



HAL
open science

Durabilité des ouvrages en béton soumis à la corrosion : optimisation par une approche probabiliste

Lucie Schmitt

► **To cite this version:**

Lucie Schmitt. Durabilité des ouvrages en béton soumis à la corrosion : optimisation par une approche probabiliste. Génie civil. INSA de Toulouse, 2019. Français. NNT : 2019ISAT0009 . tel-02296778

HAL Id: tel-02296778

<https://theses.hal.science/tel-02296778>

Submitted on 25 Sep 2019

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



THÈSE

En vue de l'obtention du DOCTORAT DE L'UNIVERSITÉ DE TOULOUSE

Délivré par l'Institut National des Sciences Appliquées de
Toulouse

Présentée et soutenue par

Lucie SCHMITT

Le 25 avril 2019

**Durabilité des ouvrages en béton soumis à la corrosion :
optimisation par une approche probabiliste**

École doctorale : **MEGEP - Mécanique, Énergétique, Génie civil, Procédés**

Spécialité : **Génie civil**

Unité de recherche :

LMDC - Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions de Toulouse

Thèse dirigée par
Frédéric DUPRAT

Composition du Jury

Frédéric DUPRAT
Carmen ANDRADE
Stéphanie BONNET
François TOUTLEMONDE
Philippe TURCRY
Jonathan MAI-NHU
Thomas DE LARRARD
Patrick PELTIER

LMDC - INSA Toulouse
CIMNE
GeM - Université de Nantes
Ifsttar
LaSIE - Université de La Rochelle
Cerib
LMDC - INSA Toulouse
Stradal

Directeur de thèse
Rapporteur
Rapporteur
Examinateur
Examinateur
Examinateur
Invité
Invité

Remerciements

Je commencerai par remercier toutes les personnes qui ont fait du jour de ma soutenance une très belle journée. Merci **Seb** et **Magali** (Au Fournil des Saveurs) pour les petits fours du pot qui étaient excellents, merci à **Michel, Marie-Claude, Suzanne, Pauline, Cricri, Philippe** pour les quiches, cakes, gâteaux et autres gougères ou fougasses. Merci à **mes parents** et **Christèle** pour avoir géré l'aspect logistique. Merci à ceux qui ont pu se déplacer ou qui m'ont envoyé un message pour m'encourager et surtout merci à tous pour les incroyables cadeaux que j'ai reçu qui m'ont beaucoup touchés (et qui égayent ma maison et mon jardin) !

Merci à **Gilles Escadeillas, Alain Sellier**, directeurs du LMDC et **Marc Lebrun** et **Gilles Bernardeau**, directeurs du Cerib pendant mes années de thèse, pour m'avoir permis de réaliser ces travaux au sein de leur structure. Je remercie plus particulièrement **Patrick Rougeau** de m'avoir donné une chance et de m'avoir accueillie à l'époque au sein de la Direction Matériaux et Technologie du Béton (actuelle Direction Matériaux et Economie Circulaire) du Cerib. **Patrick**, merci également d'avoir été présent et de bons conseils tout au long de ce travail et particulièrement lors de la dernière ligne droite.

Merci aux membres du jury pour le temps qu'ils ont consacré à l'évaluation de ce travail. À **François Toutlemonde** de m'avoir fait l'honneur de présider ce jury, à **Stéphanie Bonnet** et **Carmen Andrade** pour avoir accepté de rapporter cette thèse, à **Philippe Turcry** et **Patrick Peltier** pour l'avoir examiné. Vos questions et remarques constructives contribueront à améliorer ces travaux et nos futures recherches.

Une thèse étant le fruit du travail d'une équipe et non pas d'une seule personne, je souhaite remercier très chaleureusement **Frédéric Duprat**, directeur de thèse, **Thomas de Larrard** et **Jonathan Mai-Nhu**, encadrants sans qui tout ça ne serait jamais arrivé. **Jonathan**, merci d'avoir cru en moi dès le départ, de m'avoir convaincue de me lancer dans l'aventure (même si je dois avouer t'avoir maudit certains jours) et de m'avoir toujours soutenue. C'est un réel plaisir pour moi de travailler pour le département MMD, j'en apprend chaque jour tant sur le plan technique qu'humain. **Frédéric, Thomas**, un grand merci pour vos encouragements, votre aide, pour les graphiques girly et vos précieux conseils (sur la modélisation, la gestion de la dernière année et de la soutenance ou même pour des randonnées en Ariège) mais aussi pour votre disponibilité, votre patience et votre bonne humeur lors de mes séjours Toulousains. Merci surtout d'avoir su me rassurer dans les (nombreux) moments de doutes. Ne changez rien.

Merci aux Ceribiens ou ex-Ceribiens qui m'ont aidé de près ou de loin lors de ce travail **Chantal, Elisabeth, Romain, Audrey** mais aussi les membres de DMEC, feu DMTB, **Éric, Philippe, François, Thomas D., Lucas, Marjorie, Guillaume, Jérôme** et **Laurence**. Un merci plus particulier à **Bertrand** pour les nombreux essais qu'il a réalisés, pour la préparation des échantillons et aussi et surtout pour sa bonne humeur permanente (ou presque !). **Céline** pour son aide sur les essais chimiques et l'ATD/TG tant sur la réalisation que sur l'interprétation. **Carine**, merci pour les nombreux articles que tu as réussi à me trouver et pour l'animation les cafés de l'étage (tu nous manques d'ailleurs !). **Josette**, merci pour tes conseils aussi bien professionnels (expert word !) qu'humain depuis mon arrivée au Cerib. Merci à **Paul, Nicolas L., Valentin, Sujitha, Nicolas J., Lucie, Haga** et **les deux Jules** pour leur aide lors de leur stage que ça soit sur le modèle, sur les fabrications des bétons de la thèse ou sur les essais. **Paulo** pour son aide de dernière minute mais tout aussi importante. **Christèle**, merci pour tes relectures attentives du manuscrit, du résumé, du dossier de soutenance et tant d'autres documents ainsi que pour ta précieuse aide sur l'organisation de la soutenance (du pot au choix de la tenue !). Merci surtout pour tous ces moments et discussions partagés.

Merci aux membres du LMDC, **Laurie Lacarrière** d'abord pour son aide sur la partie hydratation des bétons. Merci aux collègues du cosmopolite bureau 213, **Mohamed, Matthieu, Rashid, Wulong**. Ensuite, **Rudy, Mathilde, Alexandre, Delphine, Thomas, Billy, Yvan, Pierre, Bernard, Raphaëlle, Maïa, Sophie, Cédric, Agathe** et j'en oublie pour les nombreux cafés, repas, échanges enrichissants et autres joyeusetés. Les séjours à Toulouse et le LMDC me manquent déjà vraiment beaucoup. **Rudy**, une p'tite bière ? Tu me dois une IPA de toute façon, j'ai gagné le concours !

Une grosse pensée pour ceux avec qui j'ai démarré l'aventure Béton, les membres de la cité ouvrière. **Laure, Elie, Clément, Imtiyas, Michel, Eugeyne, Nader, BétoFlow, Romain (RED)**, entre barbecues, jeux, fous rires (surtout des fous rires en fait), soirées, musique, fonce-dalles, et fabrications en tout genre, ces 6 mois ont été intenses et sont inoubliables.

Au fil des années certains collègues Ceribiens sont devenus plus que des collègues et ont été d'un grand soutien durant cette aventure, **Laure et Pauline** en premier lieu, **Cricri, Imtiyas, Suzanne, Gauthier et Clara, Florian et Sarah, Thomas S.**, merci pour les discussions (scientifiques mais pas que...) dans le bureau et ailleurs, les midis à hyper U ou à la crêperie, les déménagements, les goûters, les apéros, les barbecues, les matchs de foot, les week-ends, merci à vous tous. Mention particulière pour **Pauline** qui a été la meilleure des collocs de bureau durant ces années de thèse. Egalement pour **Laure** et nos partages de galères de doctorantes mais aussi et surtout de joies, pour nos débats animés sur des sujets plus ou moins importants (et rarement techniques finalement !). Merci pour le soutien imperturbable que tu es.

Je pense ensuite à **Anneli**, pour le rayon de soleil que tu es. **Faustine**, et plus généralement tous les habitants du 25 de notre chère rue de l'autre côté du pont, pour tous ces incroyables moments passés ensemble lors de notre enfance et même encore maintenant. Ensuite, **Benôit**, merci de m'avoir initiée à la science dès mon plus jeune âge (je n'oublierai jamais ta démonstration du théorème de Pythagore en 3D avec les cubes en plexiglas, la goutte d'encre dans l'huile puis dans l'eau et tant d'autres expériences toujours ludiques et pédagogiques). Et mes **grands-parents** mais surtout **Mémère** pour toutes ces cartes postales si jolies et si bien écrites qui m'ont donné le goût de l'image bien choisie.

Au tour maintenant de ceux qui sont là depuis 10 ans et qui resteront encore des années. La colloc Piou pour commencer, **Charlotte, Pauline** (et **Simon**, membre par alliance de la fameuse colloc mamie). Ensuite dans l'ordre alphabétique, **Charles, Clément, Jojo, Julien, Ludo, Romain, Scag, Simon** (et **Marion**). Chaque moment avec vous est une véritable bouffée d'oxygène (Le gras c'est la vie). Je pense pouvoir dire que nos voix s'accordent à merveille quand il s'agit de chanter, que dis-je, hurler du Céline ou du Michel à toute heure du jour et de la nuit. J'attends avec impatience chacune de nos retrouvailles dans des endroits toujours plus chouettes les uns que les autres. J'aime nos soirées barbecue même s'il pleut et qu'il fait 3 °C, (essayer de) gravir une montagne en allant tout droit, se baigner dans l'océan froid à 5h du matin et acheter des pains au chocolat (chocolatine pour les Toulousains) en rentrant, manger toujours plus de raclette et de brownies... Il est clair que je n'en serais pas arrivée là sans vous (et sans nos inoubliables soirées révisions au GM et ailleurs). J'ai trouvé en vous tous une seconde famille, du fond du cœur Merci. Et franchement, le Sancy on va se le faire un jour c'est promis ! Egalement si un projet de pont voit le jour entre Toulon et Ajaccio, vous serez les premiers informés...

Beaucoup d'émotions au moment de remercier ceux qui m'ont (sup)porté dans tous les moments de la vie, même et surtout les pires, ceux à qui je dois tant de choses. D'abord mes frères, **Paul, Jules**, je sais que parfois je vous en ai fait voir de toutes les couleurs quand on était petit, c'était mon rôle de grande sœur (ok je m'excuse). Je vous aime et je suis très fière de vous deux, de ce que vous êtes devenus. Croyez en vous, en vos choix tant personnels que professionnels, vous irez loin (enfin n'allez pas trop loin quand même après ça sera trop dur de se voir 😊). Mes parents, **Papa, Maman**, merci de m'avoir toujours poussée (non sans mal...) à aller de l'avant, à positiver, à me battre, merci surtout d'avoir parfois fait preuve d'une infinie patience. J'espère pouvoir vous rendre un jour tout ce que vous m'avez apporté. C'est avec les yeux humides et un sourire niais sur les lèvres que je pense à vous tous au moment de mettre un point final à ce manuscrit et par la même occasion à ma vie étudiante. Je n'aurais pas pu mieux tomber que sur vous quatre (et sur **Le Mouth, La Grosse, Briane, Rachid et Gustav** bien sûr). « *Quoi qu'on en pense, une chose est sûre : on restera la meilleure famille qu'on ait jamais eu* ¹ ».

Et pour finir **Thibaut**... qui a été, et de loin, la personne la plus patiente et compréhensive de mon entourage lors de ce début d'année 2019. Les mots m'échappent au moment de devoir m'adresser à toi. Je vais donc emprunter cette jolie formule des Brigitte qui reflète exactement mes pensées « *Aujourd'hui ma maison c'est toi* ² ».

¹ Orelsan « *La famille, la famille* », Epilogue, 2018.

² Brigitte « *Hier encore* », A bouche que veux-tu, 2014.

HAGAR THE HORRIBLE CHRIS BROWNE



« Un peu de folie est nécessaire pour faire un pas de plus. »

Paulo Coelho

Résumé

La maîtrise de la durabilité des ouvrages neufs et la volonté des maitres d'ouvrages de prolonger la durée de vie des structures existantes s'inscrivent pleinement dans les principes d'une économie circulaire. En ce sens, la durabilité des ouvrages en béton occupe une position déterminante dans le contexte normatif européen (normes des produits préfabriqués, NF EN 13369, NF EN 13670/CN, Eurocodes, NF EN 206/CN, Model Code fib 2010...). Des études sont menées afin de lever les verrous relatifs à la corrosion des armatures dans le béton armé. Des modes opératoires permettant de caractériser précisément les bétons afin d'évaluer les propriétés physico-chimiques en relation avec les mécanismes à l'origine des désordres (carbonatation, migration des chlorures, lixiviation...) sont aujourd'hui disponibles. Simultanément, des modèles avancés décrivant ces mécanismes dans un contexte déterministe sont développés. La capacité prédictive de ces modèles pourrait être améliorée par une meilleure prise en compte de la variabilité des caractéristiques du matériau, ainsi que celle des facteurs environnementaux.

Dans la continuité de la thèse de Jonathan Mai-Nhu³, l'objectif de ces travaux consiste à étendre le domaine d'application du modèle SDReaM-crete en intégrant les bétons à base d'additions minérales et en définissant un critère d'état limite basé sur une quantité de produits corrodés. Un modèle de substitution est mis en place pour réaliser des calculs de fiabilité en intégrant les principaux mécanismes liés à la corrosion des armatures. In fine, ces avancées permettent de construire un modèle prédictif capable de calculer des durées de vie des ouvrages en béton armé en intégrant les risques liés à la carbonatation du béton, à la pénétration d'ions chlorure ou au couplage des deux phénomènes. Ce modèle est développé dans un contexte probabiliste et utilise un critère basé sur une quantité de produit corrodé et non plus uniquement sur la dépassement des armatures.

Dans cette thèse, le développement du modèle SDReaM-crete repose sur une campagne expérimentale réalisée sur cinq bétons de composition chimique et de compacité différentes. Ces bétons sont caractérisés afin d'obtenir leurs propriétés physico-chimiques et de durabilité (porosité, coefficient de diffusion des ions chlorure, carbonatation, désorption, dosage en ions chlorure, ATD/TG). Les résultats expérimentaux sont comparés aux résultats obtenus avec le modèle afin de valider son utilisation pour une large gamme de béton en termes de nature du liant et de niveaux de compacité.

Un modèle dit « de substitution » permettant d'utiliser SDReaM-crete dans un contexte probabiliste est construit avec le logiciel UQlab. SDReaM-crete 2.0 est ensuite utilisé pour réaliser les calculs de fiabilité sur des bétons représentatifs des produits de l'Industrie du Béton et sur des ouvrages réels. Des indices de fiabilité relatifs à la dépassement des armatures (β_{dep}) sont proposés et tiennent compte des différentes classes de résistance. Un unique indice de fiabilité (β_{dur}) prenant en compte la corrosion de l'armature à travers sa perte de section est calculé en fonction de l'environnement de l'ouvrage, de la formulation du béton et de son enrobage préconisé dans l'Eurocode 2.

Sur la base de ces travaux expérimentaux et de modélisation, une discussion est menée sur les enrobages actuels donnés dans l'Eurocode 2 mais également sur des travaux européens qui sont en cours sur la définition des classes de durabilité (ERC : Exposure Resistance Classes). En intégrant les principaux mécanismes qui pilotent la corrosion des armatures, SDReaM-crete 2.0 permet alors l'optimisation du dimensionnement des enrobages en prenant en compte les propriétés intrinsèques des matériaux et les conditions environnementales.

³ Jonathan Mai-Nhu « Corrosion des armatures du béton : couplage carbonatation/chlorures en présence de cycles hydriques », Thèse de doctorat de l'université de Toulouse, 2013.

Abstract

Controlling the durability of new concrete structures and the desire of the actors of the construction field to extend the life of existing structures are fully in line with the principles of the circular economy. In this sense, the durability of concrete occupies a decisive position in the European normative context (standards for prefabricated products, NF EN 13369, NF EN 13670/CN, Eurocodes, NF EN 206/CN, Model Code fib 2010 ...). Studies are being conducted to remove the locks related to the corrosion in reinforced concrete. Procedures allowing precise characterization of concretes in order to evaluate the physicochemical properties in relation with the mechanisms at the origin of the disorders (carbonation, chloride migration, leaching, etc.) are now available. Simultaneously, advanced models describing these mechanisms in a deterministic context are developed. The predictive capacity of these models could be improved by taking into account the variability of the characteristics of the material, as well as that of the environmental factors.

In the continuity of the thesis of Jonathan Mai-Nhu⁴, the aim of this work is to extend the field of the model SDReaM-crete by considering concretes based on mineral additions and by defining a limit state criterion based on a quantity of corroded products. A substitution model is implemented to perform reliability calculations by integrating the main mechanisms related to corrosion of reinforcement. Ultimately, these advances make it possible to build a predictive model capable of calculating lifespan of reinforced concrete structures by integrating the risks associated to the carbonation of concrete, the penetration of chloride ions or the coupling of the two phenomena. This model is developed in a probabilistic context and uses a criterion based on a quantity of corroded product and no longer only on the depassivation of reinforcement.

In this thesis, the development of the SDReaM-crete model is based on an experimental campaign carried out on five concretes with different chemical composition and compactness. These concretes are characterized in order to obtain their physico-chemical and durability properties (porosity, chloride ion diffusion coefficient, carbonation, desorption, free chloride ion, ATD/TG). The experimental results are compared with the results obtained with the model in order to validate its use for a wide range of concrete in terms of nature of the binder and compactness levels.

A surrogate model to use SDReaM-crete in a probabilistic context is built with the software UQlab and then used to perform reliability analyses on concretes representatives of the Concrete Industry products and on real structures. Reliability indices relating to the depassivation of the reinforcement (β_{dep}) are proposed and take into account the different classes of resistance. A single reliability index called (β_{dur}) considering the corrosion of the reinforcement through its loss of section is proposed depending on the environment of the structure, the concrete formulation and its cover thickness recommended in Eurocode 2.

Based on these experimental and modeling works, a discussion is carried out on the current concrete cover given in Eurocode 2 but also European works are in progress on the definition of Exposure Resistance Classes (ERC). By integrating the main mechanisms that control the reinforcement corrosion, SDReaM-crete 2.0 allows the optimization of the design of the cover thickness by considering the intrinsic properties of the materials and the environmental conditions.

⁴ Jonathan Mai-Nhu « Corrosion des armatures du béton : couplage carbonatation/chlorures en présence de cycles hydriques », PhD thesis, University of Toulouse, 2013.

Sommaire

| | |
|---|----|
| Introduction générale..... | 8 |
| Chapitre 1 – État de l’art | 11 |
| 1. Introduction..... | 11 |
| 2. Le matériau béton | 11 |
| 2.1. Généralités | 11 |
| 2.2. Nouveaux liants | 13 |
| 2.3. Spécificités de l’Industrie du Béton | 14 |
| 2.4. Synthèse intermédiaire | 15 |
| 3. La corrosion des armatures du béton..... | 16 |
| 3.1. Généralités et mécanismes..... | 16 |
| 3.2. Produits de corrosion | 19 |
| 3.3. Dépassivation | 22 |
| 3.3.1. Influence de l’environnement | 22 |
| 3.3.2. Influence des paramètres liés au matériau | 23 |
| 3.3.3. Influence de l’interface acier/béton | 25 |
| 3.3.4. Influence de l’état initial de l’armature et de la qualité de l’enrobage | 25 |
| 3.4. Corrosion induite par les ions chlorure | 26 |
| 3.4.1. Mécanismes | 26 |
| 3.4.2. Paramètres influençant la pénétration des ions chlorure | 28 |
| 3.4.2.1. Influence de l’environnement | 28 |
| 3.4.2.2. Influence du rapport eau/ciment | 29 |
| 3.4.2.3. Influence du traitement thermique et de la cure | 30 |
| 3.4.2.4. Influence du type de ciment..... | 30 |
| 3.4.2.5. Influence des additions..... | 31 |
| 3.4.3. Corrosion en présence des ions chlorure..... | 32 |
| 3.5. Corrosion induite par carbonatation | 33 |
| 3.5.1. Mécanismes de pénétration du CO ₂ | 33 |
| 3.5.2. Impact de la carbonatation sur le béton | 35 |

| | | |
|----------|--|----|
| 3.5.3. | Facteurs influençant la vitesse de carbonatation..... | 35 |
| 3.5.3.1. | Influence de la compacité de la pâte cimentaire | 35 |
| 3.5.3.2. | Influence du type de liant | 36 |
| 3.5.3.3. | Influence des paramètres de fabrication et de conservation du béton | 36 |
| 3.5.3.4. | Influence de l'environnement | 37 |
| 3.6. | Couplage carbonatation/chlorure | 38 |
| 3.7. | Synthèse intermédiaire | 38 |
| 4. | La modélisation de la durabilité des bétons | 39 |
| 4.1. | Modèles de pénétration des ions chlorure | 39 |
| 4.1.1. | Principaux modèles | 39 |
| 4.1.2. | Model code <i>fib</i> [<i>fib</i> 34]..... | 40 |
| 4.2. | Modèles de carbonatation..... | 41 |
| 4.2.1. | Modèle de Greve et Gehlen [GRE 16-1] | 44 |
| 4.2.2. | Modèle de Hyvert [HYV 09] | 44 |
| 4.2.3. | Modèle de Bary et Sellier [BAR 04]..... | 45 |
| 4.2.4. | Modèle de Thiery [THI 07] repris par Morandean [MOR 14]..... | 45 |
| 4.3. | Modélisation de la corrosion | 46 |
| 4.3.1. | Modèle empirique de Morinaga [MOR 96] | 46 |
| 4.3.2. | Modèle empirique de Balafas et Burgoyne [BAL 10] | 47 |
| 4.3.3. | Modèle de Huet [HUE 07] repris par Chitty et al. [CHI 08] | 47 |
| 4.4. | Couplage carbonatation/chlorure, cycles hydriques et corrosion – modèle SDReaM-crete [MAI 13]..... | 48 |
| 5. | Conclusion | 52 |

Chapitre 2 – Plan expérimental : matériaux, méthodes et résultat 53

| | | |
|--------|---|----|
| 1. | Introduction..... | 53 |
| 2. | Campagne d'essai et résultats | 54 |
| 2.1. | Plan expérimental et formulation des bétons étudiés | 54 |
| 2.2. | Méthodes et résultats..... | 58 |
| 2.2.1. | Résistance à la compression | 58 |
| 2.2.2. | Porosité accessible à l'eau | 59 |
| 2.2.3. | Migration des ions chlorure sous champ électrique..... | 60 |
| 2.2.4. | Carbonatation accélérée..... | 63 |

| | | |
|--|---|-----|
| 2.2.5. | Sorption/désorption..... | 66 |
| 2.2.6. | Absorption d'eau par capillarité | 68 |
| 2.2.7. | ATD/TG | 69 |
| 2.2.8. | Profil en ions chlorure..... | 73 |
| 3. | Conclusion | 76 |
| | | |
| Chapitre 3 – Modèle étendu et modèle de substitution | | 78 |
| | | |
| 1. | Introduction..... | 77 |
| 2. | Extension du domaine d'application du modèle | 77 |
| 2.1. | Modélisation de bétons environnementaux | 77 |
| 2.1.1. | Hydratation des bétons | 78 |
| 2.1.2. | Porosité accessible à l'eau | 82 |
| 2.2. | Optimisation de la prise en compte des isothermes de désorption | 83 |
| 2.3. | Validation du modèle sur des résultats expérimentaux..... | 85 |
| 2.3.1. | Carbonatation | 85 |
| 2.3.2. | Pénétration des ions chlorure | 87 |
| 2.4. | Ajout de la modélisation de la double couche de produits de corrosion | 89 |
| 3. | Mise en œuvre d'un méta-modèle pour l'approche probabiliste..... | 93 |
| 3.1. | Analyse de sensibilité et choix des variables | 93 |
| 3.1.1. | Présentation des variables..... | 93 |
| 3.1.2. | Principe de la méthode de Morris..... | 98 |
| 3.1.3. | Scénarios de l'étude..... | 99 |
| 3.1.4. | Résultats et discussions | 101 |
| 3.2. | Développement en chaos polynomial – modèle de substitution | 105 |
| 3.2.1. | Présentation de la méthode | 105 |
| 3.2.2. | Résultats et discussions | 106 |
| 3.2.2.1 | Pénétration des ions chlorure | 106 |
| 3.2.2.2 | Carbonatation | 111 |
| 4. | Conclusion | 114 |

| | |
|---|-----|
| Chapitre 4 – Application du modèle au contexte normatif et à ses évolutions | 116 |
| 1. Introduction..... | 115 |
| 2. Contexte normatif et prévention | 115 |
| 2.1. Approche prescriptive..... | 116 |
| 2.2. Approche performantielle..... | 118 |
| 2.3. Détermination des enrobages : approche actuelle et concept de classes de durabilité (ERC) | 121 |
| 2.4. Approche probabiliste et concept de fiabilité | 127 |
| 3. Applications fiabilistes..... | 135 |
| 3.1. Moyens et démarche | 135 |
| 3.1.1. Moyens..... | 135 |
| 3.1.1.1. Simulations de Monte Carlo (méthode de simulation)..... | 136 |
| 3.1.1.2. Méthodes FORM/SORM (méthodes d’approximation) | 136 |
| 3.1.2. Démarche | 139 |
| 3.2. Résultats et discussions..... | 141 |
| 3.2.1. Positionnement des bétons de la norme NF EN 206/CN | 141 |
| 3.2.1.1 Indices de fiabilité obtenus avec le modèle de durabilité du bulletin 34 de la fib [fib 34] et le modèle de [GRE 16-1] | 141 |
| 3.2.1.2 Indices de fiabilité obtenus avec les modèles de substitution de SDReaM-crete 2.0..... | 144 |
| 3.2.1.3 Synthèse intermédiaire..... | 151 |
| 3.2.2. Calcul d’un indice de fiabilité liant les phases de dépassivation et de corrosion | 151 |
| 3.2.3. Calcul d’un indice de fiabilité à l’état limite ultime | 153 |
| 3.3. Applications à des bétons de l’Industrie du Béton, du PN perfdub et d’un béton du pont Rion-Antirion | 154 |
| 4. Conclusion | 157 |
| Conclusion générale et perspectives | 159 |
| Bibliographie..... | 163 |
| Annexes | 175 |

Introduction générale

La maîtrise de la durabilité des ouvrages neufs et la volonté des maîtres d'ouvrages de prolonger la durée de vie des structures existantes s'inscrivent pleinement dans les principes d'une économie circulaire. En ce sens, la durabilité des ouvrages en béton occupe une position déterminante dans le contexte normatif français et européen dont l'objectif premier est d'assurer la fiabilité des ouvrages dans un environnement donné et pour une durée de vie escomptée.

