corrosion dans un milieu chloruré est conditionnée par l'épaisseur de l'enrobage qui joue un rôle important dans la passivation des armatures, car il est considéré comme une barrière étanche contre la pénétration des agents agressifs.

IV.6.3. Analyse de l'interface acier /béton au Microscope Electronique à Balayage

L'étude de la microstructure de surface est réalisée au MEB, sur des échantillons prélevés des trois éprouvettes testées s'effectue à l'endroit des armatures tel qu'il est indiqué sur la figure IV.6 ci-dessus.

VI.6.3.1. Analyse de l'interface acier /béton au MEB de l'échantillon extrait de l'éprouvette témoin

La figure IV. 29 montre que la microstructure de l'échantillon extrait de l'éprouvette témoin est représentée par une matrice relativement homogène et compacte, cette figure montre clairement un arrangement régulier et compact des particules. Ces images sont conformes à celles du béton ordinaire et les observations confirment que les particules formant le béton n'ont pas été soumises à aucune contrainte environnementale.

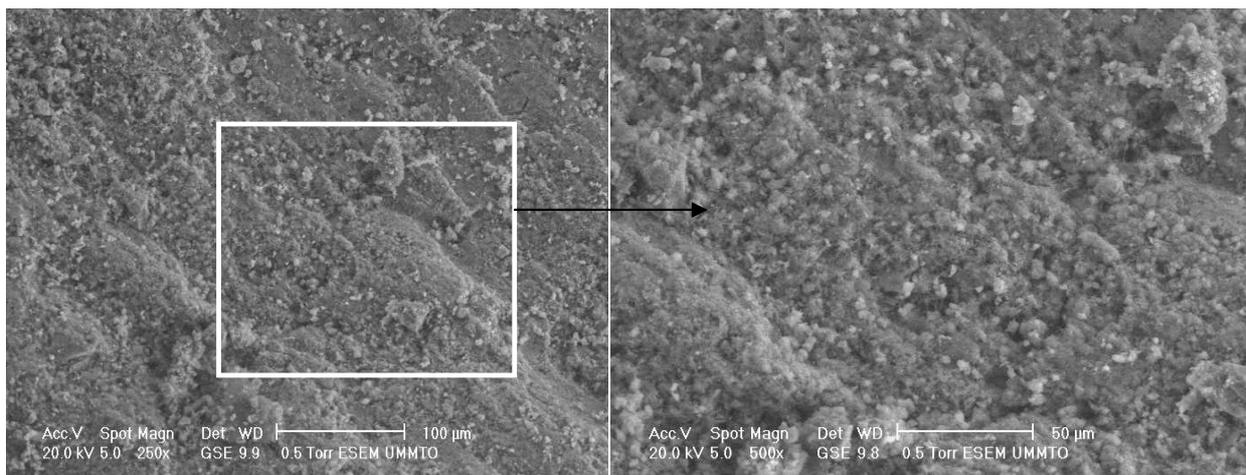


Figure IV.29 : Images au MEB de l'échantillon extrait de l'éprouvette témoin

IV.6.3.2. Analyse de l'interface acier /béton au MEB des échantillons extraits des éprouvettes soumises aux cycles immersion/séchage

Les figures IV.30 et IV.31 montrent les différentes textures des deux échantillons extraits des éprouvettes étudiées soumises à la corrosion accélérée dont les enrobages 1,5 et 3 cm. Les textures des deux figures ne se ressemblent pas dans la distribution ainsi que dans la présence des pores et fissures.

IV.6.3.2.1. Analyse de l'interface acier /béton au MEB de l'échantillon extrait de l'éprouvette dont e = 1,5 cm

La texture de la figure VI.30 représente des Images au MEB de l'échantillon extrait de l'éprouvette à 1,5 cm de l'extrémité, ces figures comportent des fissures ainsi que des produits de corrosion sur la surface qui la rend rugueuse ce qui a rendu le milieu hétérogène, en effet, les sels présents dans l'eau de mer réagissent avec la portlandite qui provoque la formation des gels expansifs (ettringite ou sel de Candlot) pouvant générer des gonflements, des éclatements et des fissurations fines. De plus, vu la forte concentration des chlorures dans cette zone qui est due à son rapprochement à la surface exposée à l'eau de mer, on remarque la présence de produits de corrosion à la surface.

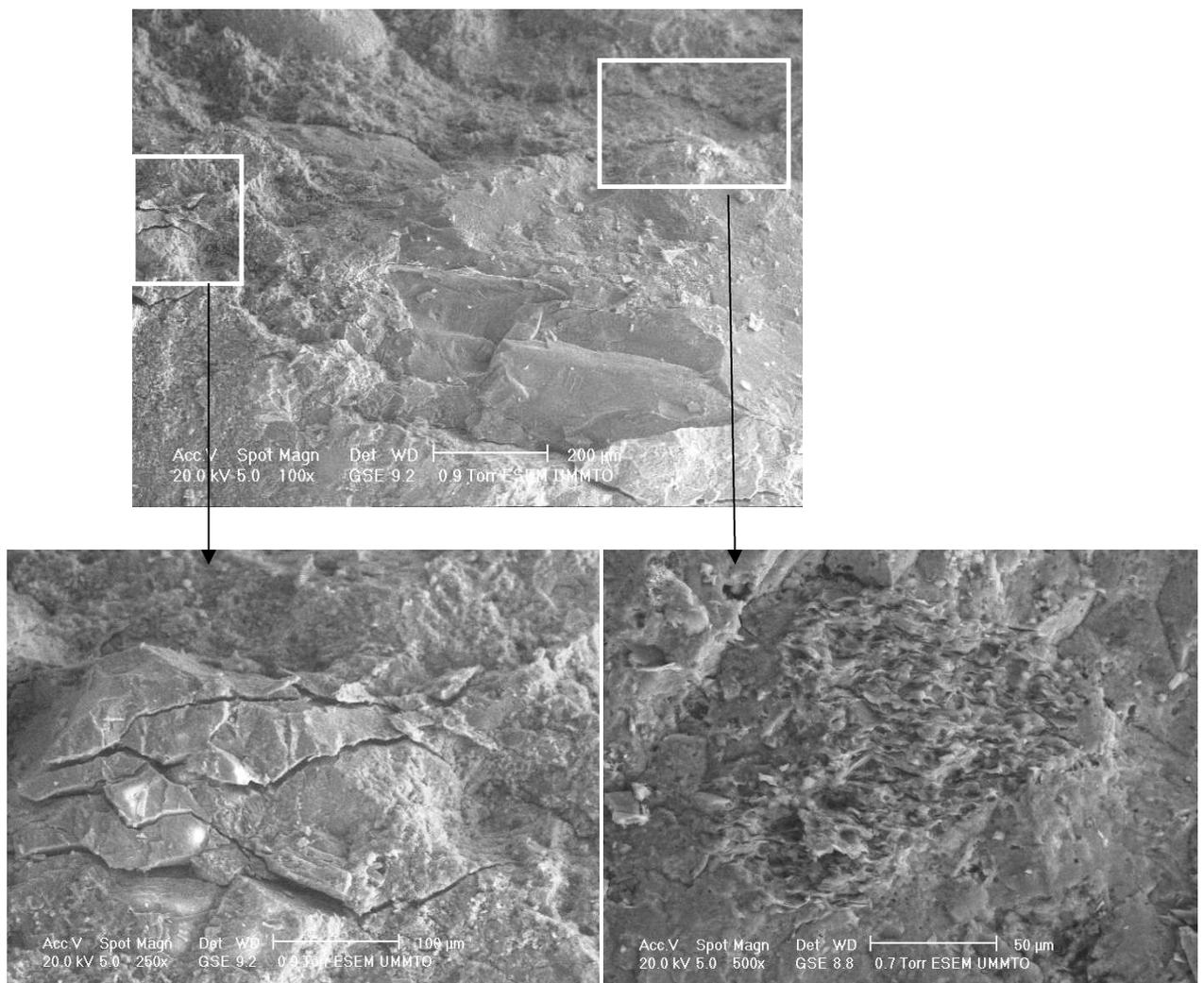


Figure IV.30 : Images au MEB de l'échantillon extrait de l'éprouvette à 1,5 cm de l'extrémité

IV6.3.2.2. Analyse de l'interface acier /béton au MEB de l'échantillon extrait de l'éprouvette dont $e = 3$ cm

Pour la figure VI.31, la texture représentée dans les images du MEB de l'échantillon extrait de l'éprouvette à 3 cm de l'extrémité, ces figures comportent des pores, en effet, Le chlorure de magnésium $MgCl_2$ présent dans l'eau de mer, réagit avec la portlandite $Ca(OH)_2$ et provoque la dissolution (ou lixiviation) du liant. Pour les produits de corrosion, leur présence est moins marquée que précédemment, et ce, car l'emplacement de l'échantillon est plus éloigné que le premier de la surface d'exposition à l'eau mer, les chlorures arrivent à cette zone avec une concentration faible comparativement au premier cas donc moins de produits de corrosion.

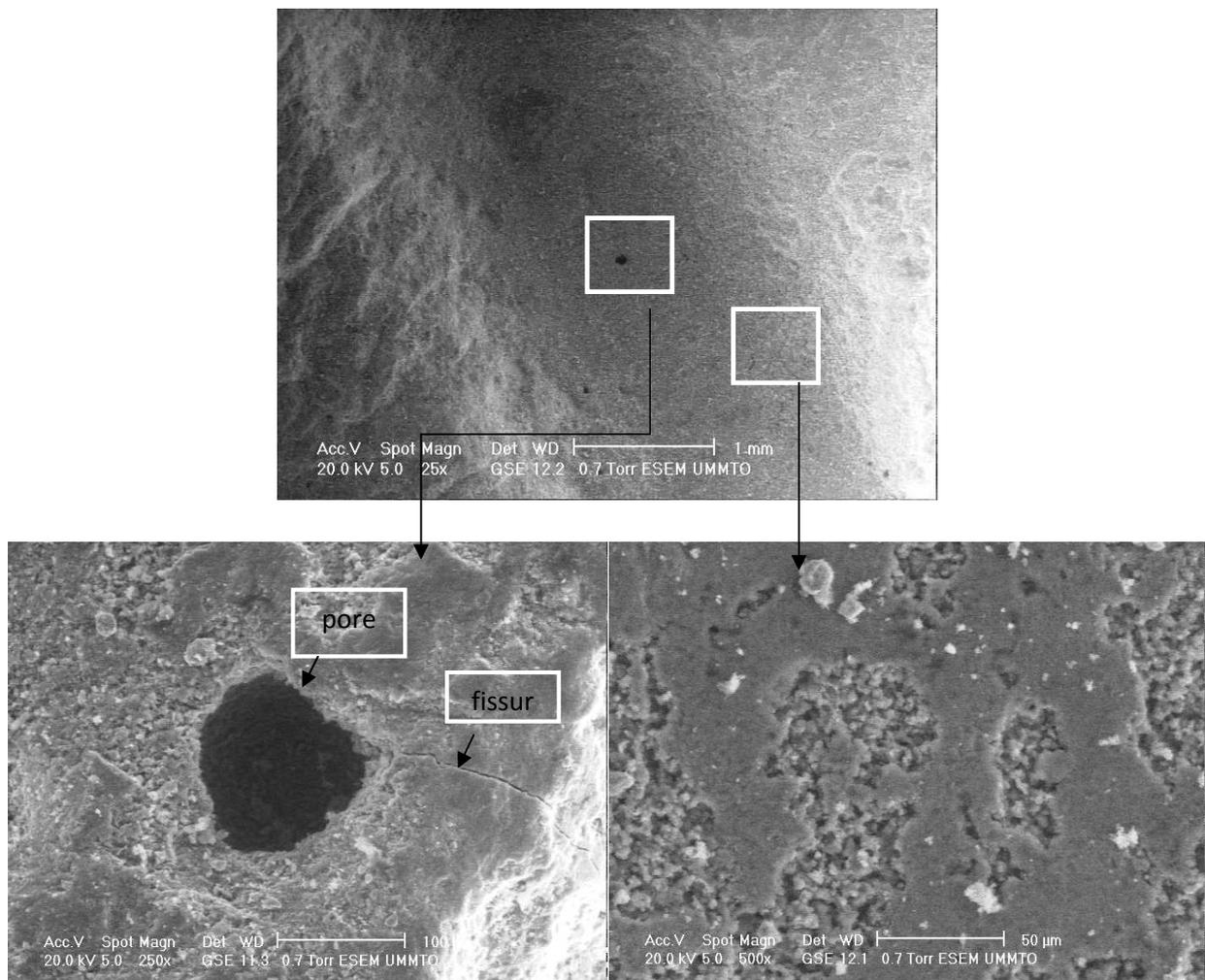


Figure IV.31: Images au MEB de l'échantillon extrait de l'éprouvette à 3 cm de l'extrémité

IV.6.3.3. Conclusion

L'objectif de ces essais est de montrer l'évolution de la structure des surfaces des échantillons pris aux endroits des armatures après les cycles immersion/séchage. Les images du MEB effectuées sur l'ensemble des échantillons montrent l'état de surface du béton en contact des armatures, ces images montrent la répartition des particules et la présence des fissures, des pores et des produits de corrosion. Ces figures montrent clairement la différence d'état entre ces échantillons. La surface est lisse pour l'échantillon référence avec une forme géométrique maintenue contrairement aux deux autres échantillons dont la surface est rugueuse et la forme a subi des modifications. De plus, la surface de l'échantillon prélevé à 1,5 cm a subi des modifications importantes comparativement à celle de l'échantillon prélevé à 3cm et ce, car il est proche à la surface d'exposition donc influence importante des chlorures qui se traduit par des fissures et des produits de corrosion.

IV.6.4. Essai colorimétrique aux nitrates d'argent

En vue de mesurer la profondeur de pénétration des chlorures par colorimétrie au nitrate d'argent, les carottes prélevées des éprouvettes ayant subi la corrosion accélérée dont les épaisseurs d'enrobage sont respectivement 1,5 et 3 cm, ont été fendues. Sur les surfaces fraîchement fendues, du nitrate d'argent a été pulvérisé, puis, une photo de chaque surface a été prise.

Les carottes sont prélevées dans le sens de l'épaisseur de l'éprouvette, et ce, afin d'avoir les surfaces perpendiculaires au sens de pénétration des chlorures.

Figure IV.32: Surfaces obtenues après fendage des deux carottes

IV.6.4.1. Profondeur de pénétration des chlorures

Sur les surfaces fraîchement fendues, du nitrate d'argent a été pulvérisé, puis, une photo de chaque surface a été prise.

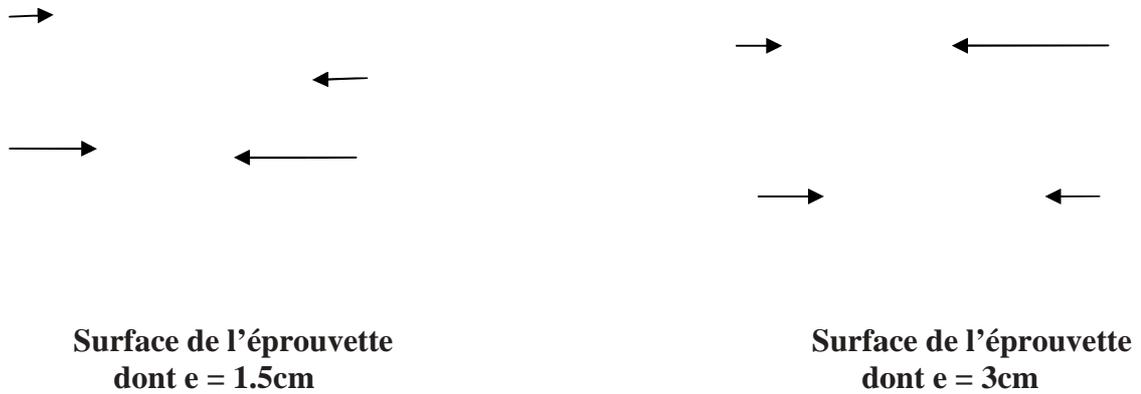


Figure IV.33: Profondeur de pénétration des chlorures

On remarque que la pulvérisation de nitrate d'argent met en évidence deux zones de couleur différentes, et ce, dans les deux cas de surface.

La pénétration des chlorures est calculée par la moyenne des pénétrations de part et d'autre des carottes, le tableau ci-dessous donne cette pénétration de chaque surface.

Tableau IV.5. Calcul de la pénétration des chlorures

Position	Droite	Gauche	Xd
Mesure (cm)	Xd1	Xd2	
Eprouvette dont e = 1.5cm	1,75	0,7	1,3
Eprouvette dont e = 3cm	1,65	1,15	1,6

On remarque que, la valeur de la pénétration des chlorures dans les deux cas de surfaces est rapprochée (1,3 et 1,6 cm).

IV.6.4.2. Conclusion

Les résultats des essais sur les carottes prélevées des éprouvettes montrent qu'il y a eu pénétration des chlorures à l'intérieur des éprouvettes testées subissant les cycles immersion/séchage.

IV.7. Conclusion du chapitre

D'après les résultats expérimentaux de l'ensemble des essais élaborés sur le béton, sur les armatures ainsi que sur les interfaces acier/béton, on peut conclure que la pénétration des chlorures dans le béton armé influe négativement sur sa durabilité. Cette dernière est conditionnée par le paramètre épaisseur de l'enrobage.

- Les essais à l'ultra son ont montré que la résistance ainsi que le module de Young baissent en fonction de l'épaisseur de l'enrobage et de la durée d'exposition aux chlorures.
- Les essais électrochimiques ont montré que l'épaisseur de l'enrobage joue un rôle important dans la passivation des armatures, plus l'épaisseur est faible plus les armatures sont exposées au risque de la corrosion.
- Les images du MEB effectuées sur l'ensemble des échantillons extraits, montrent la répartition des particules et la présence des fissures, des pores et des produits de corrosion, les modifications de la morphologie des surfaces sont importantes pour les échantillons prélevés à l'endroit de l'armature à faible épaisseur d'enrobage.
- Quant à l'essai colorimétrique aux nitrates d'argent effectué sur les carottes prélevées, il a montré qu'il y a eu pénétration des chlorures à l'intérieur des éprouvettes testées subissant les cycles immersion/séchage.

Afin de mieux comprendre le phénomène de pénétration des ions chlorures dans les matériaux cimentaires, une modélisation permettant de prédire l'évolution de ce phénomène, est prévue avec le logiciel Ansys qui fera l'objet de la partie suivante.

PARTIE III

MODELISATION DE LA PENETRATION DES CHLORURES AVEC LE LOGICIEL ANSYS

Résumé de la partie III

Le but de cette partie, est de donner une procédure de modélisation de la diffusion des chlorures, mettre en évidence les étapes de base de la modélisation, ensuite l'introduction des hypothèses de calcul et formulation des valeurs des conditions aux limites. La modélisation de diffusion de l'humidité a été établie **par analogie** à la diffusion de chaleur.

Nous avons illustré à travers les différentes figures la diffusion et la concentration des chlorures dans l'enrobage du béton venant de l'eau de mer durant les périodes immersion/séchage imposés à la surface des éprouvettes , et dont l'objectif principal était d'évaluer la concentration des chlorures dans le béton à l'emplacement des armatures à différentes périodes.

V.1. Introduction

Afin de mieux comprendre le phénomène de diffusion des chlorures dans le béton et confirmer les résultats expérimentaux trouvés dans le chapitre précédent, le processus de corrosion accélérée des éprouvettes immergées dans l'eau de mer sont modélisées en utilisant le logiciel ANSYS.

La modélisation de diffusion de l'humidité est établie **par analogie** à la diffusion de chaleur telle qu'il est indiqué sur l'ouvrage « **the finite element method and applications in Engineering using ANSYS, Springer** » [27]. Il est donc indispensable de décrire les principales étapes de base d'ANSYS, la terminologie et les concepts (la méthode des éléments finis utilisée par notre simulateur de références (ANSYS) nécessaires à la bonne compréhension de la modélisation.

V.2. Concepts et notions de base

Comme on a précisé précédemment, la démarche suivie pour la modélisation de la diffusion des chlorures dans le béton se fait par analogie à celle de la diffusion de chaleur, de ce fait, des concepts et notions propres au traitement des problèmes thermiques avec l'ANSYS seront détaillés.

V.2.1. Les lois fondamentales du transfert de chaleur

Les échanges d'énergies thermiques, entre deux systèmes (ou sous système), à deux températures différentes, s'effectuent suivant trois modes de transfert :

- La conduction
- La convection
- Le rayonnement

V.2.1.1. Transfert de chaleur par conduction

Le phénomène de conduction est lié à l'activité atomique ou moléculaire au sein d'un gaz, un liquide ou un solide. Le transfert d'énergie s'effectue des particules les plus énergétiques d'une substance aux particules les moins énergétiques. Par ailleurs, il est intéressant de noter que la conduction thermique n'existe pas dans le vide. En effet, celui-ci est considéré comme un isolant thermique.

V.2.1.1.1. Cas de gaz parfait

En un point $M(x,y,z)$ du volume d'un gaz ,la température $T(x,y,z)$ est associé à l'énergie des molécules du gaz se trouvant à proximité de ce point . Les molécules d'un gaz sont

animées d'un mouvement de translation aléatoire ou brownienne, d'un mouvement de vibration et de rotation interne, l'ensemble de ses mouvements forme le phénomène d'agitation thermique auquel est associé une énergie proportionnelle à la température, lors des collisions, les molécules voisines interagissent entre elles et s'échangent de l'énergie, des molécules les plus énergétiques vers les molécules les moins énergétiques, il s'effectue alors un transfert de chaleur, on parle de diffusion d'énergie.

V.2.1.1.2. Cas des liquides

L'origine du transfert de chaleur est identique à celui des gaz. Néanmoins, les molécules sont plus proches et donc, les interactions plus fortes et fréquentes.

V.2.1.1.3. Cas des solides

Dans ce cas, la conduction est attribuée à un transfert d'énergie sous la forme de vibration du réseau cristallin.

V.2.1.1.4. Loi de Fourier

Dans un milieu quelconque, l'existence d'un gradient de température génère un transfert de chaleur d'un point à un autre. Selon le premier principe de la thermodynamique ; le sens du flux de chaleur est dirigé de la température la plus élevée à la plus basse. Ce flux de chaleur q (mesuré en $W \cdot m^{-2}$), traversant perpendiculairement une surface unitaire, est proportionnel au gradient de température dans la direction normale de la surface S , et de signe opposée, selon la loi de Fourier :

$$q = -K \left(\frac{\partial T}{\partial n} \right) \quad (5.1)$$

Le terme $\frac{\partial T}{\partial n}$ représente le gradient de température dans la direction normale à la surface unitaire. Le terme K symbolise la conductivité thermique du matériau en ($W \cdot K^{-1} \cdot m^{-1}$). Cette conductivité thermique peut dépendre de la température au point considéré.

V.2.1.2. Transfert de chaleur par convection

Le transfert de chaleur par convection intervient à la limite de séparation de deux phases de nature différentes (air/liquide, air/solide, liquide /solide). La convection résulte de

la combinaison du transfert de chaleur, par conduction (diffusion) et du transport d'énergie par l'écoulement des particules fluide (advection). Comme pour le mode de transfert par conduction la convection n'existe pas dans le vide. On distingue deux types de convection :

- Convection forcée : mise en mouvement d'un fluide par moyen mécanique ;
- Convection naturelles : mise en mouvement du fluide sous l'action de la gravité (poussée d'Archimède).

Le traitement numérique de ce phénomène est très complexe, car il nécessite le maillage du milieu fluide et la résolution des équations de Navier-Stokes, ou de Reynolds. Une autre approche, plus légère, consiste à représenter la convection par des conditions aux limites, à l'aide de coefficients d'échange h , dans le cas d'une interface solide/fluide, la quantité de chaleur reçue par le solide est proportionnelle à l'aire A de l'interface et à la différence de température,

$\Delta T = T_f - T_s$, T_f et T_s représentent respectivement la température du solide et celle du fluide, ce transfert d'énergie obéit à la loi de Newton :

$$\frac{q}{a} = h \cdot \Delta T \quad (5.2)$$

$\frac{q}{a}$ Représente la quantité de chaleur échangée par unité de temps et de surface en ($W \cdot m^{-2}$) et h représente le coefficient d'échange en ($W \cdot m^{-2} K^{-1}$), ce dernier est disponible sous forme tabulé, suivant les propriétés du fluide et les caractéristiques physiques du matériau, du type d'écoulement et de la géométrie du problème.

V.2.1.3. Transfert de chaleur par rayonnement

D'un point de vue phénoménologique, le transfert par rayonnement se traduit par un échange de chaleur, entre deux corps séparés par un milieu n'autorisant aucun échange par conduction ou par convection (ex : le vide). Ce phénomène obéit à la théorie de la mécanique quantique, le transfert de chaleur présente la dualité onde-corpuscule. Ainsi, on peut considérer soit l'aspect corpusculaire du rayonnement, et donc supposer un déplacement d'un paquet de photons, soit son aspect ondulatoire sous la forme d'une onde électromagnétique.

V.2.1.3.1. Le corps noir

Lorsque l'on décrit les caractéristiques radiatives des corps réels, il est nécessaire d'introduire le concept du corps noir, celui-ci peut servir de références par rapport à d'autres surfaces réels, en effets, le corps noir est une surface idéale qui possède les propriétés suivantes :

- Il absorbe tout le rayonnement incident dans toutes les directions et toutes les longueurs d'ondes.
- Pour une température donnée et une longueur d'onde donnée, aucune surface ne peut émettre plus d'énergie que le corps noir
- le corps noir diffuse de l'énergie dans toutes les directions
- le flux de puissance f ($W.m^{-2}$), émis par un corps noir de surface A obéit à la loi de Stephan-Boltzmann :

$$F = \sigma T^4 \quad (5.3)$$

Où $\sigma = 5,76.10^{-8}$ ($W.m^{-2}. K^{-4}$) est la constante de Stephan-Boltzmann et T la température absolue en Kelvin.

V.2.1.3. les cas réels

La plupart des solides ne se comportent pas comme des corps noirs, ils n'absorbent pas la totalité des émissions irradiantes. Ils réfléchissent une partie de cette émission en plus de leur propre radiation .On définit l'émissivité ϵ comme le rapport, à la même température T , entre le flux de puissance émis par un corps réel et le flux émis par ce corps, considéré cette fois comme un corps noir. Le flux de puissance pour un corps réel d'émissivité ϵ vaut :

$$F = \sigma \epsilon T^4 \quad (5.4)$$

La quantité de chaleur ($W. m^{-2}$) reçue par un solide, à la température T et rayonnant vers l'extérieur considéré comme un corps noir à la température T_e , par unité de temps et de surface, est égale à :

$$\frac{q}{a} = \sigma. \epsilon (T_e^4 - T^4) \quad (5.5)$$

Ce type de transfert est un processus important dans les systèmes électroniques embarqués dans des engins spatiaux, puisqu'il est le seul mode de propagation de la chaleur dans le vide.