Les règles de dimensionnement des ouvrages et notamment l'épaisseur d'enrobage des armatures sont précisées dans la norme NF EN 1992-1-1 « Eurocode 2 : Calcul des structures en béton — Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments » (2005) et son annexe nationale (2016). Le dimensionnement mécanique repose essentiellement sur des modèles de calcul basés sur des études en laboratoire et un retour d'expérience. L'Eurocode 2 s'appuie sur la norme NF EN 206/CN « Béton : spécifications, performances, production et conformité, Annexe Nationale » (2014) qui définit la composition des bétons en fonction des classes d'exposition. Ces classes d'exposition reprennent la plupart des environnements agressifs vis-à-vis du matériau béton et des armatures. Pour chacune d'entre elles, la norme précise les caractéristiques requises pour garantir une durée de vie de 50 ans minimum. Les classes d'exposition concernent les environnements agressifs courants, du gel/dégel à la corrosion des armatures en passant par les environnements chimiquement agressifs. Pour les produits en béton préfabriqués structuraux, on se réfère à la norme de produit concerné et à la norme NF EN 13369 « Règles communes pour les produits préfabriqués en béton » (2018) qui fait elle-même appel à l'eurocode 2 et à la norme NF EN 206/CN pour les exigences sur le béton et sa durabilité. La formulation adéquate du béton est une condition nécessaire mais pas suffisante pour garantir la durabilité des ouvrages. Le choix des enrobages et la mise en œuvre du béton sont également des facteurs déterminants. Les enrobages préconisés et les bétons formulés à l'heure actuelle bénéficient d'un bon retour d'expérience quant à la garantie de la durabilité des ouvrages en béton armé. Cependant, les enrobages de l'Eurocode 2 reposent aujourd'hui essentiellement sur une base empirique et à l'inverse des propriétés mécaniques, ne s'appuient pas sur des modèles. D'autre part, le système actuel pour la composition des bétons est basé sur des obligations de moyens et ne prend pas suffisamment en compte les performances de durabilité réelles du béton. Ces éléments ne sont pas de nature à faciliter l'innovation sur le matériau. Parallèlement, les bétons fabriqués sont de plus en plus performants et diversifiés notamment du fait du développement de liants plus environnementaux. Des avancées sont également réalisées dans le domaine de la modélisation de la durabilité.

Pour intégrer davantage ces avancées, une réflexion de fond est menée au niveau européen pour mettre en place un système plus robuste prenant en compte à la fois le retour d'expérience, mais également l'apport des modèles de durabilité. Ces travaux sont menés de manière collaborative au sein de quatre comités de normalisation européenne CEN TC (250⁵, 104⁶, 229⁷, 51⁸) et à terme devraient conduire à une refonte complète des spécifications sur la

⁵ CEN/TC 250 - Structural Eurocodes

⁶ CEN/TC 104 - Concrete and related products

⁷ CEN/TC 229 - Precast concrete products

⁸ CEN/TC 51 - Cement and building limes

durabilité dans l'Eurocode 2, les normes EN 206 et EN 13369. Ils s'appuient notamment sur un nouveau concept⁹ : les ERC (Exposure Resistance Classes). Ces travaux sont en cohérence avec ceux menés par la France dans le cadre du Projet National Perfdub [PER 14].

L'utilisation de modèles de durabilité dans un contexte normatif ou opérationnel (comme cela a été le cas par exemple pour la Nouvelle Route du Littoral sur l'île de la Réunion [MAI 15]) nécessite le recours à des outils prédictifs robustes ce qui implique de surmonter un certain nombre de difficultés scientifiques :

- les propriétés physico-chimiques et de durabilité des bétons sont parfois difficilement mesurables dans un délai compatible avec l'avancement d'un projet de construction, notamment les propriétés hydriques ;
- les conditions environnementales ne sont pas toujours bien connues et/ou maîtrisées ;
- la plupart des modèles prédictifs traitent de la phase de dépassivation des armatures, moins souvent de la phase de corrosion et ne couplent généralement pas les deux phénomènes ;
- les modèles numériques, bien que complets, mènent parfois à des temps de calculs longs, surtout lorsqu'une approche probabiliste est déployée ;
- les modèles doivent être validés pour un domaine d'application ce qui implique la nécessité de disposer de résultats de laboratoire fiables et d'un retour d'expérience.

C'est dans ce contexte et dans la continuité de la thèse de Mai-Nhu [MAI 13] que s'inscrivent ces travaux initiés par le Cerib (Centre d'Études et de Recherches de l'Industrie du Béton) et le LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions). L'objectif de ces travaux consiste à étendre le domaine d'application du modèle SDReaM-crete en intégrant les bétons à base d'additions minérales et en le complétant par un modèle permettant d'évaluer la corrosion des armatures en calculant une épaisseur d'acier perdu.

Une campagne expérimentale est mise en œuvre pour permettre d'obtenir les données nécessaires à l'extension et la validation du modèle sur des bétons autres que ceux qui ont servi à son développement. Les résultats de la campagne expérimentale sont également utilisés pour établir une procédure permettant d'approcher les isothermes de désorption des bétons en s'affranchissant de résultats d'essais longs. SDReaM-crete est un modèle numérique qui prend en compte de nombreux phénomènes liés à la dépassivation et à la corrosion des armatures. Les temps de calcul sont parfois longs ce qui constitue un réel frein à son utilisation dans un contexte opérationnel et dans un contexte probabiliste. Un modèle dit de substitution ou méta-modèle a ainsi été implémenté sur la base d'un développement en chaos polynomial qui permet de réduire considérablement le temps de calcul par rapport au modèle numérique exact. Le méta-modèle est ensuite utilisé pour calculer des indices de fiabilité relatifs à la phase de dépassivation des armatures ($\beta_{dép}$) mais également relatifs à la phase de corrosion (β_{dur}) afin de disposer de données sur les actuels couples « béton/enrobage » en France et contribuer ainsi aux réflexions européennes sur le concept des ERC.

⁹ Décrit dans le chapitre 4

Afin de répondre aux objectifs de cette thèse, la démarche suivante est adoptée :

- un état de l'art sur la durabilité des ouvrages en béton soumis à la corrosion des armatures aussi bien sur les phénomènes mis en jeu que sur leur modélisation est réalisé. Cette synthèse permet d'orienter la suite de ces travaux et notamment le choix des formulations des bétons à étudier ;
- les propriétés matériaux, physico-chimiques et de durabilité des différents bétons sont caractérisées. Cinq formulations de compacité différentes dont trois à base de laitiers de haut fourneau sont étudiées dans la campagne expérimentale. SDReaM-crete ayant été développé à l'origine pour des bétons à base de CEM I, les résultats de ce chapitre ont pour but d'étudier la robustesse du modèle lorsqu'il est utilisé sur des bétons différents, contenant moins de clinker ;
- le modèle SDReaM-crete est confronté aux résultats expérimentaux précédemment obtenus afin de valider son utilisation pour des bétons à base de liant avec additions. Ensuite, basé sur un développement en chaos polynomial, un modèle de substitution est construit avec le logiciel UQlab pour réaliser des calculs de fiabilité en intégrant les principaux mécanismes liés à la corrosion des armatures ;
- le contexte normatif actuel et les évolutions proposées sont présentés et commentés. Des calculs d'indices de fiabilité liés à la dépassivation des armatures sont réalisés avec le modèle SDReaM-crete 2.0 optimisé. Les bétons français sont positionnés par rapport aux bétons des autres pays Européens dans un environnement carbonatant et en milieu marin. Le modèle est utilisé pour calculer des indices de fiabilité liés à la phase de dépassivation et à celle de corrosion (β_{dur}) en se basant sur un état limite lié à une perte de section d'acier. Les indices de fiabilité relatifs à la dépassivation de bétons représentatifs des produits de l'Industrie du Béton et d'un béton du pont de Rion-Antirion sont calculés.

In fine, ces avancées permettent le développement de SDReaM-crete 2.0, un modèle prédictif capable de calculer des durées de vie des ouvrages en béton armé soumis à des risques de corrosion des armatures en intégrant les phénomènes liés à la carbonatation du béton, à la pénétration d'ions chlorure ou au couplage des deux phénomènes dans un contexte probabiliste.

Chapitre 1 – État de l’art

1. Introduction

L’étude de la durabilité des ouvrages en béton implique en général l’étude de la corrosion des armatures. En effet, la corrosion des armatures est le principal phénomène de dégradation des structures en béton armé et précontraint. C’est un phénomène complexe qui dépend de nombreux facteurs comme le matériau béton, l’environnement et également l’état de l’armature. La corrosion est en règle générale initiée par une quantité suffisante d’ions chlorure présents au voisinage de l’armature ou par la baisse du pH due au phénomène de carbonatation. La propagation de la corrosion dépend également du taux de saturation en eau liquide de la matrice cimentaire et de la quantité d’oxygène disponible à la surface de l’armature.

Ce premier chapitre présente les principaux phénomènes de dégradation des armatures dans les ouvrages en béton mais également les modèles de durabilité existants pour simuler leur durée de vie. Dans un premier temps, les réactions de transfert sont rappelées ainsi que le rôle de la matrice cimentaire dans la protection des armatures. Ensuite, le rôle de l’environnement sur la corrosion est présenté. Pour finir, les différents modèles de pénétration des espèces agressives et de corrosion sont détaillés. Le modèle SDReaM-crete est détaillé dans ce chapitre. Ce modèle, développé par Mai-Nhu pendant sa thèse [MAI 13] constitue le socle de ces travaux. Il est un des seuls modèles qui couple la pénétration des ions chlorure et le phénomène de carbonatation et qui simule également le phénomène de dépassivation des armatures de manière probabilisée en considérant une fonction qui dépend de la valeur du pH de la solution interstitielle et de la concentration en ions chlorure.

Le contexte normatif et l’approche probabiliste sont développés dans le chapitre 4 de ce mémoire.

2. Le matériau béton

2.1. Généralités

Le béton est un matériau complexe dont les propriétés (mécaniques, esthétiques, de durabilité...) dépendent de ses constituants et de son environnement.

Un béton traditionnel est constitué principalement de sable et de gravillon (entre 60 et 85 % en volume). Il existe de nombreux types de granulats présentant des propriétés différentes qui vont influencer les caractéristiques du béton (porosité, absorption d’eau, gélivité, adhérence ...).

Avec le sable et les gravillons, le ciment est le troisième constituant principal du béton. Il réagit avec l’eau de gâchage pour former la pâte cimentaire. Cette réaction est exothermique et va conduire au durcissement du béton. Il existe plusieurs classes de ciment, le principal étant le ciment Portland qui est composé à 95 % de clinker.

Ce clinker est composé essentiellement de :

| | | |
|------------------------------|---------|-----------|
| Silicate tricalcique (alite) | C_3S | (50-70 %) |
| Silicate bicalcique (bélite) | C_2S | (15-30 %) |
| Aluminate tricalcique | C_3A | (4-12 %) |
| Aluminoferrite tétracalcique | C_4AF | (5-15 %) |

Avec les notations spécifiques pour les matériaux cimentaires suivantes :

- C = CaO ;
- S = SiO₂ ;
- A = Al₂O₃ ;
- F = Fe₂O₃ ;
- \bar{S} = SO₃ ;
- H = H₂O.

Les réactions d'hydratation du ciment sont évoquées succinctement par la suite.

L'hydratation des C_3S conduit à la formation de deux hydrates qui sont les C-S-H et la portlandite (CH). Il en est de même pour le C_2S .

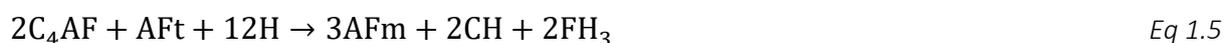


x pouvant être égal à 2 ou 3 et y dépendant du rapport C/S.

Les C_3A vont réagir avec le gypse contenu dans le ciment pour former l'ettringite (AFt) $C_6A\bar{S}_3H_{32}$ et les monosulfoaluminates (AFm) $C_4A\bar{S}H_{12}$:



Le C_4AF réagit lui aussi avec le gypse :



L'hydratation du C_3S et du C_3A est rapide contrairement à celle des C_2S et C_4AF qui peuvent s'hydrater pendant plusieurs mois voire plusieurs années. Lorsque le béton traditionnel est dans son état durci, sa matrice cimentaire se compose à 70 % de silicates de calcium hydratés, noté C-S-H, et à 20 % de portlandite, noté CH. Les 10 % restants sont composés de monosulfoaluminate de calcium, AFm, et d'ettringite, AFt.

Les silicates de calcium hydratés (Eq 1.1) sont des produits majoritairement amorphes. Ils sont responsables de la tenue mécanique du béton et sont présents dans la matrice cimentaire sous forme de feuilletts. La portlandite de formule chimique Ca(OH)₂ se présente sous forme de plaquettes hexagonales dont la taille varie de quelques microns à quelques centaines de microns. La portlandite et les alcalins contribuent à la stabilisation du pH élevé du béton sain,

de l'ordre de 13,5. Les monosulfoaluminates de calcium AFm sont présents également sous forme de plaquettes hexagonales. L'ettringite AFt formée lors de l'hydratation du ciment se présente sous forme d'aiguilles hexagonales.

2.2. Nouveaux liants

Il existe d'autres types de ciments dans lesquels une partie du clinker est substituée par des additions calcaires ou siliceuses, du laitier, de la fumée de silice ou encore des cendres volantes.

- La fumée de silice est un sous-produit de la fabrication de silicium. Elle se présente sous la forme de très fines particules (entre 0,03 et 0,3 μm). Cette finesse permet un remplissage des vides plus important et donc une diminution de la porosité de la matrice cimentaire. Elle est utilisée pour la fabrication de béton à très hautes voire ultra hautes performances.
- Les cendres volantes proviennent de la combustion du charbon produisant des gaz en sortie de centrales thermiques. Elles se présentent sous la forme de billes sphériques de diamètre compris entre 10 et 100 μm . Les cendres volantes contribuent à la réduction de la température d'hydratation du béton et à un affinement des pores de la matrice cimentaire. Elles sont également utilisées pour la fabrication de béton à hautes ou très hautes performances.
- Le laitier de haut fourneau est un sous-produit de l'industrie sidérurgique. Il se présente sous une forme vitrifiée du fait d'un refroidissement très brutal s'apparentant à une trempe. Le laitier de haut fourneau est principalement composé d'oxyde de calcium, de silicium, d'aluminium et de magnésium (tableau 1.1).

Tableau 1.1 – Composition en oxydes du laitier de haut fourneau en comparaison avec celle du clinker [ALE 88 cité dans KOL 12]

| Composition chimique | Laitier (%) | Clinker (%) |
|--------------------------------|-------------|-------------|
| CaO | 38 – 46 | 60 – 70 |
| SiO ₂ | 31 – 36 | 19 – 25 |
| Al ₂ O ₃ | 9 – 18 | 2 – 9 |
| MgO | 4 – 10 | 0 – 3 |

L'hydratation des bétons à base de laitier de haut fourneau donne une quantité de C-S-H plus importante que l'hydratation du ciment portland mais avec un rapport C/S plus faible de par la consommation de portlandite lors de l'hydratation du laitier (tableau 1.2) [KOL 12]. Le rapport C/S varie entre 1,5 et 2 pour un ciment CEM I. Dans le cas des ciments au laitier ou des ciments pouzzolaniques, ce rapport est plus faible (tableau 1.2) [ADE 92 cité dans KOL 12]. La plus faible quantité de portlandite dans les bétons contenant des additions pouzzolaniques est un élément à prendre en compte lors de la modélisation de la durabilité des bétons.

Tableau 1.2 – Rapports C/S des C-S-H en fonction de la quantité de laitier contenu dans le ciment [KOL 12]

| % laitier dans le liant | C/S |
|-------------------------|------|
| 0 | 1,76 |
| 10 | 1,89 |
| 25 | 1,78 |
| 50 | 1,5 |
| 66,7 | 1,43 |
| 75 | 1,37 |
| 83,3 | 1,38 |
| 90 | 1,28 |
| 100 | 1,14 |

Le laitier présente une cinétique d'hydratation plus lente que celle du ciment portland ce qui conduit la plupart du temps à une activation chimique ou thermique des bétons contenant des laitiers de haut fourneau. Les activations chimiques peuvent être réalisées à l'aide de chlorure de sodium, des études sont en cours pour déterminer si la durabilité des bétons activés à base de sel est impactée par ce type d'activation [SAL 17].

Ces substitutions ont plusieurs intérêts qui sont d'ordre économique, écologique mais aussi technique. L'impact de ce type de liant sur les propriétés de durabilité des bétons sera détaillé plus loin dans ce mémoire.

De façon générale, les processus d'hydratation de ces différents types de ciment sont les mêmes que pour un ciment CEM I mais la cinétique d'hydratation est différente. Dans tous les cas, pour obtenir une matrice cimentaire optimisée, la cure doit être adaptée.

2.3. Spécificités de l'Industrie du Béton

La préfabrication est un mode constructif qui a été développé après la seconde guerre mondiale dans un contexte de reconstruction des logements en France et en Europe ainsi que de développement industriel. Aujourd'hui, la préfabrication s'est grandement diversifiée et s'est adaptée à tout type de construction : de série ou sur mesure. Afin d'optimiser les cadences de production et les rotations des moules, l'Industrie du Béton s'intéresse particulièrement aux bétons qui présentent des cinétiques de prise rapides. Des dispositions concernant la cure ou l'adjuvantation sont alors prises pour pouvoir livrer les pièces préfabriquées rapidement sans pour autant négliger la qualité du béton [MON 14].

Lors de la fabrication, le béton est mis en moule puis vibré, généralement à l'aide d'une table vibrante ou de vibreurs de coffrage, pour optimiser sa mise en place. La vibration a aussi pour but d'éliminer les bulles d'air qui pourraient être piégées entre le moule et le béton ou dans le béton. Cela permet d'améliorer l'aspect de surface du produit mais aussi sa durabilité en augmentant sa compacité. Lors de la vibration du béton, des granulats vont venir se placer

contre les parois du moule et vont ensuite avoir des mouvements limités ce qui va conférer au béton de peau des propriétés différentes de celles du reste de la pièce, c'est ce qu'on appelle l'effet de paroi. La compacité du mélange est affectée par l'effet de paroi sur une distance d'environ $d/2$ avec d le diamètre maximal du plus gros granulats du mélange [LEB 18]. Cet effet est d'autant plus important que la géométrie des moules est complexe et que les granulats sont de grandes dimensions. L'effet de paroi est un aspect à prendre en compte dans l'estimation de la durée de vie d'un ouvrage car les propriétés de transfert diffèrent entre la peau et le cœur de la pièce en béton [MIR 00].

Un traitement thermique est souvent appliqué aux produits préfabriqués pour accélérer le durcissement du produit en béton. Ce traitement peut prendre plusieurs formes et répond aux règles de l'art afin de minimiser les gradients de température entre le cœur du béton et sa surface et afin d'éviter un échauffement trop long et trop fort qui pourrait conduire par la suite au développement de réactions sulfatiques internes [RSI 17]. Le traitement thermique a principalement pour objectif d'améliorer les propriétés mécaniques du béton au jeune âge afin de permettre un démoulage rapide. Il a également pour effet d'augmenter la taille des pores et de diminuer la surface spécifique des C-S-H. Toutefois, Mai-Nhu [MAI 13] a montré dans sa thèse que le traitement thermique a un effet négligeable sur les propriétés de durabilité des bétons à base de CEM I.

Afin de conférer au béton des propriétés optimales, une cure est ensuite appliquée pour éviter toute dessiccation lors des premiers jours de durcissement. La dessiccation peut accentuer le retrait et les risques de fissuration du fait d'un gradient de contrainte entre la surface (sèche) et le cœur (humide) de la pièce en béton. Il existe plusieurs types de cure :

- avec apport d'eau : un arrosage régulier ou une immersion des produits dans l'eau ;
- maintien de l'humidité : couvrir les éléments et/ou les laisser dans les moules, maintien d'une humidité suffisamment élevée dans l'environnement dans lequel est conservé le béton ;
- application de produits de cure sur la surface du béton qui empêchent l'évaporation de l'eau dans les premiers millimètres des produits.

Le type de cure à retenir dépend de l'environnement, du type de produit, de la durée de vie du projet, des conditions de production...

2.4. Synthèse intermédiaire

Le béton est un matériau complexe dont les propriétés dépendent à la fois de sa composition chimique et de la manière dont il est mis en œuvre et conservé dans les premières semaines de sa vie. Ces facteurs conditionnent en grande partie sa durabilité.

La quasi-totalité des éléments en béton sont armés que ce soit pour la tenue mécanique de la structure ou pour limiter les fissurations dues au retrait. La problématique de durabilité dans les environnements carbonatant et marin est donc principalement liée à la corrosion des armatures du béton. La corrosion des armatures du béton dépend de mécanismes différents de ceux de la corrosion atmosphérique du fait de l'environnement complexe qu'est la matrice cimentaire.

3. La corrosion des armatures du béton

3.1. Généralités et mécanismes

D'après la norme ISO 8044 « Corrosion des métaux et alliages – Termes principaux et définitions, 3^{ème} édition » (2015), la corrosion est une interaction physico-chimique entre un métal et son milieu environnant entraînant des modifications dans les propriétés du métal et souvent une dégradation fonctionnelle du métal lui-même, de son environnement ou de son système technique constitué par les deux facteurs. C'est un processus électrochimique naturel qu'il est difficile d'éviter. La corrosion est la principale cause de la dégradation des structures en béton armé. De nombreuses études ont été et sont encore menées afin de comprendre quels sont les facteurs les plus influents et afin de trouver un moyen pour ralentir ce phénomène destructeur pour les ouvrages en béton.

Dans le cas des bétons armés, on peut être confronté à plusieurs types de corrosion :

- La corrosion galvanique : lorsque deux matériaux de nature et de potentiel électrochimique différents sont mis en contact alors la corrosion du métal le moins noble sera accélérée tandis que la corrosion du métal le plus noble sera fortement ralentie voire annulée.
- La corrosion uniforme : altération uniforme du métal.
- La corrosion par piqûre : corrosion très localisée qui se propage essentiellement en profondeur et qui présente une vitesse de corrosion très élevée.
- La corrosion sous contrainte : action combinée d'une contrainte mécanique et d'une agression vis-à-vis de l'armature. L'un sans l'autre ne pourrait pas provoquer de corrosion.
- La corrosion caverneuse : lorsque l'accessibilité à l'oxygène au niveau de l'armature est différente selon les zones, cela entraîne une différence de potentiel et donc la corrosion.
- La corrosion intergranulaire : corrosion qui a lieu au niveau des joints de grains, elle peut apparaître au niveau de soudures par exemple.

Nous nous concentrerons essentiellement par la suite sur la corrosion uniforme (due au phénomène de carbonatation) et la corrosion par piqûre (due à la pénétration des ions chlorure).

Le processus de corrosion du béton armé se déroule en plusieurs phases. Sa complexité tient aux nombreux paramètres qui entrent en jeu. On distingue plusieurs étapes lorsque l'on étudie la corrosion : l'amorçage, l'initiation et la propagation.

Le diagramme établi par Tuutti [TUU 82] illustre ces étapes (figure 1.1).

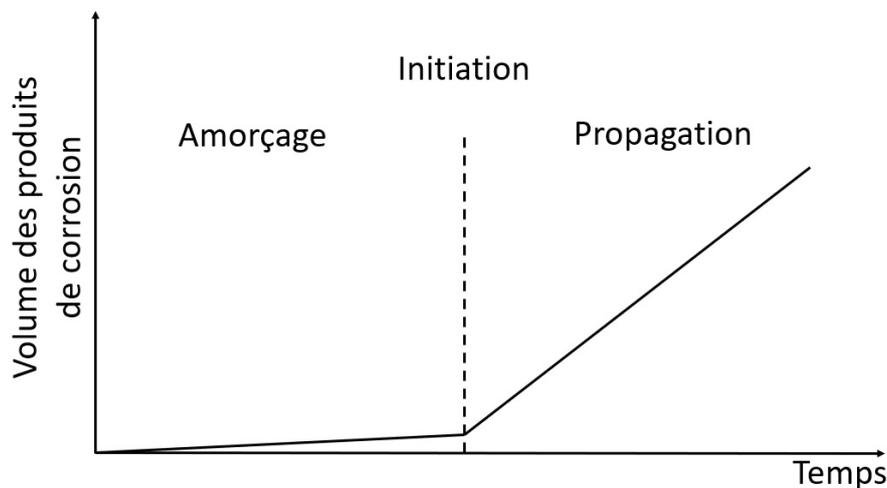


Figure 1.1 – Les différentes étapes du processus de corrosion [TUU 82]

Les phases d'amorçage et l'initiation sont liées. Elles désignent la corrosion à l'état passif, lorsque l'armature est dite passivée. Pendant cette période, les armatures sont encore protégées par la solution interstitielle du béton qui est basique du fait de la présence de la portlandite et des alcalins. Les espèces agressives telles que les ions chlorure ou le dioxyde de carbone n'ont pas pénétré jusqu'à l'armature en quantité suffisante. Lors de la pénétration des agents agressifs, l'équilibre physico-chimique de l'enrobage se rompt progressivement et conduit à la dépassivation des armatures. La vitesse de corrosion pendant cette période n'est pas nulle mais est négligeable. C'est la phase d'initiation de la corrosion.