V.2.2. Equation de diffusion de la chaleur

Soit un volume infinitésimal de matière de côté dx , dy et dz , nous pouvons établir le bilan énergétique de la figure (5.1). Tout d'abord, considérons le flux de chaleur (en $W \cdot m^{-2}$), q_x , q_y et q_z qui entrent dans les flux de chaleur ; q_{x+dx} , q_{y+dy} et q_{z+dz} qui sortent par les faces du volume infinitésimal. On note E_g (Eq 5.6) la génération d'énergie calorifique à l'intérieur du volume. Cette quantité est positive pour des réactions chimiques exothermiques ou par l'effet de joule, et négative pour des réactions chimiques endothermiques, le terme $g(x, y, z, t)$ s'exprime (en $W \cdot m^{-3}$) et représente la densité volumique de puissance générée par les sources placées à l'intérieur du volume.

$$E_g = g(x, y, z, t) \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad (5.6)$$

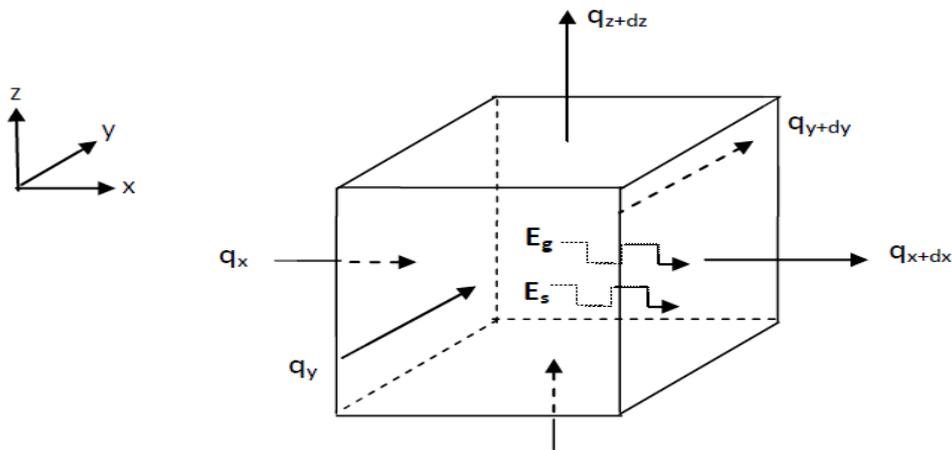


Figure V.1 : Bilan énergétique au sein d'un volume élémentaire.

On note E_{st} la variation d'énergie interne dans le volume, elle s'exprime par la relation (5.7) dans laquelle C_p en $J \cdot kg^{-1} \cdot K^{-1}$ représente la chaleur spécifique et ρ en $kg \cdot m^{-3}$ la masse volumique du matériau.

$$E_{st} = \rho \cdot C_p \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \cdot dx \cdot dy \cdot dz \quad (5.7)$$

En appliquons le principe de conservation de l'énergie au volume infinitésimal, on obtient la relation suivante :

$$E_{st} = \sum \Phi + E_g \quad (5.8)$$

Le terme $\sum \Phi$ représente le bilan des flux d'énergie sur les faces du volume. Le flux de chaleur q et le flux d'énergie Φ sont liés par la relation suivante

$$\Phi = q \cdot S \quad (5.9)$$

S est la surface traversée par la densité de chaleur q . En appliquant un développement limite de Taylor en 1^{er} ordre, on obtient :

$$q_x + dx = q_x + \frac{\partial q}{\partial x} dx \quad (5.10)$$

$$q_y + dy = q_y + \frac{\partial q}{\partial y} dy \quad (5.11)$$

$$q_z + dz = q_z + \frac{\partial q}{\partial z} dz \quad (5.12)$$

Des relations (5.9) et (5.10, 5.11, 5.12), on exprime le bilan des flux :

$$\sum \Phi = (q_x - q_{x+dx}) \cdot dy \cdot dz + (q_y - q_{y+dy}) \cdot dx \cdot dz + (q_z - q_{z+dz}) \cdot dx \cdot dy \quad (5.13)$$

$$\sum \Phi = \left(\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} + \frac{\partial q}{\partial z} \right) dx \cdot dy \cdot dz \quad (5.14)$$

Des relations (5.8), (5.9) et (5.14), la loi de conservation de l'énergie donnée par la relation (5.9) devient :

$$\rho \cdot C_p \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = - \left(\frac{\partial q}{\partial x} + \frac{\partial q}{\partial y} + \frac{\partial q}{\partial z} \right) + g(x, y, z, t) \quad (5.15)$$

En appliquant la relation de Fourier (5.1), on obtient l'équation de la chaleur :

$$\rho \cdot C_p \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K(T) \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K(T) \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(K(T) \cdot \frac{\partial T}{\partial z} \right) + g(x, y, z, t) \quad (5.16)$$

Pour que le problème soit complètement posé, il faut ajouter à l'équation de chaleur des conditions initiales, les conditions aux limites, les conditions aux limites peuvent être de trois types :

- **Condition de Dirichlet** : on impose une température constante sur une surface (fond de puce pour les systèmes électronique par exemple)
- **Condition de Neumann** : on impose un flux de puissance sur une surface (condition dite hétérogène).
- **Condition de Cauchy** : Le flux s'exprime en fonction de la différence entre la température T de paroi et une température de référence T_a .

$$\mathbf{q} = \mathbf{h}(T - T_a) \quad (5.17)$$

Cette conditions peut exprimer soit un échange par convection où h est le coefficient de convection (T_a correspond à la température du fluide T_f en contact avec la paroi), soit un échange par rayonnement où h est proportionnel à : $(T+T_a) \cdot (T^2+T_a^2)$. Dans ce dernier cas, T_a équivaut à la température T_s de l'extérieur considéré comme un corps noir.

V.2.3. Analyse thermiques

La méthode adoptait pour se faire est la méthode des éléments finis

V.2.3.1. Champ potentiels :

L'étude de la plupart des problèmes de physique consiste à déterminer un champ (scalaire, vectoriel, ou tensoriel) $u(M, t)$ qui satisfait à un ensemble d'équation et de conditions aux limites imposé sur un domaine Ω . Le tableau (5.1), regroupe quelques champs et leurs potentiels associés. Les premiers sont liés aux potentiels par la dérivée spatiale de ces derniers.

Tableau V.1 : Listes de quelques champs et de leurs potentiels associés.

Champs	Potentiels
Densité de chaleur	Température
Contrainte mécaniques	Déplacement
Champs électrique	Tension
Champ magnétique	Vecteur potentiel

V.2.3.2. Grande lignes de la méthode des éléments finis

La modélisation d'un problème réel par un modèle physique nécessite la résolution des champs $U(M(x, y, z), t)$: une solution d'équation aux dérivées partielles ou non et de conditions aux limites. Or, la résolution analytique de ce problème est souvent impossible à obtenir, à l'inverse des analyses numériques. Néanmoins, ces dernières sont plus "pauvres" que les solutions analytiques. En effet l'analyse numérique oblige à déterminer un certain nombre de paramètres (caractéristiques des matériaux, conditions aux limites, etc....) avant la résolution du problème, par conséquent, la solution numérique obtenue n'est valable que sous ses conditions prédéfinies ; alors qu'une solution analytique conserve l'ensemble de ses paramètres et permet d'étudier leurs influences sur la solution.

Ainsi, l'emploi de la méthode des éléments finis consiste à rechercher une solution approchée sous la forme d'un champ défini par morceaux sur un sous-domaine Ω_i , ce dernier correspond à une partition du domaine Ω formé par un modèle réel.

Au sein de chaque sous-domaine Ω_i le champ dit local est déterminé à partir des valeurs (de celui-ci ou de ces dérivées partielles) en certains points appartenant à Ω_i que l'on appelle nœuds, les champs locaux sur Ω_i sont alors obtenus par interpolation (de forme généralement polynomiale) des valeurs aux nœuds. Le domaine Ω_i associé à l'interpolation entre ses nœuds forme un élément. Chaque extrémité de ses derniers correspond donc à un nœud ou point de grille. La variation des champs locaux (ou de leur potentiels associés) à l'intérieur d'un élément fini est obtenue par l'interpolation des valeurs des champs au niveau des nœuds.

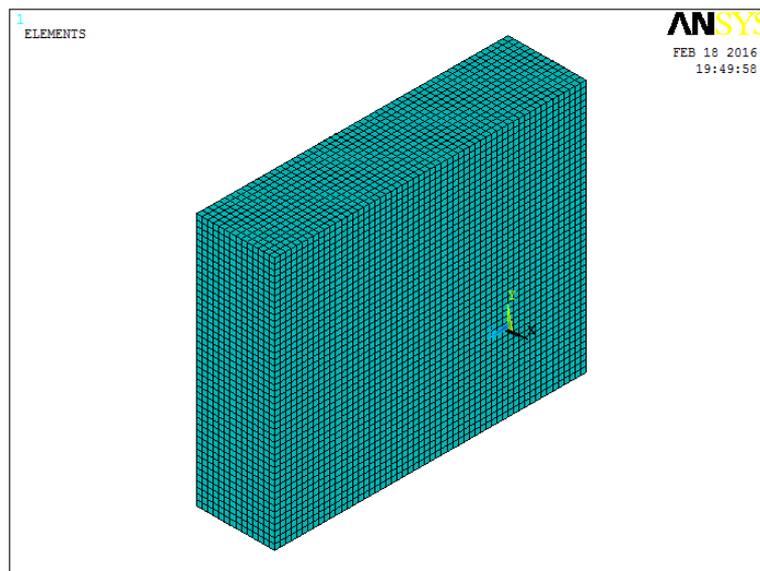


Figure V.2 : discrétisation d'une éprouvette

Finalement, chercher une solution par éléments finis consiste à trouver quelles valeurs il faut donner aux nœuds de chaque sous-domaine Ω_i (ses champs déterminant le champ local sur Ω_i), pour la juxtaposition de l'ensemble des champs locaux fournissent une solution qui soit plus proche de la solution réelle du problème.

En résumé, cette méthode nécessite la discrétisation d'un continuum en un modèle composé d'un assemblage d'éléments finis qui possèdent des formes et des tailles variées. De plus le calcul de la solution nécessite la prise en compte d'un certain nombre de paramètres, tels que :

- La géométrie discrétisée en éléments finis.
- Les contraintes imposées sur le dispositif
- Les propriétés des matériaux composant le dispositif.

Nous venons de décrire succinctement l'approche globale de la méthode des éléments finis.

Par la suite, nous exposerons les principales étapes mathématiques de cette méthode.

V.2.4. Méthodes des éléments finis

V.2.4.1. Introduction

Comme nous l'avons précédemment évoqué, la méthode des éléments finis a pour but de remplacer un problème mathématique défini dans un milieu continu et sous forme d'équations différentielles ou d'intégrales, par un problème discret sous forme matricielle qu'il est possible de résoudre numériquement.

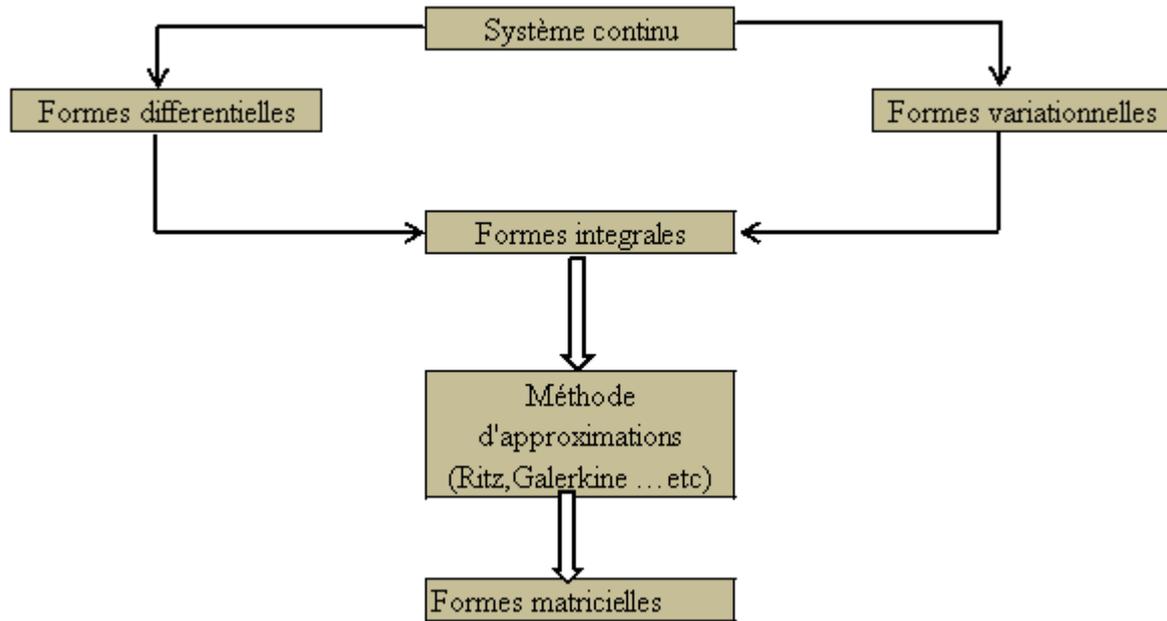


Figure V. 3 : Méthode d'approximation.

La figure (5.3) permet de distinguer un certain nombre de méthodes (résidus pondérés, ou méthode variationnelle) utilisées afin d'obtenir la forme intégrale du problème mathématique initial. Un système (physique) peut être formulé de façon équivalente par une formulation variationnelle ou par un système d'équations différentielles. La transformation puis la discrétisation de cette forme intégrale conduit à une équation matricielle qui sera résolue numériquement.

V.2.4.2. Les formulations variationnelles

Pour résoudre un système différentiel, partiel modélisant un système physique, il est nécessaire de le mettre sous forme intégrale, appelé aussi forme variationnelle ou encore forme faible. Ces systèmes peuvent être déduits par des considérations mathématiques ou physiques, on note :

- $U(M)$ le champ d'inconnu

- On symbolise le système différentiel par un opérateur différentiel

-Les conditions aux limites sur le bord symbolisé par un opérateur C nul sur la frontière Σ

-Le problème analytique s'énonce comme suit :

$$- \mathbf{D}(\mathbf{u}(\mathbf{M})) = \mathbf{0} \quad \forall \mathbf{M} \in \Omega$$

$$- \mathbf{C}(\mathbf{u}(\mathbf{N})) = \mathbf{0} \quad \forall \mathbf{N} \in \Sigma$$

V.2.4.3. Résultat d'analyse fonctionnelle

Dans des espaces fonctionnels de fonctions définies sur un domaine Ω , avec des conditions sur les fonctions de cet espace et des conditions sur Ω qu'on supposera satisfaites, on peut définir un produit scalaire entre deux fonctions f et g :

$$\langle \mathbf{f}, \mathbf{g} \rangle = \int_{\Omega} \mathbf{f}(\mathbf{M}) \cdot \mathbf{g}(\mathbf{M}) \, d\Omega \quad (5.18)$$

D'autre part, un produit scalaire a la propriété suivante :

$$\langle \mathbf{f}, \mathbf{g} \rangle = 0 \quad \forall \mathbf{g} \Leftrightarrow \mathbf{f} = \mathbf{0}$$

En utilisant cette propriété, on aura :

$$\int_{\Omega} \mathbf{f}(\mathbf{M}) \cdot \mathbf{g}(\mathbf{M}) \, d\Omega = 0 \quad \forall \mathbf{g}(\mathbf{M}) \Leftrightarrow \mathbf{f}(\mathbf{M}) = \mathbf{0} \quad (5.19)$$

V.2.4.4. Formes variationnelles

En utilisant (5.19) une nouvelle formulation du problème consiste à trouver le champ u tel que :

$$\int_{\Omega} \Psi(\mathbf{M}) \cdot \mathbf{D}(\mathbf{u}(\mathbf{M})) \, d\Omega \quad \forall \Psi(\mathbf{M}) \quad (5.20)$$

Avec $\mathbf{C}(\mathbf{u}(\mathbf{N})) = \mathbf{0} \quad \forall \mathbf{N} \in \Sigma$ et la fonction $\Psi(\mathbf{M})$: fonction de teste de pondération.

Cette formulation est la formulation variationnelle au système différentiel initial. Il est possible d'en obtenir d'autre en transformant les intégrales. En effet, l'opérateur D fait intervenir des opérateurs comme le gradient, le Laplacien, la divergence, etc. L'ensemble de ses opérateurs permet de modifier la forme des intégrales initiales en faisant apparaître des

intégrales de bords (définies sur les frontières de Σ de Ω) qui permettent de prendre en compte une partie des conditions aux limites.

Finalement, après d'éventuelles transformations d'intégrales, le problème peut se mettre sous la forme suivante :

Trouver le champ u , tel que :

$$\mathbf{A}(\Psi(\mathbf{M}), \mathbf{u}(\mathbf{M})) = \mathbf{B}(\Psi(\mathbf{M}), \mathbf{u}(\mathbf{M})) \quad \forall \Psi(\mathbf{M}) \quad (5.21)$$

Avec

$$\mathbf{C}(\mathbf{u}(\mathbf{N})) = \mathbf{0} \quad \forall \mathbf{N} \in \Sigma$$

Où \mathbf{A} et \mathbf{B} sont des opérateurs produisant les intégrales sur Σ et Ω , portant également sur $\Psi(\mathbf{M})$, et $\mathbf{u}(\mathbf{M})$ ainsi que leurs dérivées. \mathbf{C} est un opérateur qui tient compte des conditions aux limites restantes (les conditions de Dirichlet par exemple).

V.2.4.5. Application à l'équation de la chaleur

On rappelle la forme différentielle de l'équation de la chaleur (5.16) appliquée à un volume V dont la surface est notée S .

$$\rho \cdot C_p \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = \nabla \cdot (\mathbf{K}(T) \cdot \vec{\Delta}(T)) + \mathbf{g}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \mathbf{z}, \mathbf{t})$$

Avec les conditions aux limites :

$T = T_p$ la température imposée sur une surface S_T ,

$\vec{n} \cdot \mathbf{K}(T) \vec{\nabla}(T) = \phi_S + h(T_f - T) + \sigma \cdot \varepsilon (T_e^4 - T)$; L'ensemble des flux imposés sur la surface S_s

$S = S_T \cup S_s$ et $S_T \cap S_s = \emptyset$.

En appliquant (5.21) sur l'expression de l'équation de la chaleur on obtient :

$$\int_V \Psi \left\{ \nabla(\mathbf{K}(\mathbf{T})\vec{\nabla}(\mathbf{T})) + \mathbf{g}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \mathbf{z}, \mathbf{t}) - \rho \mathbf{C}_p \cdot \frac{\partial \mathbf{T}}{\partial \mathbf{t}} \right\} dV = 0 \quad (5.22)$$

En utilisant le théorème de divergence sur le premier terme de l'intégrale, il devient :

$$\int_V \nabla \cdot (\Psi(\nabla(\mathbf{T})\vec{\nabla}(\mathbf{T}))) dV = \int_V \vec{\nabla}(\Psi) \mathbf{K}(\mathbf{T}) dV + \int_V \Psi (\mathbf{g}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \mathbf{z}, \mathbf{t}) - \rho \mathbf{C}_p \frac{\partial \mathbf{T}}{\partial \mathbf{t}}) dV = 0 \quad (5.23)$$

Le théorème d'Ostrogradski sur la première intégrale de (5.23) fait apparaître des intégrales définies sur la surface du volume étudié, On a donc :

$$\begin{aligned} \int_V \mathbf{K}(\mathbf{T})\vec{\nabla}(\Psi)\vec{\nabla}(\mathbf{T}) dV - \int_{S_g} \Psi (\mathbf{h}(\mathbf{T}_f - \mathbf{T}) + \sigma_\epsilon (\mathbf{T}_e^4 - \mathbf{T}^4)) dS + \int_V \rho \cdot \mathbf{C}_p \cdot \Psi \frac{\partial \mathbf{T}}{\partial \mathbf{t}} dV \\ = \int_{S_g} \Psi \cdot \phi_s \cdot dS + \int_V \Psi \cdot \mathbf{g}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \mathbf{t}) dV \end{aligned} \quad (5.24)$$

Cette expression prend bien une forme variationnelle, puisqu'elle s'écrit :

$$\mathbf{A}(\Psi(\mathbf{M}), \mathbf{T}(\mathbf{M})) = \mathbf{B}(\Psi(\mathbf{M}), \mathbf{T}(\mathbf{M})) \quad \forall \Psi(\mathbf{M}) \quad (5.25)$$

Les seules conditions aux limites restantes sont :

-T=Tp la température imposée sur une surface S_T

La formulation du problème sous forme variationnelle ne permet pas d'avoir la solution, mais elle permet de réduire le nombre d'inconnues, ou de diminuer les ordres de dérivations de ces dernières afin d'améliorer l'efficacité de la résolution numérique.

V.2.4.6. Maillage et interpolation

V.2.4.6.1. Maillage

L'opération du maillage consiste à diviser le domaine Ω en sous-domaine appelés mailles, il faut donc définir le domaine Ω et le diviser en mailles Ω_i .

V.2.4.6.2. L'interpolation

On rappelle que les solutions approchées par la méthode des éléments finis sont une juxtaposition des champs locaux définis dans chaque maille. Pour qu'une maille devienne un élément, il faut :

- Choisir arbitrairement la position des nœuds, ainsi la résolution de ce problème se ramène à calculer les valeurs de la solution approchées aux nœuds du maillage. Par ailleurs, le nombre d'inconnues par nœud varie selon la nature du problème et la dimension de l'espace physique ce nombre est appelé degré de liberté.
- Choisir une famille de champ local destinée à fournir une valeur approchée a la solution en tous points de la maille, cette famille de fonction s'appelle l'espace des fonctions d'interpolation de la maille.
- Considérons un point m appartenant à un élément composé de n nœuds, suivant la dimension (notée d) de l'espace physique, ce point peut avoir 1,2 ou 3 coordonnées.
- L'interpolation du champ local $u_B^*(m)$ s'effectue à partir des valeurs, notées $u_B^{(j)}$, du champ aux nœuds appartenant à l'élément que l'on note $m^{(j)}$ avec $j= 1, \dots, n$. ($n > d$). L'interpolation polynomiale u_B^* sur l'élément est définie par :

$$\mathbf{u}_e^* (\mathbf{m}) = \sum_{i=1}^n \mathbf{u}_e^i \mathbf{p}^{(i)}(\mathbf{m}) \quad (5.26)$$

Tel que :

$$\mathbf{u}_e^* (\mathbf{m}^{(j)}) = \sum_{i=1}^n \mathbf{u}_e^{(i)} \mathbf{p}^{(i)}(\mathbf{m}^{(j)}) = \mathbf{u}_e^{(j)} \quad \forall j \in [1, \dots, n] \quad (5.27)$$

$p^{(i)}(m)$ Sont les polynômes de base d'interpolation (ou fonction de formes), ils possèdent un nombre de variables égale à la dimension de l'espace physique, on note $\{B_K(m)\}$ une base de polynômes dont la dimension (fournie par le tableau suivant) dépend à la fois du degré d'interpolation et du nombre de variable.

Tableau V.2: Dimension des polynômes en fonction du degré d'interpolation et de l'espace physique.

Degré	1Variable (1D)	2Variables (2D)	3Variables (3D)
1 (Interpolation linéaire)	2	3	4
2 (Interpolation quadratique)	3	6	10
3	4	10	20
4	5	15	35
5	6	21	56

Remarquons que généralement dans une interpolation polynomiale à n nœuds, les polynômes $P_{(j)}$ doivent être une n-base de polynômes, ils peuvent s'écrire de la manière suivante :

$$\mathbf{p}^{(i)}(\mathbf{m}) = \sum_{\mathbf{K}=1}^n \mathbf{a}_{\mathbf{K}}^{(i)} \mathbf{B}_{\mathbf{K}}(\mathbf{m}) \quad (5.28)$$

Les $a_k^{(i)}$ sont des coefficients des polynômes $p^{(i)}(m)$,

La relation (5.27) implique que :

$$\mathbf{p}^{(i)}(\mathbf{m}^{(j)}) = \delta_{ij} \quad (5.29)$$

Soit :

$$\sum_{\mathbf{K}=1}^n \mathbf{a}_{\mathbf{K}}^{(i)} \mathbf{B}_{\mathbf{K}}(\mathbf{m}^{(j)}) = \delta_{ij} \quad (5.30)$$

Cette relation montre que la matrice $[P]$ des coefficients $a_K^{(i)}$ des polynômes $p^{(i)}(m)$ sur la base $\{B_K(m)\}$, est l'inverse de la matrice $[C]$ des valeurs des polynômes de la base $\{B_K(m)\}$, aux nœuds de l'élément, les coefficients des polynômes de l'interpolation sont donnés par :

$$[P] = [C]^{-1} \quad (5.31)$$

V.2.4.7. Discrétisation

La solution analytique d'un problème (3.22) sous forme variationnelle est en général impossible à obtenir. Par conséquent, nous sommes conduits à chercher une solution approchée U^* par la méthode numérique des éléments finis. L'emploi de cette technique nécessite la décomposition (le maillage) du domaine d'étude Ω en sous-domaines Ω_i . Ces derniers possèdent une forme géométrique simple et sont reliés entre eux par des nœuds. De plus, l'intégration d'une loi d'interpolation entre les valeurs des nœuds permet le calcul de la solution approchée à l'intérieur de chaque sous-domaine Ω_i que l'on appelle élément.

Finalement, la résolution du problème analytique (5.21) consiste à résoudre le problème approché (ou discrétisé) suivant :

$$\mathbf{A}(\Psi(\mathbf{M}), \mathbf{u}^*(\mathbf{M})) = \mathbf{B}(\Psi(\mathbf{M}), \mathbf{u}^*(\mathbf{M})) \quad \forall \Psi(\mathbf{M}) \quad (5.32)$$

Avec $u^*(N) = 0 \quad \forall N \in \Sigma$

et en posant :

$$\mathbf{u}^*(\mathbf{M}) = [N_1(\mathbf{M}), N_2(\mathbf{M}) \dots \dots \dots, N_n(\mathbf{M})] \begin{bmatrix} \mathbf{u}_1 \\ \mathbf{u}_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \mathbf{u}_n \end{bmatrix} = [N(\mathbf{M})] \cdot \{\mathbf{u}\} \quad (5.33)$$

Où :

- n est le nombre de nœuds du maillage
- $N_i(\mathbf{M})$ sont les fonctions d'interpolations composant la matrice d'interpolation notée $[N(\mathbf{M})]$.
- $\{\mathbf{u}\}$ est le vecteur comprenant l'ensemble des valeurs du champ approché aux nœuds du maillage.

V.2.4.7.1. La méthode de Galerkin

Cette méthode consiste à utiliser des fonctions teste $\Psi_i(\mathbf{M})$ qui correspondent aux coefficients $a_K^{(i)}$ des polynômes d'interpolation, les fonctions de testes s'écrivent donc :

$$\Psi_i(\mathbf{M}) = \frac{\partial u^*(\mathbf{M}, t)}{\partial u_i} = N_i(\mathbf{M}) \quad (5.34)$$

Avec

$$\mathbf{u}^*(\mathbf{M}, t) = \sum_{i=1}^n N_i(\mathbf{M}) \mathbf{u}_i(t) = [N]^T \{\mathbf{u}\} \quad (5.35)$$

Si on applique la méthode de Galerkin à un élément fini, alors les fonctions de $\Psi_i(\mathbf{M})$ sont égales aux fonctions d'interpolation N_i (5.35) de l'élément fini. De ce cas, la relation (5.34) devient :

$$\Psi_i(\mathbf{M}) = \frac{\partial \mathbf{u}_e^*(\mathbf{M}, t)}{\partial \mathbf{u}_i} = N_i(\mathbf{M}) \quad (5.36)$$

Avec

$$\mathbf{u}_e^*(\mathbf{M}, t) = \sum_{i=1}^n N_e^i(\mathbf{M}) \mathbf{u}_e^i(t) = [N]_e^T \{\mathbf{u}\} \quad (5.37)$$

V.2.4.7.2. Application de la méthode Galerkin à l'équation de la chaleur

Pour résoudre l'équation de la chaleur (5.17), par la méthode des éléments finis, considérons l'expression de sa forme variationnelle (5.22) en remplaçant le terme Ψ par une fonction de teste Ψ_i :

$$\int_V \Psi_i (\nabla \cdot (\mathbf{K}(\mathbf{T}) \vec{\nabla}) + \mathbf{g}(\mathbf{x}, \mathbf{y}, \mathbf{t}) - \rho C_p \frac{\partial T}{\partial t}) \cdot dV = 0 \quad (5.38)$$

Pour discrétiser l'intégrale ci-dessus, on pose T^* , la température approchée du champ de température réel T . d'après (4.37), s'écrit :

$$\mathbf{T}^* = [\mathbf{N}]^T \{\mathbf{T}\} \quad (5.39)$$

De plus on pose :

$$\vec{\nabla}(\mathbf{T}) = [\mathbf{d}][\mathbf{N}]^T \{\mathbf{T}\} = [\mathbf{B}]^T \{\mathbf{T}\} \quad (5.40)$$

Où $[d]$ et $[B]$ sont respectivement l'opérateur différentiel et la matrice de dérivation. La forme de ces deux matrices dépend du référentiel (cartésien, cylindrique ...).