La dernière étape du processus de corrosion est appelée « état actif ». Les espèces agressives ont atteint l'armature en quantité suffisante pour la dépassiver. Une chute du potentiel E_{corr} de l'armature est observée et la corrosion peut alors prendre place dans des conditions particulières (présence d'oxygène et d'humidité en quantité suffisante). Des produits de corrosion se forment au niveau de l'armature et peuvent migrer au sein du béton d'enrobage. Ces produits sont expansifs et vont entraîner des contraintes au sein de l'enrobage. À terme cela peut provoquer des fissures qui vont alors devenir des chemins préférentiels pour la pénétration de l'oxygène et des agents agressifs. Ce phénomène va contribuer à l'accélération de la corrosion des armatures et à terme à la ruine de l'ouvrage. C'est la phase de propagation de la corrosion. On notera que « dépassivation des armatures » ne signifie pas forcément corrosion.

Le milieu dans lequel se trouvent les armatures de béton armé est un milieu basique ($\text{pH} > 13$). C'est un milieu très favorable pour la protection chimique de l'acier. Les armatures contenues dans le béton sont donc naturellement protégées par une couche appelée couche passive (phénomène de passivation des armatures). Tant que les espèces agressives n'ont pas endommagé ce film, les armatures sont dites passivées et la corrosion ne peut pas s'initier.

Le diagramme de Pourbaix [POU 66] (figure 1.2) définit les domaines de stabilité des différentes espèces issues du fer en fonction des conditions de pH et de potentiel. Il renseigne également sur la nature des produits formant la couche passive et protégeant l'acier.

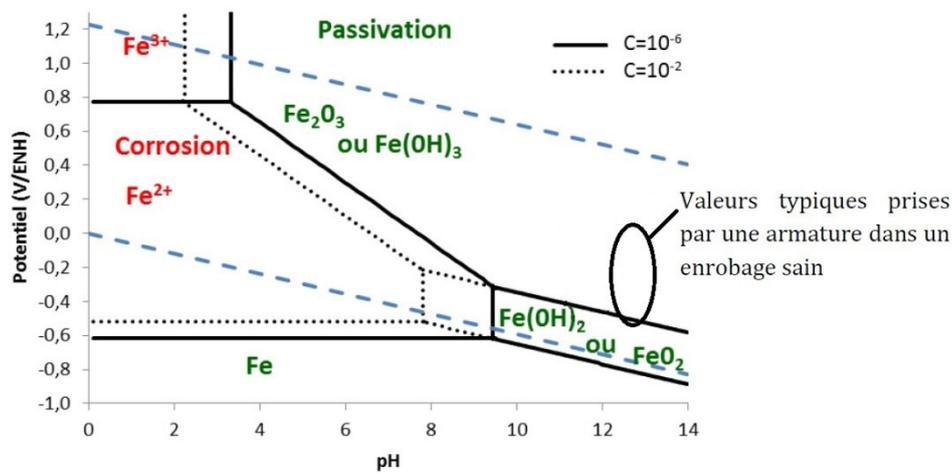


Figure 1.2 – Diagramme potentiel-pH du fer à 25 °C [POU 66 dans FRO 14]

Il est difficile d'étudier la couche passive de l'armature du fait de sa finesse. Toutefois, quelques études ont été menées pour identifier avec précision la nature des oxydes et hydroxydes qui la composent. D'après Noda et al. [NOD 90], il s'agit d'un film de protection de très faible épaisseur (de 5 à 15 nm) composé de deux couches d'oxydes et hydroxydes métalliques. La première couche (au contact de l'armature) est dense et plutôt fine. Elle est principalement composée de magnétite et de phases amorphes. La seconde couche (à l'extérieur) est poreuse et plus épaisse. Elle est composée de goethite et de lépidocrocite.

Une fois les armatures dépassivées et certaines conditions réunies, la corrosion peut avoir lieu et être pilotée par deux réactions : la réaction anodique ou la réaction cathodique.

La réaction anodique, dissolution (oxydation) du fer à l'anode : les atomes superficiels du métal vont perdre un ou plusieurs électrons (n). Ces atomes passent alors dans la solution électrolytique sous forme de cations.



La réaction cathodique correspond à la décomposition (réduction) de l'eau à la cathode : un oxyde de la solution électrolytique est réduit ou une charge négative du milieu électrolytique est transférée vers le métal.

On peut distinguer deux cas pour cette réaction. Elle n'est en effet pas la même si on est en présence d'oxygène ou non.

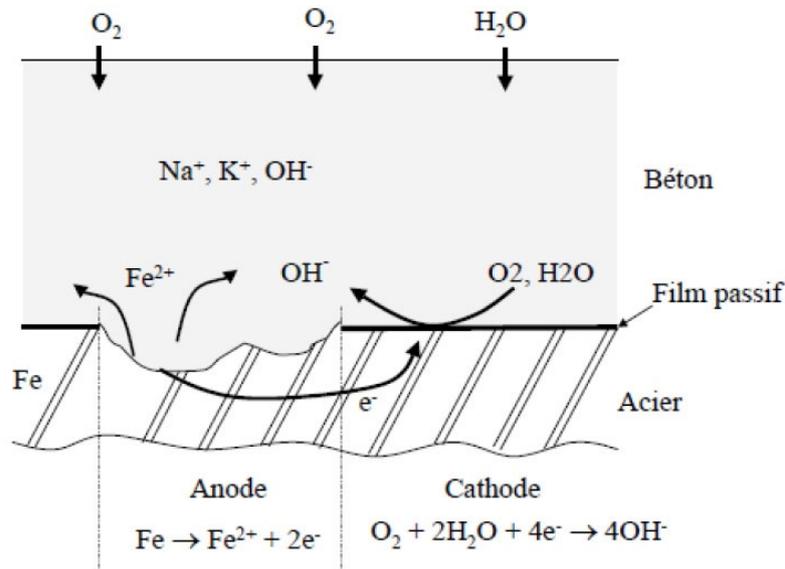
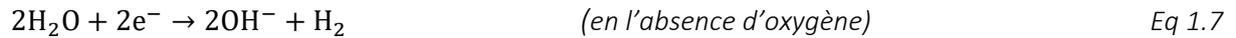


Figure 1.3 – Mécanisme de corrosion [NAS 10]

Toutes ces réactions peuvent conduire à des réactions secondaires qui vont former des produits de corrosion :



La création et la nature des produits de corrosion va dépendre des caractéristiques du béton dans lequel se trouve l'armature (pH, ions présents, disponibilité de l'oxygène...).

3.2. Produits de corrosion

Lorsque les aciers sont introduits dans le béton frais, il se produit une oxydation de la surface de l'armature grâce au caractère alcalin, donc basique, de la matrice cimentaire. Une fine couche d'oxyde est formée à la surface de l'armature et va dans un premier temps protéger cette dernière de la corrosion ou du moins limiter la vitesse de corrosion à quelques microns par an. Ce phénomène est appelé la passivation de l'armature. Cependant, au cours du temps des espèces agressives comme les ions chlorure ou le dioxyde de carbone pénètrent dans la matrice cimentaire jusqu'aux aciers et vont provoquer la dépassivation de l'armature. Une fois le film passif altéré et certaines conditions réunies (humidité relative suffisante et présence d'oxygène) la corrosion peut s'initier et les produits de corrosion vont proliférer et migrer dans la matrice cimentaire.

À l'heure actuelle les produits de corrosion ainsi que les conditions de formation de ces produits en milieu aqueux sont identifiés (figure 1.4).

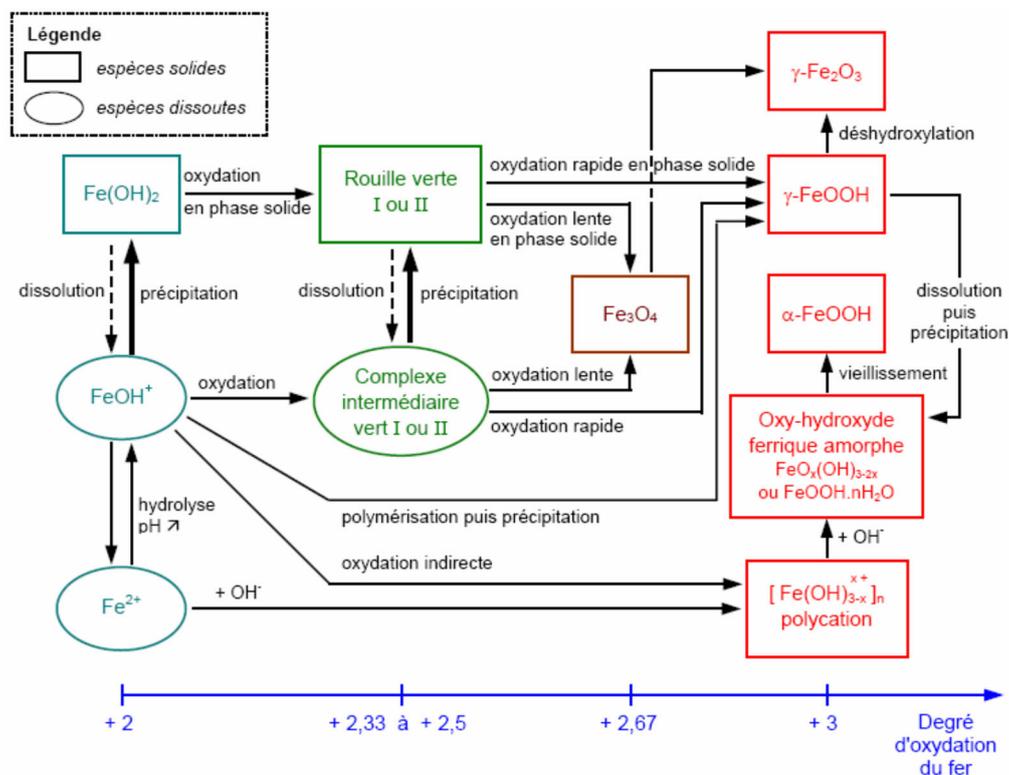


Figure 1.4 – Mécanisme de formation des produits du dérivé du fer obtenus par corrosion [PAR 09]

Toutefois, les produits de corrosion obtenus en solution aqueuse ou à l'air libre diffèrent légèrement de ceux obtenus lorsque l'acier est enrobé par du béton. Les principaux produits de corrosion formés dans le béton sont généralement la magnétite (Fe_3O_4), la goéthite ($\alpha\text{-FeOOH}$), la lépidocrocite ($\gamma\text{-FeOOH}$) et l'akaganéite ($\beta\text{-FeOOH}$) [DUF 04] [ALI 00] [COR 03] [CHI 05] [MAR 01]. Les principales caractéristiques de ces produits ont été déterminées [PAR 09] (tableau 1.3).

Tableau 1.3 – Principales caractéristiques des produits de corrosion [PAR 09]

| Produit de corrosion | Formule | Structure | Valence du fer | Masse volumique (g/cm^3) | Expansion | |
|----------------------|--|----------------|----------------|--|------------|-------------------------|
| | | | | | Tutti 1982 | Hansson et Okulaja 2003 |
| Magnétite | Fe_3O_4 | Cubique | II/III | 5.18 | 2.2 | 2.1 |
| Hématite | $\alpha\text{-Fe}_2\text{O}_3$ | Rhomboédrique | III | 5.26 | | 2.1 |
| Maghémite | $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$ | Cubique | III | 4.87 | | 2.4 |
| Goéthite | $\alpha\text{-FeOOH}$ | Orthorhombique | III | 3.80 | | 3.0 |
| Lépidocrocite | $\gamma\text{-FeOOH}$ | Orthorhombique | III | 3.85 | | 3.2 |
| Akaganéite | $\beta\text{-FeOOH}$ | Tétragonal | III | 3.56 | | 3.5 |
| | $\text{Fe}(\text{OH})_2$ | | | | 3.8 | 3.7 |
| Rouille verte | $\text{Fe}^{\text{II}}_4\text{Fe}^{\text{III}}_2(\text{OH})_{12}\text{X}_n$ $n\text{H}_2\text{O}$ | | II/III | | | |

Comme le montre le tableau 1.3 et la figure 1.5, ces produits sont plus volumineux que le fer. Leur formation va provoquer des contraintes internes au sein du béton d'enrobage et à terme des fissures voire l'éclatement du béton d'enrobage. Ils peuvent aussi migrer au sein de la matrice cimentaire et des taches peuvent apparaître sur le parement.

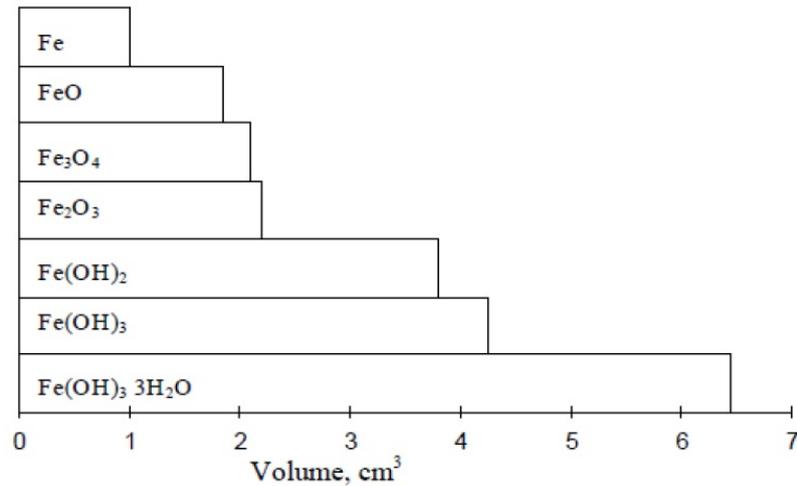


Figure 1.5 – Volume des produits dérivés du fer [TUU 82] cité dans [NAS 10]

Plusieurs études ont montré que la nature des produits de corrosion ne dépend pas de la nature de la solution interstitielle du liant [HUE 05] mais plutôt de l'environnement dans lequel se trouve le béton. Toutefois, quelle que soit l'agression, les auteurs distinguent deux couches de produits de corrosion : une première, proche de l'armature, dense et sombre et une seconde en périphérie, plus claire, poreuse et friable. La première couche est appelée couche de produits denses (CPD) et la seconde couche est appelée milieu transformé (MT), (figure 1.6). Elle peut s'étendre dans la matrice cimentaire jusqu'à plusieurs millimètres autour de l'armature [LHO 09].

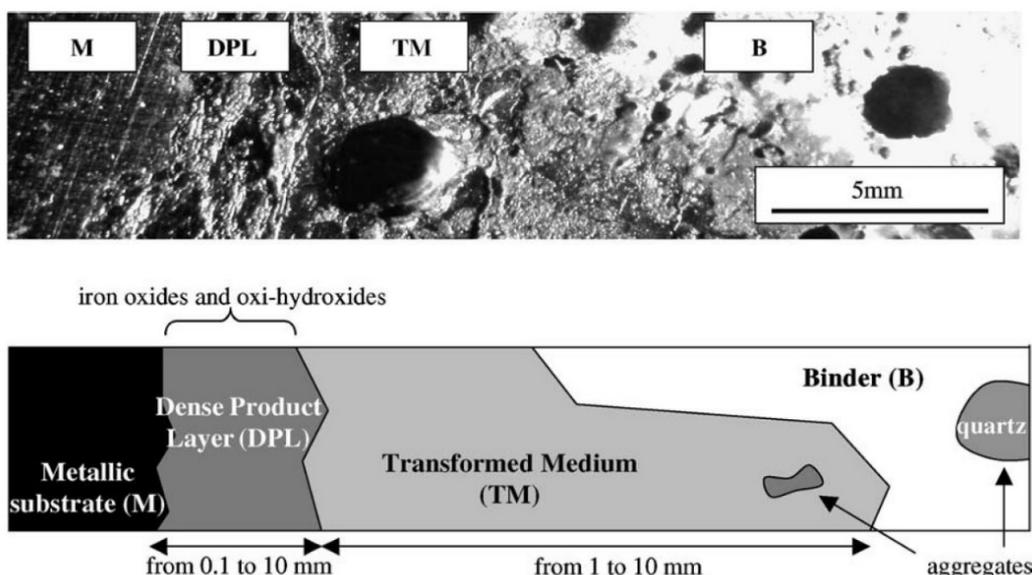


Figure 1.6 – Photo et schéma des deux couches de produits de corrosion, de l'armature et du liant [CHI 05]

Si la nature du liant a peu d'influence sur la nature des produits de corrosion formés, on distingue en revanche des produits de corrosion différents selon le type d'agression subit par le béton. Différentes études ont été menées pour identifier les types de produits obtenus en fonction de l'environnement du béton (figure 1.7).

Dans le cas d'une agression par carbonatation, la CPD est composée essentiellement de fer sous forme oxy-hydroxyde ferrique qui est en contact avec l'armature et de la magnétite qui est présente sous forme de marbrures. Le MT est composé d'oxy-hydroxydes de fer mal cristallisés [COR 03] [CHI 05].

Dans le cas d'une agression par les ions chlorure, la CPD est composée de goéthite et d'akaganéite et le MT est principalement constitué de maghémite avec quelques traces de goéthite.

| | |
|--|--|
| Goéthite | Lépidocrocite |
| Présence de CO ₂ | Absence CO ₂ |
| Sulfate | Chlorure |
| Oxydation lente | Oxydation rapide |
| pH faible | pH élevé |
| Al, Mn, Co | - |
| Lépidocrocite | Ferrihydrite |
| Oxydation lente | Oxydation rapide |
| pH > 5 | pH < 5 |
| | Silice |
| Lépidocrocite | Magnétite |
| Oxydation rapide | Oxydation lente |
| Température faible | Température élevée |
| pH faible | pH élevé |
| Chlorure | - |
| Concentration faible en Fe ²⁺ | Concentration élevée en Fe ²⁺ |

Figure 1.7 – Conditions de formation des différents produits de corrosion [PAR 09]

3.3. Dépassivation

Il existe de nombreux facteurs qui influencent la dépassivation et par la suite la vitesse de corrosion. Parmi les plus importants, on trouve l'environnement et les paramètres liés directement au matériau béton ainsi qu'à l'interface acier/béton.

3.3.1. Influence de l'environnement

La présence simultanée d'eau et d'oxygène en quantité suffisante est une condition indispensable pour que la réaction de corrosion puisse avoir lieu à des vitesses non négligeables.

En dessous de 60 % d'humidité relative, on considère généralement que la vitesse de corrosion est négligeable (figure 1.8).

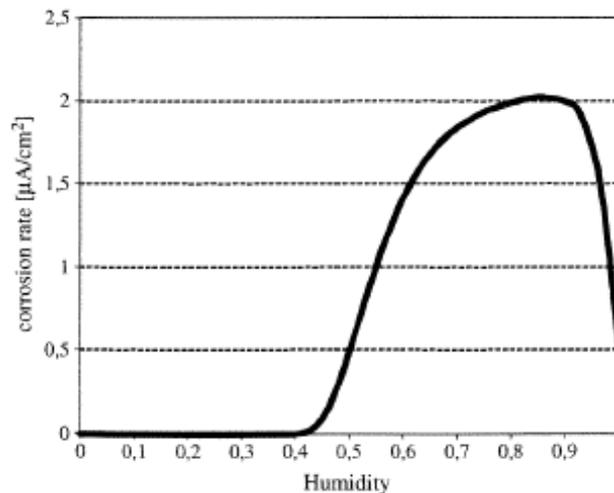


Figure 1.8 – Vitesse de corrosion en fonction de l'humidité du béton [BAL 10]

La disponibilité en oxygène au contact de l'armature est également un paramètre déterminant sur la vitesse de corrosion. L'humidité seule ne conduit pas à des vitesses de corrosion très importantes.

Une augmentation de la teneur en eau de l'ouvrage en béton conduit à la diminution de la perméabilité à l'oxygène (ce qui limite la corrosion) et à celle de la résistivité de l'enrobage (qui favorise la corrosion). Ces deux effets sont opposés, c'est pourquoi on considère que dans le cas des ouvrages immergés en permanence, la vitesse de corrosion est négligeable. Ces phénomènes montrent que les variations d'humidité relative au cours d'une année doivent être prises en compte lorsqu'on formule un béton car elles ont une influence sur les vitesses de corrosion. Les variations journalières peuvent être négligées car le degré de saturation au niveau de l'armature varie peu et n'influence donc pas la vitesse de corrosion [AND 02].

La température peut également avoir une influence sur la vitesse de corrosion. Dans certains cas, une augmentation de la température implique une diminution de la saturation en eau du béton et cela peut conduire à une diminution de la vitesse de corrosion [LOP 93]. La température joue un rôle sur la solubilité de l'oxygène dans l'eau et donc sur la disponibilité en oxygène au droit de l'armature. En milieu aéré, l'augmentation de la température favorise la diffusion de l'oxygène au sein de la matrice cimentaire. Les vitesses de corrosion peuvent alors augmenter de manière non négligeable.

3.3.2. Influence des paramètres liés au matériau

La formulation du béton a un impact sur la pénétration des espèces et de l'oxygène au sein de la matrice cimentaire et donc sur le temps de dépassivation et sur la vitesse de corrosion.

Le rapport E/C du béton est un des paramètres matériaux les plus influents sur le temps de dépassivation. En effet, une matrice cimentaire plus compacte ralentit la pénétration des espèces agressives dans le béton vers l'armature. Le temps de dépassivation peut ainsi être augmenté avec une diminution du rapport E/C. De même, la vitesse de corrosion est réduite si l'oxygène pénètre moins rapidement dans le béton.

De manière générale, les liants binaires ou ternaires (à base de cendres volantes, de laitier, d'additions calcaires ou siliceuses et de fumée de silice) sont plus compacts que les bétons à base de CEM I tous paramètres égaux par ailleurs. Une fois la corrosion initiée, ce type de liant, grâce à sa porosité plus fine, limite la pénétration de l'oxygène au sein de la matrice cimentaire.

Toutefois, certains auteurs [LIU 16] démontrent que la concentration en chlorure nécessaire au niveau de l'armature pour initier la corrosion est inférieure dans un béton contenant des cendres volantes. Ceci serait dû à l'alcalinité de la solution interstitielle qui est différente selon la composition du béton. L'ajout de cendres volantes conduit à une réaction pouzzolanique ce qui conduit à une diminution de la concentration en ions hydroxyle dans la matrice cimentaire. La concentration en ions chlorure induisant la dépassivation de l'armature est donc inférieure à celle nécessaire pour dépassiver l'armature dans le cas d'un béton à base de CEM I. Cette concentration en chlorure nécessaire à la dépassivation sera développée plus loin dans ce chapitre.

Enfin, la résistivité électrique du béton d'enrobage a une influence très importante sur la pénétration des espèces agressives dans le béton, sur la corrosion et sa cinétique. La résistivité peut varier entre 1 et 10^5 k Ω .cm en fonction de la nature du liant, de sa compacité et des conditions environnementales. Plus la résistivité du béton est faible et plus le risque de corrosion des armatures est élevé (tableau 1.4) [RIL 03]. Malgré des résultats assez dispersés, Morris et al. montrent que la densité de courant de corrosion peut être considérée comme linéaire en fonction de la résistivité (figure 1.9) [MOR 02].

Tableau 1.4 – Évaluation du risque de corrosion en fonction de la résistivité du béton d'enrobage [RIL 03]

| Résistivité du béton d'enrobage (k Ω .cm) | Risque de corrosion |
|--|---------------------|
| < 10 | Élevé |
| 10 - 50 | Modéré |
| 50 - 100 | Faible |
| > 100 | Négligeable |

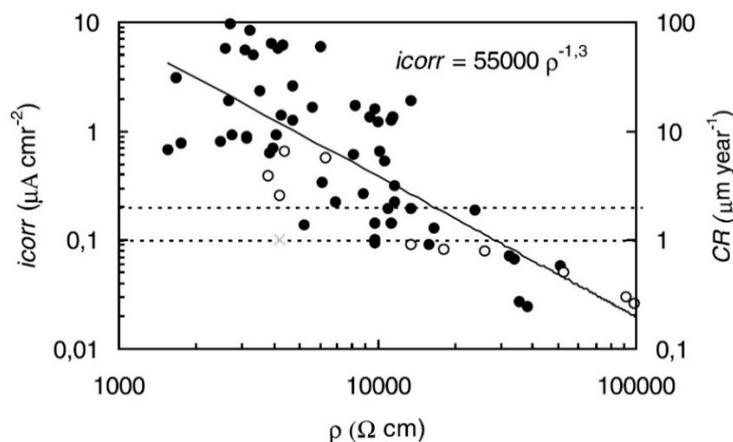


Figure 1.9 – Évolution de la densité de courant de corrosion en fonction de la résistivité du béton [MOR 02]

Dans sa thèse, Lataste a également défini le risque de corrosion en fonction de la résistivité [LAT 02]. On trouve dans le guide AFGC [AFG 04] des classes de durabilité (de très faible à très élevée) qui dépendent, entre autres, de la résistivité du béton.

La résistivité des bétons fait l'objet de nombreuses études du fait de son obtention simple. Bonnet et Balayssac [BON 18] ont récemment proposé une méthode et un modèle pour déterminer la carbonatation du béton en fonction de la résistivité (Wenner) pour différents degrés de saturation. Denis et al. [DEN 18] ont montré une bonne corrélation entre le coefficient de diffusion des ions chlorure et la résistivité électrique sur béton en se basant sur les résultats obtenus lors des essais de contrôle de la Nouvelle Route du Littoral pendant deux ans. Andrade et al. [AND 11] proposent une relation permettant de relier l'ageing factor et la résistivité du béton d'enrobage. Dans le cadre du Projet National Perfdub [PER 14], la résistivité est également étudiée. Elle pourrait devenir un indicateur de durabilité de premier plan dans les prochaines années.

3.3.3. Influence de l'interface acier/béton

Les défauts d'interface peuvent être de plusieurs natures mais le « top bar effect » (effet de ressuage sous les armatures par rapport au sens de coulage lors de la mise en place du béton qui crée des vides sous l'armature) est celui qui a le plus d'impact sur le phénomène de corrosion (figure 1.10). En effet, dans sa thèse, Nasser [NAS 10] a montré que pour un béton exposé aux chlorures, la corrosion se développe de façon préférentielle sous les armatures de la partie haute du coffrage, là où on observe des défauts à l'interface acier/béton de type « top bar effect » et pas au niveau des armatures tendues.

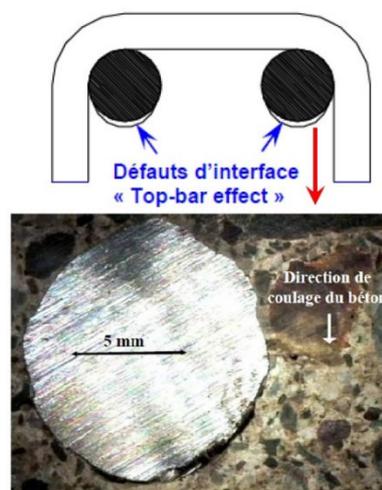


Figure 1.10 – Illustration du « top bar effect » [NAS 10]

3.3.4. Influence de l'état initial de l'armature et de la qualité de l'enrobage

La qualité « mécanique » du béton d'enrobage (fissuration) et l'état de l'armature lors de son introduction dans le béton ont une influence sur la corrosion [CAS 00].

De façon générale, les armatures sont corrodées avant d'être introduites dans le béton car elles sont stockées à l'air libre. Comme cela a été dit auparavant, la couche de produit de corrosion formée est alors très fine. La nature de la couche d'oxyde peut avoir une influence sur la vitesse de corrosion de l'acier. D'après Avila-Mendoza et al. [AVI 93], une couche riche en hématite a

tendance à accélérer la corrosion par rapport à une couche riche en magnétite (courant de corrosion $> 1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$ contre $< 0,1 \mu\text{A}/\text{cm}^2$). Gonzalez et al. [GON 96] font l'hypothèse qu'au jeune âge du béton, l'oxygène ne peut pas être présent en quantité suffisante pour être l'espèce oxydante. Dans ce cas précis, la corrosion serait liée à la réduction d'oxydes de fer III présents sur l'armature. Sur des durées plus longues, l'oxygène redevient l'espèce oxydante [NOV 01].

D'après [CHE 05], la profondeur des fissures dans le matériau a une influence sur le temps à partir duquel s'initie la corrosion mais cela n'a pas d'influence sur la vitesse de corrosion. On peut toutefois considérer que les fissures ont une influence sur la vitesse de corrosion car elles offrent un chemin d'accès à l'armature pour l'oxygène et contribuent à la corrosion des armatures.

3.4. Corrosion induite par les ions chlorure

3.4.1. Mécanismes

La pénétration des ions chlorure dans la matrice cimentaire jusqu'au cœur du béton est une des causes principales de la corrosion des armatures présentes dans le béton armé. Ces ions proviennent la plupart du temps des environnements marins ou des sels de déverglaçage. En pénétrant dans le béton, les chlorures contribuent à l'endommagement de la couche protectrice enrobant les aciers puis dans certaines conditions (humidité relative élevée et oxygène disponible) amorcent la corrosion des armatures.

Dans un milieu cimentaire poreux les chlorures se présentent sous plusieurs formes :

- les chlorures libres dans la solution aqueuse interstitielle : les chlorures libres sont considérés comme les principaux acteurs dans le processus de corrosion des armatures. Ils peuvent se déplacer dans la phase liquide sous gradient de concentration ;
- les chlorures liés chimiquement ou physiquement à la matrice cimentaire : les chlorures liés sont les ions qui réagissent avec les hydrates du ciment. La quantité d'ions chlorure qu'il est possible de lier dépend fortement du type de ciment utilisé.

Une partie de ces ions est fixée par les aluminates et les aluminoferrites du ciment pour former des chloroaluminates de calcium hydraté de type $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaCl}_2 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$ ou encore $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$ aussi appelés sels de Friedel (fixation chimique) [THE 86], [RAM 84] selon les équations 1.11 à 1.13 :



Une autre partie des ions chlorure est adsorbée par les C-S-H par substitution de l'ion hydroxyle (fixation physique). D'après la littérature, la quantité d'ions fixés physiquement est plus importante que la quantité d'ions fixée chimiquement [RAM 84] [THE 86] [BEA 90]. Ceci peut être dû à l'utilisation fréquente de ciment PM/ES (et même obligatoire aujourd'hui pour les classes d'exposition XS2 et XS3 [NF 206]) en milieu marin qui conduisent à une faible quantité de monosulfoaluminates dans la matrice cimentaire.

Lorsque l'on parle des chlorures totaux, on parle de la somme des chlorures libres et liés. Il est possible de connaître la proportion de chlorures libres et liés présents dans la matrice cimentaire grâce à des essais chimiques [GRA 07]. On peut aussi utiliser des relations de la littérature pour calculer la quantité de chlorures fixés (en mmol/g de ciment) à la matrice cimentaire (Eq 1.14) [HIR 05].

$$Cl^-_{\text{fixés}} = 0,62 \cdot \frac{2,65 \cdot [Cl^-]_{\text{libres}}}{1 + 2,65 \cdot [Cl^-]_{\text{libres}}} \cdot \frac{\%C-S-H}{100} + 1,38 \cdot [Cl^-]_{\text{libres}}^{0,58} \cdot \frac{\%AFm}{100} \quad \text{Eq 1.14}$$

Hiro et al. [HIR 05] ont montré dans leurs travaux que seuls les AFm et les C-S-H ont la capacité de fixer des ions chlorure, ce qui explique l'absence de la portlandite et de l'ettringite dans l'équation 1.14.

À partir d'une certaine concentration en ions chlorure dans la solution interstitielle, la couche passive autour de l'armature se dissout et cette dernière n'est plus protégée. La corrosion peut alors s'amorcer. Cette concentration est appelée concentration critique C_{crit} et peut se définir de deux façons distinctes [SCH 05] [ANG 09] :

- concentration d'ions chlorure à partir de laquelle la dépassivation des armatures commence ;
- quantité d'ions chlorure à partir de laquelle l'aspect de la structure est affecté.

Ces deux définitions conduisent à des valeurs de concentration critique très différentes. Lorsqu'on se base sur une détérioration esthétique de l'ouvrage, on prend en compte la phase de propagation de la corrosion en plus de la phase d'initiation. On surestime donc la quantité de chlorure nécessaire à la dépassivation des armatures. C'est pourquoi la définition la plus utilisée est la première car la quantité de chlorures C_{crit} qui est pertinente dans le cadre de ces travaux est celle nécessaire à la dépassivation des armatures et non à l'éclatement du béton.

La concentration C_{crit} est souvent exprimée en quantité totale de chlorures par rapport à la masse de liant. Il serait logique de l'exprimer en quantité de chlorures libres car ce sont eux qui sont disponibles en solution pour amorcer la corrosion. Toutefois dans certaines conditions les chlorures liés sont susceptibles d'être dissous, de participer à la dépassivation des armatures et donc par la suite à l'initiation de la corrosion [GLA 00] [RED 02] [LAR 98]. Les valeurs de concentration en ions chlorure induisant la dépassivation varient énormément (de 0,03 % à 8,34 %) selon les auteurs [ANG 09] [ALO 00] [GLA 97] [CAO 19]. En France, la norme NF EN 206/CN impose une quantité maximale en chlorures de 0,4 % de la masse du ciment à ne pas dépasser lors de la fabrication du béton dans le cas d'un béton à base de CEM I. Cette valeur peut monter à 0,65 % de la masse de ciment si le béton est à base de laitier de haut fourneau. De nombreuses recherches, notamment dans le cadre des projets français Perfdub et Modevie [PER 14] [MOD 14], sont encore en cours pour préciser les valeurs de ce C_{crit} .

Une relation permettant de prendre en compte les interactions entre la diminution du pH du béton et la pénétration des ions chlorure a été déterminée de manière empirique par Hausmann [HAU 67] et démontrée expérimentalement par Salomon et Gallias [SAL 91] : $\frac{[Cl^-]}{[OH^-]} \geq 0,6$. Cette relation permet de tenir compte à la fois de la diminution du pH du béton due à la carbonatation et de l'augmentation de la teneur en chlorures libres due à la pénétration des ions chlorure [KIS 96]. Il serait intéressant de vérifier cette relation sur des bétons à base des liants actuels.

Il est important de noter qu'un rapport $\frac{[Cl^-]}{[OH^-]}$ compris entre 0,6 et 1 correspond à une concentration en chlorures totaux de 0,4 % par rapport à la masse de ciment. Cela correspond à une concentration critique comprise entre 0,04 et 0,1 % par rapport à la masse du béton durci en considérant un béton ayant une masse volumique « normale » c'est-à-dire entre 2 000 et 2 500 kg/m³ et un dosage en ciment compris entre 280 et 450 kg/m³ [DUR 09].

La valeur de C_{crit} est influencée par de nombreux paramètres tels que les défauts d'interface acier/béton, la compacité du béton, les conditions de pénétration des ions chlorure (marnage, embruns, immersion, interface acier/béton, top-bar effect, connectivité de la cage d'armatures ...) et le type de ciment. Dans le cadre de travaux normatifs européen, la valeur de 2 kg d'ions chlorure totaux par m³ de béton est évoquée comme état limite vis-à-vis de la contamination aux ions chlorure et est assimilée à un C_{crit} , sans qu'il s'agisse d'une valeur recommandée, lorsqu'on utilise les modèles pour déterminer les ERC. Cette valeur fera l'objet d'une discussion dans le chapitre 4 de cette thèse.

3.4.2. Paramètres influençant la pénétration des ions chlorure

3.4.2.1. Influence de l'environnement

Les ions chlorure peuvent pénétrer de différentes façons dans la matrice cimentaire selon le type d'exposition de la structure en béton. En particulier pour les environnements marins, on distingue quatre zones différentes (figure 1.11) [DEB 08]. La manière dont les ions chlorure pénètrent dans le béton a une grande influence sur le temps de dépassement pour deux bétons identiques mais différemment exposés.

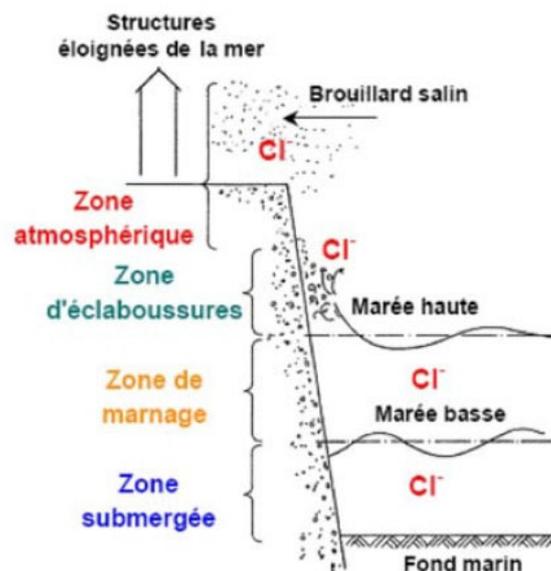


Figure 1.11 – Les différents types d'expositions de l'environnement marin [DEB 08]

Dans la zone submergée, les chlorures pénètrent par diffusion sous gradient de concentration dans la matrice cimentaire car le béton est saturé en eau. Dans les zones soumises à des cycles humidification/séchage (marnage, éclaboussures et atmosphérique), les ions chlorure pénètrent dans le béton partiellement saturé par absorption capillaire (10 - 20 mm) puis par convection (via la phase liquide) et diffusion [TAH 10].

Dans la partie saturée du béton, les ions se déplacent par diffusion. Lors du séchage du béton (marée basse), l'eau s'évapore du béton et les ions chlorure s'accumulent alors dans le béton (figure 1.12).

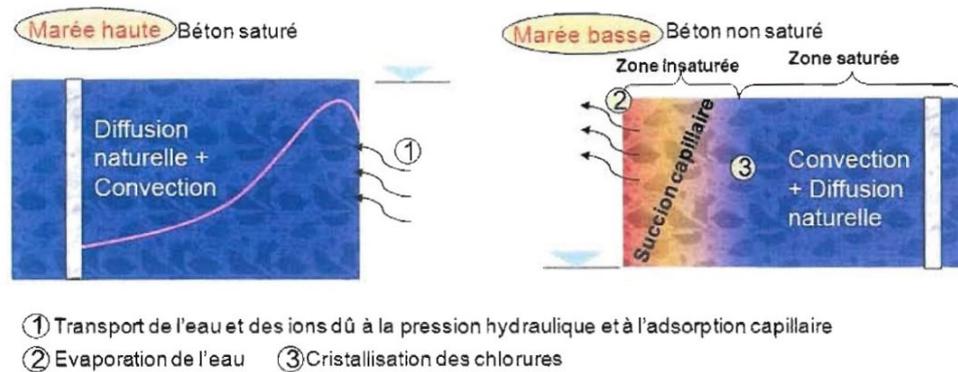


Figure 1.12 – Les mécanismes de transport des ions chlorure dans la zone de marnage [TAH 10]

Les cycles humidification/séchage favorisent la pénétration des ions chlorure dans le béton ainsi que celle d'autres gaz comme l'oxygène [TAH 10].

3.4.2.2. Influence du rapport eau/ciment

La migration des ions chlorure dans le béton est étroitement liée aux propriétés de transfert du béton et donc à sa formulation. Le rapport E/C du béton influence fortement sa porosité et donc ses propriétés de transfert. Plus le rapport E/C est faible, plus la pénétration des espèces agressives est ralentie. Powers et al. ont montré que la perméabilité de la pâte cimentaire ne suit pas une évolution linéaire en fonction du rapport E/C mais plutôt de type exponentielle (figure 1.13) [POW 54].

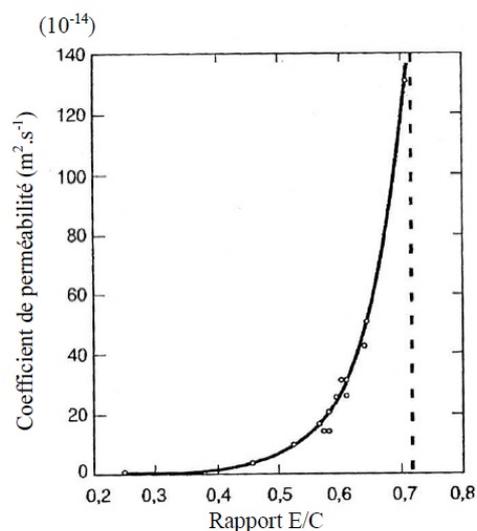


Figure 1.13 – Coefficient de perméabilité des gaz en fonction du rapport E/C du béton [POW 54 cité dans HYV 09]

La concentration C_{crit} nécessaire à l'amorçage de la corrosion est plus importante si le rapport E/C du béton est plus faible [POU 04] [PET 95].

3.4.2.3. Influence du traitement thermique et de la cure

Le traitement thermique modifie la microstructure du béton et donc modifie sa capacité à répondre aux agressions chimiques [HYV 09]. Une hydratation du ciment à 20 °C conduit à la formation de C-S-H de faible densité tandis qu'une hydratation à 60 °C favorise la formation de C-S-H ayant une structure de forte densité (couche d'hydrates formés autour des grains de ciment plus dense) ce qui peut réduire la capacité de fixation des chlorures. De plus le traitement thermique conduit à une augmentation de la porosité entre les grains de ciment. Les pores des bétons ayant subi un traitement thermique seront en moyenne plus gros.

En règle générale, plus la cure est longue et dans un environnement humide plus le ciment sera hydraté et meilleure sera la résistance du béton aux attaques extérieures, en particulier pour les liants autres que le CEM I.

3.4.2.4. Influence du type de ciment

La teneur en aluminates du ciment influence fortement la capacité de fixation des ions chlorure. À teneur en chlorures totaux dans le béton équivalente, les chlorures libres seront moins nombreux dans un béton à base de ciment riche en C₃A, ces derniers ayant la capacité de fixer les chlorures [HYV 09].

Un ciment de type CEM V résistant aux sulfates ne favorise pas la protection du béton vis-à-vis de la pénétration des ions chlorure car la quantité de C₃A formé avec ce type de ciment sera très inférieure à celle formée avec un CEM I [YEA 05].

D'après Yigiter et al. [YIG 07], pour un même rapport E/C et un même dosage en ciment, le béton contenant du laitier de haut fourneau sera bien plus résistant à la pénétration des ions chlorure. Non seulement le front de pénétration des ions chlorure est moins important pour un béton à base de laitier de haut fourneau mais la quantité de chlorures qui pénètre est aussi moins importante.

Dhir et al. [DHI 96] ont montré que la capacité de fixation des ions chlorure d'un béton à base de laitier de haut fourneau peut être jusqu'à cinq fois supérieure à celle d'un béton à base de ciment portland et que son coefficient de diffusion des ions chlorure est lui largement inférieur (figure 1.14).

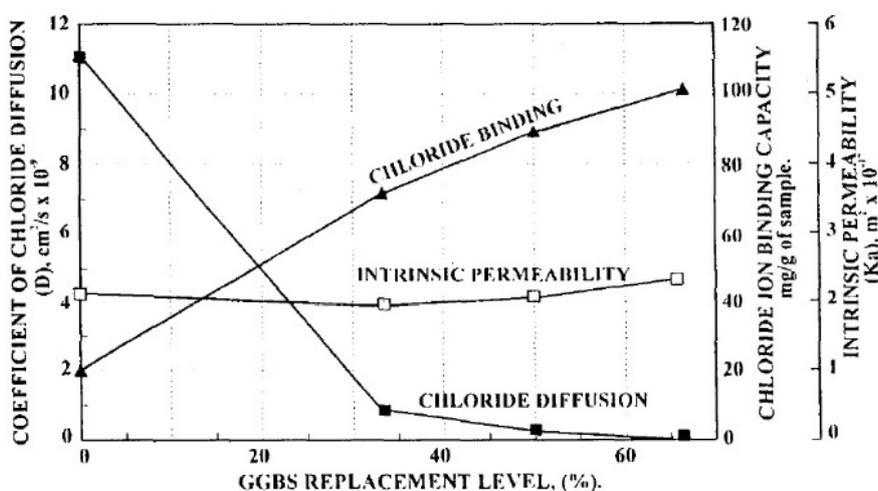


Figure 1.14 – Différentes propriétés d'un béton en fonction de sa teneur en laitier [DHI 96]

Luo et al. [LUO 03] montrent également que la capacité du béton au laitier à fixer les chlorures est plus importante que celle d'un béton à base de ciment portland. Ceci peut être expliqué par le fait que le béton à base de laitier de haut fourneau peut former plus de sels de Friedel lors de la pénétration des ions chlorure. Le laitier de haut fourneau a donc un impact important sur la fixation chimique des ions chlorure.

En revanche, l'introduction de sulfates dans la pâte cimentaire réduit cette capacité de fixation des ions chlorure du laitier. Les C_3A de la pâte cimentaire vont réagir avec les sulfates et donc moins de C_3A seront ensuite disponibles pour fixer les chlorures et former des sels de Friedel. Toutefois, la faible quantité de sulfates contenue dans le laitier ne suffit pas à altérer sa capacité à fixer les ions chlorure. L'influence des sulfates provenant de l'environnement n'est pas étudiée dans ces travaux.

3.4.2.5. Influence des additions

Les additions calcaires ne contribuent pas au développement des C-S-H dans le béton. Une substitution de 15 % du ciment par ce type d'addition peut conduire à une augmentation du coefficient de diffusion des ions chlorure allant jusqu'à 30 % [LAY 03]. Les additions pouzzolaniques (cendres volantes, fumée de silice, laitier de haut fourneau) peuvent, quant à elles, avoir plusieurs rôles dans le comportement du béton vis-à-vis de la pénétration des ions chlorure [SHI 12]. Ce type d'addition a notamment une influence sur le type de produits formés lors de l'hydratation. Elles peuvent conduire à une réduction de la diffusion des ions chlorure (et une augmentation de la capacité de fixation des ions chlorure) dans la matrice cimentaire grâce à la formation de C-S-H par réaction pouzzolanique. La réduction de la teneur en portlandite des hydrates formés lors de l'ajout de ce type d'additions conduit à un affinement des pores ce qui induit une réduction de la perméabilité (et donc une réduction de la diffusion des ions chlorure). Certains auteurs [KHA 10] ont montré que les liants ternaires (mélange de ciment, cendres volantes et fumée de silice par exemple) pouvaient considérablement réduire la taille des pores par rapport à un béton à base de CEM I uniquement, ce qui a un impact direct sur la pénétration des ions chlorure dans la matrice cimentaire.

Les cendres volantes ont un impact à la fois physique et chimique sur le comportement du béton vis-à-vis des ions chlorure, physique de par la réduction de la perméabilité de la matrice cimentaire et chimique de par la réaction pouzzolanique. Toutefois, l'impact des cendres volantes semble limité au-delà d'un taux de substitution de l'ordre de 40 à 50 % par rapport au ciment [AMP 99] [DHI 97]. [THO 96] [OH 05] ont montré que le C_{crit} diminue avec l'introduction de cendres volantes dans le liant. Cette diminution du C_{crit} est toutefois compensée par le bon comportement des bétons incorporant des cendres volantes vis-à-vis de la pénétration des ions chlorure.

Plusieurs auteurs [ARY 90] [PAG 83] [LAR 98] ont montré qu'à l'inverse des cendres volantes, la fumée de silice altère la capacité de fixation des ions chlorure de la matrice cimentaire. La fumée de silice réduit la formation d'aluminates dans la matrice cimentaire ce qui affecte la fixation chimique des ions chlorure. Toutefois, la réduction de la taille des pores et de la perméabilité de la matrice cimentaire induite par l'utilisation de fumée de silice ralentit la diffusion des ions chlorure par rapport à un béton à base de CEM I. Le temps d'initiation de la corrosion est donc plus long malgré un C_{crit} inférieur au béton à base de CEM I [LIU 16] [DOT 04] [MAN 08].

Le laitier de haut fourneau semble avoir un impact positif quant à la durabilité à la fois physique et chimique sur le phénomène de pénétration des ions chlorure dans le béton. Il contribue à la fois à la réduction de la taille des pores et à la formation de C-S-H lors de son hydratation. Enfin, comme cela a été évoqué dans le paragraphe précédent, le laitier a la capacité de fixer une plus grande quantité de chlorure qu'un béton à base de ciment CEM I et aussi de réduire la diffusivité des ions chlorure dans la matrice cimentaire. Il réduit donc la vitesse de diffusion des ions chlorure au sein de la matrice cimentaire et permet une plus grande capacité de fixation, physique et chimique, des ions chlorure [CHE 05].

3.4.3. Corrosion en présence des ions chlorure

Lorsque les ions chlorure sont arrivés en quantité suffisante au voisinage de l'armature, les aciers se dépassivent et la corrosion peut s'amorcer.

Dans le cadre d'une attaque du béton par les ions chlorure, le type de corrosion mis en jeu est la corrosion par piqûre (figure 1.15) :

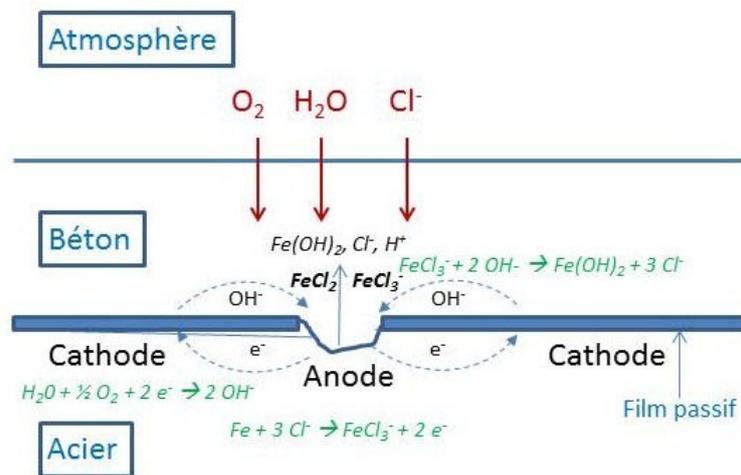


Figure 1.15 – Mécanisme de corrosion dans le cas d'une attaque par les ions chlorure [MAI 13]

Les équations mises en jeu seront alors [SAN 95] (Eq 1.15 à 1.19) :



Ensuite, les ions formés consomment les hydroxydes présents, selon les réactions :



et en l'absence d'oxygène en quantité suffisante :



ou, en présence d'oxygène en quantité suffisante :



Ces réactions mettent en avant la reformation permanente d'ions chlorure à partir du moment où la corrosion est initiée. De plus, le pH du béton diminue suite à la consommation des ions OH⁻ par les ions FeCl₂ et FeCl₃.

3.5. Corrosion induite par carbonatation

La carbonatation du béton est un phénomène naturel de dissolution du dioxyde de carbone de l'air dans la solution interstitielle de la matrice cimentaire et de réaction avec certains ions calcium présents dans les hydrates de la matrice cimentaire. La fraction volumique en CO₂ de l'air est de 0,04 % en moyenne, mais elle peut aller jusqu'à 1 % dans certains endroits confinés comme un parking souterrain par exemple. Le CO₂ va pénétrer dans le béton soit sous forme dissoute si le matériau est saturé soit sous forme gazeuse si le matériau n'est que partiellement saturé. Ensuite une réaction a lieu entre les hydrates du béton et le CO₂ ce qui a pour conséquence une baisse du pH de la solution interstitielle. Le dioxyde de carbone passe en solution et réagit avec les hydrates du béton comme la portlandite ou les C-S-H pour former principalement de la calcite CaCO₃. Ces réactions chimiques, qui seront présentées par la suite, modifient la microstructure de la pâte cimentaire et donc ses propriétés aussi bien mécaniques que de durabilité. La carbonatation du béton peut avoir à la fois des avantages, comme la réduction de la porosité de la matrice cimentaire, et des inconvénients comme la réduction du pH de la solution interstitielle qui conduit à une dépassivation des armatures et donc à la corrosion. C'est pourquoi la carbonatation est un phénomène étudié et modélisé depuis plusieurs décennies.

3.5.1. Mécanismes de pénétration du CO₂

Les mécanismes de pénétration du CO₂ dans la matrice cimentaire peuvent se résumer en trois étapes :

- Dissolution du CO₂ dans la solution interstitielle de la matrice cimentaire pour former l'acide carbonique



Au contact de l'eau, le CO₂ se dissout pour former de l'acide carbonique qui réagit ensuite pour former l'ion bicarbonate puis l'ion carbonate. La conséquence de cette dissolution est la baisse du pH de la solution interstitielle du béton.