Nous avons montré dans le paragraphe (V.2.4.5) que l'expression (5.23) peut aboutir à la forme intégrale (5.24). Pour simplifier le calcul. Considérons que le modèle numérique comprend uniquement une conductivité thermique linéaire, sous la formulation de Galerkin et sous une forme discrétisée, l'équation de la chaleur s'écrit :

$$[\mathbf{M}]\{\dot{\mathbf{T}}\} + [\mathbf{K}]\{\mathbf{T}\} = [\mathbf{F}_{\text{ext}}] + [\mathbf{F}_{\text{int}}] = [\mathbf{F}] \quad (5.41)$$

Avec

- $[\mathbf{M}] = \int_V [\mathbf{N}] \rho C_p [\mathbf{N}]^T dV$, matrice de masse ou de chaleur spécifique de l'élément,

- $[\mathbf{K}] = \int_V [\mathbf{B}] \mathbf{K} [\mathbf{B}]^T dV + \int_{s_s} [\mathbf{N}] \mathbf{h} [\mathbf{N}]^T dS$, matrice de raideur ou de conductivité thermique de l'élément,

- $[\mathbf{F}_{\text{int}}] = \int_{s_s} [\mathbf{N}] (\phi_s + \mathbf{h} \mathbf{T}_f + \sigma_\epsilon (\mathbf{T}_e^4 - \mathbf{T}^4)) \cdot dS$, le vecteur des flux sur les surfaces

- $[\mathbf{F}_{\text{ext}}] = \int_V [\mathbf{N}] \mathbf{g} \cdot dV$, puissance injectée dans l'élément.

Dans la pratique, les $[K][M]$ et $[F]$ sont construites élément par élément.

Cette opération s'appelle l'assemblage, l'équation de la chaleur discrétisée (5.41) devient pour un élément :

$$[\mathbf{M}^e]\{\dot{\mathbf{T}}\} + [\mathbf{K}^e]\{\mathbf{T}\} = [\mathbf{F}_{\text{ext}}^e] + [\mathbf{F}_{\text{int}}^e] = [\mathbf{F}^e] \quad (5.42)$$

$-\mathbf{[M^e]} = \int_{V_e} [\mathbf{N}_e] \rho_e \mathbf{C}_e [\mathbf{N}_e]^T dV$, matrice de masse ou de chaleur spécifique de l'élément.

$-\mathbf{[K^e]} = \int_{V_e} [\mathbf{B}_e] \mathbf{K}_e \mathbf{C}_e [\mathbf{B}_e]^T dV + \int_{S_s^e} [\mathbf{N}_e] \mathbf{h} [\mathbf{N}_e]^T dS$, le vecteur des flux sur les surfaces.

$-\mathbf{[F_{ext}^e]} = \int_{V_e} [\mathbf{N}_e] \mathbf{g} dV$, puissance injectée dans l'élément.

Dans ces relations, le volume V_e correspond au volume de l'élément S_s^e qui correspond à la surface de l'élément appartenant à S_s . Dans le cas contraire, la matrice $[\mathbf{F_{ext}^e}]$ est nulle.

Afin d'établir le système matriciel sur l'ensemble du domaine Ω (constitué de n éléments), il est nécessaire de d'effectuer l'assemblage des matrices élémentaire. On peut définir les grandeurs matricielles globales :

$$\mathbf{M} = \sum_{e=1}^n \mathbf{M}^e; \mathbf{K} = \sum_{e=1}^n \mathbf{K}^e; \mathbf{F}_{\text{int}} = \sum_{e=1}^n \mathbf{F}_{\text{int}}^e; \mathbf{F}_{\text{ext}} = \sum_{e=1}^n \mathbf{F}_{\text{ext}}^e \quad (5.43)$$

Finalement, en injectant (5.43) dans (5.42), on obtient le système global

$$\mathbf{MD} + \mathbf{KD} = \mathbf{F}_{\text{int}} + \mathbf{F}_{\text{ext}} \quad (5.44)$$

L'étape de la discrétisation est l'opération de l'assemblage des matrices élémentaires permettant de ramener le traitement du problème initial à une résolution de système d'équations algébrique, ces systèmes sont généralement de grande taille, leur résolution nécessite l'emploi d'algorithmes disponibles au sein du logiciel à éléments finis.

V.2.5. Description d'ANSYS

Le logiciel ANSYS a été développé par Dr John Swanson, fondateur de la société ANSYS Inc. Il s'agit d'un outil de développement en analyse d'ingénierie. La méthode utilisée est celle des éléments finis. Elle est utilisée dans des domaines allant de l'automobile et l'électroniques à l'aérospatiale et la chimie.

Le logiciel ANSYS permet la modélisation de structures, produits, composants ou systèmes et d'étudier leurs réponses physiques telles que les niveaux de contraintes, les distributions de températures ou l'effet de champs électromagnétiques.

V.2.5.1. Interface utilisateur

L'interface utilisateur est basée sur l'environnement X Windows conjointement à OSF/Motif .La partie graphique est interactive et permet la visualisation 3D, incluant les gradients, les iso surfaces, les flux de particules et les coupes de volumes .Il est possible de générer des images en PostScript, HPGL, TIFF.

V.2.5.2. Préprocesseur

La phase de préprocesseur est celle où sont spécifiées les données .L'utilisateur peut choisir le système de coordonnées et le type d'éléments, définir des constantes et des propriétés des matériaux, créer des modèles solides et les mailler, ainsi que définir des équations de couplage et contraintes, l'utilisateur peut aussi exécuter un programme qui lui indiquera la taille des fichiers générés, la mémoire nécessaire, le temps d'exécution et le wavefront nécessaire, le maillage peut être de trois types :

- Maillage conforme (seulement des briques)
- Maillage libre (tétraédrique)
- Maillage adaptatif

V.2.5.3. Solveur

Le type d'analyse sélectionné détermine les équations qui seront utilisées par le solveur, les catégories disponibles incluent :

- Structure, thermique, champ EM, Champ électrique, fluide, acoustique
- Champs couplés : ceci signifie qu'il est possible de résoudre simultanément plusieurs aspects (par exemple, la thermomécanique, l'hydromécanique ...etc.).
- Chaque catégorie peut encore inclure différents types d'analyse spécifique (statistique ou dynamique etc.). Dans le simulateur ANSYS, il existe différents algorithmes de résolution pour traiter les problèmes a éléments finis .On peut citer deux classes de méthodes :
 - Les Méthodes de résolution directes ;
 - Les Méthodes itératives.

V.2.5.3.1. Les méthodes de résolution directes

Ces méthodes aboutissent à la solution en un nombre fini d'opérations .Elles sont adaptées au mode de stockage de la matrice $[K]$. Si cette matrice est symétrique, la méthode de

décomposition de Cholesky est généralement utilisée. Si elle ne l'est pas, les logiciels recourent à la méthode d'élimination de Gauss. Les méthodes directes sont employées pour des systèmes de taille moyenne (inférieure à quelques milliers d'inconnues). Le temps de calcul est sensiblement proportionnel au nombre d'inconnues.

V.2.5.3.2 Les méthodes itératives

Dans ce cas, la solution approchée est atteinte en un nombre infini d'opérations convergentes vers la solution analytique. Ces méthodes intègrent donc un critère d'arrêt, lorsque la solution approchée est suffisamment proche de la solution analytique, le système à résoudre est : $[K]\{U\} = \{B\}$

Alors, l'algorithme de résolution cherche à diminuer le résidu $\|R\|$, qui s'écrit :

$$\|R\| = \|[K]\{U_i\} - \{B\}\| \quad (5.45)$$

Où : $\{U_i\}$ est la solution approchée du problème à la $n^{\text{ième}}$ itération.

Suivant le type de méthode itérative, la norme $\|X\|$ peut être la norme euclidienne ou la norme du maximum. De plus, la plupart des algorithmes sont basés sur la descente du gradient : faire évoluer les $\{U_i\}$ dans le sens de $-\text{grad}(\|R\|)$. Le critère d'arrêt est soit $\|R\| < \varepsilon_1$, soit $\|U_i - U_{i-1}\| < \varepsilon_2$. Le choix de ε_1 ou de ε_2 dépend de ce que l'on considère comme petit.

Les méthodes itératives sont employées pour des systèmes de grande taille, où le traitement par la méthode directe serait prohibitif en termes de temps de calcul.

V.2.5.4 Post processeur

C'est la phase où l'utilisateur peut manipuler les résultats de la phase précédente et les visualiser interactivement ou faire sauvegarder pour impression et/ou vidéo.

V.3. Conclusion

Ce chapitre nous a permis d'avoir un aperçu sur le traitement des problèmes thermiques, seules les principales étapes de bases ont été exposées à partir de l'exemple du traitement de l'équation de la chaleur, la démarche générale, la terminologie et les concepts qui seraient nécessaires à la bonne compréhension de l'analogie de modélisation diffusion thermique et diffusion des chlorures ont été exposés.

VI.1. Introduction

La durabilité constitue l'une des préoccupations essentielles dans la conception, la réalisation ou l'entretien des ouvrages de génie civil. La corrosion des armatures est la principale cause de dégradation des structures en béton armé. La pénétration d'agents agressifs, notamment les chlorures, conduit à l'amorçage et au développement du processus de corrosion. Il est donc nécessaire de pouvoir prédire le comportement des ouvrages à long terme vis à vis des agressions extérieures dont ils font l'objet.

La pénétration progressive des chlorures dans l'enrobage des armatures est un processus physique relativement complexe qui dépend notamment de l'exposition du béton (agressivité du milieu) et des propriétés intrinsèques du béton (propriétés de transfert). Il est généralement décrit comme un processus de diffusion due à la différence (gradient) de concentration entre le milieu environnant et le matériau [69].

L'objet de ce chapitre, est de modéliser le phénomène de la pénétration des chlorures, afin de déterminer les profils de concentration en chlorures à l'intérieur de la matrice cimentaire à différents emplacements et différentes périodes, ce qui permet d'évaluer le temps requis par les chlorures pour atteindre les armatures en quantité suffisante pour dépasser l'acier. et ce, dans le but de démontrer le rôle de l'épaisseur de l'enrobage dans la protection de l'armature.

VI.2. Démarche suivie pour la modélisation de la diffusion des chlorures

La modélisation de diffusion des **chlorures** est tirée de l'ouvrage « the finite element method and applications in Engineering using ansys, Springer » [27]. La démarche suivie est détaillée comme suit :

VI.2.1. Diffusion de l'humidité

Le phénomène de diffusion de l'humidité est d'une importance majeure vu le nombre de matériaux utilisés dans applications d'ingénierie.

La diffusion de l'humidité dans un milieu perméable à l'eau est régie par l'équation :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \left(\frac{\partial^2 C}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 C}{\partial z^2} \right) \quad (VI.1)$$

Avec

C : concentration de l'humidité, **D** : diffusivité de l'humidité,

t : le temps.

Cette équation est analogue à celle de la diffusion de chaleur (transfert en régime transitoire). L'équation de la chaleur est donnée par

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \alpha \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) \quad (VI.2)$$

Quand T est la température et α est la diffusivité thermique écrite en termes de conductivité thermique k, la chaleur spécifique c, et la densité ρ comme suit

$$\alpha = \frac{k}{\rho c} \quad (VI.3)$$

Bien que les équations (1) et (2) soient analogues, la formulation des éléments finis pour la diffusion de la chaleur ne peut pas être utilisée directement pour résoudre les problèmes de diffusion de l'humidité impliquant plusieurs matériaux. En effet, la concentration de l'humidité C et la différence de la température T ne sont pas continues le long des interfaces matérielles. Toutefois, lorsque C est normalisée par rapport à la concentration à la saturation C_{sat} , cette incompatibilité est enlevée et la méthode des éléments finis pour la diffusion de chaleur peut maintenant être utilisée pour résoudre les problèmes de diffusion de l'humidité.

La concentration en eau normalisée est appelée le paramètre de diffusion de l'humidité (wetness) et écrite :

$$w = \frac{C}{C_{sat}} \quad (VI.4)$$

Comme il est indiqué dans l'équation (VI.2), la conductivité thermique K, la chaleur spécifique c, et la densité ρ , ont besoin d'être connu pour résoudre un problème de diffusion de la chaleur.

Après l'introduction du paramètre de diffusion de l'humidité (w), et afin d'utiliser la méthode des éléments finis pour la diffusion de la chaleur pour résoudre les problèmes de diffusion d'humidité, l'utilisateur doit utiliser la table de correspondance indiquée dans le tableau VI.1 ci-dessous :

Tableau VI.1. Analogie entre les paramètres de diffusion thermique/humidité

propriété	diffusion thermique	Diffusion d'humidité
variable	Température, T	paramètre de diffusion de l'humidité, w
Densité	ρ (kg/m ³)	1
Conductivité	K (w/m·°C)	D. C_{sat} (kg/s·m)
Chaleur spécifique	c (j/kg·°C)	C_{sat} (kg/m ³)

Lors de la simulation des conditions d'absorption, les surfaces des matériaux exposées à l'absorption de l'humidité sont soumises à des " conditions d'humidité", c'est-à-dire, $T = 1$.

De même, dans les simulations de désorption, ces surfaces sont soumises aux "conditions de séchage", $T = 0$.

Une fois la solution est complète, l'analyste peut utiliser l'équation (4) pour obtenir la concentration C de chaque matériau.

VI.2.2. Modélisation de l'éprouvette confectionnée au laboratoire

Les éprouvettes en béton réalisées au laboratoire pour l'élaboration des essais présentés dans le chapitre précédent de $(7 \times 23 \times 28)$ cm³ de dimensions et qui ont subies à une corrosion accélérée sont modélisée (figure VI.1), forme le domaine de discrétisation en éléments finis.

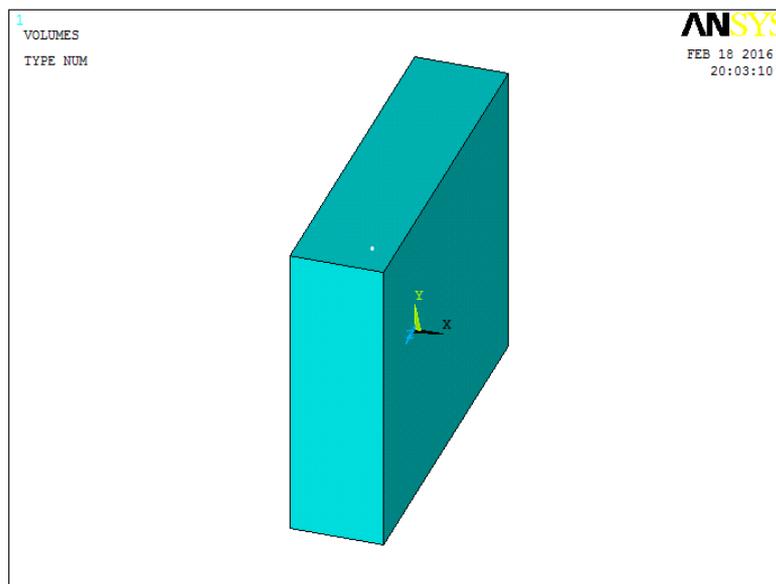


Figure VI.1. Modélisation de l'éprouvette confectionnée au laboratoire

Afin de tenir compte de l'épaisseur de l'enrobage, deux positions sont choisies pour donner les profils, flux ainsi que la variation de la concentration des chlorures, ces positions sont respectivement 1,5 et 3 cm de l'extrémité qui correspondent à l'emplacement des armatures à l'intérieur des éprouvettes.

Lors des cycles immersion/séchage les éprouvettes sont complètement noyées dans l'eau de mer, le phénomène de diffusion se produit donc sur les cinq faces de ces dernières (la diffusion sur la sixième face qui est la base de l'éprouvette peut être considérée comme étant nulle).

On s'intéressera à l'étude du phénomène de diffusion, aux faces latérales de l'éprouvette qui sont les plus grandes donc plus exposées à la pénétration des chlorures, donc l'étude se fait dans le sens de

l'épaisseur de l'éprouvette, néanmoins, l'étude se fait sur une face seulement, le phénomène diffusif dans l'autre sens peut être considéré le même, et ce, par raison de symétrie.

De plus, le choix de l'étude du phénomène de diffusion des chlorures dans le sens de l'épaisseur est basé sur le fait que l'essai à l'ultrason est réalisé sur ces faces latérales afin de retrouver le rapprochement entre les résultats expérimentaux et numériques.

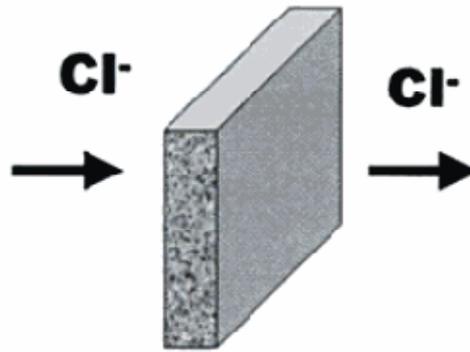


Figure VI.2. Sens d'étude du phénomène de diffusion

Après avoir fixé le sens d'étude du phénomène de diffusion sur une face seulement, le problème de modélisation de l'éprouvette en béton se réduit à deux dimensions, ainsi, le modèle physique se réduit à une surface qui est l'épaisseur de l'éprouvette tel qu'il est indiqué sur la figure VI.3 ci dessous.

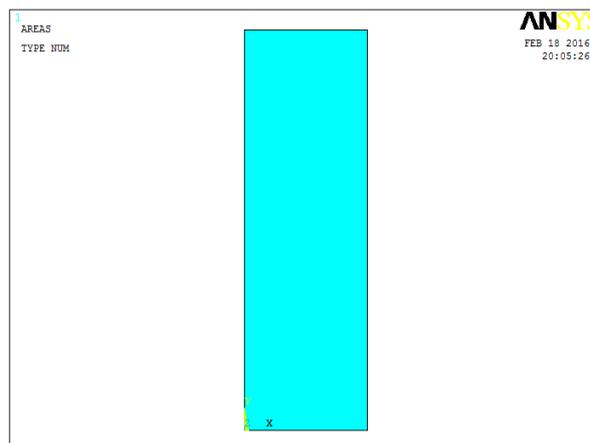


Figure VI.3. Modélisation de la face d'étude (épaisseur de l'éprouvette)

VI.3. Modélisation du phénomène de pénétration des chlorures par ANSYS

VI.3.1. Les éléments thermiques utilisés dans ANSYS

Les programmes d'ANSYS et d'ANSYS /Thermal incluent environ 40 éléments thermiques (voir ci-dessous les éléments solides à deux dimensions) pour nous aider à exécuter des analyses thermiques.

Tous les éléments s'appliquent aux analyses thermiques stationnaires et non stationnaires.

Les notes d'utilisation pour chaque élément indiquent si d'autres types d'analyses peuvent également employer l'élément.

- **Eléments solides à deux dimensions**

PLANE35



Dimension : 2-D

Forme et caractéristiques : Triangle, Six nœuds

Degrés de liberté : Température (dans chaque nœuds)

PLANE55 (utilisé dans notre cas)



Dimension : 2D

Forme et caractéristique : Quadrilatéral, quatre nœuds

Degrés de liberté : Température (dans chaque nœud)

PLANE75



Dimension : 2D

Forme et caractéristique : Harmonique, quatre nœuds

Degrés de liberté : Température (dans chaque nœud)



Dimensions : 2-D

Formes et caractéristiques : Quadrilatéral, huit nœuds

Degrés de liberté : Température (dans chaque nœuds)

Notes d'usage : Utile pour la modélisation des formes courbées

PLANE78



Dimension : 2-D

Formes et caractéristique : Harmonique, huit nœuds

Degrés de liberté : Température (dans chaque nœuds)

- **Eléments solides à trois dimensions**

SOLID 70



Dimension : 3-D

Forme et caractéristiques : Brique, huit nœuds

Degrés de libertés : Température (dans chaque nœud)

Note d'usage: can compensate for mass transport heat flow from a constant velocity field

SOLID 90



Dimensions : 3-D

Forme et caractéristiques : Brique ,20 nœuds

Degrees of freedom: Temperature (at each node)

Usage notes: Useful for modeling curved boundaries

SOLID87



Dimensions : 3-D

Forme et caractéristique : Tétraèdre, 10 nœuds

Degrés de libertés : Température (dans chaque nœuds)

Note d'usage : Utile pour le maillage des formes irrégulières

VI.4. Discrétisation du modèle physique

Le problème de conduction de la chaleur (donc diffusion des chlorures) est résolu par éléments finis bidimensionnels, le type d'élément utilisé dans ANSYS pour le problème de conduction est l'élément thermique plane 55, l'élément quadrilatéral quatre nœuds, la température comme degrés de liberté pour chaque nœud, la version thermique du modèle a été employée pour calculer le profil des températures donc profil de concentration des chlorures dans l'éprouvette.

Tableau VI.2. Elément utilisé

Elément	Plane 55
Nombre de nœuds	4
Nombre de degrés de liberté à chaque nœud	1
Nature	Température T

PLANE55 - 2-D THERMAL
(DOF: TEMPERATURE)

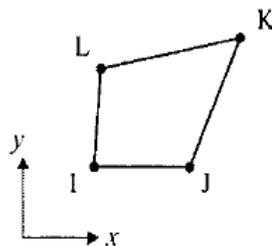


Figure VI.4. Elément utilisé

Tableau VI.3. Caractéristiques physiques du matériau béton

propriété	diffusion thermique
Densité de l'eau	1 (kg/m ³)
Coefficient de diffusion des chlorures dans le béton	1,6 x 10 ⁻¹² m ² /s
concentration des chlorures (C_{sat})	38 kg/ m ³

Ces caractéristiques sont ensuite normalisées tel qu'il est indiqué ci-dessus afin de faire l'analogie pour avoir les résultats de la diffusion.

VI.5. Analyse thermique

Une analyse thermique calcule la distribution de la température et les quantités thermiques reliées dans un système ou un composant (Zienkiewicz, 1972), (Trinth 1984), les quantités thermiques typiques d'intérêts sont :

- Les distributions des températures (concentration des chlorures)
- Gradient thermique (gradient de diffusion des chlorures)
- Flux thermique (flux de diffusion des chlorures)

VI.5.1 Analyse thermique stationnaire

Une analyse thermique stationnaire calcule les effets de charges thermiques sur un système ou un composant, ainsi, les paramètres trouvés les profils, gradients et flux ne changent pas dans le temps. Les ingénieurs et analystes exécutent souvent une analyse stationnaire avant de passer à l'analyse transitoire, pour aider à établir des conditions initiales. Une analyse stationnaire peut également être la dernière étape d'une analyse thermique transitoire, exécutée après que tous les effets transitoires aient diminué.

Une analyse thermique stationnaire peut être linéaire, avec les propriétés constantes du matériau ; ou non linéaire, avec les propriétés du matériau qui dépendent de la température. Les propriétés thermiques de la plupart des matériaux changent avec la température, ainsi en réalité on confronté à une analyse non- linéaire.

VI.5.2. Analyse thermique transitoire (utilisée dans notre travail)

L'analyse thermique transitoire détermine les températures et d'autres quantités thermiques qui changent avec le temps. Une analyse thermique transitoire suit fondamentalement les mêmes procédures qu'une analyse thermique stationnaire. La différence principale est que la plupart des charges appliquées dans une analyse transitoire sont en fonction du temps.

La base pour l'analyse transitoire dans ANSYS est une équation d'équilibre thermique obtenue à partir du principe de la conservation de l'énergie. La solution par élément finis utilisée dans ANSYS calcule les températures nodales, et emploie des températures pour obtenir d'autres quantités thermiques.

$$\nabla \cdot (\mathbf{K}(t) \cdot \vec{\Delta}(T)) + \mathbf{g}(x, y, t) = \rho \cdot c_p \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \quad (\text{VI.5})$$

$$\rho \cdot c_p \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(\mathbf{K}(t) \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\mathbf{K}(t) \cdot \frac{\partial T}{\partial y} \right) + \mathbf{g}(x, y, t) \quad (\text{VI.6})$$

Où c : chaleur spécifique

K : conductivité thermique

ρ : Masse volumique.

La résolution de cette équation différentielle sur un domaine Ω est gouvernée par les conditions aux limites sur la frontière Γ du domaine.

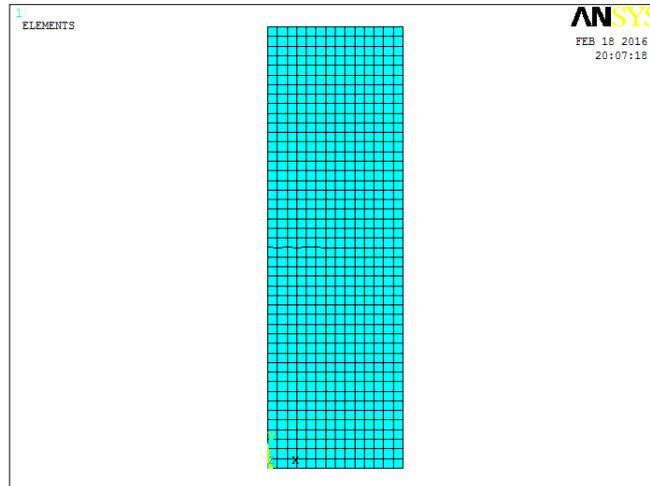


Figure VI.5. Modèle par éléments finis

VI.6. Méthode de résolution

VI.6.1. Spécification de l'option pour l'incrémentation des charges dans ANSYS

Pour l'analyse thermique on peut spécifier les options suivantes

VI.6.1.1 Option générale

Les options générales incluent ce qui suit :

- **Contrôle de la solution**

On doit spécifier le nombre d'incréments de charges (**NSUBST**) ou la taille du pas de temps (**DELTIM**), et le temps à la fin de l'incrément de (charge) (**TIME**). Le reste des commandes de la solution se transfèrent alors à leurs valeurs optimales pour un problème thermique particulier.

- **L'option de temps**

Cette option indique le temps a la fin de l'étape d'un incrément de charge.

La valeur du pas de temps par défaut est de 1,0 pour le premier incrément de charge. Pour les incréments suivants on prend 1,0 par défaut plus le temps spécifié à l'étape précédentes.

Une analyse non-linéaire exige des multiples de sous incréments (multiple substeps) dans chaque incrément de charge (load steps). Par défaut, le programme emploie un sous incrément (one substep) par incrément de charge (load step).

- **Charge par échelle ou rampant**

Si on applique les charges par échelle, les sous incréments de charges restes constants pour tout l'incrément de charge.

Si on applique la charge par rampant (utilisé par défaut dans ANSYS), les sous incréments varient linéairement à chaque incréments de charge.

VI.6.1.2 Options non-linéaires

On indique les incréments de charge non-linéaire si les non-linéarités sont présentes. Les Options non-linéaires incluent les étapes suivantes :

- **Nombre d'itérations d'équilibre**

Cette option indique le nombre maximal d'itérations d'équilibre permis par sous incrément (substep).