- Carbonatation de la portlandite

La portlandite se dissout suivant l'équation 1.23 :



Cette réaction permet de maintenir un pH basique dans la solution interstitielle mais elle provoque le relargage d'ions calcium qui vont réagir avec les ions carbonate pour former la calcite (troisième étape).

- Formation de la calcite



Dans la littérature, la réaction de carbonatation est souvent résumée selon l'équation 1.25 :



Cette réaction met en évidence la formation d'eau lors de la carbonatation ce qui implique une modification de la composition de la solution interstitielle. En revanche, la formation d'ions calcium n'apparaît pas clairement dans cette réaction.

Le processus de carbonatation est résumé sur la figure 1.16 [THI 05 cité dans AUR 14].

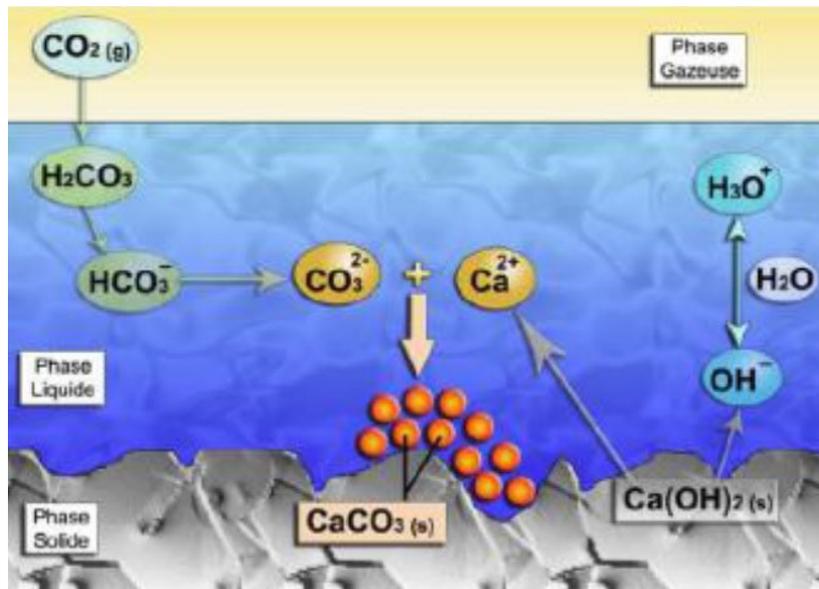
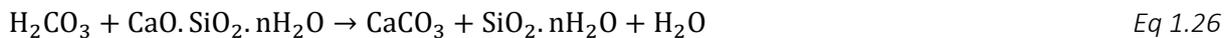


Figure 1.16 – Mécanisme de la corrosion dans le cas d'une attaque par le CO_2 [THI 05 cité dans AUR 14]

En parallèle de la carbonatation de la portlandite, d'autres hydrates comme les C-S-H sont aussi attaqués par le CO_2 .



La carbonatation des C-S-H conduit à la formation d'un matériau amorphe (gel de silice) et de calcite. Cette réaction est très lente par rapport à la carbonatation des autres hydrates du béton [HYV 09] et elle dépend de la pression partielle en CO_2 .

Les autres constituants comme les bases alcalines de la pâte de ciment peuvent eux aussi réagir avec l'acide carbonique :



La principale conséquence de la carbonatation est la consommation de la portlandite qui induit une baisse du pH et donc qui met en danger les armatures.

3.5.2. Impact de la carbonatation sur le béton

Dans le cas de béton non armé, la carbonatation n'est pas un phénomène délétère. En effet, les produits résultant de la carbonatation sont plus volumineux que ceux des hydrates présents à l'origine dans le béton ($2 \text{ cm}^3/\text{mol}$ pour la calcite par rapport à la portlandite voir tableau 1.5 [HYV 09] cité dans [AUR 14]). Il en résulte une augmentation du volume de la phase solide de la matrice cimentaire et donc une diminution de la porosité.

Tableau 1.5 – Volume molaire de la portlandite et de la calcite [HYV 09]

| Espèce | Volume molaire (cm^3/mol) |
|-------------|---|
| Portlandite | 33 |
| Calcite | 35 |

Dans sa thèse, Hyvert [HYV 09] a mesuré par gamma densimétrie la porosité de trois mortiers avant et après carbonatation (tableau 1.6). La réduction de porosité après carbonatation peut aller jusqu'à 10 % ce qui est non négligeable.

Tableau 1.6 – Porosité de trois mortiers avant et après carbonatation [HYV 09]

| Ciment | Porosité avant carbonatation (%) | Porosité après carbonatation (%) |
|---------|----------------------------------|----------------------------------|
| CEM I | 21,6 | 12,2 |
| CEM II | 21,7 | 12,1 |
| CEM III | 22,6 | 16,2 |

En revanche, dans le cas de béton armé et comme écrit précédemment, la carbonatation a pour conséquence une baisse du pH de la pâte cimentaire et donc à terme la dépassivation des armatures puis la corrosion.

3.5.3. Facteurs influençant la vitesse de carbonatation

De nombreux paramètres influencent la cinétique de carbonatation que ce soit des facteurs liés au matériau, à sa mise en œuvre ou encore à son environnement.

3.5.3.1. Influence de la compacité de la pâte cimentaire

Les auteurs [DUR 09] s'accordent à dire qu'un rapport E/C élevé favorise la pénétration des espèces agressives dans le béton. Ceci est dû en grande partie à la faible compacité du béton et au réseau des capillaires qui, au-delà d'un certain E/C, est toujours interconnecté [HYV 09]. De plus, lorsque le rapport E/C est élevé, une plus grande quantité d'eau peut s'évaporer lors du séchage du béton et laisser des vides (capillaires) qui vont favoriser la diffusion du dioxyde de carbone à travers le réseau de pores.

Lorsque la teneur en ciment augmente, le front de carbonatation est moins important [DUV 92]. Ceci peut être expliqué par une plus grande compacité des bétons ayant un dosage en ciment élevé mais aussi par la quantité de chaux à carbonater lorsque la quantité de ciment est plus importante. Toutefois le dosage en ciment n'apparaît pas comme le facteur le plus influent sur la cinétique de carbonatation. Khunthongkeaw et al. [KHU 06] estiment que la qualité de la pâte a plus d'influence sur la profondeur de carbonatation que la quantité de pâte.

3.5.3.2. Influence du type de liant

Le type de ciment utilisé a une influence non négligeable sur la carbonatation. Les additions ne se carbonatent pas toutes de la même façon. De nombreux auteurs ont démontré qu'un béton à base de laitier de haut fourneau conduira à une profondeur de carbonatation plus élevée du fait d'une plus faible quantité de portlandite formée par rapport à un béton à base de CEM I (à E/C équivalent). On observe le même phénomène dans le cas de bétons contenant des cendres volantes. Khan et al. [KHA 02] ont montré que la profondeur de carbonatation augmente de façon linéaire avec la quantité de cendres volantes contenue dans le béton. Ceci peut être expliqué par la plus faible quantité de portlandite dans ce type de béton due aux réactions pouzzolaniques ayant lieu lors de l'hydratation du laitier ou des cendres volantes. La portlandite joue un rôle de régulateur au sein de la matrice cimentaire. Le pH baisse d'autant plus rapidement que la quantité de portlandite est faible [SIS 07]. Papadakis [PAP 00] a lui aussi observé une augmentation de la profondeur de carbonatation lors de la substitution du ciment par les additions de types cendres volantes et fumées de silice pour des bétons dont le rapport E/L était égal à 0,5.

Concernant l'ajout de fumée de silice, la problématique de la consommation de portlandite lors de l'hydratation reste la même donc on pourrait penser que le front de carbonatation augmente avec la teneur en fumée de silice. Cependant, les fumées de silice sont utilisées pour la fabrication de béton à hautes voire très hautes performances et donc pour des bétons dont le E/L est très faible et le dosage en ciment très élevé. L'effet chimique des réactions pouzzolaniques consommatrices de portlandite est alors compensé par l'effet physique de la matrice très compacte des bétons à hautes performances.

Quel que soit le type d'addition, pour les bétons ayant un rapport E/L suffisamment faible, la compacité de l'enrobage pourra compenser la consommation de la portlandite par les réactions pouzzolaniques ce qui ne sera pas le cas des bétons ayant un rapport E/L élevé. Kulakowski et al. [KUL 09] ont démontré que pour des rapports E/L inférieurs ou égal à 0,50 la carbonatation est contrôlée par la porosité du matériau et non pas par la quantité de portlandite carbonatable (ou autrement dit le type de liant) dans le cas où le taux de substitution de ciment portland par des additions pouzzolaniques est de l'ordre de 20 %. D'autres auteurs affirment que la quantité de substitution du ciment en fumée de silice peut aller jusqu'à 50 % sans que cela affecte la résistance à la carbonatation du béton dans le cas de bétons à hautes performances (E/L = 0,32) [COL 00]. La compétition entre l'effet de protection chimique du type de liant et l'effet de protection physique de la compacité des bétons dépend du niveau de compacité des bétons.

3.5.3.3. Influence des paramètres de fabrication et de conservation du béton

La mise en œuvre du béton et sa cure jouent aussi un rôle important sur la pénétration du dioxyde de carbone dans la matrice cimentaire. En effet, la compacité du béton est fortement influencée par la vibration de celui-ci lors de sa fabrication. Plus le béton sera mis en moule et

vibré correctement, plus la matrice sera compacte et donc plus la vitesse de pénétration du CO₂ dans le béton sera lente [JMN 13]. Concernant la cure, il a été montré qu'une cure adaptée améliore la résistance du béton à la carbonatation. La cure a pour objectif de favoriser l'hydratation du liant et donc d'augmenter la quantité d'hydrates susceptibles d'être carbonatés. Il est plus facile d'évaluer l'impact de la cure sur des bétons à base de liants composés étant donné leur cinétique d'hydratation plus lente.

3.5.3.4. Influence de l'environnement

L'environnement dans lequel se trouve l'ouvrage a aussi un impact non négligeable sur la cinétique de pénétration du dioxyde de carbone dans le béton. Selon certains auteurs [CHA 97] [DHE 96], une diminution de la température tendrait à augmenter la vitesse de pénétration du CO₂ dans la matrice cimentaire. D'après les essais conduits par [DHE 96], la portlandite se dégraderait plus rapidement à basse température ce qui conduit à une baisse du pH du béton plus rapide. D'autres auteurs constatent le phénomène inverse. Selon eux, une augmentation de la température conduit à un séchage des pores plus rapide et donc favorise la pénétration du CO₂ au sein de la matrice cimentaire. Plus récemment, les travaux réalisés par Drouet [DRO 10] dans sa thèse ont permis de montrer que la carbonatation est plus importante à 50 et 80 °C qu'à 20 °C pour des bétons plutôt compacts ($E/L < 0,45$). Il semblerait que le phénomène de séchage des pores favorisant le transport du CO₂ gazeux dans le béton soit prédominant par rapport à la dégradation de la portlandite.

L'humidité relative joue un rôle fondamental sur la cinétique de pénétration du dioxyde de carbone dans le béton. Ce dernier peut pénétrer dans la matrice cimentaire selon deux voies qui sont la phase gazeuse et la phase liquide. Lorsque le matériau est saturé, le dioxyde de carbone ne pourra pénétrer qu'à travers la solution interstitielle où son coefficient de diffusion est 10⁴ fois inférieur à celui en phase gazeuse [MAI 13]. D'autre part, la dissolution des hydrates du béton qui conduit à la réaction de carbonatation n'est possible qu'au sein d'une phase liquide.

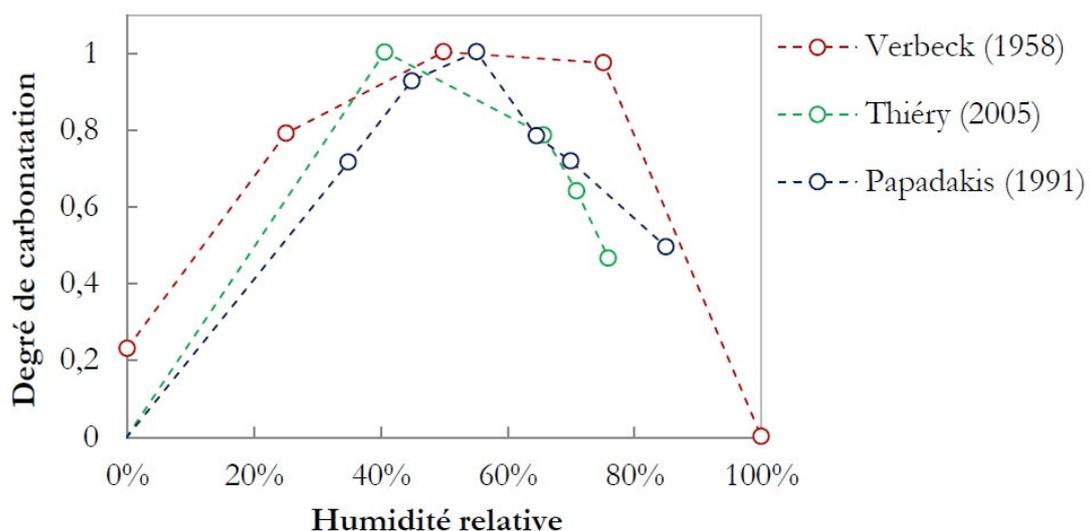


Figure 1.17 – Influence de l'humidité relative sur le degré de carbonatation des bétons [TUR 14]

Ce graphique (figure 1.17) [TUR 14] montre bien que la carbonatation du béton est favorisée pour une humidité relative comprise entre 40 et 70 %. Toutefois, l'humidité relative est une

moyenne et elle est à relier avec le taux de saturation des pores du béton pour mieux évaluer la vitesse de carbonatation.

Enfin, Hyvert [HYV 09] a montré que la teneur en dioxyde de carbone dans l'atmosphère est un des facteurs environnementaux les plus influents sur la profondeur de carbonatation du béton. De façon logique, plus le taux de CO₂ aux alentours du béton est élevé, plus la carbonatation de la matrice cimentaire sera rapide.

3.6. Couplage carbonatation/chlorure

Le couplage carbonatation/chlorure a été étudié par Mai-Nhu [MAI 13] pendant ses travaux de thèse pour la mise en place d'un modèle de durabilité couplant la carbonatation et la pénétration des ions chlorure.

La carbonatation a une influence sur la pénétration des ions chlorure et inversement. En effet, les sels de Friedel formés lors de la pénétration des ions chlorure et leur fixation sur les aluminates peuvent carbonater et relarguer des ions chlorure dans la solution interstitielle. Ce phénomène peut conduire à une augmentation de la concentration en chlorures libres dans la matrice cimentaire et par extension à la dépassivation des armatures. De même, les ions chlorure ne pourront pas se fixer sur des C-S-H déjà carbonatés ce qui va réduire la capacité de fixation des bétons carbonatés [WAN 12]. Ce phénomène induit une progression plus rapide des ions chlorure du parement à l'armature.

Toutefois, le couplage carbonatation/chlorure n'a pas un effet uniquement négatif. Il a été dit que la carbonatation a pour effet de réduire la porosité de la matrice cimentaire, cela induit donc une réduction de la diffusion des ions chlorure dans le béton.

3.7. Synthèse intermédiaire

La revue bibliographique a permis de montrer que la corrosion, la pénétration des ions chlorure et la carbonatation sont influencés par de nombreux facteurs. La modélisation de ces phénomènes n'en est que plus complexe.

Le plan expérimental et les compléments de développement du modèle de Mai-Nhu [MAI 13] se concentreront sur l'impact du type de liant et de la compacité sur la pénétration des espèces agressives dans le béton. Lors de la modélisation de la corrosion, l'influence des conditions environnementales (humidité relative, quantité d'oxygène) sera prise en compte ainsi que le développement de la corrosion sous forme de double couche.

Les variations de température qui nous intéressent sont celles subies par une structure sous exposition atmosphérique. Dans ce cas, l'humidité extérieure et son influence sur le taux de saturation du béton reste prédominante par rapport à celle de la température. Pour cette raison, l'effet de la température n'est pas pris en compte dans cette étude. Les bétons en conditions extrêmes [DRO 10] pourront faire l'objet d'une extension future de SDReaM-crete. Les aspects liés à la mise en œuvre comme le « top bar effect » [NAS 10] ou la distance par rapport au sens de couplage [TUR 12], le rôle de la fissuration, de la nature de l'acier, de l'interface acier/béton et du couplage carbonatation/chlorure ne seront pas étudiés dans ces travaux.

4. La modélisation de la durabilité des bétons

4.1. Modèles de pénétration des ions chlorure

De nombreux chercheurs ont développé des modèles de pénétration des ions chlorure dans le béton. De façon générale, ces modèles se basent sur la solution analytique de la seconde loi de Fick (Eq 1.31).

$$C_{Cl^-}(x, t) = C_0 + (C_s - C_0) \cdot \operatorname{erf}\left(\frac{x}{\sqrt{4 \cdot D_{Cl^-} \cdot t}}\right) \quad \text{Eq 1.31}$$

Avec C_0 la concentration en ions chlorure dans le béton à l'état initial (%), C_s la concentration en ions chlorure en surface (%), D_{Cl^-} le coefficient de diffusion des ions chlorure dans le béton (m^2/s), x la profondeur (m) et t le temps (s).

L'équation 1.31 est l'équation qu'ont utilisée Collepardi et al. [COL 70] pour modéliser la pénétration des ions chlorure dans le béton. Cette solution de la seconde loi de Fick est valable si on fait l'hypothèse très forte que le milieu est semi-infini, que le béton se situe dans des conditions saturées en eau liquide, que le coefficient de diffusion est indépendant du temps, de la température et qu'il n'y a pas de termes sources ni de termes puits. Cette manière de modéliser la pénétration des ions chlorure est simple mais peut conduire à surestimer les résultats obtenus comme le coefficient de diffusion est considéré constant. Il faut donc adapter cette loi afin de mieux rendre compte des phénomènes mis en jeu. Le rapport de Soive [SOI 17] détaille les adaptations à mettre en place.

4.1.1. Principaux modèles

La plupart des modèles basés sur la loi de Fick reprennent l'équation 1.31 et lui apportent des compléments permettant de mieux prendre en compte les phénomènes physico-chimiques rentrant en jeu lors de la pénétration des ions chlorure. Soive [SOI 17] a réalisé une synthèse des principaux modèles de la littérature (tableau 1.7). Seul le modèle du bulletin 34 de la *fib* est plus détaillé dans ce paragraphe car il est utilisé dans le chapitre 4 de ces travaux.

Une autre façon de modéliser la pénétration des ions chlorure consiste à prendre également en compte la dissolution et précipitation des phases de la matrice cimentaire.

Ces modèles sont des modèles plus complexes qui nécessitent en général une résolution numérique (tableau 1.7).

Tableau 1.7 – Synthèse des principaux modèles de pénétration des ions chlorure extrait de [SOI 17]

| Modèle | Type de modèles | | Sortie | |
|-----------------------------|-----------------|-----------|------------------|------------------|
| | Analytique | Numérique | Chlorures libres | Chlorures totaux |
| Colleparadi [COL 70] | X | | X | |
| JSCE [JCS 99] | X | | X | |
| Maage et al. [MAA 95] | X | | X | |
| Selmer [EUR 99] | X | | X | |
| <i>Fib</i> [<i>fib</i> 34] | X | | X | |
| ClinConc [TAN 08] | X | | X | |
| HETEK [FRE 00] | X | | | X |
| LEO [PET 00] | | X | X | |
| Life 365 [DAL 00] | | X | X | |
| Li et Page [LI 00] | | X | X | X |
| STADIUM [SAM 07] | | X | X | X |

4.1.2. Model code *fib* [*fib* 34]

Le modèle du bulletin 34 de la *fib* est le modèle le plus couramment utilisé en Europe.

Il se base sur la solution de la seconde loi de Fick mais en lui apportant de nombreux compléments (Eq 1.32).

$$C_{Cl^-}(x, t) = C_0 + (C_{s,\Delta x} - C_0) \cdot \operatorname{erf}\left(\frac{x - \Delta x}{\sqrt{4 \cdot D_{app} \cdot t}}\right) \quad \text{Eq 1.32}$$

Avec D_{app} le coefficient de diffusion apparent des ions chlorure (Eq 1.33, mm^2/an), Δx la profondeur jusqu'à laquelle on considère que le transport des ions n'est pas que diffusif mais aussi convectif appelée zone de convection (mm) et $C_{s,\Delta x}$ la concentration en ions chlorure à la profondeur Δx (%). La zone de convection n'existe pas pour des bétons complètement immergés car les ions chlorure se déplacent uniquement par diffusion dans un béton saturé (figure 1.12).

$$D_{app} = k_t \cdot k_e \cdot D_{RCM,0} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^a \quad \text{Eq 1.33}$$

Le coefficient de diffusion apparent (Eq 1.33) dépend de paramètres de transfert (k_t), de la température (k_e), du vieillissement du matériau (a) et du coefficient de diffusion mesuré par un essai accéléré ($D_{RCM,0}$).

Le coefficient a ou ageing factor (Eq 1.33) est un facteur particulièrement important du modèle du bulletin 34 de la *fib* car il tient compte de l'évolution de la microstructure du béton pendant toutes ses années de service. Il est d'autant plus influent sur le résultat que le béton contient des liants binaires ou ternaires qui présentent une cinétique d'hydratation plus faible que les bétons à base de CEM I.

Ce modèle est intéressant car il tient compte d'un certain nombre de paramètres aussi bien matériaux qu'environnementaux. De plus il est assez simple d'utilisation notamment pour les bétons à base de CEM I que l'on connaît bien. Toutefois, de plus en plus de nouveaux liants sont utilisés et le retour d'expérience manque parfois quant à la définition de certains paramètres comme le ageing factor, la concentration en ions chlorure $C_{s,\Delta x}$ ou la zone de convection pour utiliser correctement le modèle du bulletin 34 de la *fib*. Le projet ANR Modevie [MOD 14] en cours en France, vise à proposer un modèle ingénieur de durabilité des bétons permettant de mieux prendre en compte ces aspects. Ce modèle est directement inspiré du Model code *fib* [*fib* 34].

4.2. Modèles de carbonatation

Il existe de nombreux modèles de carbonatation. Tous ne prennent pas les mêmes paramètres en compte et ne donnent pas les mêmes informations en sortie. La connaissance des données d'entrée, de sortie et des domaines d'applications des modèles est indispensable pour bien choisir son modèle en fonction d'une application. La carbonatation est en général présentée sous la forme de racine du temps (Eq 1.34).

$$x_c(t) = k \cdot \sqrt{t} \quad \text{Eq 1.34}$$

Avec x_c la profondeur de carbonatation (m), t le temps (s) et k une constante ($m/s^{1/2}$) qui dépend du type de liant, de l'environnement... La constante k est un paramètre qui fait encore aujourd'hui l'objet de nombreuses recherches.

De la même manière que pour la pénétration des ions chlorure, on retrouve différents niveaux de complexité dans la modélisation de la carbonatation : les modèles empiriques, basés sur des données expérimentales, les modèles analytiques, basés sur des équations de diffusion et les modèles numériques qui vont combiner plusieurs types d'équations et qui nécessitent une résolution par éléments finis ou volumes finis.

Dans ce paragraphe, quelques modèles sont détaillés et un tableau résumant un grand nombre de modèles est donné. Le tableau 1.8 est tiré de l'étude bibliographique assez complète de Revert et al. [REV 17].

Tableau 1.8 – Synthèse des modèles de carbonatation empiriques (extrait de [REV 17])

| Références | Propriétés matériaux | | | | | | Propriétés environnement | | | | | |
|-------------------------------------|----------------------|---------------|-----|----------------|----------|-----------|--------------------------|-----------------|-------------------|----------------|---|---|
| | Teneur en liant | Teneur en eau | E/L | Type de ciment | f_{cm} | D_{air} | Temps de cure | CO ₂ | Humidité relative | Cycles hum/sec | T | Carbonatation naturelle (Nat) Carbonatation Accéléré (Acc) |
| Morinaga [MOR 90] | | | X | | | | | X | X | | X | Nat/Acc |
| Thomas et Matthews [THO 92] | | | | X | X | | X | | X | | X | Nat |
| Parrots [PAR 94] | X | | | | | X | | | X | | | Nat |
| Bamforth [BAM 04] | X | | | X | | | X | | X | | | Nat |
| JSCE [JSC 07] | X | X | | X | | | | | | | | Nat |
| Czarnecki et Woyciechowski [CZA 12] | X | X | | X | | | X | | | | | Nat/Acc |
| Silva et al. [SIL 14] | | | | | X | | | X | X | | | Nat/Acc |
| | X | | | | X | | | X | X | | | Nat/Acc |
| Greve-Dierfeld et Gehlen [GRE 14] | | | | | | | | | X | X | | Nat |
| Hills et al. [HIL 15] | | | | X | | | | | | | | Nat |
| | | | | X | X | | | | | | | Nat |

Tableau 1.9 – Synthèse des modèles de carbonatation analytiques (extrait de [REV 17])

| Références | Propriétés matériaux | | | | | | | | Propriétés environnement | | | |
|--------------------------------|----------------------|---------------|------------------------|------------------------------|------------------|-----------------|------------------------------|----------------------|--------------------------|-------------------|-------------------------------|---|
| | Teneur en liant | Teneur en eau | Teneur en CaO du liant | Quantité de cendres volantes | D _{CO2} | D _{O2} | Degré d'hydratation du liant | Résistivité du béton | CO ₂ | Humidité relative | Cycles humidification/séchage | Carbonatation Naturel (Nat) Carbonatation Accéléré (Acc) |
| Schiessl [SCH 76] | | | | | X | | | | X | | | Nat |
| Tuuti [TUU 82] | X | | X | | X | | X | | X | | | Nat |
| Papadakis et al. [PAP 91] | | | | | X | | | | X | | | Nat/Acc |
| Bouquet [BOU 04] | | | | | X | | X | | X | | X | Nat/Acc |
| Jiang et al. [JIA 00] | X | X | | | | | X | | X | | | Acc |
| Model code <i>fib</i> [fib 34] | | | | | | | | | X | X | X | Nat |
| Sisomphon et Lutz [SIS 07] | | | | | | | | | X | | | Acc |
| Andrade et Andrea [AND 10] | | | | | | | | X | X | | | Nat |
| Salvoldi et al. [SAL 15] | | | | | | X | | | X | X | X | Acc |

En complément de ces tableaux, les modèles de Greve et al. [GRE 16-1], de Hyvert [HYV 09], de Bary et Sellier [BAR 04], Thiery [THI 07] repris par Morandea [MOR 14] sont présentés succinctement.