Incrément automatique du pas de temps

Pour des problèmes non-linéaires, l'incrément automatique des pas de temps détermine la quantité d'incrément de charge entre les substeps, pour maintenir la stabilité et l'exactitude de la solution.

- **Critère de convergence**

ANSYS considère qu'une solution non-linéaire est convergée lorsque les critères de convergences indiquées sont satisfaits. La vérification de la convergence peut être basée sur les températures, le taux de chaleur écoulé, ou tous les deux. Par exemple, si on indique 500 comme valeur typique de la température et 0,001 comme tolérance, le critère de convergence pour la température est de 0,5 degrés.

Pour les températures, ANSYS compare le changement de température.

- **L'arrêt de la solution en cas de non convergence**

Si ANSYS ne peut pas converger à la solution dans le nombre d'itérations d'équilibre indiqué, ANSYS arrête la solution ou passe à l'incrément de charge suivant, selon ce qu'on a indiqué comme critères d'arrêt.

- **Line search**

Cette option permet à ANSYS d'exécuter une recherche (line search) avec la méthode de Newton-Raphson.

- **Option de prédiction /correction**

Cette option active l'option de prédiction /correction pour la solution du degré de liberté à la première itération d'équilibre de chaque incréments.

- **Traquer la convergence Graphiquement**

Pendant qu'une analyse thermique non-linéaire procède, ANSYS calcule les normes de convergence avec des critères correspondants de convergence pour chaque itération d'équilibre.

La solution graphique pour traquer la convergence (Graphical solution Traking) montre les normes et les critères de convergence calculés pendant que la solution est dans le processus.

VI.6.2. Les options d'analyse

Les options d'analyse possibles dans ANSYS incluent :

VI.6.2.1. L'option de Newton-Raphson

Elle est utilisée seulement dans des analyses non-linéaires (Zienkiewicz, 1972). Cette option indique combien de fois la matrice tangente est mise à jour pendant la solution .On peut choisir parmi les options suivante :

- Program-chosen (par défaut : recommandé pour l'analyse thermique)
- Full (non modifié)
- Modifié
- Conductivité initiale

Il est à noter que, pour l'analyse thermique non-linéaire de champs simple, ANSYS adoptera toujours l'algorithme de Newton-Raphson non modifié.

VI.6.2.2. Choix du solutionneur (Solver)

On peut utiliser n'importe laquelle des méthodes suivante ;

- Frontal solver(default)
- Jacobi conjugate Gradient (JCG) solver
- JCGout-of-memory solver
- Incomplete Cholesky conjugate Gradient (ICCG) solver
- Preconditioned conjugate Gradient solver (PCG)
- PCG out-of-memory solver
- Iterative (automatic solver selection option).

VI.6.3 Conditions aux limites

La modélisation de la corrosion accélérée par des cycles immersion/séchage qui a pour but l'accélération de la pénétration des ions chlorures dans le béton, est établie par l'insertion d'un tableau de chargement périodique normalisé, et ce, afin de tenir compte de la période d'immersion (quand les éprouvettes sont immergées dans l'eau de mer) qui est six jours ainsi que de la période de séchage (les éprouvettes sont retirées) qui est une journée, ce chargement est appliqué pour une période 10 ans sur la face exposée à l'eau de mer, l'autre face opposée est non chargée afin d'avoir une pénétration dans un seul sens seulement pour pouvoir suivre et analyser l'évolution du phénomène de diffusion dans le béton.

L'évolution de la concentration des chlorures est obtenue par analogie à l'évolution de la température par l'intermédiaire de la technique des éléments finis de Galerkin et mise en application par le logiciel

ANSYS suivant la méthode prise de l’ouvrage «the finite element method and applications in Engineering using ansys, Springer [27].

VI.6.4.Hypothèses de calcul

- Classiquement, on fait l’hypothèse que le coefficient de diffusion « D » est indépendant du temps.
- Le béton ne contenant pas de chlorures initialement, on fait l’hypothèse que ‘Ci’ est nulle.
- la concentration en chlorures de l’eau de mer constante, on fait l’hypothèse que la concentration à la surface’ Cs’ est constante.

VI.6.5. Profils de diffusion des chlorures dans l’éprouvette

Les conditions aux limites sont mises en application et le problème est résolu en utilisant le solveur frontal ANSYS 14.0. Les résultats de diffusion de l’humidité sont obtenus dans le post processeur général de distribution pour l’éprouvette en béton.

Pour obtenir la concentration des chlorures C à une position de l’éprouvette, on utilise la relation (VI.7) indiquée ci-dessous

$$w = \frac{C}{Csat}$$

D’où

$$C = w \times Csat \tag{VI.7}$$

VII.6.5.1. Profils de diffusion de l’humidité

Les figures de VI.6 à VI.11 présentent les différents profils de diffusion de l’humidité en fonction du temps.

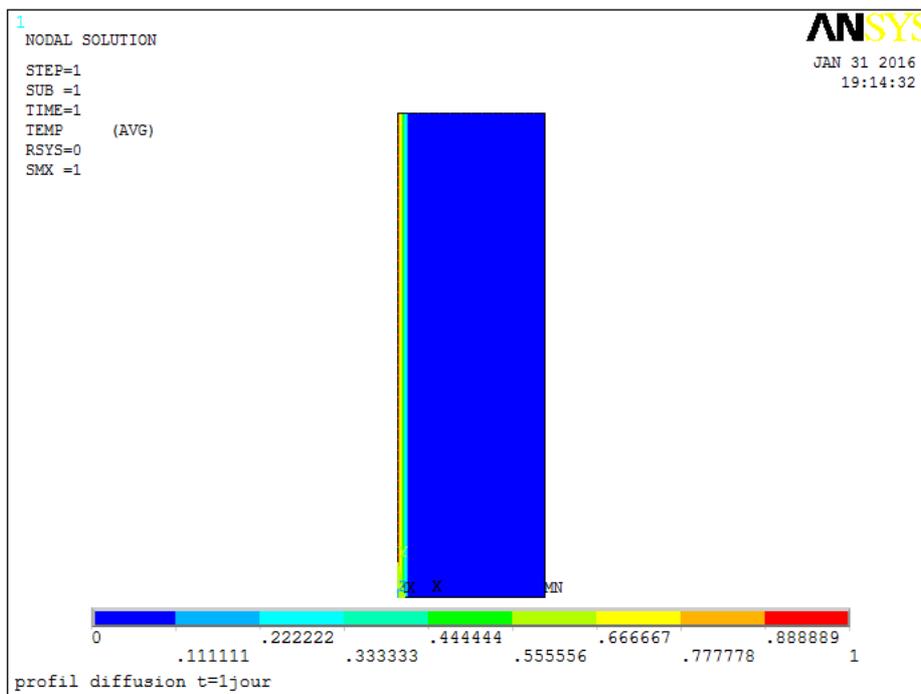


Figure VI.6. Profil de diffusion de l’humidité t=1jour

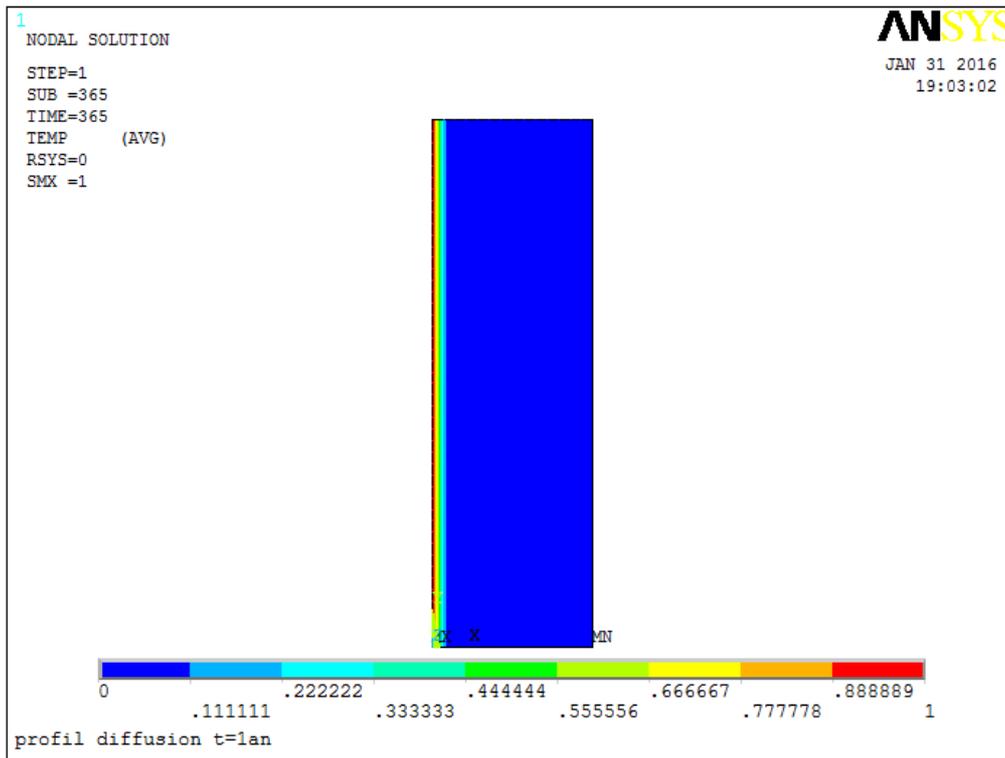


Figure VI.7 . Profil de diffusion de l'humidité t= 1 an

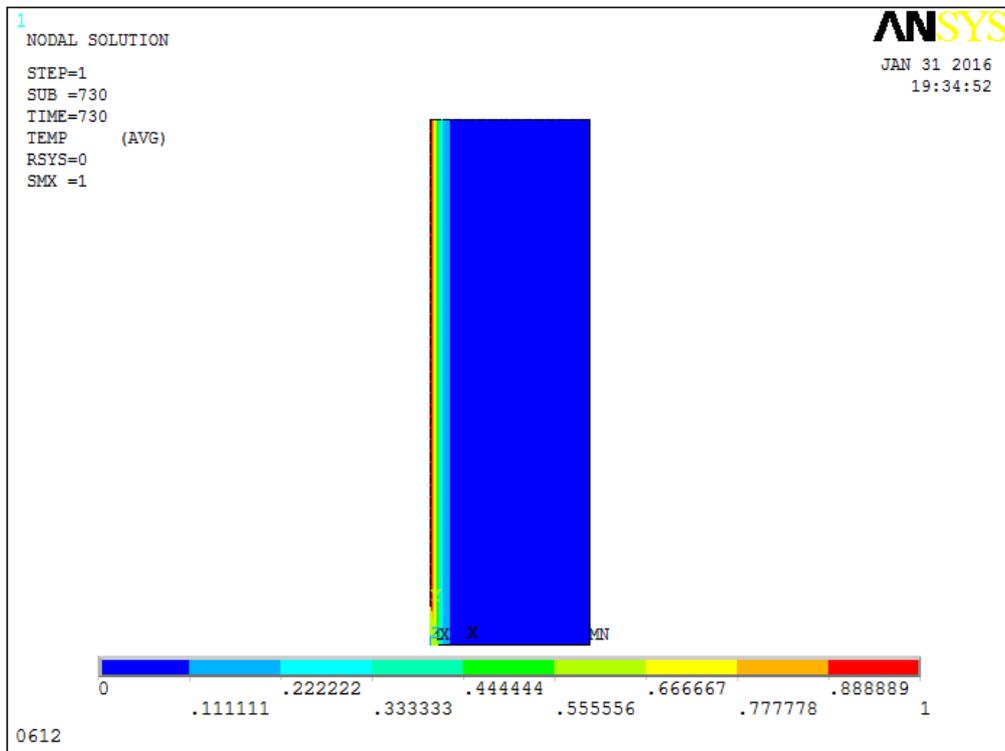


Figure VI.8. Profil de diffusion de l'humidité t=2 ans

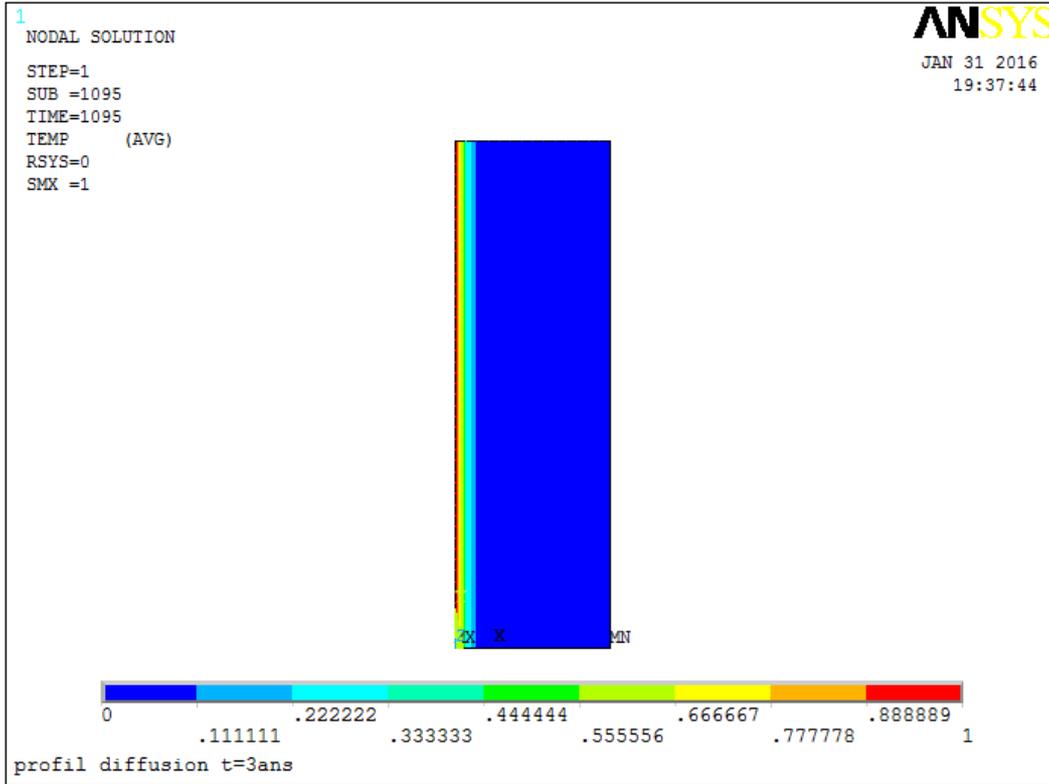


Figure VI.9 . Profil de diffusion de l'humidité t=3 ans

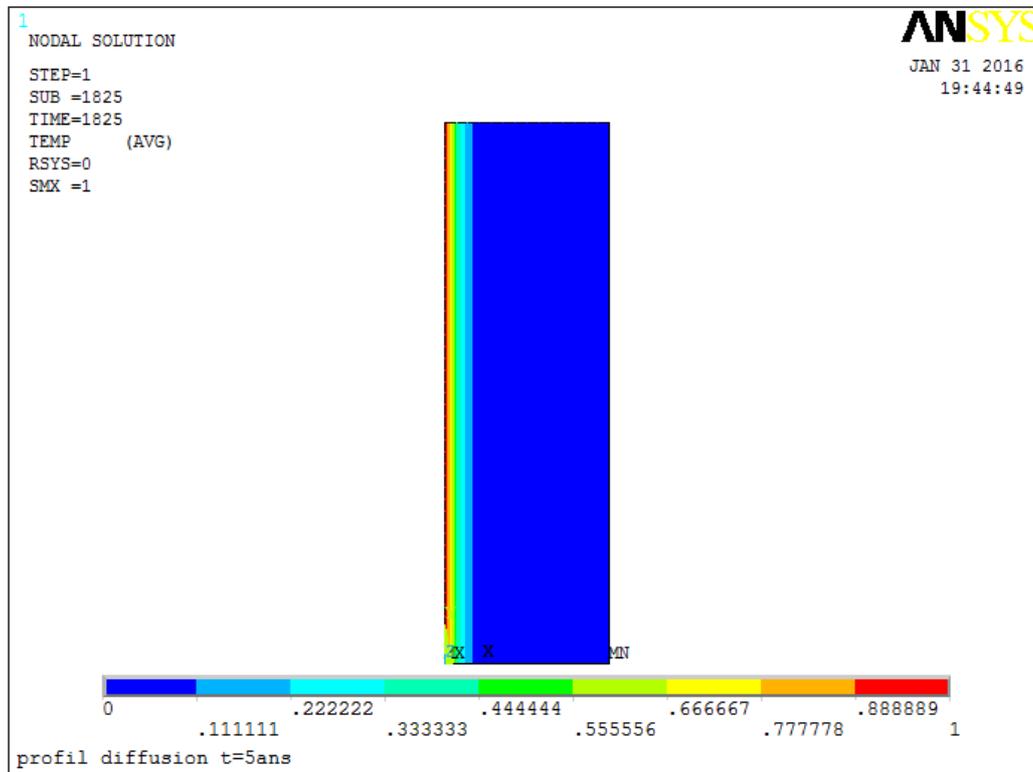


Figure VI.10 . Profil de diffusion de l'humidité t=5 ans

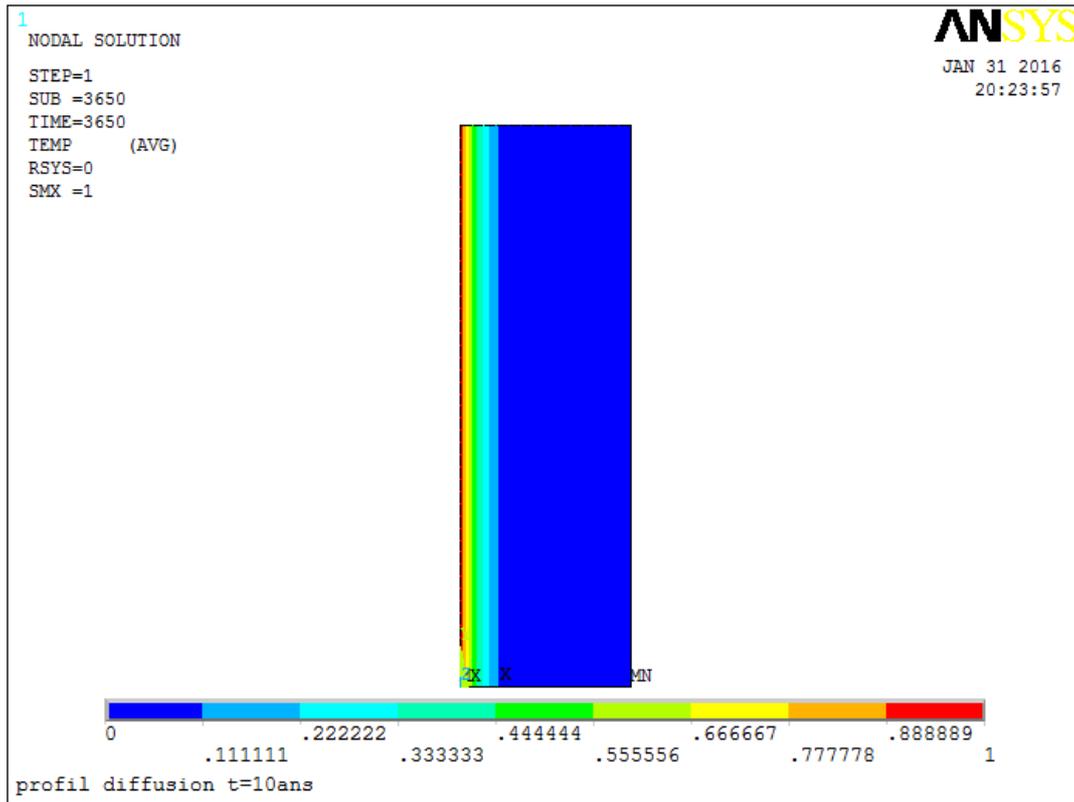


Figure VI.11 . Profil de diffusion de l'humidité t=10 ans

On constate que :

- Plus le temps passe, plus la diffusion augmente dans l'éprouvette
- Le taux de diffusion (donc concentration des chlorures) est maximum dans la zone proche à la surface extérieure de l'éprouvette en contact avec l'eau de mer.
- Plus on s'éloigne de la surface de contact de l'eau de mer, plus le taux de diffusion décroît.

VI.6.5.2. Variation du flux de diffusion de l'humidité en fonction du temps

Les figures de VI.12 à VI.17 présentent l'évolution du flux de diffusion de l'humidité en fonction du temps.

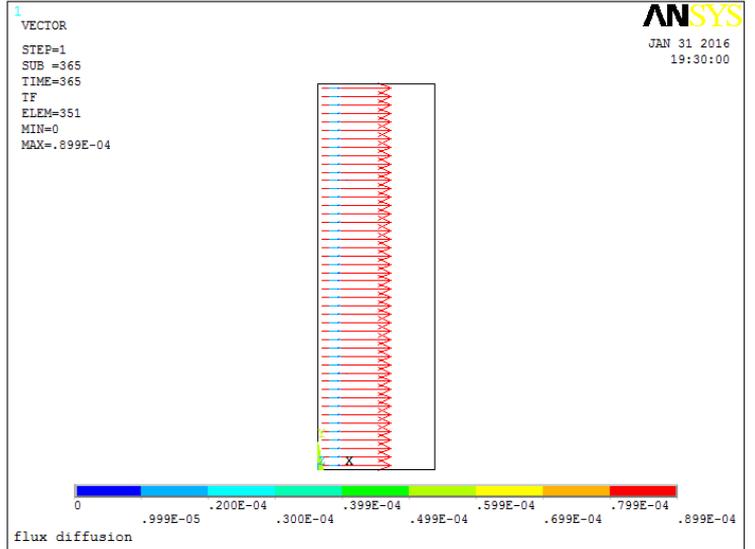
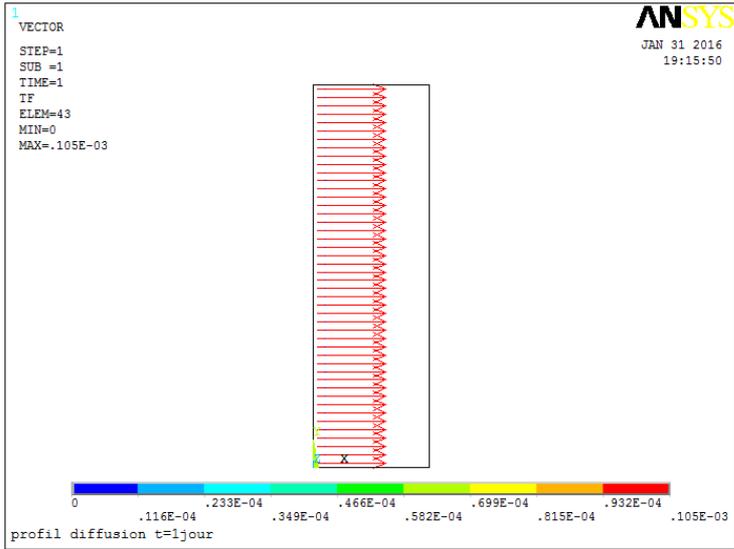
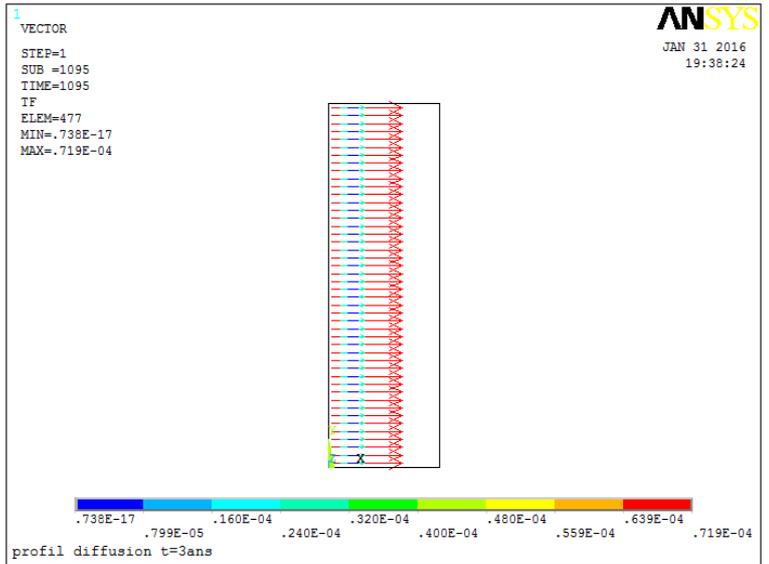
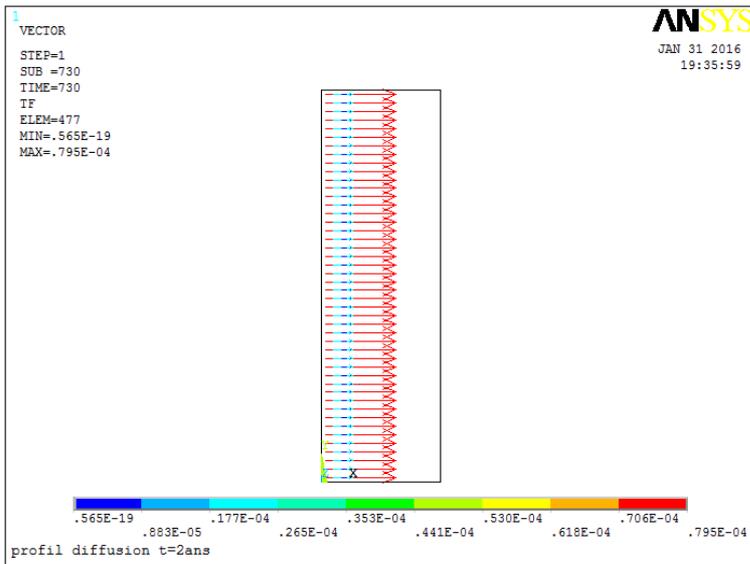


Fig VI.12 . Variation du flux de diffusion de l'humidité t=1 jour

Fig VI.13 . Variation du flux de diffusion de l'humidité t=1 an



FigVI.14. Variation du flux de diffusion de l'humidité t= 2 ans

FigVI.15 . Variation du flux de diffusion de l'humidité t= 3 ans

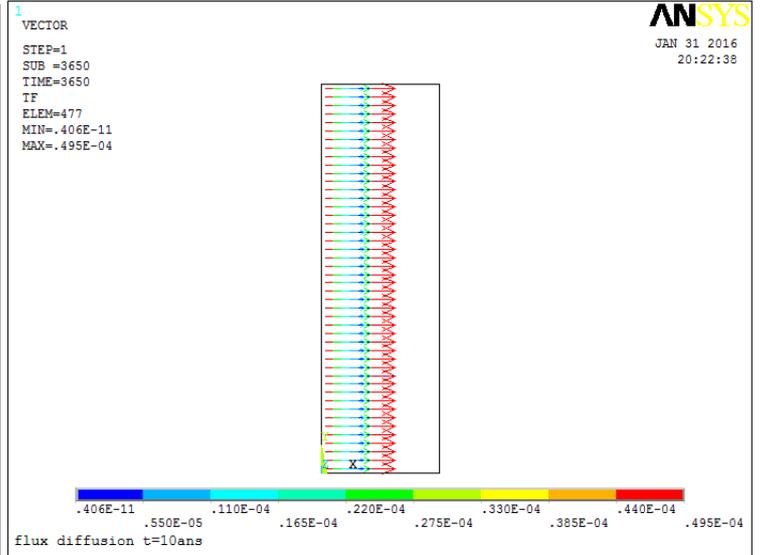
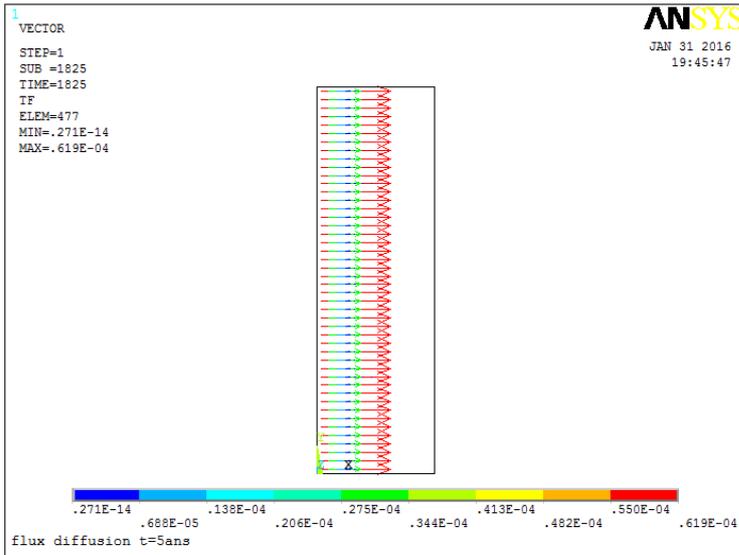


Fig VI.16. Variation du flux de diffusion de l'humidité t= 5 ans

Fig VI.17. Variation du flux de diffusion de l'humidité t= 10 ans

On constate que :

- D'après le sens des flèches sur les figures, le flux traverse l'éprouvette et se déplace du milieu humide vers milieu sec (éprouvette) ce qui est évident.
- La distance traversée par le flux est la même, et ce, peu importe le temps d'exposition, cependant, son intensité décroît avec le temps.