4.2.1. Modèle de Greve et Gehlen [GRE 16-1]

Le modèle allemand inspiré de celui du modèle du bulletin 34 de la *fib* [GRE 16-1], permet d'obtenir la profondeur de carbonatation que le béton étudié aura à un moment de sa durée de service. Il intègre les caractéristiques du matériau béton, mais également celles liées à la réalisation de la structure ainsi que l'environnement. La profondeur de carbonatation est modélisée selon l'équation 1.35 :

$$x_c(t) = k_{NAC} \cdot \sqrt{k_e \cdot k_c \cdot k_a} \cdot \sqrt{t} \cdot W(t) \quad \text{Eq 1.35}$$

Où :

$$k_a = \frac{C_a}{C_l} \quad \text{Eq 1.36}$$

$$k_e = \left(\frac{1 - \left(\frac{HR_{réelle}}{100} \right)^{f_e}}{1 - \left(\frac{HR_{ref}}{100} \right)^{f_e}} \right)^{g_e} \quad \text{Eq 1.37}$$

$$k_c = \left(\frac{t_c}{7} \right)^{b_c} \quad \text{Eq 1.38}$$

$$W(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^{\frac{(p_{SR} - ToW)^{b_w}}{2}} \quad \text{Eq 1.39}$$

Avec

- $x_c(t)$: profondeur de carbonatation à l'instant t [mm] avec t le temps en années ;
- k_{NAC} : vitesse de carbonatation ($\text{mm}/\text{année}^{0.5}$) ;
- k_e : paramètre environnemental prenant en compte l'influence de l'humidité relative sur le coefficient de diffusion du dioxyde de carbone [-] (Eq 1.37) ;
- k_c : paramètre prenant en compte l'influence de la cure sur la résistance du béton à la carbonatation [-] (Eq 1.38) ;
- t_c : durée de la cure (jours) ;
- $HR_{réelle}$: humidité relative réelle (%) ;
- C_a : concentration en dioxyde de carbone dans l'environnement dans lequel la structure sera exposée [%] ;
- C_l : concentration en dioxyde de carbone [%] ;
- $W(t)$: fonction permettant de prendre en compte l'apport d'humidité à la surface du béton par des cycles de pluies [-] (Eq 1.39) ;
- ToW : nombre annuel moyen de jours de pluie supérieure à 2,5 mm [-] ;
- p_{SR} : paramètre qui dépend de la direction du vent pendant les jours de pluie et de l'orientation de la structure considérée [-] ;
- f_e, g_e, b_c et b_w : constantes (respectivement 5 ; 2,5 ; -0,567 et 0,446) [-].

4.2.2. Modèle de Hyvert [HYV 09]

Au cours de sa thèse, Nicolas Hyvert a élaboré un modèle analytique permettant, à partir de la composition chimique des bétons, de déduire la profondeur de carbonatation en fonction de la concentration en CO_2 de l'environnement et d'un essai de carbonatation accélérée ou d'un essai de résistance mécanique [HYV 09].

Ce modèle prend en compte des paramètres matériaux, environnement mais aussi des paramètres liés à l'Industrie du Béton comme le traitement thermique ou la cure (k_p dans Eq 1.40).

$$x_c(t) = \sqrt{\frac{2 \cdot \text{err1} \cdot D_{CO_2}^0 \cdot P_0 \cdot t \cdot k_e \cdot k_p}{R \cdot T \cdot \left(1 + \alpha \cdot C_2' \cdot \left(\frac{P_{CO_2}}{P_{atm}}\right)^{0,67}\right) \cdot \left(\frac{C_2'}{1,67} \cdot \left(\frac{P_{CO_2}}{P_{atm}}\right)^{0,67} + Q_1\right)}} \quad \text{Eq 1.40}$$

Où x_c (m) est l'épaisseur carbonatée au temps t (s), sous une pression partielle en CO_2 de P_0 (Pa) et une température T (K). R est la constante des gaz parfaits (J/mol/K), C_2' et Q_1 sont les quantités d'hydrates carbonatables déduits de la composition chimique (mol/l), et α le coefficient de porosité obturée par la carbonatation des C-S-H. $D_{CO_2}^0$ (m^2/s) est le coefficient de diffusion du CO_2 en zone carbonatée pour une teneur en CO_2 extérieure de 0,04 %. k_e est un facteur prenant en compte les conditions environnementales.

À défaut d'un essai de carbonatation accéléré, il est également possible de déterminer le coefficient de diffusion à l'aide des résistances mécaniques à 28 jours. Cette façon de procéder induit des erreurs dans la détermination du coefficient de diffusion du CO_2 . Cela est pris en compte par la fonction err1 dans l'équation 1.40.

Ce modèle est intéressant de par les phénomènes qu'il prend en compte et de par sa simplicité.

4.2.3. Modèle de Bary et Sellier [BAR 04]

Le modèle de Bary et Sellier est un modèle numérique basé sur des équations de conservation de masse. Il a été calibré sur des données expérimentales de béton à base de CEM I et de rapport $E/C = 0,44$. C'est un modèle qui prend en compte de nombreux phénomènes :

- diffusion de l'eau à travers le milieu poreux ;
- diffusion du CO_2 en phase gazeuse ;
- formation de calcite due à la réaction entre le calcium des hydrates de la matrice cimentaire et le CO_2 ;
- diffusion des ions calcium carbonatés dans la phase liquide ;
- variation de la porosité due à la carbonatation.

Ce modèle est composé de trois équations de conservation de masse : celle de l'eau, celle du CO_2 et celle du calcium. Les réactions d'hydratation utilisées pour connaître les quantités d'hydrates carbonatables sont celles proposées par Adenot [ADE 92].

Ce modèle est assez complet car il tient compte non seulement de paramètres matériaux (porosité, formulation) et environnementaux (mouvement de l'eau) mais aussi de paramètres chimiques comme la précipitation de la calcite et la dissolution du CO_2 dans la solution interstitielle du béton ou encore la solubilité du CO_2 dissous dans cette solution. Toutefois, l'obtention de certaines données d'entrée n'est pas forcément évidente (dosage de la solution interstitielle notamment) ce qui rend ce modèle assez compliqué d'utilisation.

4.2.4. Modèle de Thiery [THI 07] repris par Morandea [MOR 14]

Le modèle de Thiery est lui aussi un modèle numérique qui va prendre en compte des couplages pour déterminer la profondeur de carbonatation :

- variation de la microstructure et notamment de la porosité de la matrice cimentaire ;

- mouvement de l'eau et changement du taux de saturation du à la carbonatation de la portlandite ;
- carbonatation de la portlandite mais aussi des C-S-H ;
- transport du dioxyde de carbone et des ions en présence.

Dans ce modèle, la diffusion du CO₂ et donc la vitesse de carbonatation sont directement impactées par les changements de propriétés physico-chimiques du béton. Ce modèle a été calé sur des résultats d'essais expérimentaux de carbonatation accélérée mais aussi sur des mesures de carbonatation sur des structures réelles exposées dans des environnements où les conditions d'humidité et de température sont mesurées. Les paramètres d'entrée de ce modèle sont la porosité, la perméabilité à l'eau, les isothermes de désorption, les teneurs en portlandite et C-S-H du béton pour la partie matériau et le taux de CO₂ et l'humidité relative pour la partie environnement.

Le modèle de Thiery présente aussi un intérêt dans sa façon de modéliser le terme source lié à la dissolution de la portlandite. Dans ce modèle, les cristaux de portlandite sont modélisés comme des sphères et la calcite se forme en gangue autour des cristaux de portlandite. Le CO₂ doit diffuser à travers la calcite pour atteindre la portlandite. L'intérêt de cette modélisation est de représenter une dissolution initialement rapide de la portlandite, puis de plus en plus lente au fur et à mesure que la carbonatation avance. La contrepartie est que cela nécessite des paramètres de modèle difficilement identifiables comme le rayon moyen des cristaux de portlandite.

Un autre inconvénient de ce modèle est de n'avoir été développé et validé que pour des bétons à base de CEM I. Morandeau a donc repris ce modèle pour vérifier sa validité sur des bétons à base de liants composés. Lors de sa thèse il a réalisé des essais sur des bétons contenant 30 % de cendres volantes à un taux de CO₂ de 10 %.

Ce modèle présente l'avantage de pouvoir fournir une profondeur de carbonatation mais aussi un profil de pH ainsi que la variation du rapport C/S des C-S-H lorsqu'ils sont carbonatés.

4.3. Modélisation de la corrosion

Il existe plusieurs approches pour la modélisation de la corrosion des armatures du béton. On peut utiliser une approche empirique dans laquelle le modèle est construit à partir d'essais en laboratoire où des lois d'évolution de la vitesse de corrosion sont définies en fonction du temps. La deuxième approche possible est une approche par le bilan matière où les équations du modèle sont basées sur la consommation d'une espèce pilote dans la réaction de corrosion. Dans le cas du béton, même si l'eau est parfois l'espèce limitante, on considère en règle générale l'oxygène comme étant le pilote de la réaction de corrosion. La troisième approche est une approche mécanique. Elle ne sera pas détaillée dans ce mémoire. Trois modèles sont présentés dans cette section pour illustrer les différentes façons de modéliser la corrosion.

4.3.1. Modèle empirique de Morinaga [MOR 96]

Morinaga propose une équation simple pour la modélisation de la corrosion (Eq 1.41) :

$$x_{\text{corr}} = \sqrt{t} \cdot (-11,5 + 9,3 \cdot X_1 - 0,0306 \cdot X_2 + 2,52 \cdot X_3 + 0,135 \cdot X_4) \quad \text{Eq 1.41}$$

Avec x_{corr} l'épaisseur de corrosion (mm), t le temps (années), X_1 la température moyenne annuelle (°C), X_2 la hauteur de pluie annuelle (mm), X_3 la teneur en sels dans l'atmosphère

(ppm) et X_4 la teneur en SO_2 annuelle ($\text{mg}/100 \text{ cm}^2$). Aucun paramètre matériau n'est pris en compte dans ce modèle.

Ce modèle a été calé à partir de résultats expérimentaux obtenus au Japon dans 43 lieux différents.

4.3.2. Modèle empirique de Balafas et Burgoyne [BAL 10]

Balafas et Burgoyne ont repris le modèle développé par Lui et Weyers [LIU 98]. C'est un modèle empirique qui a été établi sur la base de 5 ans d'étude et environ 3 000 mesures de vitesse de corrosion. Ce modèle (Eq 1.42) est développé pour des bétons qui subissent une agression par les ions chlorure.

$$j_{\text{corr}} = 0,0092 \cdot \exp(8,37 + 0,618 \cdot \ln(1,69 \cdot \text{Cl}) - \frac{3034}{T} - 0,000105 \cdot R_c + 2,35 \cdot t^{-0,215}) \quad \text{Eq 1.42}$$

Avec j_{corr} la densité de courant ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$), Cl la teneur en chlorures totaux à l'interface acier/béton (kg/m^3), T la température (K), t le temps de corrosion active (années) et R_c la résistivité de l'enrobage (Ω).

Balafas et Burgoyne ont ensuite exploité les résultats de Lopez et al. [LOP 93] pour proposer une relation pour la résistivité du béton (Eq 1.43) :

$$R_c = 90,537 \cdot h^{-7,2548} \cdot [1 + \exp(5 - 50 \cdot (1 - h))] \quad \text{Eq 1.43}$$

Avec h l'humidité relative.

Ce modèle présente l'avantage de prendre en compte à la fois des données matériaux et environnement. Il est à coupler avec l'équation de Faraday si l'on souhaite connaître l'épaisseur de fer perdu (Eq 1.44).

$$x_{\text{corr}} = \frac{M_{\text{Fe}} \cdot j_{\text{corr}} \cdot t}{F \cdot z} \cdot \frac{1}{2 \cdot \rho_{\text{Fe}} \cdot \pi \cdot r_a \cdot L_a} \quad \text{Eq 1.44}$$

Avec x_{corr} l'épaisseur de fer perdu (m), M_{Fe} la masse molaire du fer (g/mol), t le temps (s), F la constante de Faraday (C/mol), z la valence du fer, ρ_{Fe} la masse volumique du fer (kg/m^3), r_a et L_a le rayon et la longueur de l'armature (m).

Toutefois, ce type de modèle impose de connaître des données précises telles que le courant de corrosion. Les données électrochimiques ne sont pas facilement accessibles particulièrement sur ouvrages réels ce qui complique l'utilisation de modèles comme celui de Balafas et Burgoyne.

4.3.3. Modèle de Huet [HUE 07] repris par Chitty et al. [CHI 08]

Le modèle de Huet est un modèle qui considère que la vitesse de corrosion dépend de la disponibilité en oxygène à l'interface acier/béton. C'est un modèle qui tient également compte du taux de saturation du béton et de sa porosité mais qui considère que la couche de produit de corrosion a les mêmes propriétés hydriques que le béton. L'équation 1.45 représente la vitesse de réduction de l'oxygène au niveau de l'armature.

$$V(x) = k_{\text{O}_2} \cdot \varphi \cdot S_r \cdot [\text{O}_2]_1 \quad \text{Eq 1.45}$$

Avec k_{O_2} une constante de réduction de l'oxygène (m^2/s), φ la porosité du béton (considérée comme étant égale à celle de la couche de produit de corrosion), S_r le taux de saturation en eau du béton et $[O_2]_i$ la teneur en oxygène dans la solution porale (mol/m^3).

Ensuite, pour calculer la vitesse de corrosion, on multiplie par un facteur de 4/3 pour traduire le fait que le flux de dioxygène qui est consommé à l'armature produit 4/3 de flux de fer. On inclut également un facteur M_{Fe}/ρ_{Fe} pour traduire le volume de matière produit pour une mole de fer consommée (Eq 1.46).

$$V_{corr} = \frac{4}{3} \cdot \frac{M_{Fe}}{\rho_{Fe}} \cdot V(x) \quad \text{Eq 1.46}$$

Ce modèle est intéressant de par les phénomènes qu'il prend en compte mais il doit être couplé à un modèle de séchage sans quoi le taux de saturation en eau du béton ne peut pas être connu.

Dans son rapport, [REV 17] détaille d'autres modèles décrivant la corrosion induite par la carbonatation.

4.4. Couplage carbonatation/chlorure, cycles hydriques et corrosion – modèle SDReaM-crete [MAI 13]

Dans sa thèse, Mai-Nhu a développé un modèle de durabilité capable de prendre en compte le couplage carbonatation/chlorure en présence de cycles hydriques. L'annexe 11 donne la nomenclature correspondant aux équations de ce paragraphe. Les données d'entrée du modèle sont détaillées dans le chapitre 3 du présent manuscrit.

Comme cela a été détaillé dans les paragraphes précédents, l'humidité relative et par extension les cycles hydriques ont une grande influence sur la pénétration des espèces agressives dans la matrice cimentaire. Leur prise en compte est donc un élément clé de la modélisation de la durabilité des bétons. Dans son modèle, Mai-Nhu adapte l'équation de Richard [RIC 31] pour décrire les mouvements d'eau dans le béton (Eq 1.47).

$$\left[\rho_l \cdot \varphi \cdot \frac{\partial S_r}{\partial h} + \frac{p_{vsat} \cdot M_{H_2O}}{R \cdot T} \cdot \varphi \cdot \left(1 - S_r - h \frac{\partial S_r}{\partial h} \right) \right] \frac{\partial h}{\partial t} = \text{div} \left(\rho_l^2 \frac{k_l}{\eta_l} \cdot k_{r1} \cdot \frac{R \cdot T}{M_{H_2O}} \cdot \frac{1}{h} \cdot \overrightarrow{\text{grad}h} + \frac{M_{H_2O}}{R \cdot T} \cdot p_{vsat} \cdot R_d \cdot D \cdot \overrightarrow{\text{grad}h} \right) + \beta_{H_2O} \quad \text{Eq 1.47}$$

Où S_r est le taux de saturation qui dépend de l'humidité relative de l'environnement.

$$\beta_{H_2O} = - \frac{\partial [CH]}{\partial t} \cdot M_{H_2O} \quad \text{Eq 1.48}$$

L'Eq 1.48 représente la quantité d'eau libérée lors de la carbonatation de la portlandite. Le modèle ne prend pas en compte l'eau libérée par les autres hydrates de la matrice cimentaire. Cela va dans le sens des résultats de Morandeau [MOR 13] qui a montré dans ses travaux que l'eau relarguée par les C-S-H est négligeable voire inexistante devant l'eau libérée par la portlandite lors de la carbonatation du béton.

R_d représente la résistance à la diffusion dans un milieu partiellement saturé [MIL 59] repris par [THI 05]. (Eq 1.49).

$$R_d = \varphi^{1,2} \cdot (1 - S_r)^{3,3} \quad \text{Eq 1.49}$$

Et k_{rl} représente la perméabilité à l'eau liquide qui est estimée à partir du modèle de Mualem et Van Genuchten.

La pénétration du CO_2 dans la matrice cimentaire est gérée par des équations de conservation de masse. Ici, on considère à la fois le transport du dioxyde de carbone sous forme gazeuse et le mouvement convectif des ions carbonate.

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\varphi \cdot (1 - S_r) \cdot \frac{P_{\text{CO}_2}}{R \cdot T} \right) = -\text{div} \overrightarrow{\Phi_{\text{CO}_2}} - \beta_{\text{CO}_3^{2-}} \quad \text{Eq 1.50}$$

Avec $\overrightarrow{\Phi_{\text{CO}_2}}$ le flux de dioxyde de carbone qui est considéré comme uniquement diffusif ici. Il est donné par la loi de fick (Eq 1.51).

$$\overrightarrow{\Phi_{\text{CO}_2}} = -D_0 \cdot R_d \cdot \overrightarrow{\text{grad}} \frac{P_{\text{CO}_2}}{R \cdot T} \quad \text{Eq 1.51}$$

$\beta_{\text{CO}_3^{2-}}$ représente la vitesse de formation des ions carbonate (Eq 1.52).

$$\beta_{\text{CO}_3^{2-}} = \frac{\partial [\text{CO}_3^{2-}]}{\partial t} = \frac{1}{\tau_1} \cdot ([\text{CO}_3^{2-}]_{\text{eq}} - [\text{CO}_3^{2-}]) \quad \text{Eq 1.52}$$

Avec $[\text{CO}_3^{2-}]_{\text{eq}}$ la quantité maximale d'ions carbonate qu'il est possible de former (et qui dépend du taux de CO_2 de l'air, du pH de la solution et de constantes d'équilibres thermodynamiques).

Ensuite le transport des ions carbonate est exprimé par une équation de conservation de masse (Eq 1.53).

$$\varphi \cdot S_r \cdot \frac{\partial [\text{CO}_3^{2-}]}{\partial t} = -\text{div} \left(\overrightarrow{\Phi_{\text{CO}_3^{2-}}} \right) - \beta_{\text{CaCO}_3} + \beta_{\text{CO}_3^{2-}} \quad \text{Eq 1.53}$$

Avec $\overrightarrow{\Phi_{\text{CO}_3^{2-}}}$ le flux des ions carbonate qui est exprimé comme la somme d'un flux diffusif et d'un flux convectif (Eq 1.54).

$$\overrightarrow{\Phi_{\text{CO}_3^{2-}}} = -D_{\text{CO}_3^{2-}(S_r=1)} \cdot S_r^6 \cdot \overrightarrow{\text{grad}} [\text{CO}_3^{2-}] + \overrightarrow{v_{\text{water}}} \cdot [\text{CO}_3^{2-}] \quad \text{Eq 1.54}$$

Dans l'équation 1.53, β_{CaCO_3} représente la formation de calcite lors de la progression du front de carbonatation. La quantité de calcite formée correspond à la consommation du calcium des hydrates de la matrice cimentaire et des sels de Friedel (Eq 1.55).

$$\beta_{\text{CaCO}_3} = \frac{1}{\tau_2} \cdot [\text{CO}_3^{2-}] \cdot ([\text{Ca}_{(\text{CH})}] + [\text{Ca}_{(\text{AFt})}] + [\text{Ca}_{(\text{AFm})}] + [\text{Ca}_{(\text{FS})}]) + \frac{1}{\tau_2} \cdot [\text{CO}_3^{2-}]^n \cdot [\text{Ca}_{(\text{C-S-H})}] \quad \text{Eq 1.55}$$

Le fait de prendre en compte la carbonatation des sels de Friedel est un élément fort de couplage avec la pénétration des ions chlorure.

Hyvert [HYV 09] a montré dans sa thèse que les C-S-H se carbonatent moins vite que les autres hydrates de la matrice cimentaire. Cet élément est pris en compte par le coefficient n de l'équation 1.55.

Il a été montré par plusieurs auteurs [THI 05] [VU 11] que la carbonatation a pour effet de diminuer la porosité du béton.

La porosité ayant un impact fort sur les phénomènes de transfert, son évolution est calculée en s'appuyant sur les volumes molaires des espèces en présence et de leur quantité (Eq 1.56).

$$\varphi = \varphi_{\text{initial}} - (V_{m_{\text{CaCO}_3}} \cdot ([\text{CaCO}_3] - ([\text{C} - \text{S} - \text{H}]_{\text{ini}} - [\text{C} - \text{S} - \text{H}])) - V_{m_{\text{CH}}} \cdot ([\text{CH}]_{\text{ini}} - [\text{CH}]) + \Delta V_{m_{\text{C-S-H}}} \cdot ([\text{C} - \text{S} - \text{H}]_{\text{ini}} - [\text{C} - \text{S} - \text{H}])) \quad \text{Eq 1.56}$$

En parallèle du phénomène de carbonatation, le modèle calcule également la pénétration des ions chlorure dans le béton. Cette diffusion est exprimée avec une équation de conservation de masse (Eq 1.57).

$$\frac{\partial(\varphi \cdot S_r \cdot [\text{Cl}^-])}{\partial t} = -\text{div}(\overrightarrow{\Phi_{\text{Cl}^-}}) - \beta_{\text{C-S-H}} - \beta_{\text{FS}} + \beta_{\text{FS}}^{\text{Carbo}} \quad \text{Eq 1.57}$$

Avec le flux d'ions chlorure exprimé, comme pour les ions carbonate, par la somme d'un flux diffusif et d'un flux convectif (Eq 1.58).

$$\overrightarrow{\Phi_{\text{Cl}^-}} = -D_{\text{Cl}^- (S_r=1)} \cdot S_r^6 \cdot \overrightarrow{\text{grad}}[\text{Cl}^-] + \overrightarrow{v_{\text{water}}} \cdot [\text{Cl}^-] \quad \text{Eq 1.58}$$

Dans l'équation 1.57, $\beta_{\text{C-S-H}}$ représente la fixation physique des ions chlorure sur les C-S-H et β_{FS} la fixation chimique sur les aluminates. Le calcul de la quantité d'ions chlorure fixés se fait en s'appuyant sur les résultats de Hiro et al. [HIR 05] et de l'équation 1.14. Il est important de noter que le modèle considère que les hydrates carbonatés ne peuvent plus fixer d'ions chlorure. C'est un deuxième élément de couplage carbonatation/chlorure et cela est en accord avec les résultats obtenus par Wang dans ses travaux [WAN 12]. Le terme source $\beta_{\text{FS}}^{\text{Carbo}}$ tient compte du fait que les sels de Friedel formés peuvent être carbonatés et peuvent donc relarguer des ions chlorure dans la solution interstitielle.

Ensuite le modèle calcule des probabilités de dépassivation qui vont dépendre à la fois du pH et de la quantité d'ions chlorure libres présents à proximité de l'armature.

Le pH est calculé en se basant sur la condition d'électro-neutralité de la solution interstitielle du béton en considérant les principaux ions en présence (Ca^{2+} , HO^- , H_3O^+ , Cl^- et CO_3^{2-}) mais pas les alcalins (Eq 1.59).

$$[\text{H}_3\text{O}^+] + 2 [\text{Ca}^{2+}] = [\text{OH}^-] + [\text{Cl}^-] + 2 [\text{CO}_3^{2-}] \quad \text{Eq 1.59}$$

Le pH est ensuite extrait grâce à la concentration en ions hydronium [H_3O^+] ($\text{pH} = -\log[\text{H}_3\text{O}^+]$).

Concernant la concentration en chlorures libres, elle est extraite de l'équation 1.57.

La probabilité de dépassement est alors calculée sur la base de ces deux critères (Eq 1.60). Elle est représentée figure 1.18.

$$P_{ac} = \max(P_{acCl}, P_{acpH}) \quad \text{Eq 1.60}$$

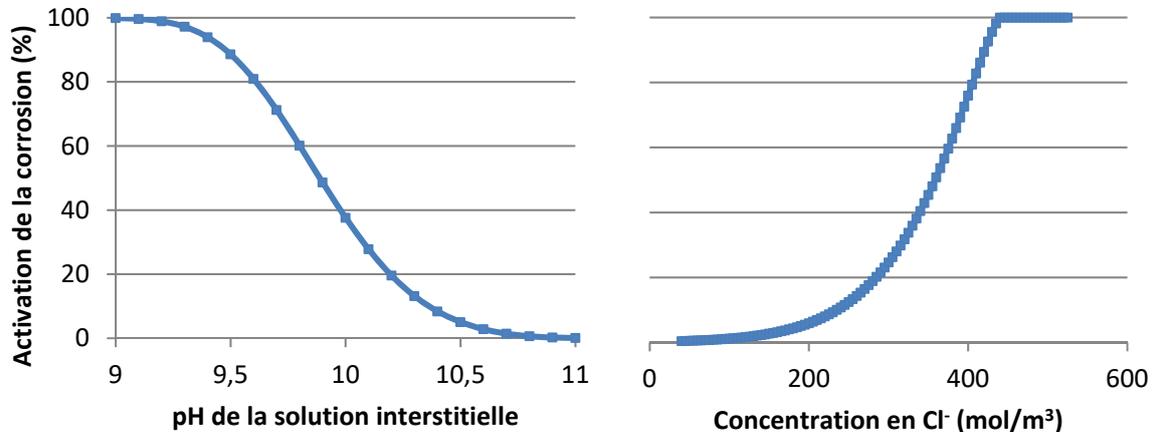


Figure 1.18 – Activation de la corrosion de l'armature en fonction du pH et de [Cl-] libres

Le modèle SDReaM-crete calcule ensuite la vitesse de corrosion selon l'équation proposée par Huet et Chitty [HUE 07][CHI 08] (Eq 1.61 et 1.62).

On considère ici que la réaction de corrosion a lieu sous l'eau et que la vitesse d'oxydation du fer est très grande devant la réaction cathodique donc que la vitesse de corrosion est pilotée par la vitesse de réduction de l'oxygène.

$$v_{red} = k \cdot \phi \cdot S_r \cdot W_{O_2} \quad \text{Eq 1.61}$$

Avec W_{O_2} le flux d'oxygène consommé par la réaction de réduction à la surface de l'armature, ϕ la porosité du béton et S_r le degré de saturation du béton.

La vitesse de corrosion peut donc être exprimée en fonction de la vitesse de réduction :

$$v_{corr} = \frac{4}{3} \cdot \frac{M_{Fe}}{\rho_{Fe}} \cdot v_{red} \quad \text{Eq 1.62}$$

$\frac{M_{Fe}}{\rho_{Fe}}$ représente le volume de matière produite pour une mole de fer pour transformer le flux de fer produit en vitesse de corrosion.

Toutefois, cette manière d'exprimer la vitesse de corrosion dans le modèle SDReaM-crete ne prend pas en compte le fait que la couche de produit de corrosion a des propriétés de transfert qui diffèrent de celles du béton car elle ne considère qu'un seul flux d'oxygène, une seule porosité et un seul taux de saturation. Dans leur article, Nguyen et al. [NGU 15] proposent une méthode pour modéliser la propagation de la corrosion dans les deux couches (stables et de rouilles vertes) indépendamment et en tenant compte des propriétés de chacune des couches. Cet article sera repris dans le chapitre 3 de ce mémoire.

5. Conclusion

Ce premier chapitre permet de faire un état de l'art des travaux réalisés sur la durabilité des ouvrages en béton soumis au phénomène de corrosion des armatures. Ces travaux sont nombreux, variés et traitent de tous les aspects, des transferts dans la matrice cimentaire à la modélisation en passant par la formation des produits de corrosion.

Les phénomènes de transfert du dioxyde de carbone et des ions chlorure, responsables de la corrosion des armatures, sont décrits dans ce chapitre. La complexité de ces phénomènes et leur influence sur la dépassivation des armatures sont mises en évidence. L'état de l'art a montré qu'il n'existe pas encore à l'heure actuelle une manière de déterminer avec précision la quantité d'ions chlorure ou le pH induisant la dépassivation des armatures et par la suite l'initiation de la corrosion. Selon les études, l'environnement, le matériau, le temps d'initiation de la corrosion et les conditions d'initiation varient fortement.

Ce chapitre pose les bases du travail qui sera développé dans cette thèse mais montre également les manques et la complexité de l'étude de la durabilité des bétons. Les modèles étudiés et développés par les chercheurs sont en général déterministes alors que l'on sait que le béton est un matériau présentant une variabilité non négligeable. Il apparaît donc nécessaire de disposer d'outils performants permettant de modéliser la durabilité des bétons de manière probabiliste afin de prendre en compte la variabilité du matériau et des conditions d'exposition de la structure.

Cette synthèse permet d'orienter les formulations qui seront étudiées lors de ces travaux ainsi que les essais à réaliser pour répondre aux besoins de la modélisation de la durabilité. Toutefois, des aspects influençant la pénétration des espèces agressives et la corrosion, comme la fissuration et la température, ne pourront pas être étudiés faute de temps. Cela constitue des perspectives d'évolutions intéressantes de ces travaux.

Chapitre 2 – Plan expérimental : matériaux, méthodes et résultats

1. Introduction

La synthèse bibliographique du chapitre 1 a permis de souligner le rôle majeur joué par la pénétration du dioxyde de carbone ou des ions chlorure sur la dégradation des armatures ainsi que le rôle de protection de la matrice cimentaire. Il est également apparu que peu de modélisations couplant l'ensemble des phénomènes sont aujourd'hui disponibles, même si chacun d'eux est couvert par de nombreux modèles. Les enjeux économiques et sociétaux relatifs à la dégradation des ouvrages sont considérables et il est primordial de poursuivre à la fois la bonne compréhension des phénomènes et leur modélisation. La campagne expérimentale décrite dans le présent chapitre a été ainsi motivée par les verrous à lever pour étendre le modèle SDReaM-crete précédemment construit. Elle a également pour objectif de caractériser des formulations originales de bétons durables.

Les bétons utilisés dans la construction de bâtiments ou d'ouvrages de génie civil sont de plus en plus diversifiés (type de liant, granulats, procédés de fabrication et de mise en œuvre). Il paraît indispensable de disposer de modèles robustes pouvant s'adapter à une large gamme de bétons. Le programme expérimental doit donc nous donner les informations nécessaires à la bonne prise en compte des phénomènes de pénétration des espèces agressives telles que les ions chlorure et le dioxyde de carbone par le modèle SDReaM-crete.

Le modèle SDReaM-crete a été développé principalement à partir de formulations peu compactes à base de CEM I. Il est donc nécessaire d'étendre la validité du modèle vers des formulations différentes de celles qui ont servi à son développement. Le second chapitre de cette thèse vise à détailler les bétons étudiés ainsi que les essais réalisés pour caractériser les formulations vis-à-vis des phénomènes de pénétration des espèces agressives comme le dioxyde de carbone et les ions chlorure. Les bétons étudiés dans cette thèse nous permettent d'obtenir les informations nécessaires sur les propriétés matériau et de transfert de compositions à base de CEM I et de CEM I + laitier de haut fourneau. Les données matériaux comme la quantité de portlandite, la porosité, le coefficient de diffusion des ions chlorure ou les isothermes de sorption/désorption sont évaluées car elles sont indispensables à la bonne modélisation de la durabilité des bétons. L'influence du type de liant et de la compacité sur le couplage carbonatation/pénétration des ions chlorure n'est pas étudié dans cette thèse.

Les résultats obtenus sont présentés et discutés dans ce chapitre et sont ensuite exploités dans le chapitre 3 qui traite de l'extension du domaine d'application du modèle SDReaM-crete.

2. Campagne d'essai et résultats

2.1. Plan expérimental et formulation des bétons étudiés

Cinq formules de bétons sont étudiées (tableau 2.1 et figure 2.1). Ces formules permettent de répondre à différentes classes d'expositions de la norme NF EN 206/CN en termes de compacité et de composition chimique. Deux formules (F4 et F5) respectent la classe XS3 de la norme NF EN 206/CN (tableau NA F.1) et présentent donc une bonne compacité. Deux formules (F1 et F2) respectent la classe XC4 (tableau NA F.1) [NF 206]. Dans chacun de ces deux cas, une formule est à base de CEM I majoritairement et d'additions calcaires et l'autre contient du laitier de haut fourneau à hauteur de 30 % environ par rapport à sa masse de liant total. La dernière formule, F3, permet d'obtenir des résultats dans le cas de bétons contenant environ 50 % de laitier. Il est important de noter qu'elle se rapproche des formules F1 et F2 en termes de rapport $E_{\text{eff}}/L_{\text{eq}}$. En revanche, elle est comparable aux formules F4 et F5 en termes de compacité (E_{eff}/L). La formule F3 ne respecte pas les classes d'exposition visées à savoir XC4 et XS3 (liant équivalent et rapport $E_{\text{eff}}/L_{\text{eq}}$) de la norme NF EN 206/CN. Elle respecte la classe XS3 du Fascicule 65 (tableau 8B du F65) [FAS 65]. Cette formule a été soumise à un traitement thermique (annexe 2) afin de favoriser l'hydratation du laitier.

Aucun activateur chimique n'a été utilisé. Les autres formules n'ont volontairement pas été soumises à un traitement thermique. En effet, dans sa thèse, Mai-Nhu [MAI 13] a montré que les propriétés de transfert dans les bétons sont peu ou pas impactées par un traitement thermique.

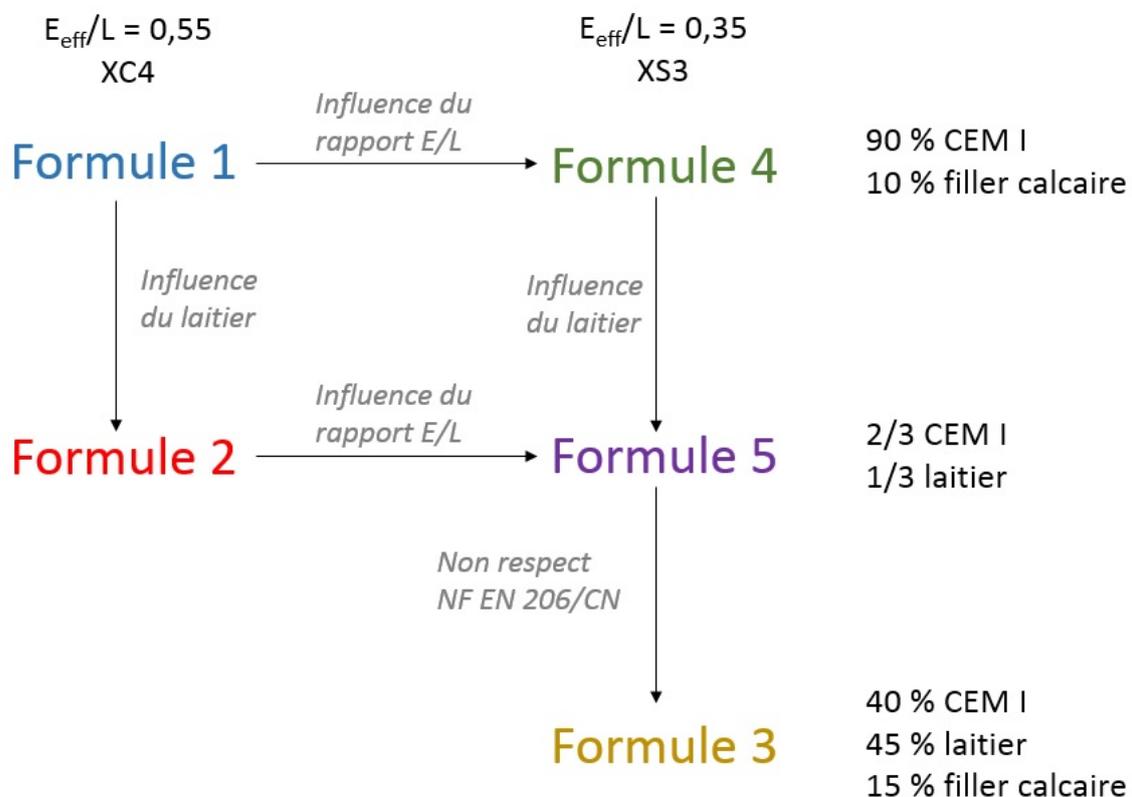


Figure 2.1 – Lien entre les formules

Les compositions de chacun des bétons ainsi que les résultats obtenus à l'état frais sont détaillées dans le tableau 2.1.

Tableau 2.1 – Compositions des bétons étudiés et résultats des essais à l'état frais

| Constituants | Formulations | | | | |
|---|--------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | F1 – XC4 | F2 – XC4 | F3 | F4 – XS3 | F5 – XS3 |
| Eau totale (L) | 214 | 215 | 175 | 177 | 183 |
| CEM I 52.5 N PM (kg/m ³) | 324 | 242 | 193 | 404 | 309 |
| Filler calcaire Betocarb HP OG (kg/m ³) | 39 | 10 | 72 | 64 | 10 |
| Laitier (kg/m ³) | 0 | 124 | 217 | 0 | 129 |
| Sable siliceux roulé Loire 0/5 (kg/m ³) | 943 | 940 | 904 | 937 | 923 |
| Gravillons Palvadeau 4/8 (kg/m ³) | 771 | 769 | 740 | 767 | 755 |
| Eau efficace (l/m ³) | 198 | 200 | 160 | 162 | 168 |
| E _{eff} /C | 0,61 | 0,83 | 0,83 | 0,40 | 0,54 |
| E _{eff} /Leq | 0,59 | 0,60 | 0,60 | 0,40 | 0,40 |
| E _{eff} /L | 0,55 | 0,53 | 0,33 | 0,35 | 0,38 |
| Affaissement (cm) | 5,0 | 4,5 | 17,5 | 4,0 | 17,5 |
| Air occlus (%) | 4,0 | 2,2 | 3,9 | 3,0 | 3,4 |
| Masse volumique mesurée à l'état frais (kg/m ³) | 2 291 | 2 300 | 2 301 | 2 349 | 2 310 |

Le ciment utilisé est un ciment CEM I 52,5 N CE PM CP2 NF. Le caractère PM du ciment est indispensable lorsqu'on fabrique des bétons destinés à une classe d'exposition XS3 [NF 206] mais pas pour les bétons respectant la classe d'exposition XC4. Pour ces travaux, le même ciment a été utilisé pour tous les bétons (même si le caractère PM n'est pas indispensable pour les formules F1 et F2) afin de réduire au maximum la variabilité sur les constituants et de faciliter la comparaison des formules entre elles lors de l'exploitation des résultats. On rappelle qu'au démarrage de ces travaux, il n'existait pas au sein de la marque NF, de ciment CEM I 52,5 R présentant le caractère PM. Pour les formules 2, 3 et 5, ce même CEM I est utilisé et du laitier de haut fourneau est ajouté. Le choix d'un couple « CEM I + laitier » est retenu plutôt qu'un CEM III afin de s'assurer que tous les bétons soient fabriqués à base du même clinker (à noter que le caractère PM d'un CEM III/A est obtenu pour une proportion de laitier supérieure à 60 %).

Les compositions du ciment et du laitier utilisés sont présentées dans les tableaux 2.2 et 2.3. Un filler calcaire est utilisé afin d'optimiser la rhéologie des bétons à l'état frais.

Tableau 2.2 – Composition minéralogique du ciment utilisé (%)

| CaO | SiO ₂ | Al ₂ O ₃ | Fe ₂ O ₃ | SO ₃ | MgO | K ₂ O | Na ₂ O |
|------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------|-----|------------------|-------------------|
| 64,2 | 19,7 | 4,4 | 3,9 | 2,7 | 1,1 | 0,5 | 0,1 |

Tableau 2.3 – Composition du laitier de haut fourneau utilisé (%)

| CaO | SiO ₂ | Al ₂ O ₃ | Fe ₂ O ₃ | SO ₃ | MgO | Ti ₂ O | Na ₂ O éq. | Cl ⁻ | S ²⁻ | MnO |
|------|------------------|--------------------------------|--------------------------------|-----------------|-----|-------------------|-----------------------|-----------------|-----------------|-----|
| 42,3 | 35,9 | 11,2 | 0,3 | 0,2 | 8,0 | 0,7 | 0,7 | 0,01 | 1,0 | 0,4 |

Les granulats utilisés sont des gravillons concassés conditionnés en sac et du sable roulé de Loire (0/5) conditionné en big-bag. Ces granulats siliceux sont utilisés dans ces travaux car ils présentent une faible réactivité vis-à-vis de la matrice cimentaire et ont une granulométrie bien maîtrisée. Le diamètre maximal D_{max} retenu est de 8 mm. Ce choix est motivé par l'étude de la corrosion sur des éprouvettes armées qui nécessitent un enrobage faible afin d'obtenir des produits de corrosion dans un délai compatible avec les travaux de cette thèse. Pour obtenir la rhéologie souhaitée, un superplastifiant à base de polycarboxylate est utilisé (après validation par calage des formulations).

On cherche à se rapprocher des conditions réelles de conservation des produits de l'Industrie du Béton. La conservation des échantillons comporte deux phases : un démoulage à 24 heures, suivi d'une cure endogène de 2 jours (emballage dans du papier aluminium et des sacs de congélation pendant les 48 heures suivant le démoulage), puis une conservation à 20 °C et 50 % HR jusqu'aux échéances d'essais (conservation ci-après notée « cure sèche »). Certaines éprouvettes subissent une cure « idéale » de 90 jours dans l'eau à 20 °C notée « cure humide » dans la suite de ce mémoire. L'intérêt de la cure humide pour ces essais est de pouvoir positionner les bétons par rapport aux indicateurs de durabilité seuils du Fascicule 65 [FAS 65].

Plusieurs types d'essais sont ensuite réalisés sur les éprouvettes fabriquées.

Une liste des essais de durabilité est donnée dans le tableau 2.4. Du fait d'une quantité d'éprouvettes insuffisante, la formule F3 n'a subi que certains de ces essais.

Tableau 2.4 – Liste des essais prévus

| Essai | Mode opératoire | Cure | Âge de l'éprouvette lors de l'essai (jours) | Objectifs |
|----------------------------------|---------------------------------------|--------|---|--|
| Résistance à la compression | NF EN 12390-3 | Humide | 28 | Vérifier que les bétons présentent bien les propriétés requises |
| | | Sèche | 28 | |
| Porosité accessible à l'eau | NF P 18-459 | Humide | 90 | Obtenir une donnée d'entrée nécessaire à la modélisation |
| | | Sèche | 35 | |
| Migration des ions chlorure | XP P 18-462 | Humide | 119 | Obtenir le coefficient de diffusion apparent des bétons |
| | | Sèche | 95 et 168 | |
| Carbonatation accélérée | prCEN/TS 12390-12 | Sèche | 90 | Comparer des résultats expérimentaux au modèle SDReaM-crete |
| Absorption d'eau par capillarité | NF EN 13057 (sauf préconditionnement) | Sèche | 90 | Caractériser les bétons vis-à-vis du phénomène de remontée capillaire |
| Sorption/désorption | NF EN ISO 12571 | Sèche | > 1 an | Obtenir la relation entre l'humidité relative de l'air et le taux de saturation des bétons |
| ATD/TG | Cerib | Sèche | Avant et après carbonatation (> 1 an) | Déterminer la quantité de portlandite dans les bétons |
| Profils en ions chlorure | GranDuBé | Sèche | > 1 an | Comparer les résultats expérimentaux au modèle SDReaM-crete |
| | | Humide | | |

2.2. Méthodes et résultats

La caractérisation des bétons a porté sur :

- les propriétés de transfert : carbonatation accélérée, coefficient de diffusion des ions chlorure, isotherme de sorption/désorption, profils en ions chlorure, absorption d'eau par capillarité ;
- les propriétés mécaniques : résistance à la compression ;
- les propriétés matériaux : porosité accessible à l'eau, ATD/TG.

Sur les figures de présentation des résultats, les valeurs minimales et maximales obtenues sur les échantillons sont indiquées en complément des valeurs moyennes.

2.2.1. Résistance à la compression

La résistance à la compression est mesurée selon la norme NF EN 12390-3 (2012) « Essais pour bétons durci – Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes » sur des éprouvettes cubiques de dimensions $10*10*10\text{ cm}^3$. L'essai est réalisé à 28 jours sur les bétons ayant subi la cure humide ou la cure sèche. L'essai est réalisé sur trois échantillons par formulation. La moyenne des trois résultats est présentée sur la figure 2.2.

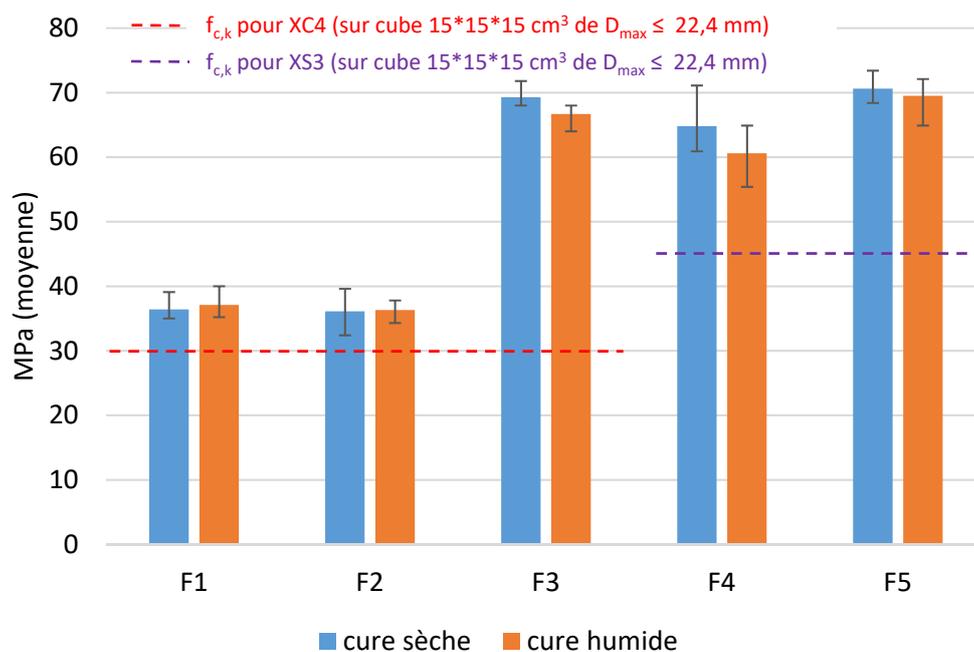


Figure 2.2 – Résistances mécaniques à la compression après 28 jours de cure

Sur la figure 2.2 sont indiquées les résistances mécaniques à la compression caractéristiques de la norme NF EN 206/CN pour les classes XC4 et XS3. On peut voir que tous les bétons respectent le critère associé aux classes d'exposition pour lesquelles ils ont été formulés (XC4 pour F1 et F2 et XS3 pour F4 et F5). On remarque également que la formule F3 (XC4) atteint largement la résistance mécanique à la compression requise malgré le non-respect de la quantité de liant équivalent.

Il est généralement attendu que la cure humide soit favorable au bon développement de l'hydratation du ciment en comparaison de la cure sèche. Cependant on s'aperçoit que les éprouvettes ayant subi la cure sèche ne présentent pas des résultats significativement inférieurs à ceux ayant subi la cure humide. Les conditions endogènes après le démoulage empêchent l'évaporation prématurée de l'eau et favorisent l'hydratation des bétons au jeune âge sans pour autant apporter d'eau extérieure au système. Cela permet le bon développement des résistances mécaniques des bétons. Les deux jours de cure endogène semblent avoir été d'autant plus bénéfiques pour les bétons à base de laitier de haut fourneau.

Contrairement à ce qu'on attendait, les bétons contenant du laitier de haut fourneau (F2 et F5) présentent des résultats comparables à ceux obtenus sur leur homologue à base de CEM I (F1 et F4 respectivement). Les résultats de la littérature [PET 17] [JAC 14] montrent que les bétons à base de laitier de haut fourneau présentent des résistances en compression inférieures à celle obtenues sur béton à base de CEM I (tous paramètres égaux par ailleurs). Giergiczny et al. [GIE 17] ont obtenu des résultats comparables à ceux présentés sur la figure 2.2 sur des bétons de compacité moyenne ($E/L = 0,5$) mais pour des ciments présentant une finesse supérieure à celle du ciment et du laitier de haut fourneau utilisés pour les bétons de cette thèse.

Il aurait été intéressant de mesurer la résistance en compression à 7 et 90 jours pour mieux évaluer le développement des bétons à base de laitier de haut fourneau.

2.2.2. Porosité accessible à l'eau

La mesure de la porosité accessible à l'eau a été réalisée selon le mode opératoire décrit dans la norme NF P 18-459 (2010) « Essai pour béton durci – essai de porosité accessible à l'eau et de masse volumique ». L'essai consiste à saturer les éprouvettes sous vide pendant 4 heures avant de les immerger dans l'eau toujours sous vide pendant 44 heures. À la suite de ces étapes, les éprouvettes sont pesées dans l'air et dans l'eau (pesée hydrostatique) avant d'être mises en étuve à 105 °C jusqu'à l'obtention d'une masse sèche constante (différence de masse à 24 heures d'intervalle inférieure à 0,05 %). L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de dimensions 11*7 cm³. Le résultat est la moyenne de trois répétitions de l'essai par béton.

La porosité accessible à l'eau est un des principaux indicateurs de durabilité. En effet, elle donne une information générale sur les propriétés de transfert dans la matrice cimentaire mais elle donne aussi une indication sur la compacité du béton. Pour toutes ces raisons, la porosité accessible à l'eau peut être utilisée dans un cahier des charges. Toutefois, elle ne peut pas être utilisée comme seul moyen de caractérisation d'un béton vis-à-vis du phénomène de pénétration des espèces agressives comme le CO₂ ou les ions chlorure. En effet, l'utilisation de plus en plus fréquente de béton à base de liant composé a une influence sur les résultats de porosité accessible à l'eau. Par exemple, la porosité consécutive à l'hydratation du laitier de haut fourneau n'est pas la même que la porosité due à l'hydratation d'un CEM I classique (dimension des pores notamment) [WU 14]. Selon la chimie du liant, une porosité élevée peut conduire à une diffusivité faible. C'est qui est observé dans ces travaux notamment pour le béton F2 (figures 2.3, 2.4 et 2.5).

La figure 2.3 présente les résultats obtenus sur l'ensemble des compositions.