VI.6.5.3. Variation du taux d'humidité dans l'éprouvette en fonction de la profondeur

Les figures de VI.18 à VI.29 présentent la variation du taux d'humidité dans l'éprouvette en fonction de la profondeur, deux positions sont fixées qui sont 1,5 et 3 cm qui correspondent aux emplacements des armatures.

• **Variation du taux d'humidité dans l'éprouvette à t = 1 jour**

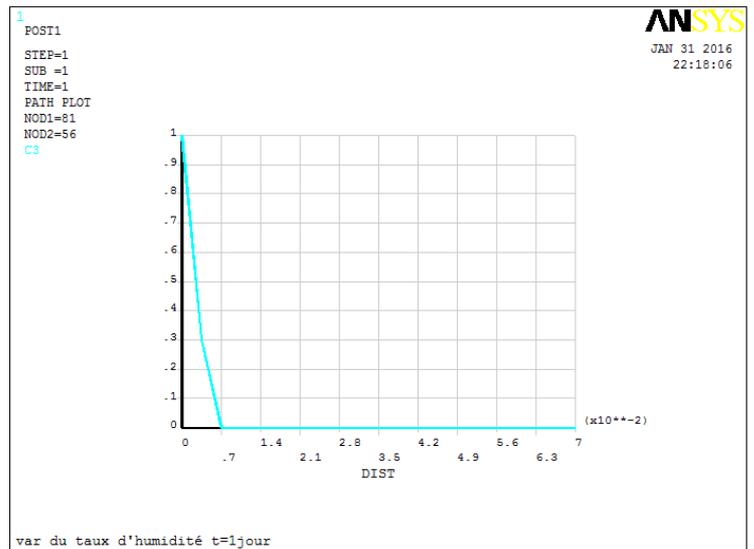
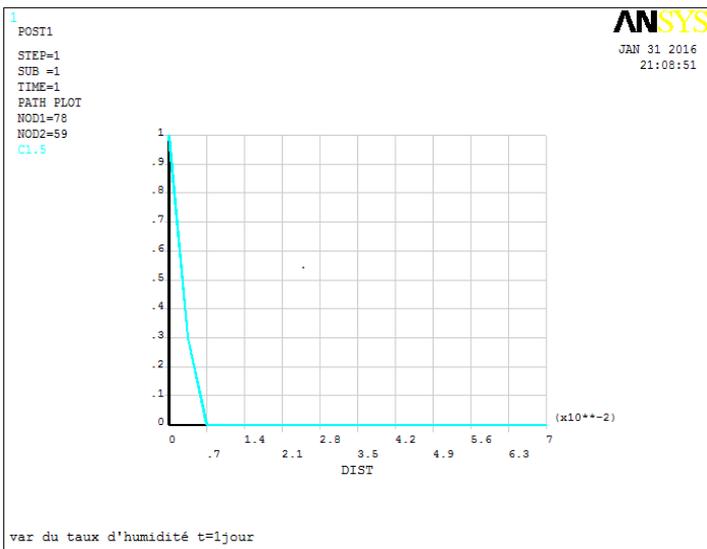


Fig.VI.18 Variation à 1,5 cm de l'extrémité

Fig. VI.19. Variation à 3 cm de l'extrémité

• Variation du taux d'humidité dans l'éprouvette à t = 1 an

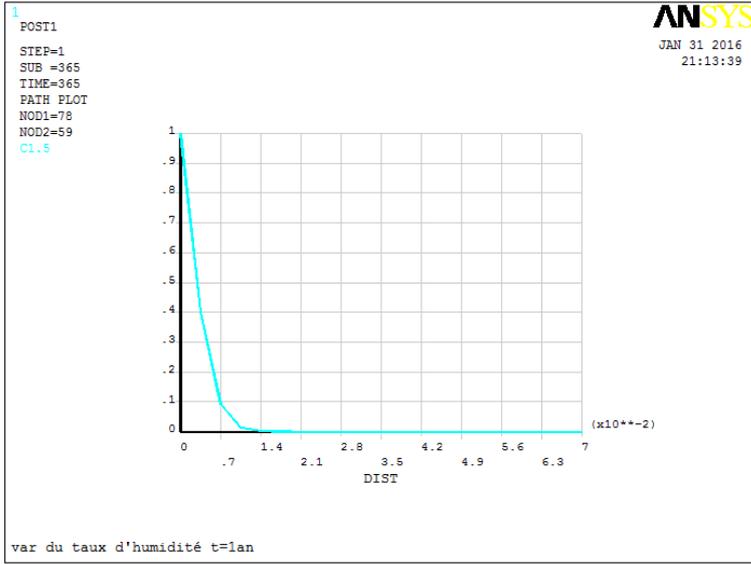


Fig.VI.20 Variation à 1,5 cm de l'extrémité

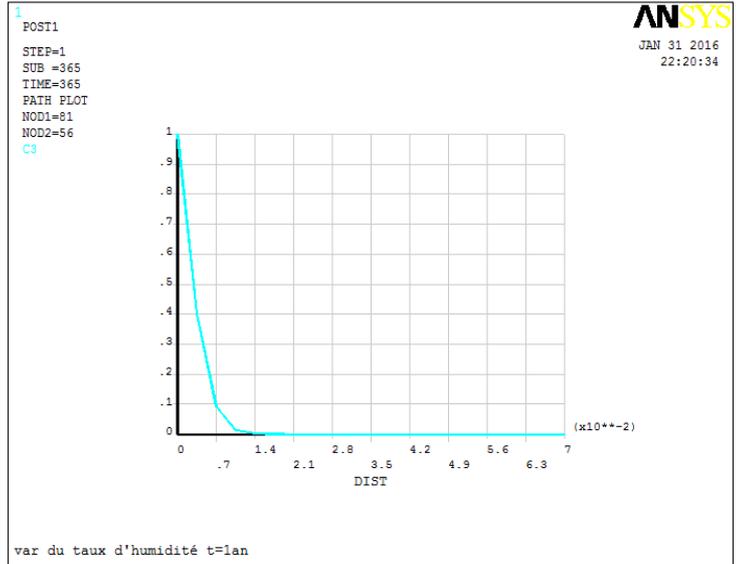


Fig. VI.21 Variation à 3 cm de l'extrémité

• Variation du taux d'humidité dans l'éprouvette à t = 2 ans

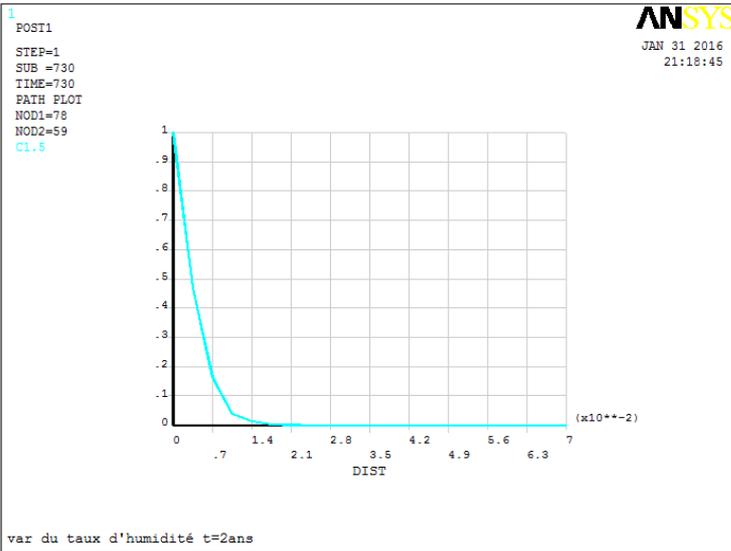


Fig.VI.22 Variation à 1,5 cm de l'extrémité

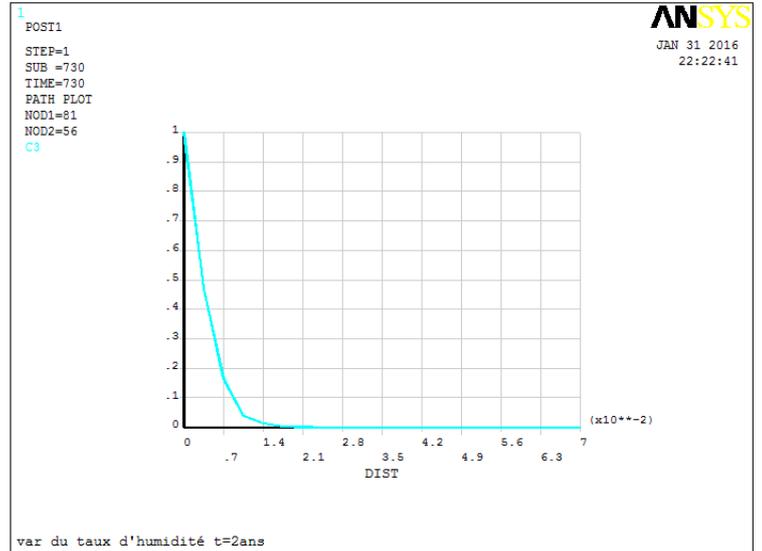


Fig. VI.23 Variation à 3 cm de l'extrémité

- Variation du taux d'humidité dans l'éprouvette à t = 3 ans

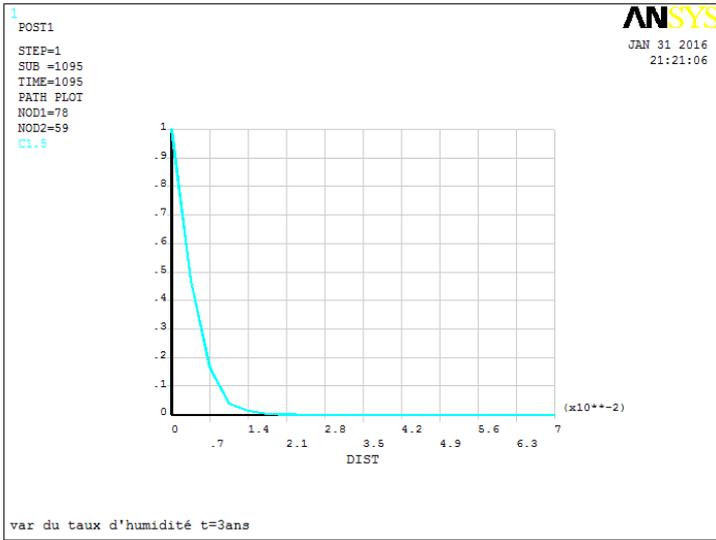


Fig.VI.24 Variation à 1,5 cm de l'extrémité

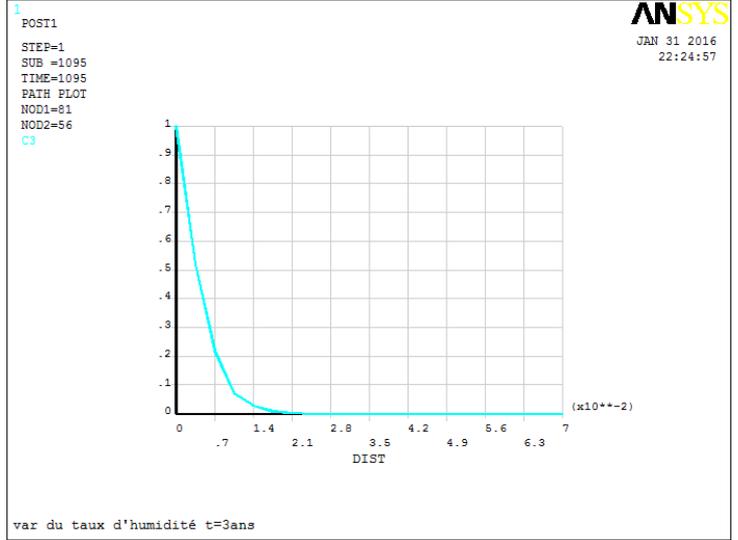


Fig.VI.25 Variation à 3 cm de l'extrémité

- Variation du taux d'humidité dans l'éprouvette à t = 5 ans

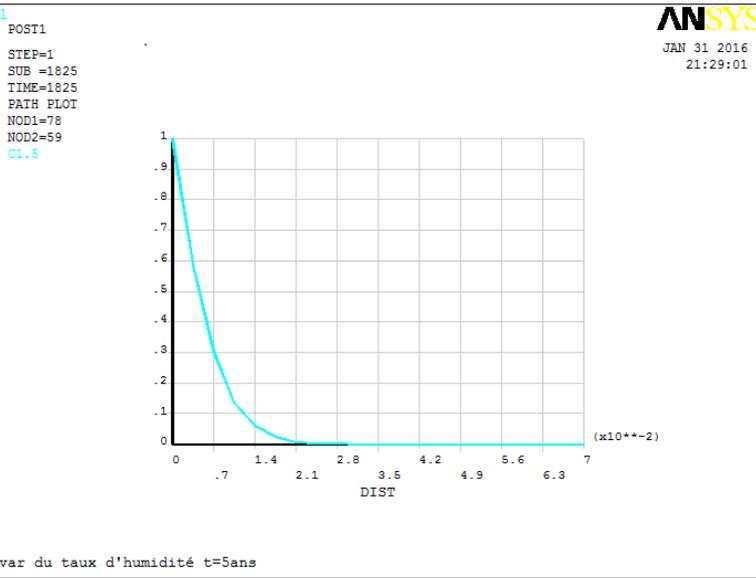


Fig.VI.26 Variation à 1,5 cm de l'extrémité

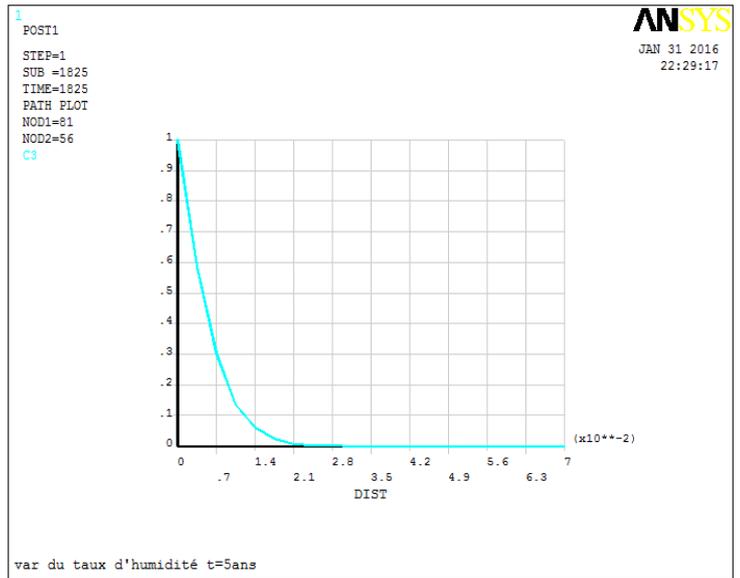


Fig.VI.27 Variation à 3 cm de l'extrémité

• Variation du taux d'humidité dans l'éprouvette à t = 10 ans

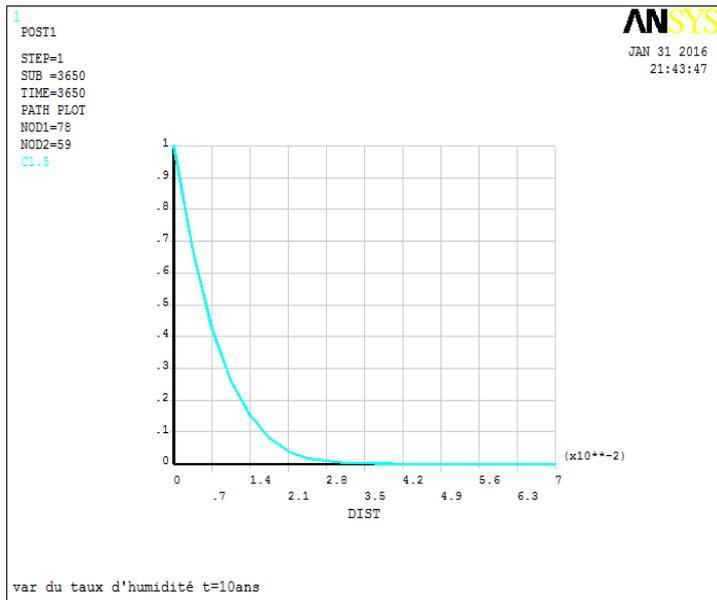


Fig.VI.28 Variation à 1,5 cm de l'extrémité

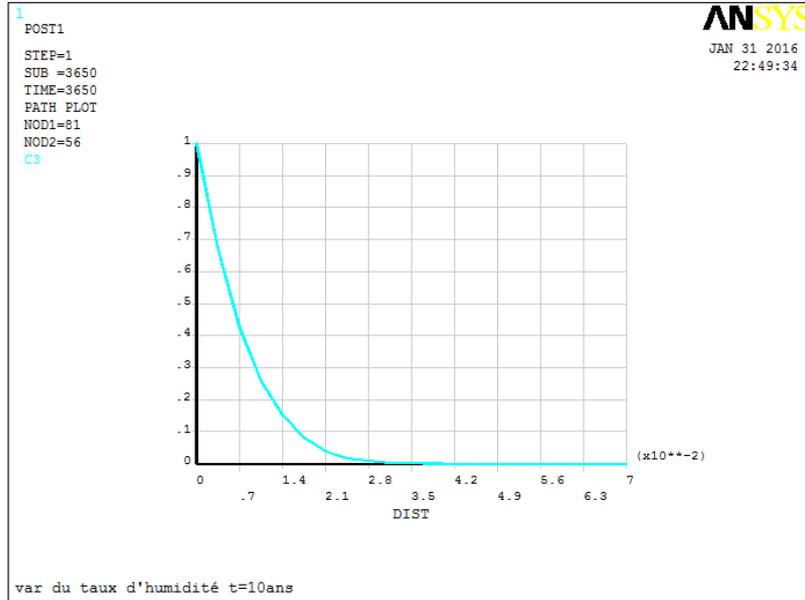


Fig.VI.29 Variation à 3 cm de l'extrémité

On constate que dans tous les cas de figures, le taux d'humidification décroît proportionnellement avec la profondeur jusqu'à ce qu'il s'annule.

Les graphiques montrent la variation du taux d'humidité en pourcentage en fonction de l'épaisseur de l'éprouvette par rapport à la surface exposée. Après un an d'exposition, la profondeur de pénétration des chlorures est de 14 mm dans les deux cas. Les résultats montrent que les ions chlorures se sont déplacés jusqu'à une profondeur de 17,5 mm et 19,2mm aux positions 1,5 cm et 3 cm respectivement à trois ans.

On constate aussi que, qu'il y a une augmentation de la teneur en chlorure dans la zone proche la surface de contact avec la solution agressive extérieure. Ceci peut être expliqué par l'ouverture de la porosité du matériau dans cette zone consécutif à la dissolution de la portlandite.

VI.6.5.4. Variation du taux d'humidité et des chlorures en fonction du temps

Les figures de VI.30 à VI.35 présentent la variation du taux d'humidité ainsi que les courbes de variation des chlorures, en fonction du temps

VI.6.5.4.1. Variation à 0,5 cm de l'extrémité

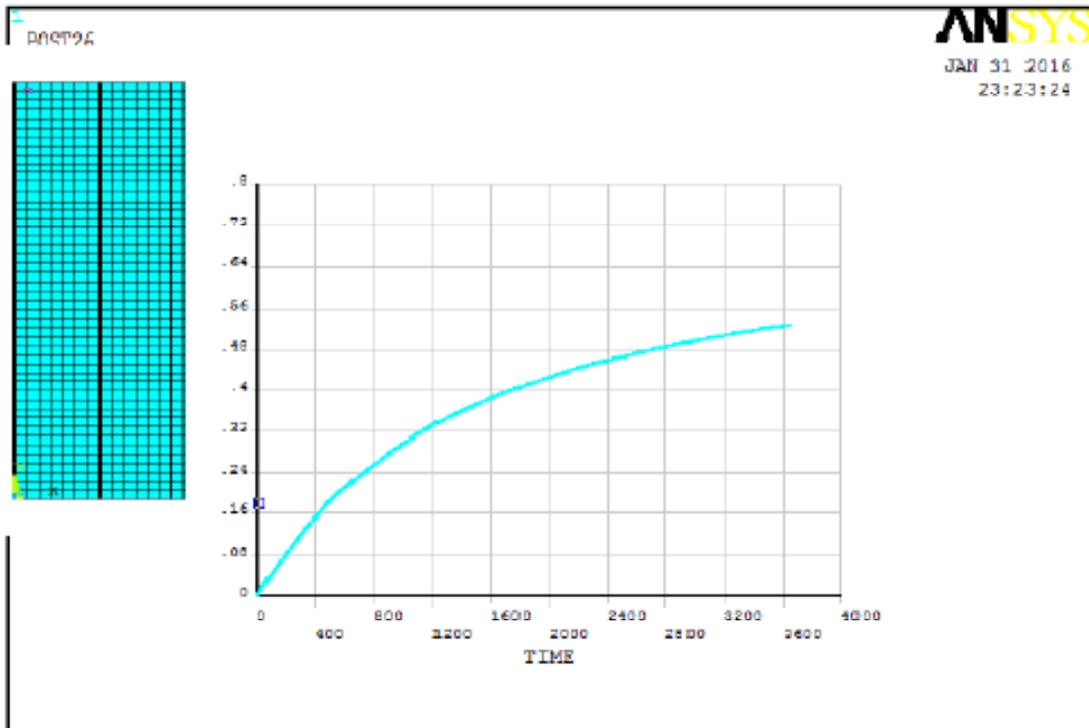


Figure.VI.30. Variation du taux d'humidité

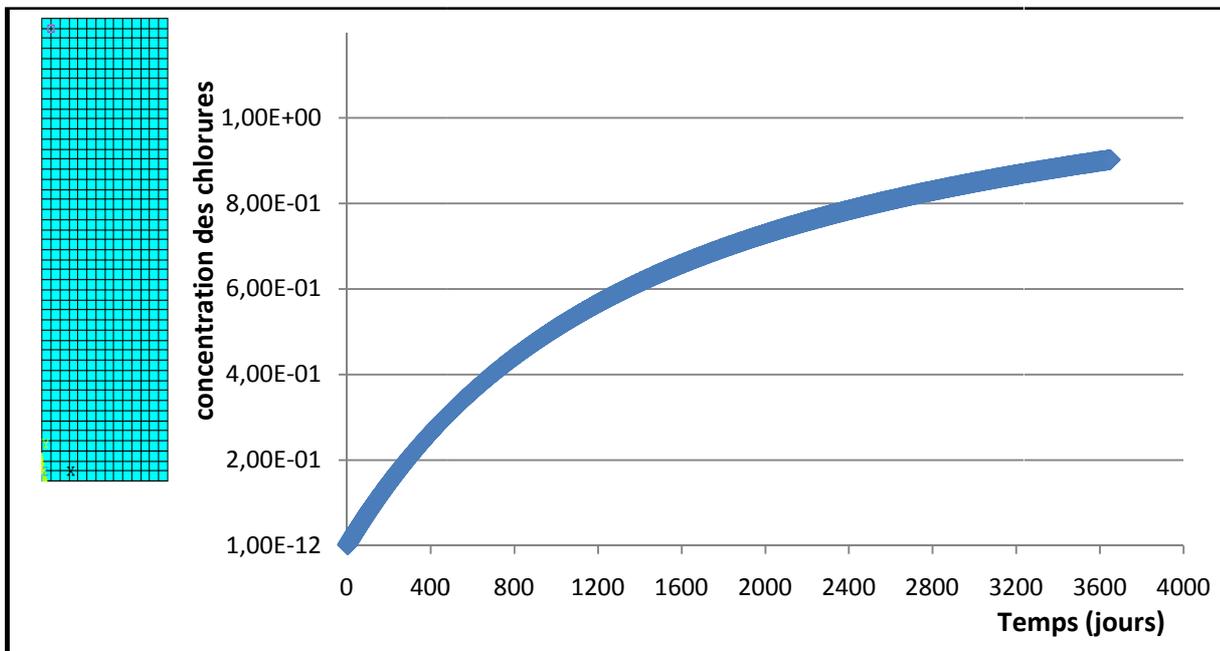


Figure.VI.31. variation de la concentration des chlorures

Le taux d'humidité et la concentration des chlorures à la profondeur 0.5cm augmentent proportionnellement avec le temps puis se stabilisent. La concentration des chlorures à $t = 10$ ans est de 0,9 Kg.

VI.6.5.4.2. Variation à 1.5 cm de l'extrémité

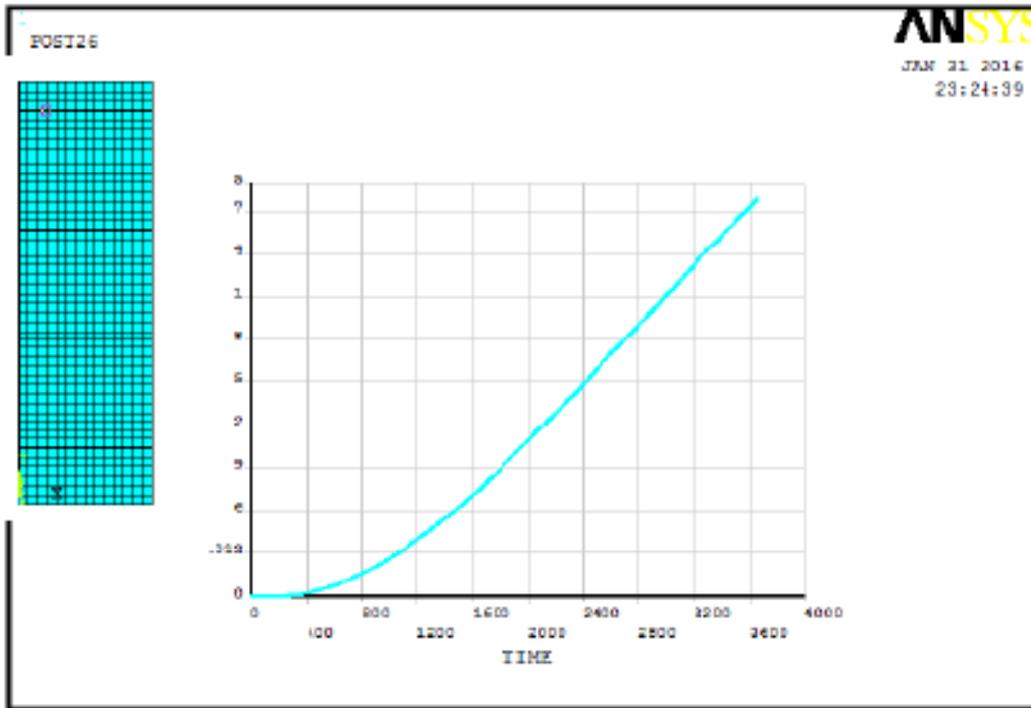


Figure.VI.32 Variation du taux d'humidité

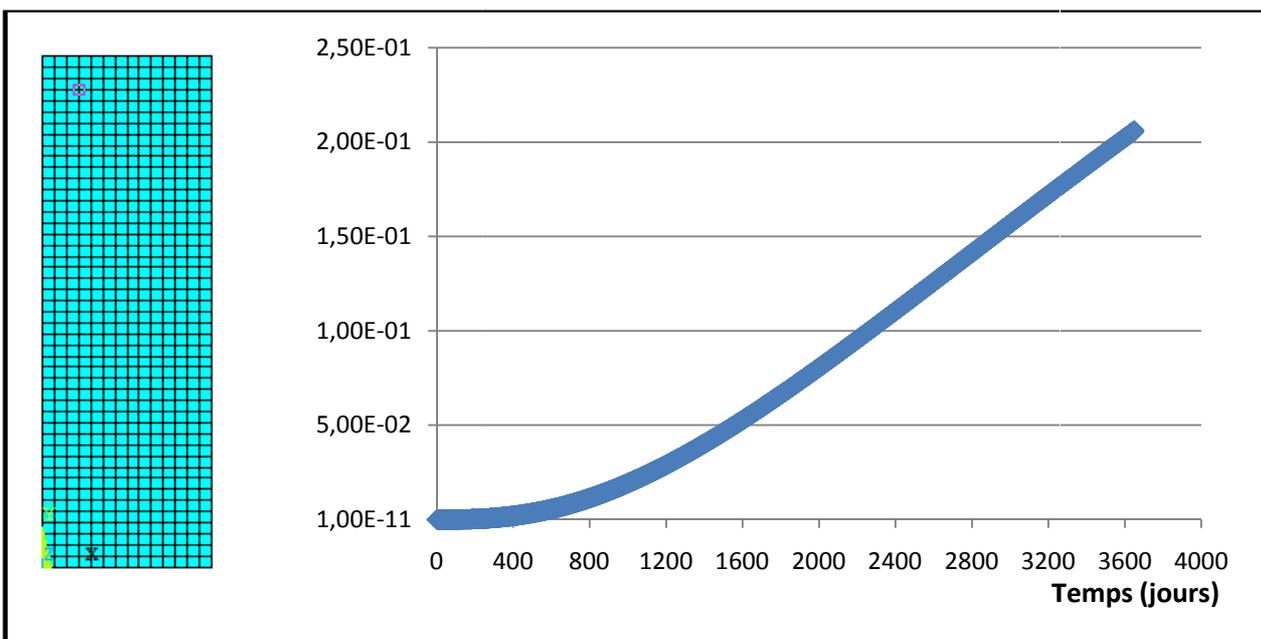


Figure.VI.33. variation de la concentration des chlorures

Le taux d'humidité et la concentration des chlorures à la profondeur 1,5cm sont presque nuls et commencent à accroître à partir de $t = 600$ jours. La concentration des chlorures à $t = 10$ ans est de 0,21 Kg.

VI.6.5.4.3. Variation à 3 cm de l'extrémité

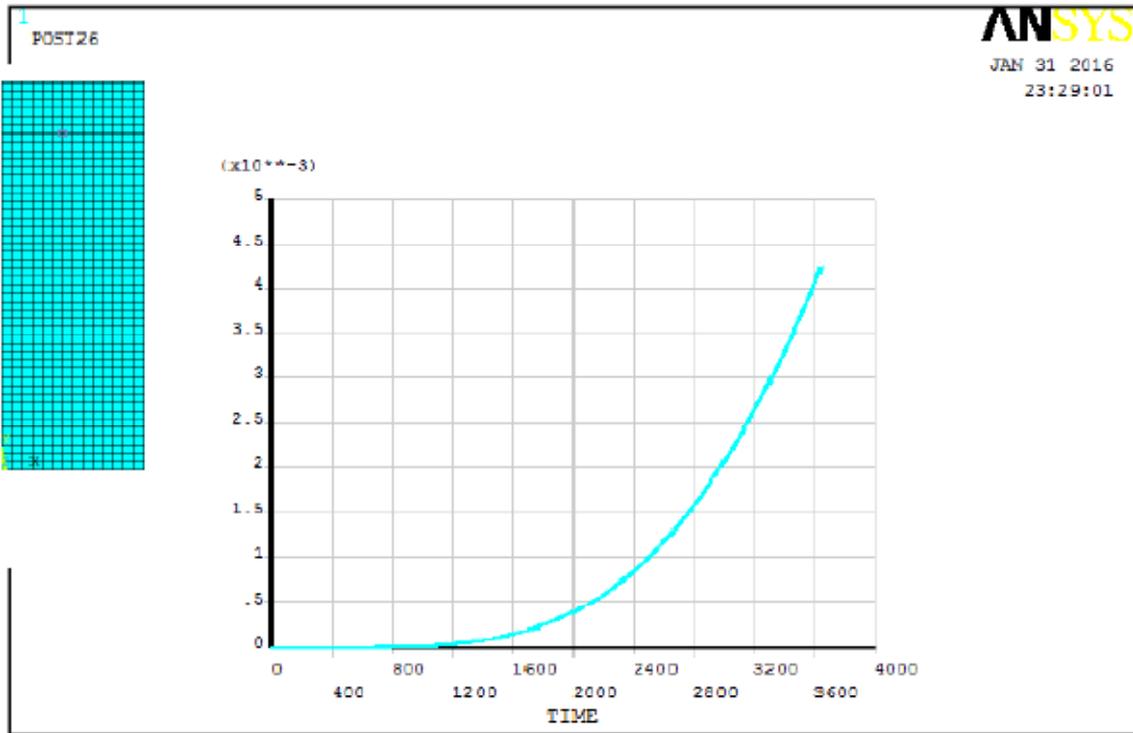


Figure VI.34. Variation du taux d'humidité

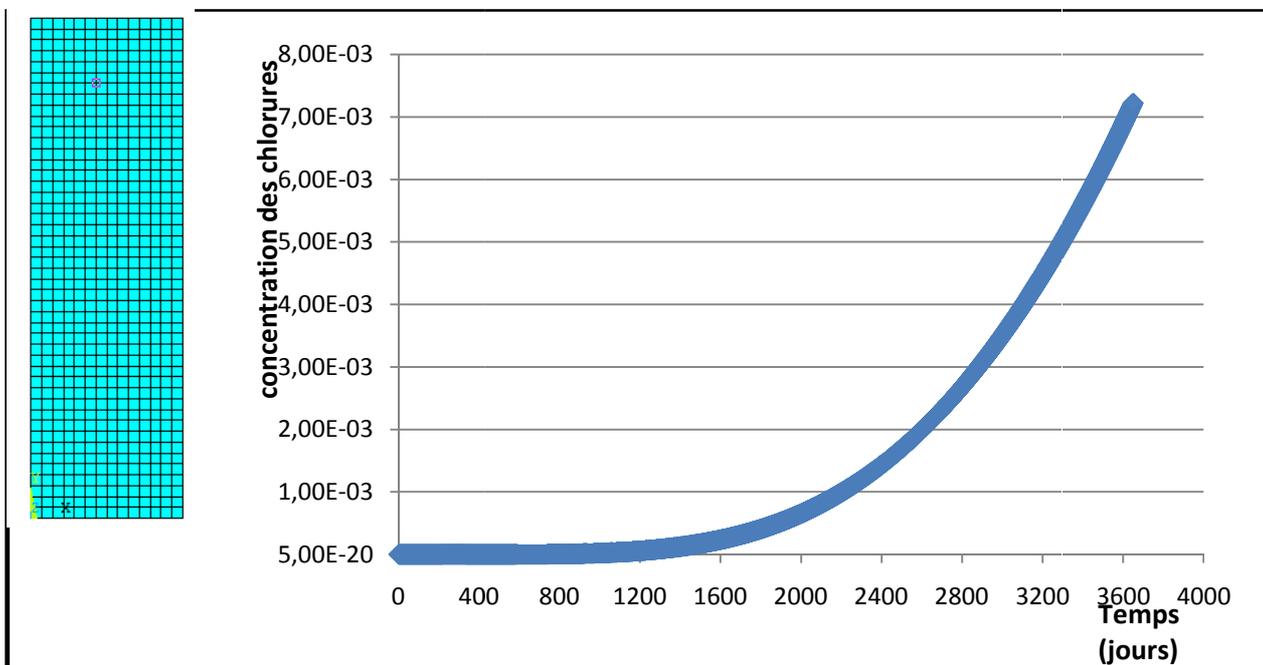


Figure. VI.35. Variation de la concentration des chlorures

Le taux d'humidité et la concentration des chlorures à la profondeur 3cm sont presque nuls et commencent à accroître à partir de t = 1200 jours. La concentration des chlorures à t = 10 ans est de $7,4 \cdot 10^{-3}$ Kg.

VI.7. Interprétation des résultats

- Le profil de diffusion de l'humidité (donc chlorures) montre qu'il y a pénétration des chlorures avec le passage du temps, et plus le temps augmente, plus la concentration diminue dans l'éprouvette, la diffusion de l'humidité entraînant la pénétration des chlorures est due à l'existence d'un gradient de concentration qui est provoqué par la présence des chlorures venant de l'eau de mer et l'éprouvette.

- La variation du taux d'humidité (donc chlorures) en profondeur de l'éprouvette dans les différentes courbes montre une allure conforme à l'allure générale de pénétration des chlorures dans le béton. Celle-ci montre que la concentration des chlorures dans le béton décroît avec le temps.

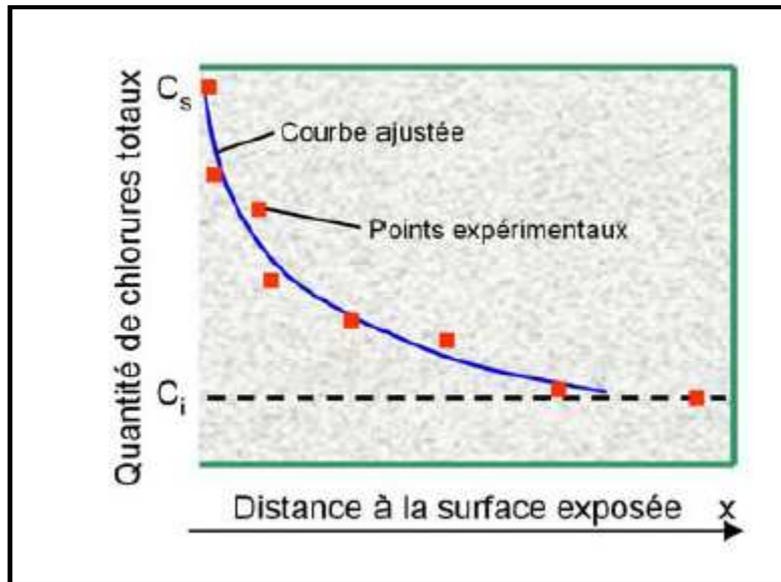


Figure VI.36. Profil de concentration des chlorures en profondeur

Les résultats de CETMEF [34], sur des bétons en zones constamment immergées illustrées par la figure VI.36, ci-dessus, confirment les résultats trouvés. En effet, la pénétration des chlorures augmente dans le temps mais avec une concentration décroissante proportionnellement avec ce dernier, cette concentration tend à s'annuler à la profondeur de 10 cm pour les deux temps $t = 50$ et 75 ans.

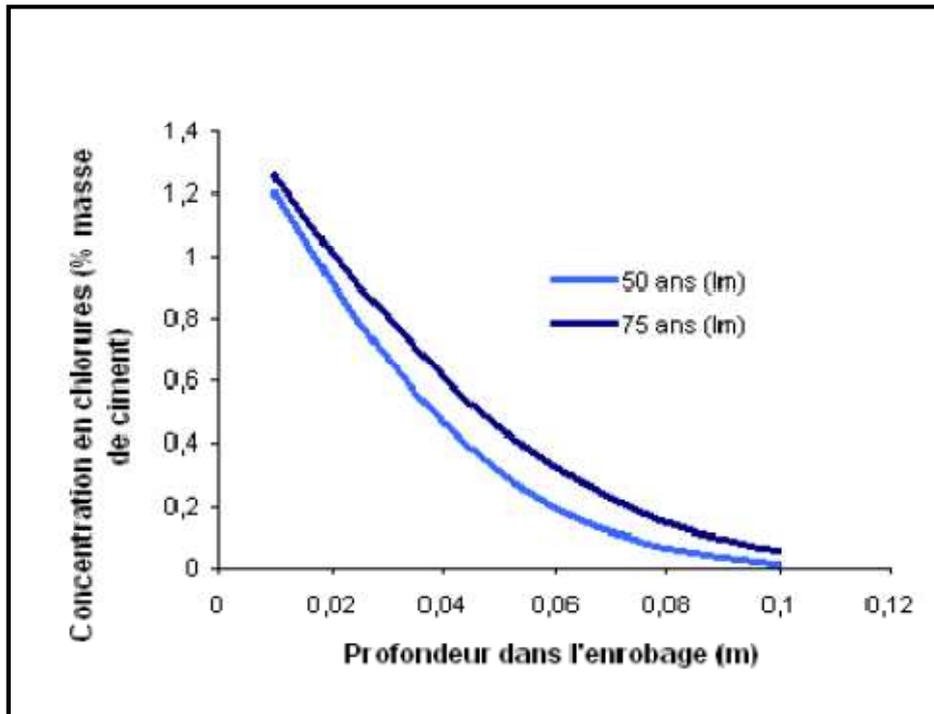


Figure.VI.37. Profondeur ans l'enrobage

- La concentration des chlorures à $t = 10$ ans est de 0,9 Kg au nœud (0,5 ; 0,5) et de 0,21 Kg au nœud (1,5 ; 1,5) et de $7,4 \cdot 10^{-3}$ Kg au nœud (3,0 ; 3,0) cm, cette concentration varie selon la position du nœud considéré et décroît plus on s'éloigne de la surface exposée à l'eau de mer.

VI.8. Conclusion

D'après les résultats, on a pu constater que :

- Le béton exposé à un milieu agressif est sujet au phénomène de diffusion des agents Agressifs contenus dans ce milieu qui est due à la différence (gradient) de concentration entre le milieu environnant et l'éprouvette en béton.
- Augmentation de la teneur en chlorure dans la zone proche à la surface de contact avec la solution aggressive extérieure due à l'ouverture de la porosité du matériau dans cette zone résultant à la dissolution de la portlandite.
- La pénétration des chlorures augmente dans le temps mais avec une concentration Décroissante jusqu'à ce qu'elle s'annule.
- Plus l'enrobage est petit, plus la concentration des chlorures est grande, et plus l'épaisseur

de l'enrobage augmente plus la concentration diminue donc moins de risques de corrosion.

En effet, une concentration de 0,9 Kg est enregistrée à 0,5cm de l'extrémité et de 0,21 Kg à 1,5 cm et de $7,4.10^{-3}$ Kg à 3 cm à $t = 10$ ans.

A partir des graphes obtenus, on peut déduire la concentration des chlorures à n'importe quelle position et n'importe quel temps, ce qui permet de déterminer le seuil critique des chlorures ainsi que le temps d'amorçage de la corrosion des armatures, ces derniers seront discutés dans la partie suivante.

PARTIE IV

PREDICTION DE LA DURABILITE PAR LA CONFRONTATION DES RESULTATS EXPERIMENTAUX ET NUMERIQUES

Résumé de la partie IV

Le suivi de l'évolution des caractéristiques mécaniques du béton armé et l'étude du transfert d'humidité et de sel sont indispensables pour prédire la durabilité de ce matériau. La dépassivation des aciers est amorcée lorsque les chlorures traversent le béton d'enrobage. Au fur et à mesure du temps, les chlorures progressent dans le béton et atteignent les armatures à partir d'un certain seuil, appelé concentration critique. Si l'état limite considéré est l'initiation de la corrosion, prédire la durabilité consiste à connaître la durée d'exposition aux chlorures nécessaire pour que la concentration critique soit atteinte au niveau des aciers. Cette partie englobe la récapitulation des résultats trouvés dans ce travail, afin de prédire la durabilité des éprouvettes étudiées par la connaissance de l'avancement du phénomène de corrosion c'est à dire la phase dans laquelle elles se trouvent (phase d'incubation ou en phase de propagation), et ce, par la confrontation des résultats expérimentaux et analytiques.

VII.1 Introduction

La pénétration des chlorures dans le béton dans des conditions in situ (i.e. ouvrages exposés aux marées, embruns et sels de déverglaçage) est généralement un processus combiné de diffusion et d'advection. En effet, les chlorures peuvent être transportés vers la surface par advection lors du séchage des surfaces du béton. Ils s'y accumulent à cause de l'évaporation de l'eau. En outre, les cycles d'imbibition/séchage peuvent amplifier la vitesse de corrosion des armatures. D'une part, ils peuvent provoquer une augmentation de la concentration en ions chlorures par évaporation de l'eau pendant la phase de séchage. D'autre part, lorsque le seuil de chlorure est atteint au niveau des armatures, le séchage du béton facilite la disponibilité de l'oxygène exigée pour la corrosion des aciers.

Dans les chapitres précédents, nous avons étudié l'évolution de la pénétration des ions chlorures, afin de comprendre ce phénomène qui est susceptible de se produire dans le béton, lorsqu'il est en contact avec un environnement chimiquement agressif (évolution de la résistance du béton, détermination du taux de corrosion des armatures, détermination de la concentration des chlorures dans le temps). Dans ce chapitre, les récapitulations des résultats trouvés seront présentées et discutées puis confrontées, afin de prédire la durabilité des éprouvettes étudiées sous l'effet de la pénétration des chlorures, en situant dans quelle phase sont les éprouvettes testées et les causes de leur dégradation mécanique.

VII.2. Mise en évidence de la comparaison et l'analyse des résultats expérimentaux et numériques

L'humidité et le sel peuvent être responsables d'une dégradation des matériaux poreux de construction (béton, mortier, brique) [51]. En effet, l'eau joue un rôle très important, elle pénètre dans les matériaux par la pluie, par une condensation ou un gradient de pression capillaire. Ce processus peut véhiculer des agents agressifs sous forme de sels solubles. Ces derniers sont également à l'origine d'une dégradation des matériaux de construction. Ce faisant, les sels dispersés dans les pores du matériau sont lessivés, concentrés et déposés dans des zones d'évaporation. Lorsque le sel cristallise à la surface (efflorescence) il devient visible (effet esthétique) et lorsqu'il cristallise au sein du matériau (subefflorescence), il peut causer des dégâts irréversibles (effet structural : le délaminage).

En plus, la présence des agents agressifs tels que les ions chlorures peut accélérer le processus de corrosion des armatures dans les structures en béton armé, ce qui est aussi à l'origine des dégâts structuraux. Par conséquent, le suivi de l'évolution des caractéristiques mécaniques du béton et

l'étude du transfert d'humidité et de sel sont indispensables pour prédire la durabilité de ce matériau. Dans ce chapitre, et afin de connaître la cause de la baisse de la résistance des éprouvettes, si elle provient de l'accumulation des ions chlorures ou bien de l'initiation de la corrosion, une comparaison entre les résultats trouvés expérimentalement et analytiquement est établie.

VII.2.1. L'initiation de la corrosion

Le premier objectif du diagnostic de corrosion d'une structure en béton armé est de connaître l'avancement du phénomène de corrosion, c'est à dire si la structure est en phase d'incubation ou en phase de propagation. En environnement marin, l'objectif est de déterminer la position du front de pénétration des chlorures (profondeur à laquelle la concentration en chlorures est supérieure à la concentration critique d'initiation de la corrosion). Selon la position de ce front par rapport à la position des armatures, on pourra statuer sur l'avancement du phénomène de corrosion :

- le front de pénétration des chlorures a dépassé les armatures : la phase de propagation est engagée, des techniques curatives sont à envisager ;
- le front de pénétration des chlorures n'a pas dépassé les armatures : le phénomène est en phase d'incubation, des techniques préventives sont envisageables pour prolonger la pérennité de la structure.

On constate que la connaissance de l'enrobage est indispensable à un diagnostic.

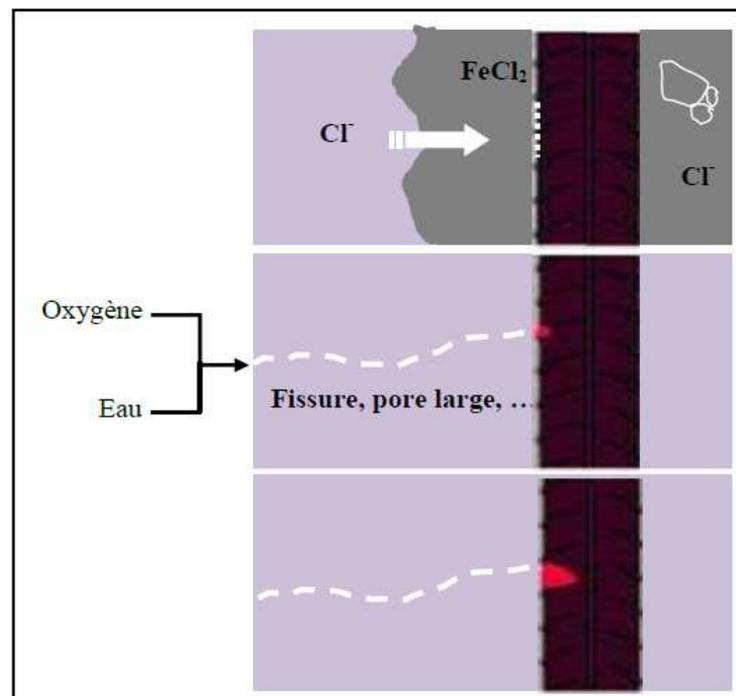


Figure VII.1. Schéma illustratif de dégradation des armatures due aux chlorures [20].

VII.2.2. La concentration critique d'initiation de la corrosion

L'initiation de la corrosion a lieu lorsque la teneur en ions chlorures au droit des armatures atteint une valeur critique. Cette valeur est fonction du rapport entre la concentration en chlorures $[Cl^-]$ et la concentration en hydroxydes $[OH^-]$.

Dans un béton non carbonaté, le rapport $[Cl^-]/[OH^-]=0,6$ correspond à une teneur en chlorures de 0,4 % (en pourcentage de la masse de ciment). Cette teneur en chlorures est appelée « Concentration critique d'initiation de la corrosion ». Elle est noté $[Cl^-]_{cr}$ [29], [31].

Dans la pratique, les ions chlorures sont dosés à partir de poudre de béton prélevée sur ouvrage par tranche. Le dosage de la teneur en chlorures des différentes tranches permet alors de tracer un profil de pénétration des chlorures. La concentration en chlorures est alors exprimée en pourcentage de la masse de béton.

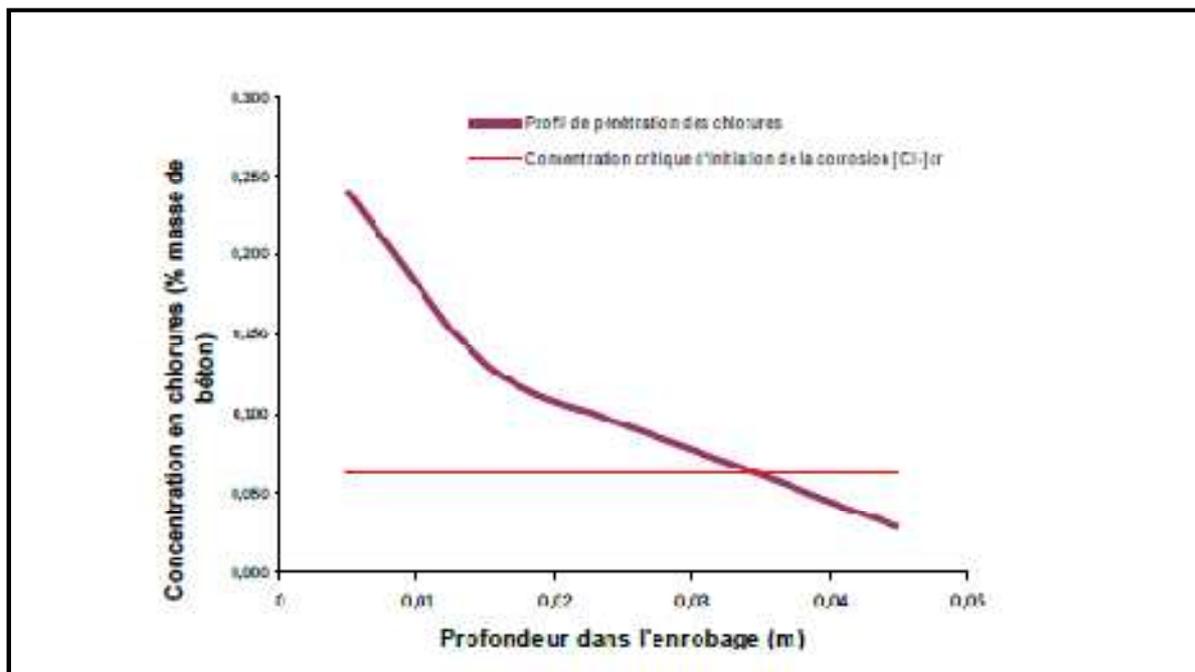


Figure VII.2. Concentration critique d'initiation de la corrosion[29]

Sur le graphique ci-dessus, on constate que la concentration critique d'initiation de la corrosion est atteinte à 3,5 cm de profondeur (« front critique des chlorures »). Si les armatures sont positionnées au-delà de cette profondeur, la corrosion n'est pas initiée. A l'inverse, si l'enrobage des armatures est inférieur à 3,5 cm, on peut conclure que la corrosion est initiée.

Il est recommandé de réaliser un minimum de deux profils de pénétration des chlorures par zone d'investigation. Les zones d'investigation doivent être représentatives de la structure et de son exposition. Il est recommandé d'effectuer les prélèvements de poudre par tranche au minimum jusqu'aux armatures, l'idéal étant de prolonger le prélèvement légèrement au delà de ces dernières (1 ou 2 cm). L'épaisseur des tranches peut être variable, elle est à adapter en fonction de l'épaisseur d'enrobage.

L'interprétation du profil de pénétration des chlorures nécessite d'exprimer $[Cl]_{cr}$ en pourcentage de la masse de béton. Pour un béton dosé à 400 kg/m³, le seuil de 0,4 % (par rapport à la masse de ciment) correspond à un seuil de 0,064 % (par rapport à la masse de béton) :

$$[Cl]_{cr} (\% \text{ masse béton}) = \frac{[C]}{\rho_{\text{béton}}} \times [Cl]_{cr} (\% \text{ masse ciment})$$

[C] : dosage en ciment en kg/m³

$\rho_{\text{béton}}$: masse volumique du béton en kg/m³

VII.3. Principe de la comparaison des résultats obtenus

Dans un premier temps, les résultats obtenus par modélisation sont exploités pour simuler le phénomène de diffusion des chlorures dans les éprouvettes, à partir du profil de concentration des chlorures dans le temps, est tiré le temps d'initiation de la corrosion qui correspond au seuil de concentration critique des chlorures. La comparaison se fera entre ce temps et celui à partir duquel les résistances des éprouvettes soumises à l'essai de corrosion accélérée chutent, qui sont obtenus à partir des résultats expérimentaux afin de conclure la cause de la chute de résistance des éprouvettes et dans quelle phase elles y sont (incubation ou bien initiation de la corrosion).

Les figures VII.3, VII.4 et VII.5 ci-dessous récapitulent les résultats trouvés dans le cadre de cette recherche

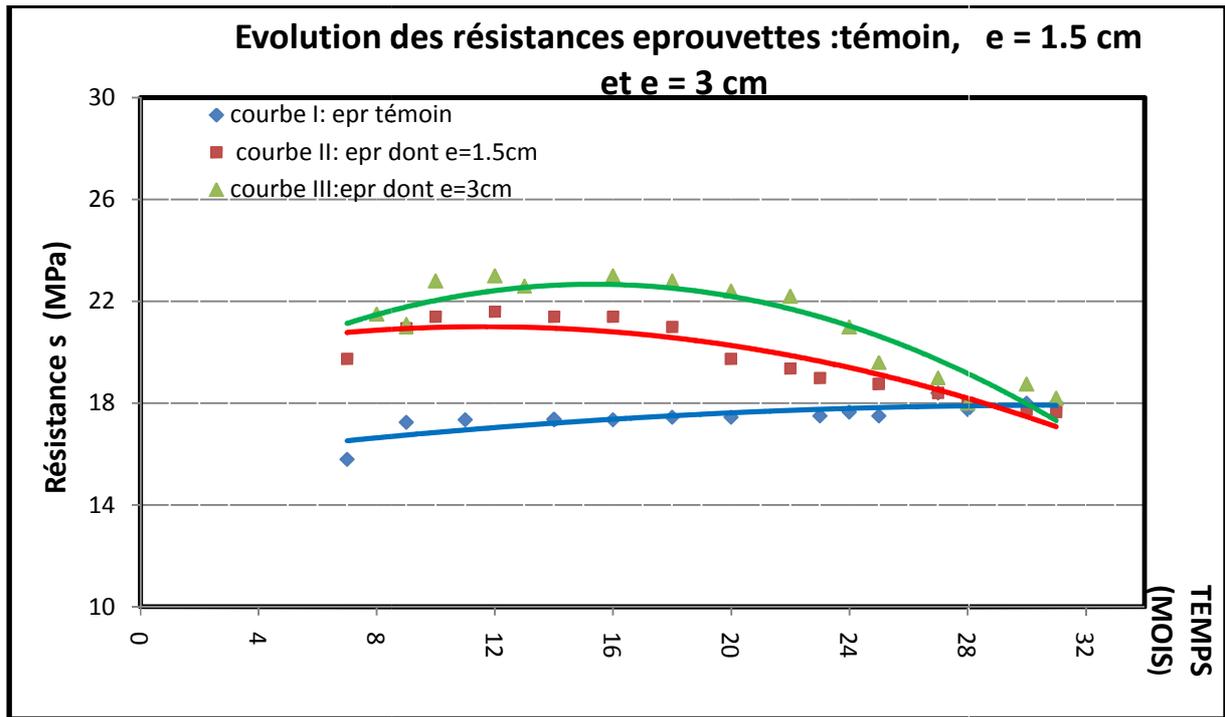


Figure VII.3. Comparaison des résistances de compression obtenues avec l'ultrason

Le temps pour lequel la résistance de l'éprouvette dont $e = 1,5$ cm décroît est d'environ 1 an et deux mois (14 mois) et celui de l'éprouvette dont $e = 3$ cm est d'environ 1 an et 3 mois (15 mois).

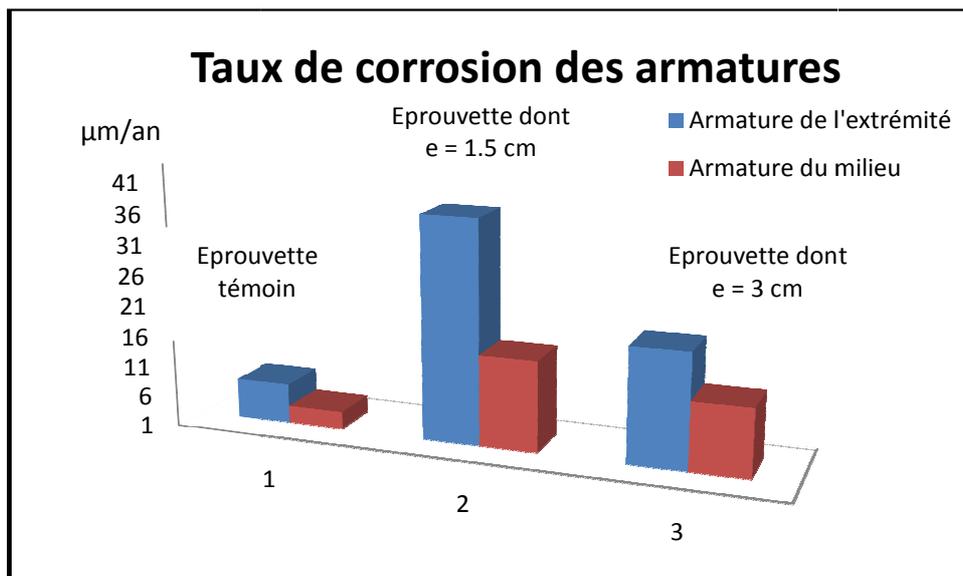


Figure VII.4. comparaison entre les taux de corrosion des armatures

Cette figure montre que, les taux de corrosion les plus élevés sont ceux des armatures des extrémité comparativement à ceux du milieu, de plus, ils sont élevés pour les armatures à faible enrobage (1,5cm) suivi de ceux d'enrobage de 3cm, pour les armatures de l'éprouvette témoin, quant à elles, elles présentent un taux de corrosion faible, qui est dû au phénomène de carbonation.

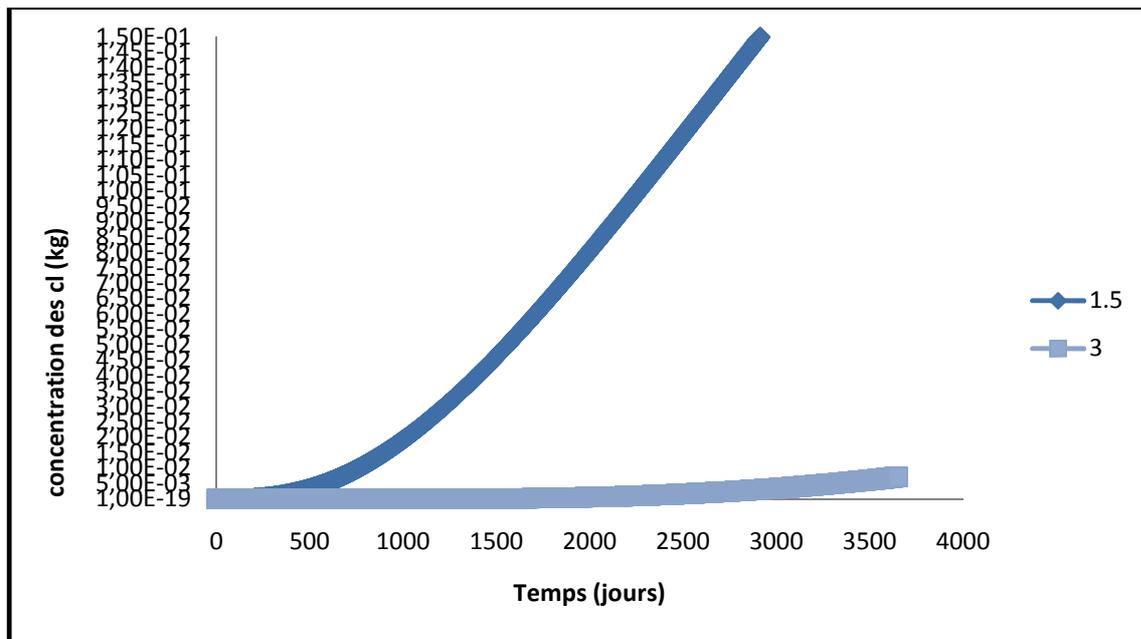


Figure VII.5. concentration des chlorures à l'emplacement des armatures en fonction du temps

D'après cette courbe, on peut déduire que, plus on est proche de la surface exposée au chlorures, plus la pénétration de ces derniers est élevée, la concentration en ions chlorures dans l'éprouvette dont l'enrobage $e = 1,5$ cm accroît avec temps et très élevée comparativement à celle de l'éprouvette dont $e = 3$ cm qui est presque stable dans le temps.

VII.3.1. Calcul de la concentration critique d'initiation de la corrosion dans les éprouvettes

Dans notre cas, le béton confectionné est dosé à 350 kg/m^3 , le seuil de $0,4 \%$ par rapport à la masse de ciment correspond à un seuil de $0,056 \%$ par rapport à la masse de béton. D'où, la masse des chlorures qui provoque la corrosion des armatures dans les éprouvettes, après calcul, est de : $m[\text{Cl}]_{\text{cr}} = 0,06762 \text{ Kg}$.

Ce seuil de concentration critique des chlorures provoquant l'initiation de la corrosion, qui est de $[\text{Cl}]_{\text{cr}} = 0,06762 \text{ Kg}$, est atteint à t environ 800 jours (environ 02ans et 02 mois) pour l'éprouvette dont $e = 1,5$ cm et à t environ 3500 jours (environ 10 ans) pour l'éprouvette dont

e =3 cm, d'après la figure VII.5.

VII.3.2. Récapitulation

- D'après les les résultats trouvés dans la partie expérimentale (figure VII.3.), les temps pour les lesquels les résistances des éprouvettes décroissent sont :
 - T = 1 an et deux mois (14 mois) pour l'éprouvette dont e =1.5cm
 - T =1 an et 3 mois (15 mois) l'éprouvette dont e = 3 cm.

- D'après les profils de pénétration des chlorures obtenus par modélisation, avec le logiciel ANSYS (figure VII.5.), le seuil de concentration critique des chlorures provoquant l'initiation de la corrosion calculé ($[Cl]_{cr} = 0,06762 \text{ Kg}$) , correspond à :
 - T= 800 jours (environ 02ans et 02 mois) pour l'éprouvette dont e = 1,5 cm
 - T =3500 jours (environ 10 ans) pour l'éprouvette dont e =3 cm.

	Temps à partir duquel Les résistances baissent	Temps d'initiation de la corrosion	Observation	Conclusion
Eprouvette à 1,5 cm d'enrobage	T1=14 mois (420 jours)	T2=800 jours	T1<T2	Les éprouvettes sont en phase d'incubation
Eprouvette à 3 cm d'enrobage	T3=15 mois (450 jours)	T4=3500 jours	T3 < T4	

On peut constater que les temps trouvés expérimentalement pour lesquels les résistances des éprouvettes baissent sont différents à ceux trouvés analytiquement avec le logiciel Ansys correspondant au temps d'initiation de la corrosion, en effet ils sont inférieurs, ce qui nous mène à dire que la chute de la résistance du béton n'est pas due à la corrosion des armatures du fait que la corrosion n'est pas initiée au moment où les résistances chutent, c'est à dire malgré la présence d'un taux de corrosion dans les armatures, ce dernier n'a pas atteint le seuil provoquant l'initiation de la corrosion, d'où, on peut considérer que **les éprouvettes sont en phase d'incubation.**

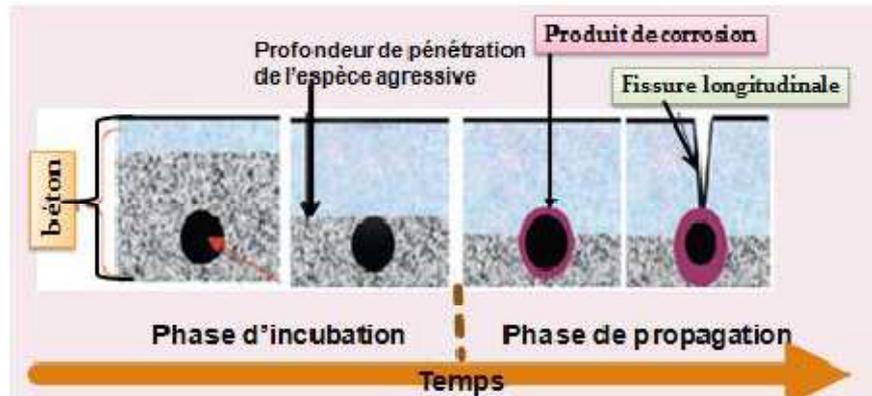


Figure VII.6. Schématisation de l'évolution des dégradations du béton et de l'acier [28]

On conclue donc que la perte des caractéristiques mécanique (résistance) est liée aux agressions chimiques sur le béton seul, l'interaction des chlorures avec la pate du ciment engendre des pores, gonflements, des fissurations et des éclatements, qui ont comme conséquence une diminution des propriétés mécaniques du béton.

Les résultats de l'analyse surfacique de l'interface armature/béton au MEB confirment les résultats trouvés, en effet, on a constaté la présence de pores, fissures et produits de corrosion.

VII.3.3. Interprétation

- Des travaux (**Thai Quang NGUYEN**) [37], ont montré que la dissolution de la portlandite peut entrainer une perte de résistance jusqu'à 60% de la résistance en compression initiale. Elle joue un rôle très important dans la durabilité des bétons. En effet, la portlandite est une phase très soluble et rapidement lixiviée dès que le pH dans la solution interstitielle diminue.
- Le fascicule de documentation FD P18-011 [29] et ses normes associées définissent les différents environnements agressifs et leurs modes d'action sur le béton. Pour les bétons en environnement marin, on peut retenir les éléments agressifs ci-dessous :
 - L'ion chlorure, du fait de sa concentration élevée (ion majoritaire dans l'eau de mer) et de sa diffusion facilitée par une faible charge et un encombrement limité, peut réagir

avec le matériau en profondeur. Les sels de chlorures présents naturellement dans l'eau de mer, notamment les chlorures de magnésium $MgCl_2$ et les chlorures de calcium $CaCl_2$ sont agressifs vis-à-vis du béton. Le chlorure de magnésium $MgCl_2$ réagit avec la portlandite $Ca(OH)_2$ et provoque la dissolution (ou lixiviation) du liant. Le chlorure de calcium $CaCl_2$ réagit avec l'aluminat tricalcique C3A (provenant du clinker) et conduit à la formation d'un chloro-aluminat de chaux puis d'ettringite, voire même de thaumasite (en présence de silice dissoute et de carbonates), qui sont des gels expansifs pouvant générer des gonflements, des fissurations et des éclatements du béton.

- Les sulfates forment des produits insolubles en présence d'aluminat et de chaux. Leur agressivité résulte essentiellement des contraintes de traction importantes développées par la formation d'ettringite (ou sel de Candlot). Ces sels à caractère expansif conduisent à un gonflement du béton et à sa fissuration. Les fissures produites sont généralement assez fines et surtout organisées sous forme de faïençage.
- Le magnésium réagit chimiquement avec les produits à base de calcium et se substitue à celui-ci, ce qui conduit à la formation de produit (brucite et M-S-H) n'ayant plus de propriétés liantes. Cette réaction chimique est lente mais peut aboutir à la perte de cohésion du liant et par conséquent à une diminution des propriétés mécaniques du béton (limitée à quelques centimètres de profondeur).

VII.4. Conclusion

Dans le cadre de ce travail, l'étude du comportement du béton armé exposé à un environnement agressif qui est la présence des chlorures contenus dans l'eau de mer, a été établie, pour ce faire, des éprouvettes en béton armé sont confectionnées au laboratoire et on les a fait subir à la corrosion accélérée avec des cycles immersion/séchage. Le paramètre dont on a fait varier c'est l'enrobage des armatures afin de marquer son importance dans la protection des armatures. Dans un premier temps, l'influence des ions chlorures sur le béton a été étudiée par l'essai à l'ultrason qui nous a permis d'avoir l'évolution de la résistance dans le temps des éprouvettes étudiées. Ensuite, l'état de corrosion des armatures est déterminé avec l'appareil Voltalab, par la méthode voltamprométrique, on a pu déterminer le courant, la vitesse et le taux de corrosion, avec le MEB, on a pu avoir la microstructure du béton. Puis, la simulation de

l'essai de corrosion accélérée avec le logiciel Ansys est établie afin d'avoir l'évolution de la pénétration des chlorures dans le temps pour déduire la phase dans laquelle se trouvent les éprouvettes.

D'après les résultats expérimentaux et numériques trouvés, on peut conclure ce qui suit :

- **Influence du milieu agressif (eau + chlorures) :**

La résistance des deux éprouvettes immergées dans l'eau salée augmente plus rapidement comparativement à celle de l'éprouvette témoin, néanmoins après avoir atteint un certain seuil elle chute. Cette chute est due à l'interaction des ions chlorures avec le béton qui a comme conséquence dissolution de la portlandite ce qui crée des pores.

- **Influence de l'enrobage**

Le degré de protection du béton armé vis-à-vis la corrosion dans un milieu chloruré est conditionnée par l'épaisseur de l'enrobage qui joue un rôle important dans la passivation des armatures, car il est considéré comme une barrière étanche contre la pénétration des agents agressifs. Aussi, plus l'enrobage diminue plus la résistance du béton diminue et plus le taux de corrosion augmente.

- **Influence de la combinaison des deux paramètres : milieu agressif et enrobage**

Le temps pris par les deux éprouvettes pour atteindre leur résistance maximale est différent, en effet, il est plus long pour l'éprouvette dont l'enrobage le plus élevé (3cm), que celui pris par l'éprouvette de 1,5 cm d'enrobage, cela est peut être due à l'influence de la présence des agents agressifs (l'eau + les chlorures) et à l'épaisseur du béton d'enrobage qui forme une barrière contre la pénétration de ces agents et leur arrivée aux armatures, donc plus l'épaisseur est grande, plus le temps est long. Aussi, plus l'épaisseur de l'enrobage augmente plus la concentration diminue donc moins de risques de corrosion.

- Enfin, et après avoir comparé les résultats expérimentaux et numériques, on conclue que les éprouvettes sont en phase d'incubation et la chute de résistance est due à l'interaction des chlorures avec le béton seul, et non pas à la corrosion des armatures.

Ce travail s'inscrit dans le contexte de préoccupations actuelles liées à la durabilité du béton dans son environnement qui est un domaine de recherche largement exploré. Il constitue une contribution expérimentale et numérique à la caractérisation et le suivi de l'évolution du phénomène de pénétration des ions chlorures dans le béton, qui est un sujet vaste et complexe qui englobe beaucoup de paramètres liés au matériau béton et au milieu environnant.

Cette recherche s'est déroulée avec quatre objectifs, nous avons tout d'abord effectué une étude bibliographique centrée sur le béton armé, les contraintes d'ordre mécanique et environnementales engendrant les différentes pathologies, ainsi que sa durabilité dans son environnement. Cette étude a montré que la corrosion de l'acier est la cause majeure de la dégradation des ouvrages en béton armé, surtout lorsque ces ouvrages sont exposés à un milieu marin. Elle a signalé aussi que les méthodes utilisant la propagation d'ondes, sont parmi les méthodes ayant le plus grand potentiel pour l'évaluation non destructive du béton.

Le deuxième, est de suivre expérimentalement l'évolution des caractéristiques mécaniques du béton avec l'ultrason, l'évolution de l'état des armatures avec la **voltampérométrie**, l'étude de l'interface armature/béton au MEB ainsi que la détermination de la profondeur de pénétration des chlorures par la méthode colorimétrique aux nitrate d'argent, les éprouvettes confectionnées au laboratoire étaient soumises à la corrosion accélérée par les cycles immersion/séchage.

Quant au troisième, c'est de bâtir une modélisation du mécanisme mis en jeu, qui est la pénétration des ions chlorures, afin de mieux comprendre et caractériser le mécanisme physico-chimique de transport régissant les échanges ioniques et de l'humidité entre l'environnement agressif externe et la solution interstitielle comprise dans la porosité du béton d'enrobage. Les différents profils obtenus, ont permis d'évaluer la concentration des chlorures à l'emplacement des armatures à différentes périodes.

Et enfin le quatrième, c'est de confronter les résultats expérimentaux et numériques trouvés, afin de prédire la durabilité par la connaissance de la durée d'exposition aux chlorures nécessaire pour que la concentration critique soit atteinte au niveau des aciers, et déduire les causes de la dégradation mécanique des éprouvettes testées.

Les résultats de cette recherche indiquent d'un côté, qu'il existe une relation entre les caractéristiques physiques et mécaniques du béton armé et la diffusion ionique des chlorures, notamment la résistance mécanique et la porosité. Ce qui mène à dire que la diffusivité dépend de la microstructure du béton. D'un autre, que l'épaisseur de l'enrobage est un

paramètre fondamental de la durabilité du béton armé qui permet d'allonger l'initiation de la corrosion.

Les résultats trouvés à partir des essais expérimentaux et numériques peuvent être récapitulés en comme suit :

- L'essai à l'ultrason élaboré pour suivre l'évolution des caractéristiques mécaniques et physiques du béton dans le temps lors de son exposition aux chlorures, a montré que ces caractéristiques augmentent avec le temps et tendent à se stabiliser pour l'éprouvette référence qui n'est soumise à aucune contrainte environnementale. Ces caractéristiques augmentent jusqu'à un certain temps puis baissent pour les éprouvettes ayant subi des cycles immersion/séchage, qui permettent l'accélération de la pénétration des ions chlorures, les caractéristiques sont élevées comparativement à celles obtenues sur le béton référence, cette élévation, est due à leur immersion dans l'eau de mer. Les travaux de recherches (**FNINE Abdelilah**) ont montré que la saturation en eau accélère la vitesse de propagation des ondes ultrasoniques, donc une évolution croissante de la résistance en fonction de la teneur en eau, puis ces caractéristiques baissent progressivement avec le temps, Cette baisse est beaucoup plus précoce dans l'éprouvette d'enrobage 1,5 cm comparativement à celle de l'éprouvette d'enrobage 3 cm. La diminution de la résistance du béton dans ces deux éprouvettes est due à la réaction des chlorures avec la pâte du ciment, ce qui a engendré la création des pores et des microfissures dans le béton.

- Le temps pris par les deux éprouvettes pour atteindre la résistance maximale est différent, en effet, il est plus long pour l'éprouvette dont l'enrobage le plus élevé (3cm), que celui pris par l'éprouvette de 1,5 cm d'enrobage, cela est due à l'épaisseur du béton d'enrobage qui forme une barrière étanche qui freine la pénétration des chlorures et leur arrivée aux armatures, ce qui augmente le temps d'initiation de la corrosion des armatures, et plus l'épaisseur est grande, plus le temps est long. D'après cet essai, on peut dire que la présence de l'eau de mer (eau+ chlorures) influe négativement sur les caractéristiques physiques et mécaniques du béton.

- L'évolution de l'état des armatures avec la méthode électrochimique a permis de conclure que la présence d'agents agressifs augmente le taux de corrosion des armatures.

Le degré de protection du béton armé vis-à-vis la corrosion dans un milieu chloruré est conditionné par l'épaisseur de l'enrobage, qui joue un rôle important dans la passivation des armatures, car il est considéré comme une barrière étanche contre la pénétration des agents agressifs.

- la présence d'une certaine inhibition pour les armatures de l'éprouvette témoin par rapport aux armatures des éprouvettes qui ont subi la corrosion accélérée qui est due à la détérioration de la couche de passivation entourant les armatures sous l'effet de la pénétration des chlorures.
 - L'inhibition est présente aussi pour les armatures situées à 3cm comparativement à celles situées à 1,5 cm des éprouvettes subissant la corrosion accélérée, ce qui confirme l'importance de l'épaisseur de l'enrobage dans la protection des armatures.
 - L'inhibition est constatée aussi pour les armatures situées au milieu des éprouvettes comparativement à celles situées à l'extrémité et ce, pour toutes les armatures des éprouvettes étudiées (témoin et celles qui ont subi la corrosion accélérée), ce qui mène à dire que plus les armatures sont passivées, moins elles sont exposées au risque de corrosion.
 - Le déplacement des courbes de Tafel pour les armatures des éprouvettes qui ont subi la corrosion accélérée vers des valeurs plus négatives, par rapport au potentiel des armatures de l'éprouvette témoin ce qui confirme l'agressivité des ions chlorures.
 - La présence de corrosion aux armatures de l'éprouvette témoin qui n'est soumise à aucune contrainte environnementale est due au phénomène de carbonatation.
- l'analyse de l'interface acier/béton au Microscope Electronique à Balayage sur des échantillons prélevés des trois éprouvettes testées effectuée à l'endroit des armatures, a montré la répartition des particules et la présence des fissures, des pores et des produits de corrosion. Les images des surfaces ont montré clairement la différence d'état entre ces échantillons qui est lisse pour l'échantillon référence avec une forme géométrique maintenue et rugueuses dont la forme modifiée pour les éprouvettes ayant subi des cycles immersion/séchage. Il a été constaté que les modifications sont importantes pour l'éprouvette dont l'enrobage 1,5 cm comparativement à celle ayant 3cm d'enrobage, car il est proche à la surface d'exposition qui se traduit par des fissures et des produits de corrosion.
- L'essai colorimétrique aux nitrates d'argent effectué sur les carottes prélevées, a montré qu'il y a eu pénétration des chlorures à l'intérieur des éprouvettes testées subissant des cycles immersion/séchage.
- La modélisation de la diffusion des chlorures avec le logiciel ANSYS, a permis de constater que :
- Le béton exposé à un milieu agressif est sujet au phénomène de diffusion de ces agents par gradient de concentration.

- Augmentation de la teneur en chlorure dans la zone proche à la surface de contact avec la solution agressive extérieure, est due à l'ouverture de la porosité du matériau dans cette zone résultant à la dissolution de la portlandite.
 - La pénétration des chlorures augmente dans le temps mais avec une concentration décroissante jusqu'à ce qu'elle s'annule.
 - Plus l'enrobage est petit, plus la concentration des chlorures est grande, et plus l'épaisseur de l'enrobage augmente plus la concentration diminue donc moins de risques de corrosion. En effet, une concentration de 0.9 Kg est enregistrée à 0,5cm de l'extrémité et de 0,21 Kg à 1,5 cm et de $7,4 \cdot 10^{-3}$ Kg à 3 cm à $t = 10$ ans.
- Après avoir comparé les résultats expérimentaux et numériques, et après calcul de la concentration critique en chlorures dans les éprouvettes, on conclue qu'elles sont en phase d'incubation et la chute de leur résistance est due à l'interaction des chlorures avec le béton, qui a pour conséquence la dissolution de la portlandite et la création des pores et fissures.

Perspectives

Le béton armé ordinaire à base du ciment portland, que nous avons formulé, n'est pas recommandé pour résister à l'agression de l'eau de mer. Par ailleurs, l'étude du phénomène de diffusion des chlorures dans le béton nécessiterait des analyses plus poussées afin d'avoir une meilleure durabilité, pour cela, on doit élever les exigences de résistance aux chlorures à savoir :

- L'amélioration de la qualité du béton par l'utilisation des ajouts et des ciments spéciaux résistant aux chlorures.
- Augmentation de l'épaisseur de l'enrobage est se référer aux normes.
- L'étude de d'autres indicateurs de durabilité tel que le rapport E/C, l'utilisation des inhibiteurs de corrosion,...etc.

Références bibliographiques

- [1]. **Tania CROSTON, (06- 2006)**, « Etude expérimentale du comportement d'une poutre en béton armé en flexion 3 points réparés par matériaux composites », thèse de doctorat, Ecole nationale supérieure d'arts et métiers, centre de Bordeaux, France.
- [2]. **Notice n° PM 08-01, (04- 2008)**, « Guide d'utilisation du béton en site maritime », Centre d'Etudes techniques maritimes et fluviales, ministère de l'écologie, de l'énergie, du développement durable et de l'aménagement du territoire, France.
- [3]. **Véronique NOBEL PUJOL - LESUEUR, (05-02- 2004)**, « Etude du mécanisme d'action du monofluorophosphate de sodium comme inhibiteur de la corrosion des armatures métalliques dans le béton », thèse de doctorat, université Paris 6, université pierre et marie curie - spécialité génie des procédés et haute technologie.
- [4]. **J.-P. Balayssac, V. Kringkaï, M. Sbartai, G. Klysz, S. Laurens, G. Arliguie, (05-2007)**, « Contribution au développement du radar pour la caractérisation non destructive du béton », 25e rencontres de l'AUGC, Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC), INSA – UPS Génie Civil, 135 avenue de Rangueil, F-31077 TOULOUSE Cedex 04, France.
- [5]. Dreux and Festa, 1998; de Larrard, 2000
- [6]. **Mathieu CHEKROUN, (29-11-2008)**, « Auscultation de la peau du béton par ondes ultrasonores haute fréquence », thèse de doctorat, École Centrale de Nantes, Sciences Pour l'Ingénieur Géosciences Architecture.
- [7]. **TACHE, (1994)**, « Durabilité des armatures du béton armé et précontraint », enquête IREX.
- [8]. **NDZANA AKONGO Grégoire, TCHOUMI Samuel**, « Réhabilitation des ouvrages en béton armé dégradés par la corrosion des armatures », DIPET2 (Diplôme des Professeurs des lycées d'Enseignement Technique 2ème grade), Génie Civil, Option: Bâtiment et Travaux, Université de Douala (Ecole Normale Supérieure de l'Enseignement Technique) ENSET.
- [9]. **Valentine RINCKER, (06- 2009)**, « Diagnostic de structures existantes. Du relevé visuel au confortement des ouvrages en passant par les moyens d'investigations des structures en béton. », Projet de Fin d'Etudes, Spécialité Génie Civil, l'INSA Strasbourg, groupe ingénierie Europe, Ginger CEBTP.
- [10]. **Saida BOUALLEG, (09- 2004)**, « Effet des milieux agressifs sur les caractéristiques de durabilité des bétons et des matrices cimentaires », thèse de doctorat, université Mohamed Boudiaf de M'SILA, Algérie.
- [11]. **J. Rhazi, S. Laurens, J.P. Balayssac, G. Ballivy (06-2002)**, « Evaluation de l'état de santé des structures en béton par les technologies acoustiques et électromagnétiques », 4e Conférence spécialisée en génie des structures de la Société canadienne de génie civil, Montréal, Québec, Canada, juin 2002.

Références bibliographiques

- [12]. **Benjamin DURAND, (06- 2010)**, «Pérennisation des ouvrages en génie civil dans des problématiques liées à l'eau : diagnostic, réparations et confortement», Projet de Fin d'Etudes, Spécialité Génie Civil, l'INSA Strasbourg.
- [13]. **Association Française du Génie Civil, [AFGC], (11-2003)**, «Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion », Documents scientifiques et techniques.
- [14] **ARMY TM 5-809-10-2. Appendix E, (1998)**, « Guidelines for the evaluation of existing *materials* [en ligne], Seismic Design», Guidelines for Upgrading Existing Buildings. Navy BNAVFAC P-355.2, 1988. <http://www.usace.army.mil/inet/usace-docs/armytm/tm5-809-10-2/>
- [15]. **BETOCIB : Annexe aux prescriptions techniques, (09-2003)**, «Réparation des bétons à base des ciments blancs», 07 place de la défense - la défense 492974, PARIS LA DEFENCE CEDEX.
- [16]. **M. CHEKROUN^{1, 2}, L. LU², L. LE MARREC³, O. ABRAHAM², G. VILLAIN², O.DURAND²**, «Diffusion multiple des ultrasons pour l'évaluation non destructive du béton avec des ondes de surface»,¹ Electricité De France (EDF R&D) – Chatou France
² Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) - Nantes France, ³ Institut de Recherche Mathématiques de Rennes (IRMAR) – Rennes France.
- [17]. **Patrice RIVARD, François SAINT-PIERRE, Riad AL-WARDANY, Clermont GRAVEL, Gérard BALLIVY, (30-09/05-10-2006)**, «Programme d'évaluation de l'état des ouvrages hydrauliques touchés par la réaction alcalis-granulats», Congrès annuel 2006 de l'ACB, association canadienne des barrages, Université de Sherbrooke, Québec, Quebec city, Canada.
- [18]. **R.Lassoued, K. Ouchenane, M, Ouchenane, (25-11/26-11-2008)**, «Corrosion des armatures dans le béton armé, Techniques de réparation et de réhabilitation», colloque National : Pathologie des Constructions : Du Diagnostic à la Réparation, Faculté des sciences de l'ingénieur, Département de Génie Civil, université Mentouri Constantine, Algérie.
- [19]. **Quang Thanh Nguyen, Sabine Caré, Yves Berthaud, A.Millard**, « Fissuration du béton soumis à la corrosion », n°2/2005, pages 1 à 15, LMT-Cachan, ENS Cachan/CNRS/Univ.Paris 6, 61, Av. du Pt Wilson, 94235 Cachan.
- [20]. **OUALIT Mehena, (2009)**, « Indicateurs de durabilité du béton dans le contexte Algérien », thèse de magister, université M'hamed Bouguara de BOUMERDES, Ecole Doctorale des Sciences et Ingénierie : Matériaux-Structure et Environnement, Algérie.
- [21]. **Mickaël DEKOSTER, (2009)**, «Etude du comportement mécanique des structures en béton armé dégradé par la corrosion», thèse doctorat, université de Lille1, France.
- [22]. **Rita de Cássia SILVA, (11- 2004)**, « Contribution à l'analyse probabiliste de la performance des ponts en béton armés », thèse de doctorat, Ecole Universitaire d'Ingénieurs de Lille (EUDIL), Lille.

Références bibliographiques

- [23]. **Véronique BAGHORELLE- BOUNIE, (12-2005)**, «Nouvelle approche performantielle prédictive fondée sur les indicateurs de durabilité», Club régional Ouvrages d'Arts - les sables d'Olonnes, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris-France.
- [24]. **J.P BALAYSSAC, S.LAURENS, G.ARLIGUI, G.KLYSZ**, « Intégration de l'évaluation non destructive dans la surveillance des ouvrages de génie civil », Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions (LMDC), INSA-UPS Génie Civil ,135 AVENUE DE RANGUEIL, 31077 TOULOUSE, CEDEX, France.
- [25]. **MEDACHS, Stéphanie BONNET et Abdelhafid KHELIDJ** - Interreg IIIB Atlantic Space - Project N°197, «La durée de vie des ouvrages en béton armé situés sur la façade atlantique », Report n°2-1, Concrete in marine environment, IUT de Saint Nazaire - rue Michel Ange, 44600 Saint Nazaire.
- [26]. **VERVISCH-FORTUNÉ Isabelle, (09- 2009)**, « Sensibilité de la technique d'émission acoustique à la corrosion des armatures dans le béton », thèse de doctorat, Université Toulouse III – Paul Sabatier, France.
- [27]. **Erdogan MADENCI, Ibrahim GUVEN**, « The finite element method and applications in engineering using ansys », The University of Arizona, Springer.
- [28]. **Belarouci Abdelghani (2011)**, « influence de la température sur le transfert des ions chlorures dans les bétons » thèse magister, Université Aboubekr Belkaid – Tlemcen, Algérie.
- [29]. **Rapport, Centre d'Etudes Techniques Maritimes et Fluviales (C.E.T.M.E.F), (10-2011)**, « Altération du béton en site maritime », France.
- [30]. **Viet-Hung NGUYEN, (04-10 2005)**, « couplage dégradation chimique -comportement en compression du béton », thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Spécialité : Structures et Matériaux, France.
- [31]. **Fabrice DEBY, (30-10- 2008)**, « Approche probabiliste de la durabilité des bétons en environnement marin », thèse de doctorat, Université Toulouse III – Paul Sabatier, France.
- [32]. **APPLET L1-3-6, (26-10-2010)**, « **Durée de vie des ouvrages : Approche Prédictive Performantielle et probabiliste** », Rapport de synthèse sur la prédiction de la diffusion ionique, agence nationale de recherche, France.
- [33]. **FNINE Abdelilah, (03-12-2006)**, «Caractérisation mécanique des premiers centimètres du béton avec des ondes de surface», thèse de doctorat, université des sciences et technologies de Lille – Lille 1, France.
- [34]. **Joëlle PERREAULT-CHABOT, Marc JOLIN, Éric SAMSON**, « **Influence des conditions d'exposition des stationnements multiétagés sur la pénétration des chlorures dans le béton** » projet de recherche, Conseil de recherches en sciences naturelles et en Génie du Canada (CRSNG).

Références bibliographiques

- [35]. **Michaël DIERKENS, (15-11-2011)**, «Principales agressions et attaques du béton », CETE de LYON – DLL, Ministère de l'Écologie, du Développement durable, des Transports et du Logement, France.
- [36]. **SAADOUNE Souhila, (22-06-2010)**, « Synthèse et caractérisation d'inhibiteurs bi-fonctionnels : application à la corrosion des aciers de construction », thèse de magister, faculté des sciences de l'ingénieur, université Ferhat Abbas, Sétif.
- [37]. **Thai Quang NGUYEN, (07-12-2007)**, « Modélisations physico-chimiques de la pénétration des ions chlorures dans les matériaux cimentaires thèse de doctorat, école nationale des ponts et chaussées, France.
- [38]. **David CONCIATORI, (2005)**, « effet du microclimat sur l'initiation de la corrosion des aciers d'armature dans les ouvrages en béton arme », thèse doctorat, école polytechnique fédérale de Lausanne, institut de structures, section de génie civil.
- [39]. **André ORCESI, (11- 2008)**, « Etude de la performance des réseaux d'ouvrages d'art et détermination des stratégies de gestion optimales », thèse de doctorat, l'Université Paris-Est.
- [40]. **Christian CREMONA, (2005)**, « Analyse de la performance des ouvrages existants : vers une approche basée sur la notion de cycle de vie », le vieillissement dans les centrales nucléaires, recueil de contribution. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 58 boulevard Lefebvre, F75732 Paris Cedex 15, France.
- [41].**Emmanuel ROZIERE, (11-2007)**, « Etude d la durabilité des bétons par une approche performantielle », thèse de doctorat, Ecole Centrale de Nantes, Université de Nantes.
- [42].**L. KASSOUMI, M. AIT ELAAL, A. OUALI, R. ESSAMOUD A. GHAFIRI**, « Approche performantielle et prédictive de béton des ouvrages d'art sur la base d'indicateurs de durabilités », Département de Géologie, Faculté des sciences Ben M'sik, Université Hassan II – Mohammadia, Maroc.
- [43].**EUROCODE, (1991)**, « Norme Européenne : Eurocode 1 : Bases de calculs et actions sur les structures », Partie 1 : Bases de Calcul, AFNOR, Avril 1996.
- [44]. **Association Française du Génie Civil, [AFGC], (06-2003)**, « Conception de bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages – Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali réaction », État de l'art et guide pour la mise en œuvre d'une approche performantielle sur la base d'indicateurs de durabilité.
- [45]. **A. Messabhia 1, N. Hassounet,(October 12-14, 2009)**, « Validation d'une base connaissances d'aide au diagnostic et à la réparation des ouvrages en béton armé », SBEIDCO – 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ;ENSET Oran (Algeria).
- [46]. **Samuel NAAR, (05- 2006)**, « Evaluation non destructive du béton par mesures de résistivité électrique et thermographie infrarouge passive », thèse de doctorat en cotutelle, université Bordeaux

Références bibliographiques

1, école doctorale des sciences physiques et de l'ingénieur et l'université de Sherbrooke, faculté de génie civil.

[47]. **Ferri P. Hassani, Moe Momayez, (2004)**, « Conception d'un nouvel appareil d'auscultation des couches de béton projeté sur les parois des galeries de mines souterraines », rapport 'R-389' études et recherches

[48]. **Mourad ADOUS, (05-10- 2006)**, «caractérisation électromagnétique des matériaux traités de génie civil dans la bande de Fréquences 50 mhz – 13 ghz », thèse de doctorat, université de Nantes, école doctorale sciences et technologies de l'information et des matériaux.

[49]. **MEBIROUK Fatihaa, BENMERLAOUI Rabah, (13-11/17-11-2008)**, «Formes de corrosions et pathologie», colloque **MATERIAUX 2006** – Dijon, France.

[50]. **MEBIROUK Fatiha, (25-11/26-11-2008)**, «Origines et mécanismes des désordres dus à la corrosion du béton arme, méthodes de réhabilitation», colloque National : Pathologie des Constructions : Du Diagnostic à la Réparation, Faculté des sciences de l'ingénieur, Département de Génie Civil, université Mentouri Constantine, Algérie.

[51]. **Thai Quang Nguyen - Véronique Baroghel-Bouny, Patrick Dangla**, « Approche multi-échelles pour modéliser la pénétration des ions chlorure dans le béton », Revue. Volume X – n° x/année, pages 1 à X

[52]. **TFB**, « **Etudes comparatives de la résistance aux chlorures des bétons** », Service de recherches et de conseils techniques en matière de ciment et béton, www.tfb.ch.

[53].**Bruno HUET,(2005)**, « Comportement à la corrosion des armatures dans un béton carbonaté, Influence de la chimie de la solution interstitielle et d'une barrière de transport », thèse de doctorat, école doctorale matériaux de Lyon, France.

[54]. **Durée de vie des ouvrages :Approche Prédictive Performantielle,28/10/2010** « Rapport de synthèse sur la prédiction de la diffusion ionique », L1-3/6, agence nationale de la recherche (ANR), APPLET

[55]. Techniques d'analyses électrochimiques pour l'étude de la corrosion, L3MA, UMR Ecofog, Institut d'Enseignement Supérieur de la Guyane, 97330 Cayenne, Guyane Française

[56]. **Remi BARBARULO, (septembre 2002)**, « Comportement des matériaux cimentaires : actions des sulfates et de la température » », thèse de doctorat, université Laval, Québec, Canada.

[57]. **Hassan SLEIMAN, Ouali AMIRI et Abdelkarim AÏT-MOKHTAR**, « Modélisation multi-espèces du transport des ions chlorures dans les matériaux cimentaires insaturés » 25e rencontres de l'AUGC, 23-25 mai 2007, Bordeaux, France.

Références bibliographiques

- [58]. **Durée de vie des ouvrages :Approche Prédictive Performantielle, (24-05-2007/24-11-2010)**, « Référentiel de connaissance du groupe de travail N°1 », L1-0, agence nationale de la recherche (ANR), APPLET
- [59]. **Durée de vie des ouvrages :Approche Prédictive Performantielle, (24-06-2007/24-11-2010)**, « Principes de mesures électrochimiques et modélisation », L3-3/3, agence nationale de la recherche (ANR), APPLET.
- [60]. **Géraldine VILLAIN, Mickael THIERY, Gérard PLATRET, Jean Luc CLEMENT, (Submitted on 10 Jul 2009)**, « Application d'une démarche performantielle pour évaluer la durabilité du tablier d'un grand ouvrage d'art 15 ans après sa construction », HAL Id: hal-00350468 <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00350468>.
- [61]. **Techniques et méthodes des Laboratoires des Ponts et chaussées, LCPC, «Méthodes d'essai N°58, « Caractéristiques microstructurales et propriétés relatives à la durabilité des bétons », méthodes de mesure et d'essai de laboratoire.**
- [62]. **Frédéric BOINSKI, (2014)**, « Diagnostics des ouvrages d'art et durabilité » journée technique COTITA gestion des ouvrages d'art en ile de France, Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement, CETEIF.
- [63]. **Le bulletin d'AusculTECH, numéro 3, « Evaluation de l'activité de corrosion des armatures par le relevé de potentiel de corrosion », Juillet 2013.**
- [64]. **AL HAJJAR Hikmat,(23 juin 2008)**, « applicabilité et efficacité d'une protection galvanique aux aciers de précontrainte », thèse de doctorat, université Paul Sabatier.
- [65]. **BELLAL Youcef, (2011)**, « Protection d'acier de construction vis-à-vis de la corrosion par des dérivés iminiques », mémoire de magister, universite Ferhat Abbas-Sétif, Algérie.
- [66]. **LUDOVIC BODET, (28 novembre 2005)**, « limites théoriques et expérimentales de l'interprétation de la dispersion des ondes de Rayleigh : apport de la modélisation numérique et physique », thèse de doctorat, école doctorale de Nantes.
- [67]. **Vincent PICANDET, (20/12/2001)**, « Influence d'un endommagement mécanique sur la perméabilité et sur la diffusivité hydrique des bétons », thèse de doctorat, école doctorale de mécanique thermique, et Génie-civil de NANTES.
- [68]. **R.LASSOUED, K. OUCHENANE, M. OUCHENANE, (25-26 /11/2008)**, « Formes de corrosions et pathologies », Colloque National : Pathologie des Constructions : Du Diagnostic à la Réparation, Département de Génie Civil, Université Mentouri Constantine, Algérie.

Références bibliographiques

[69]. Arnaud CASTEL, Ruijin ZHANG, Raoul FranVois, Vute, SIRIVIVATNANON, « Phases d'initiation et de propagation de la corrosion et durée de vie du béton armé en milieu salin », 25e rencontres de l'AUGC, 23-25 mai 2007, Bordeaux, France.

[70]. André RAHARINAIVO, « **La corrosion et la protection des aciers dans le béton** », Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, www.concret corrosion.net

Annexe

Tableau 1 : spécifications types, vis-à-vis de la prévention de la corrosion des armatures et l'alcaliréaction, en fonction du type d'environnement

Durabilité potentielle vis-à-vis de la corrosion des armatures	Classes et valeurs limites				
	Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
Teneur en Ca(OH) ₂ (% par rapport au ciment)	< 10	10 - 13	13 - 20	22 - 25	≥ 25
Durabilité potentielle vis-à-vis de l'alcali-réaction	Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
Teneur en Ca(OH) ₂ (% par rapport au ciment)	≥ 20	13 - 17	8 - 12	5 - 8	< 5

Tableau 2 : Type d'environnement influençant la corrosion des armatures

	N°	Type d'environnement	Classes d'exposition correspondantes de l'EN 206-1 ou de la Pr EN 1992-1
Carbonatation	1	- Sec et très sec (HR < 65 %) - Humide en permanence (y compris immersion en eau douce)	X0 et XC1 (limités au climat sec)
	2	Humide, rarement sec (HR > 80 %)	XC2
	3	Humidité modérée (65 < HR < 80 %)	XC3
	4	Périodes d'humidité alternant avec des périodes sèches sans chlorure (sels de déverglaçage, embruns, ...)	XC4
Pénétration des chlorures	5	Exposition aux sels marins ou de déverglaçage, mais pas en contact direct avec l'eau de mer . <u>5.1</u> : [Cl] faible : concentration en chlorures libres à la surface $c_s \leq 10 \text{ g.L}^{-1}$. <u>5.2</u> : [Cl] forte : concentration en chlorures libres à la surface $c_s \geq 100 \text{ g.L}^{-1}$	XSI, XDI et XD3 ⁽¹⁾
	6	Immersion dans l'eau contenant des chlorures	XS2 et XD2
	7	Zone de marnage	XS3

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

Tableau 3 : Type d'environnement influençant l'alcali réaction

N°	Type d'environnement	Classes d'exposition correspondantes de l'EN 206-1 ou de la Pr EN 1992-1
1	- Sec et très sec - Humidité modérée avec peu d'alternances	X0 et XC1 (limités au climat sec)
2	Périodes d'humidité alternant avec des périodes sèches	X0 XC1, XC3, XC4 XD1, XD3, XS1, XS3 XF1, XF3
3	Immersion en eau douce ou de mer ou fortes doses de sels de déverglaçage	X0 XC1, XC2, XD2, XS2, XS3 XF2, XF4

Tableau 4 : Type d'environnement influençant l'attaque sulfatique

N°	Type d'environnement	Classes d'exposition correspondantes de l'EN 206-1
1	- Environnement à faible agressivité chimique	XA1
2	- Environnement d'agressivité chimique modérée	XA2
3	- Environnement à forte agressivité chimique	XA3

Annexe

Tableau 5 : Indicateurs de durabilité sélectionnés et valeurs limites proposées en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée

Type d'environnement → Durée de vie exigée / Catégorie d'ouvrage / Niveau d'exigence	Corrosion induite par carbonatation (e = 30 mm)				Corrosion induite par les chlorures (e = 50 mm)			
	1	2	3	4	5		6	7
	Sec et très sec (HR<65%) ou humide en permanence	Humide (HR>80%)	Modérément humide (60<HR<80%)	Cycles fréquents d'humidification-séchage	Exposition aux sels marins ou de déverglaçage		Immersion dans l'eau contenant des chlorures	Zone de marnage
					[CL] faible ⁽¹⁾	[CL] forte ⁽²⁾		
< 30 ans Niveau 1	• P _{eau} < 16	• P _{eau} < 16	• P _{eau} < 15	• P _{eau} < 16	• P _{eau} < 16	• P _{eau} < 14	• P _{eau} < 15	• P _{eau} < 14
De 30 à 50 ans Bâtiment Niveau 2	• P _{eau} < 16	• P _{eau} < 16	• P _{eau} < 14 ⁽⁵⁾	• P _{eau} < 14 ⁽⁶⁾	• P _{eau} < 15	• P _{eau} < 11	• P _{eau} < 13	• P _{eau} < 11
De 50 à 100 ans Bâtiment et Ouvrage d'art Niveau 3	• P _{eau} < 14 ⁽⁶⁾	• P _{eau} < 14 ⁽⁶⁾	• P _{eau} < 12 ⁽⁷⁾ • K _{gaz} < 100 ⁽⁸⁾	• P _{eau} < 12 ⁽⁷⁾ • K _{liq} < 0.1 ⁽⁹⁾	• P _{eau} < 14	• P _{eau} < 11 • D _{app(mig)} < 2 • K _{liq} < 0.1 ⁽³⁾	• P _{eau} < 13 • D _{app(mig)} < 7	• P _{eau} < 11 • D _{app(mig)} < 3 • K _{liq} < 0.1 ⁽³⁾
De 100 à 120 ans	• P _{eau} < 12 • K _{gaz} <	• P _{eau} < 12 • K _{gaz} <	• P _{eau} < 9 • K _{gaz} <	• P _{eau} < 9	• P _{eau} < 12 • D _{app(mig)} <	• P _{eau} < 9	• P _{eau} < 12	• P _{eau} < 10
Grands ouvrages Niveau 4	100	100	10 ⁽⁴⁾	• K _{gaz} < 10 • K _{liq} < 0.01	20 • K _{liq} < 0.1 ⁽³⁾	• D _{app(mig)} < 1 • K _{gaz} < 10 • K _{liq} < 0.01	• D _{app(mig)} < 5	• D _{app(mig)} < 2 • K _{gaz} < 100 • K _{liq} < 0.05
> 120 ans Ouvrages dites exceptionnels Niveau 5	• P _{eau} < 9 • K _{gaz} < 10	• P _{eau} < 9 • K _{liq} < 0.01	• P _{eau} < 9 • K _{gaz} < 10 • K _{liq} < 0.01	• P _{eau} < 9 • D _{app(mig)} < 1 • K _{gaz} < 10 • K _{liq} < 0.01	• P _{eau} < 9 • D _{app(mig)} < 10 • K _{gaz} < 10 • K _{liq} < 0.01	• P _{eau} < 9 • D _{app(mig)} < 1 • K _{gaz} < 10 • K _{liq} < 0.01	• P _{eau} < 9 • D _{app(mig)} < 1	• P _{eau} < 9 • D _{app(mig)} < 1 • K _{gaz} < 10 • K _{liq} < 0.01

Durabilité potentielle faible

Durabilité potentielle moyenne

Durabilité potentielle élevée

Durabilité potentielle très élevée

Avec :

Dapp : Coefficient de diffusion apparent des chlorures ($10^{-12} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)

Peau : Porosité accessible à l'eau (%)

Kgaz : Perméabilité au gaz (10^{-18} m^2)

Kliq : Perméabilité à l'eau ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-2} \cdot \text{h}^{-0.5}$)

- (1) : Concentration en chlorures libres à la surface $C_S \leq 10$ g/l
 (2) : Concentration en chlorures libres à la surface $C_S \geq 100$ g/l
 (3) : alternative : $K_{gaz} < 100 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$
 (4) : alternative : $K_{liq} < 0.01 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$
 (5) : alternative : $P < 15\%$ et $[\text{Ca}(\text{OH})_2] \geq 25\%$
 (6) : alternative : $P < 16\%$ et $[\text{Ca}(\text{OH})_2] \geq 25\%$
 (7) : alternative : $P < 14\%$ et $[\text{Ca}(\text{OH})_2] \geq 25\%$
 (8) : alternative : $K_{gaz} < 300 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$
 (9) : alternative :
 1) $K_{gaz} < 100 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$
 2) $K_{gaz} < 300 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ et $[\text{Ca}(\text{OH})_2] \geq 25$

Tableau 6 : Synthèse des classes et valeurs limites (indicatives) relatives aux indicateurs de durabilité généraux (G) ou de substitution (S)

	Durabilité potentielle	Classes et valeurs limites				
		Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
G	Porosité accessible à l'eau (%) P_{eau}	> 16	14 à 16	12 à 14	9 à 12	6 à 9
S	Porosité mesurée par intrusion de mercure (%) P_{hg}		13 à 16	9 à 13	6 à 9	3 à 6
S	Résistivité électrique (Ohm.m) ρ	< 50	50 à 100	100 à 250	250 à 1000	> 1000
G	Coefficient de diffusion effectif des chlorures ($10^{-12} \text{ m}^2 ; \text{s}^{-1}$) D_{eff}	> 8	2 à 8	1 à 2	0,1 à 1	< 0,1
G	Coefficient de diffusion apparent des chlorures (mesuré par essai de migration) ($10^{-12} \text{ m}^2 ; \text{s}^{-1}$) $D_{app(mig)}$	> 50	10 à 50	5 à 10	1 à 5	< 1
G	Coefficient de diffusion apparent des chlorures (mesuré par essai de diffusion) ($10^{-12} \text{ m}^2 ; \text{s}^{-1}$) $D_{app(diff)}$				< 5	
G	Perméabilité apparente aux gaz (à $P_{entrée} = 2 \text{ MPa}$ et après séchage à $T = 105^\circ\text{C}$) (10^{-18} m^2) K_{gaz}	> 1000	300 à 1000	100 à 300	10 à 100	< 10
G	Perméabilité à l'eau liquide (à P_{max} par mesure directe de flux, après saturation) (10^{-18} m^2) K_{liq} (*)	> 10	1 à 10	0,1 à 1	0,01 à 0,1	< 0,01
	Type de béton (indicatif)		B25 à B35	B30 à B60	B55 à B80	> B80

Annexe

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

Tableau 7 : Synthèse des classes et valeurs limites (indicatives) relatives à la teneur en portlandite Ca(OH)₂

	Classes et valeurs limites				
	Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
Durabilité potentielle vis-à-vis de la corrosion des armatures					
Teneur en Ca(OH) ₂ (% par rapport au ciment)	< 10	10 - 13	13 - 20	22 - 25	≥ 25
Durabilité potentielle vis-à-vis de l'alcali-réaction					
Teneur en Ca(OH) ₂ (% par rapport au ciment)	≥ 20	13 - 17	8 - 12	5 - 8	< 5

Tableau 8 : Détermination du niveau de prévention en fonction du type d'environnement

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

Annexe

sécurité ou d'esthétique: barrages, tunnels, ponts ou viaducs exceptionnels, monuments ou bâtiments de prestige) Ouvrages dits exceptionnels Niveau 3 (risque inacceptable)			
---	--	--	--