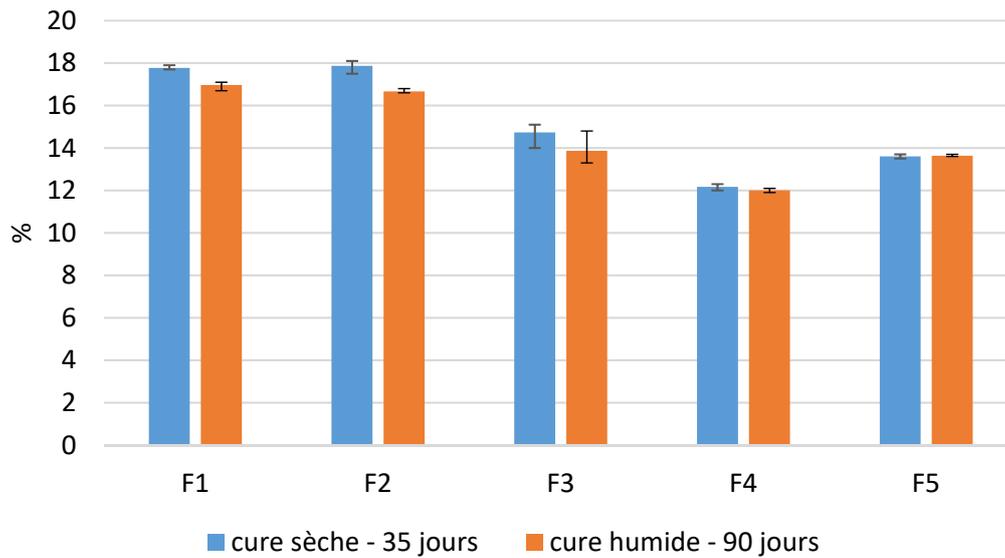


Figure 2.3 – Porosité accessible à l'eau des bétons

Les résultats montrent de manière assez logique que les formules les plus compactes (F3, F4 et F5) sont celles qui présentent la porosité la plus faible. La formule F3 est celle qui présente le rapport E_{eff}/L le plus faible pourtant sa porosité est plus importante que celle du béton de formule F4. Cette différence peut être due à la présence de laitier de haut fourneau en quantité importante dans la formule F3 alors que la formule F4 n'en contient pas. Des résultats similaires ont été obtenus par [DEB 17] sur des mortiers contenant entre 0 et 40 % de laitier de haut fourneau.

On remarque aussi que la différence de porosité entre la cure sèche et la cure humide sur les bétons F4 et F5 est négligeable malgré l'âge plus avancé des bétons ayant subi la cure humide lors de l'essai. Les deux jours de cure endogène subie par les bétons F4 et F5 semblent avoir un effet très positif sur le développement des hydrates et donc sur les propriétés de durabilité.

2.2.3. Migration des ions chlorure sous champ électrique

Le coefficient de diffusion apparent des chlorures D_{app} est obtenu par un essai de migration des ions chlorure sous champ électrique selon le mode opératoire décrit dans la norme XP P 18-462 (2012) « Essai accéléré de migration des ions chlorure en régime non-stationnaire – Détermination du coefficient de diffusion apparent des ions chlorures ». L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de dimensions 11*5 cm³. Le résultat est la moyenne de trois répétitions de l'essai par béton.

Le coefficient de diffusion apparent est calculé à partir des équations 2.1 et 2.2 :

$$D_{app} = \frac{R \cdot T}{Z \cdot F} \cdot \frac{e}{\Delta E} \cdot \frac{x_d - \alpha \cdot \sqrt{x_d}}{\Delta t} \quad \text{Eq 2.1}$$

$$\alpha = 2 \cdot \sqrt{\frac{R \cdot T}{Z \cdot F} \cdot \frac{e}{\Delta E}} \cdot \operatorname{erf}^{-1}\left(1 - 2 \cdot \frac{c_d}{c_s}\right) \quad \text{Eq 2.2}$$

où :

- D_{app} représente le coefficient de diffusion apparent des chlorures (m^2/s) ;
- ΔE représente la différence de potentiel aux bornes du corps d'épreuve (V) ;
- e représente l'épaisseur du corps d'épreuve (m) ;
- x_d représente la profondeur moyenne de pénétration des ions chlorure mesurée par colorimétrie (m) ;
- R représente la constante des gaz parfaits (J/K/mol) ;
- F représente la constante de Faraday (J/V/mol) ;
- T représente la température de l'essai mesurée dans la solution amont et aval (K) ;
- Z représente la valence de l'ion chlorure (-) ;
- c_s représente la concentration en chlorures de la solution amont (mol/l) ;
- c_d représente la concentration en chlorures libres limite (mol/l) pour laquelle le test colorimétrique indique un changement de couleur ;
- erf^{-1} représente la réciproque de la fonction erreur erf.

La pénétration des ions chlorure est un des principaux phénomènes à l'origine de la corrosion des armatures et de la dégradation des structures en béton armé. L'action des ions chlorure est particulière à certains environnements dans lesquels peut se trouver le béton, comme les ouvrages en site maritime (parties immergées, zone de marnage, surfaces soumises aux embruns...) ou soumis aux sels de déverglaçage.

L'essai accéléré permet d'évaluer la durabilité d'un béton destiné à être exposé à des ions chlorure, et donc au phénomène de corrosion des armatures métalliques. Une cellule d'essai se compose de deux compartiments séparés par une éprouvette cylindrique en béton. En amont, le béton est en contact avec une solution contenant des chlorures. La solution du compartiment aval est exempte de chlorures. Un champ électrique est appliqué entre les deux compartiments afin de faire migrer les ions chlorure du compartiment amont dans l'éprouvette de béton. L'essai est stoppé lorsque l'on estime que les ions chlorure ont progressé jusqu'au milieu de l'éprouvette. Cette dernière est alors fendue en deux et le front de pénétration des ions chlorure est mis en évidence après pulvérisation d'une solution de nitrate d'argent et la profondeur de pénétration peut être mesurée. Le coefficient de diffusion apparent des ions chlorure est alors calculé à partir de ce front et des conditions d'essai telles que la température ou encore la tension appliquée lors de l'essai (Eq 2.1). Ce coefficient global prend en compte les interactions physico-chimiques entre les ions chlorure (chlorures liés) et la matrice cimentaire.

Un autre essai permet d'obtenir le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure (XP P 18-461 (2012) « Essai accéléré de migration des ions chlorure en régime stationnaire – Détermination du coefficient de diffusion effectif des ions chlorure »). Lors de cet essai, le régime permanent est atteint (flux constant d'ions chlorure à travers le corps d'épreuve, passant du compartiment amont au compartiment aval), il est possible de calculer le coefficient de diffusion effectif moyen du béton exprimé en m^2/s . Ce coefficient ne prend pas en compte les interactions physico-chimiques entre les ions chlorure (chlorures liés) et la matrice cimentaire mais constitue un paramètre d'entrée des modèles de durabilité traitant des environnements chlorés. Cet essai n'ayant pas été réalisé lors de ce plan expérimental, la valeur de coefficient D_{eff} sera estimée à partir de celle de D_{app} pour les simulations réalisées avec le modèle SDRaM-crete dans le cadre de cette thèse.

Les figures 2.4 et 2.5 présentent les résultats obtenus lors de l'essai de migration des ions chlorure en régime transitoire sur les formulations de la thèse.

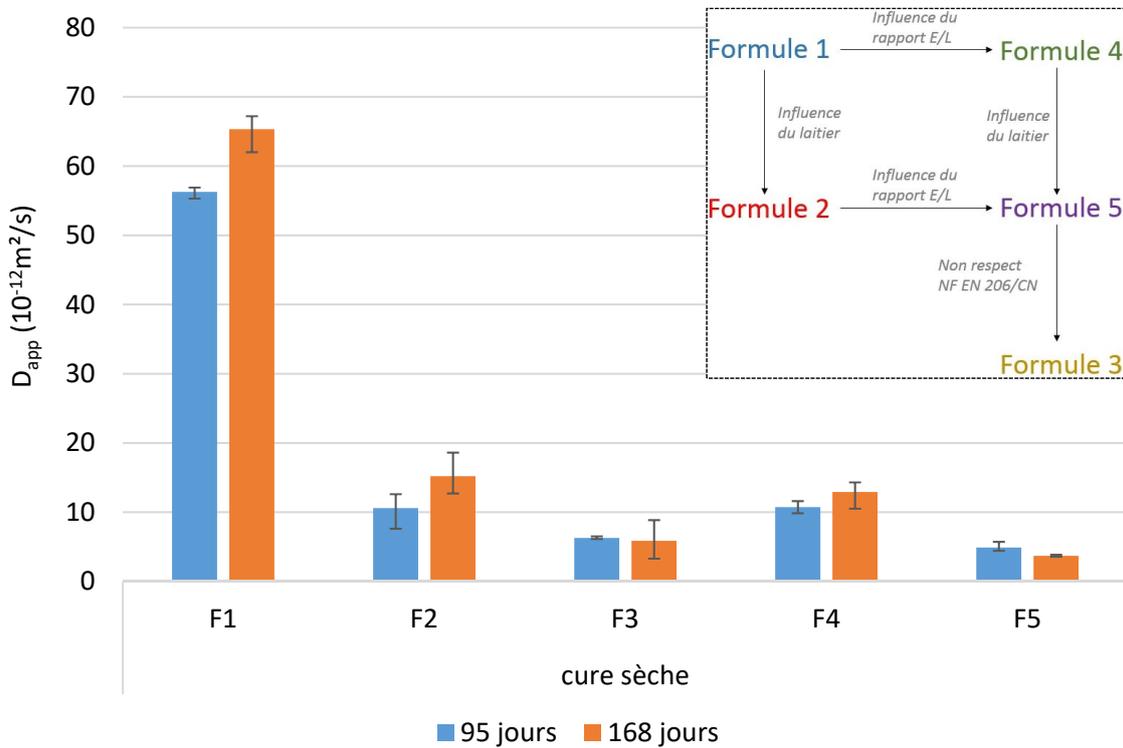


Figure 2.4 – Coefficient de diffusion apparent des ions chlorure après 95 et 168 jours de cure sèche

La figure 2.4 montre que le coefficient de diffusion des ions chlorure est plus important à 168 jours qu'à 95 jours contrairement aux résultats que l'on trouve dans la littérature. En effet, le coefficient de diffusion des ions chlorure diminue à mesure que l'hydratation de la matrice cimentaire progresse. Dans ce cas précis, les bétons ont subi une cure endogène de 48 heures avant d'être placés en environnement laboratoire à 50 % d'humidité relative. Ce type de cure favorise l'hydratation au jeune âge mais ne permet pas un apport d'eau suffisant pour que l'hydratation de la matrice cimentaire se poursuive dans des conditions optimales. De plus, on peut supposer la présence de microfissuration du fait des conditions de conservation « sèches » des éprouvettes durant plusieurs semaines qui pourrait avoir créé des chemins préférentiels de diffusion des ions chlorure.

L'augmentation du coefficient de diffusion apparent des ions chlorure est toutefois moins prononcée pour les bétons les plus compacts (F3, F4 et F5). La compacité de ces bétons leur permet de sécher moins vite que des bétons poreux. L'eau qu'ils contiennent va donc contribuer au bon développement des hydrates et par conséquent de leurs propriétés de durabilité.

Sur la figure 2.5, on remarque l'influence forte de la composition chimique de la matrice cimentaire sur les résultats obtenus. Dans ce cas, en effet, tous les bétons sont saturés en eau au début du préconditionnement et du fait de la cure humide, l'hydratation des ciments est très avancée.

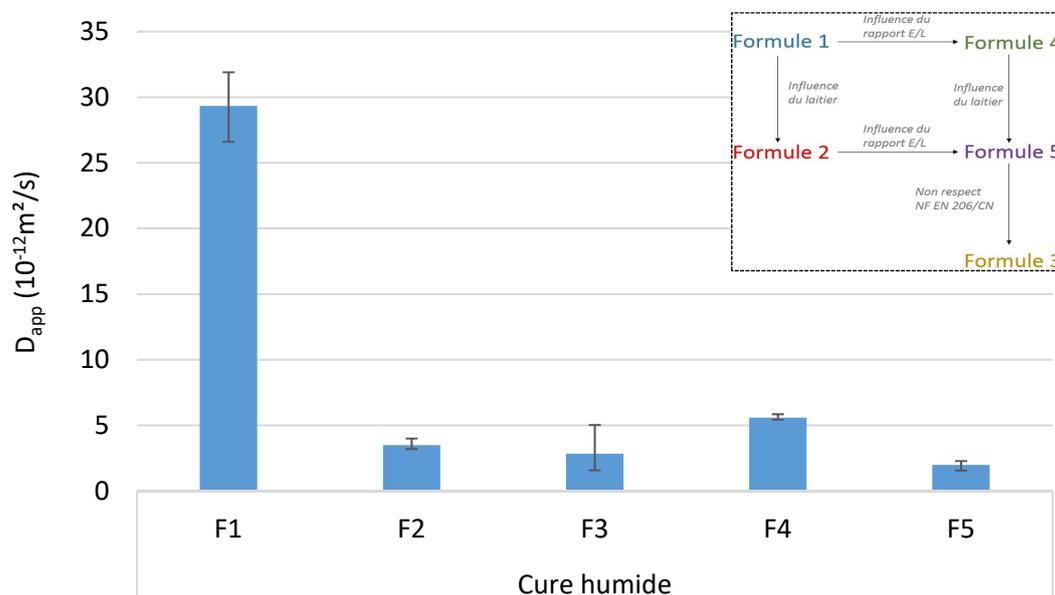


Figure 2.5 – Coefficient de diffusion apparent des ions chlorure après 120 jours de cure humide

Concernant les formules peu compactes F1 et F2, la différence de résultat est due à la présence de laitier dans la formule F2, de même entre les formules compactes F4 et F5. On remarque également que malgré sa faible compacité, la formule F2 présente un coefficient de diffusion des ions chlorure inférieur à celui de la formule F4 qui est compacte. La composition du liant a un impact important sur le coefficient de diffusion apparent des ions chlorure. Ces résultats sont en accord avec la littérature, les bétons contenant du laitier de haut fourneau ayant la capacité de fixer plus d'ions chlorure que les bétons à base de ciment portland [DIH 96] et, dans la mesure où ils disposent d'une porosité plus fine [KHA 10], présentent un coefficient de diffusion des ions chlorure plus faible que les bétons à base de CEM I à compacité égale.

2.2.4. Carbonatation accélérée

Le mode opératoire suivi pour l'essai de carbonatation accéléré est celui du projet de norme européenne prCEN/TS 12390-12 « Détermination de la résistance potentielle à la carbonatation du béton : méthode de carbonatation accélérée » (2012). Le taux de CO₂ utilisé est de 4 %, la température est de (20 ± 2) °C et l'humidité relative de (65 ± 5) %. L'essai est réalisé sur des éprouvettes prismatiques de dimensions 7*7*28 cm³. Le résultat est la moyenne de trois répétitions de l'essai par béton.

La carbonatation est le second phénomène responsable de la corrosion des armatures et de la dégradation des structures en béton armé. Il y a toutefois davantage de structures touchées par le phénomène de carbonatation que par les ions chlorure. Dans l'atmosphère, le dioxyde de carbone (CO₂) est présent sous forme gazeuse et sa fraction volumique est 0,04 % en moyenne. Il pénètre dans le réseau poreux du béton soit par l'intermédiaire de la phase liquide soit, plus majoritairement, par l'intermédiaire de la phase gazeuse. Il se dissout ensuite dans la solution interstitielle du béton et réagit avec certains hydrates pour former l'un des trois

isomorphes du carbonate de calcium : l'aragonite, la vaterite et la calcite. Cette dernière est la forme la plus stable dans les conditions standards de température et de pression. En consommant la réserve de basicité constituée par la portlandite, le processus de carbonatation a notamment pour effet d'abaisser le pH aux environs de 8,5 et de favoriser la dépassivation et la corrosion des armatures.

L'essai accéléré permet d'évaluer la durabilité d'un béton destiné à être exposé à l'air ambiant, et donc au phénomène de carbonatation. L'essai consiste à exposer des échantillons de béton à une atmosphère dont la teneur en dioxyde de carbone et l'humidité relative sont régulées puis à mesurer l'épaisseur de pénétration du dioxyde de carbone au sein du matériau.

La figure 2.6 présente les conditions environnementales auxquelles ont été soumises les éprouvettes entre le démoulage et la fin de l'essai de carbonatation accélérée.

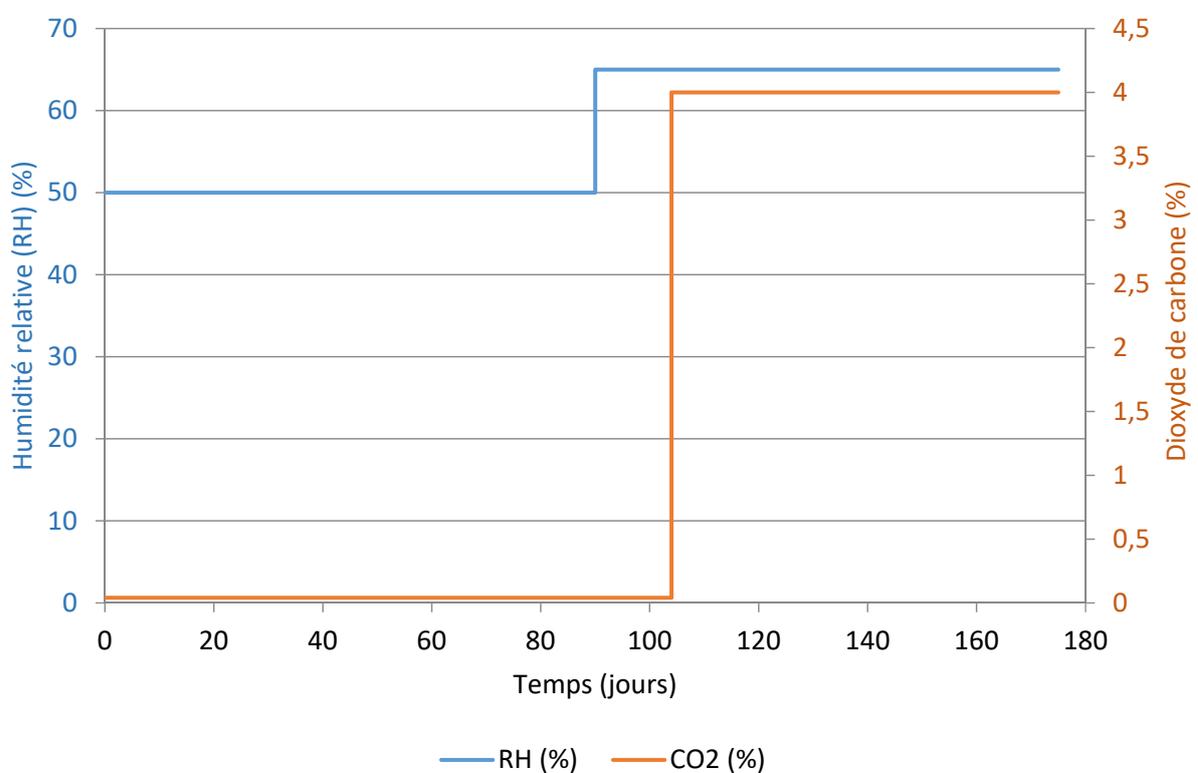


Figure 2.6 – Conditions environnementales des éprouvettes pour l'essai de carbonatation

La figure 2.7 présente les résultats obtenus lors de l'essai de carbonatation accélérée.

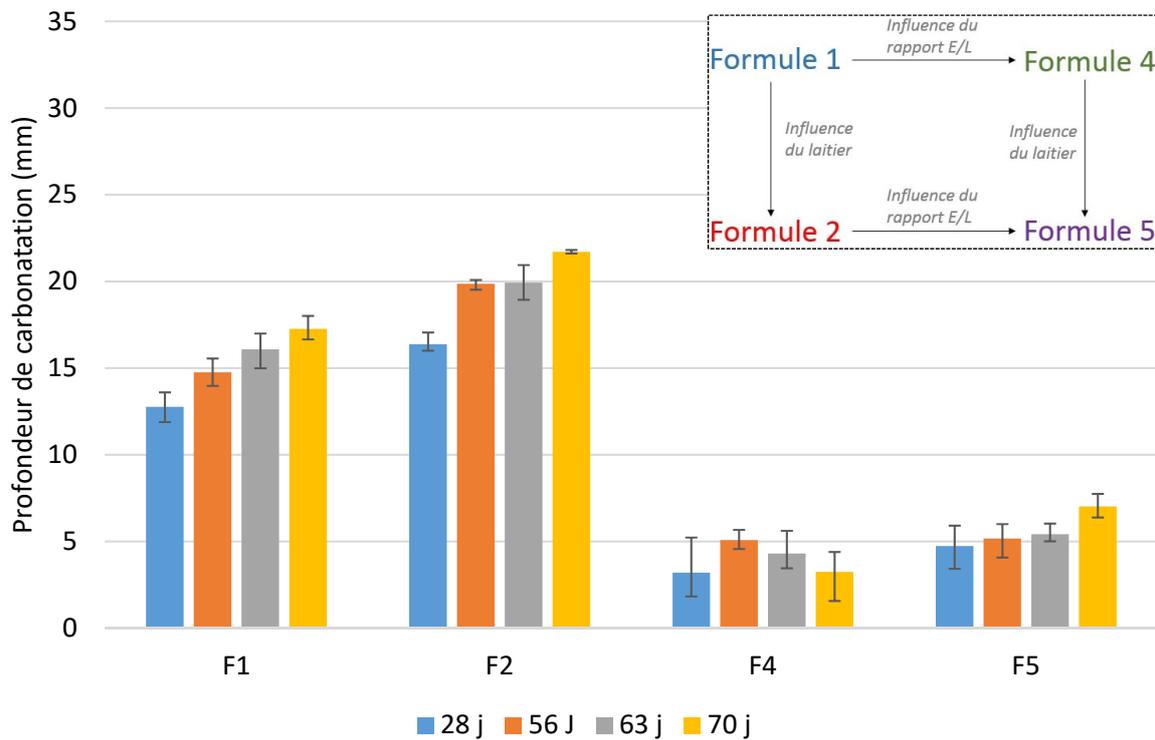


Figure 2.7 – Profondeur de carbonatation des bétons ayant subi la cure sèche

Contrairement à l'essai de migration des ions chlorure, on remarque pour l'essai de carbonatation accélérée un fort impact de la compacité de la matrice cimentaire sur les résultats. En effet, les formules les plus compactes (F4 et F5) présentent des profondeurs de carbonatation nettement inférieures à celles des bétons F1 et F2. On remarque également que les bétons à base de CEM I (F1 et F4) résistent mieux à la pénétration du CO₂. Ce sont des bétons qui contiennent plus de portlandite que leurs homologues F2 et F5 ce qui explique la plus lente progression du dioxyde de carbone dans leur matrice cimentaire. La compétition « effets physiques/effets chimiques » est d'autant plus marquée pour les bétons les moins compacts.

Toutes les éprouvettes ont été exposées à des conditions environnementales identiques entre leur démoulage et le début de l'essai de carbonatation mais leur taux de saturation au démarrage de l'essai n'est pas le même du fait de la cure endogène subie au très jeune âge. En effet, la distribution porale au sein de la matrice cimentaire dépend du type de liant utilisé et de la compacité du béton ce qui a un fort impact sur l'évaporation de l'eau du béton entre la fin de la cure endogène et la mise en enceinte de carbonatation. Ceci est un biais du mode opératoire de carbonatation accélérée. Du fait de la faible diffusion du dioxyde de carbone dans l'eau, les éprouvettes ne doivent pas être saturées avant exposition au CO₂ et ne sont donc pas toutes dans un même état hydrique. À la fin de la cure sèche, les bétons les plus compacts F4 et F5 ont probablement un taux de saturation en eau plus important que ceux des bétons F1 et F2 ce qui a pour effet de limiter la pénétration du CO₂ dans leur matrice cimentaire. Le taux de saturation en eau des bétons lors du démarrage des essais n'est pas mesuré.

La régression apparente du front de carbonatation observée sur la formule F4 peut être expliquée par la faible profondeur de carbonatation observée sur les éprouvettes et les hétérogénéités de celles-ci. Mesurer de faibles profondeurs augmente l'incidence des incertitudes liées à l'essai en lui-même.

2.2.5. Sorption/désorption

L'essai de sorption/désorption est réalisé selon le mode opératoire décrit dans la norme « NF EN ISO 12571 ».

Cet essai permet de déterminer le taux de saturation d'éprouvettes en béton en équilibre avec l'humidité relative environnante à température constante. L'essai consiste à placer des échantillons en béton à l'intérieur d'un dessiccateur dans lequel la température et l'humidité relative sont contrôlées pour atteindre l'équilibre hydrique (figure 2.8). L'essai est répété pour différentes humidités relatives : la courbe de sorption est tracée pour des humidités relatives croissantes et la courbe de désorption pour des humidités relatives décroissantes. L'équilibre hydrique est considéré comme atteint lorsque l'échantillon présente une masse constante, la variation de masse est alors inférieure à 0,05 % en 24 heures. Les dimensions d'échantillons doivent être suffisamment petites pour permettre d'obtenir l'équilibre en quelques semaines, mais doivent être représentatives du matériau. L'essai est réalisé sur des disques de diamètre 8 cm et de hauteur 1 cm. Le résultat est la moyenne de trois répétitions de l'essai par béton.



Figure 2.8 – Dispositif utilisé pour l'essai de sorption/désorption [MAI 13]

Les sels utilisés pour contrôler l'humidité relative sont listés dans le tableau 2.5. L'humidité relative réelle a été mesurée lors de l'essai et utilisée pour l'interprétation des résultats.

Tableau 2.5 – Sels utilisés pour l’essai de sorption et de désorption à T = 20 °C

| Humidité relative à l’équilibre | Sels utilisés |
|---------------------------------|---|
| 45 % | Nitrite de potassium : KNO ₂ |
| 52 % | Sodium hydrogènesulphate 1-hydrate : NaHSO ₄ .H ₂ O |
| 65 % | Nitrite de sodium : NaNO ₂ |
| 75 % | Chlorate de sodium : NaClO ₃ |
| 80 % | Sulphate d’ammonium : (NH ₄) ₂ .SO ₄ |
| 90 % | Sulphate de zinc 7-hydraté : ZnSO ₄ .7H ₂ O |
| 95 % | Di – sodium hydrogènaposphosphate 12-hydraté : Na ₂ HPO ₄ .12H ₂ O |
| 98 % | Sulphate de calcium 2-hydraté : CaSO ₄ .2H ₂ O |

Les résultats de l’essai de sorption/désorption sont donnés dans la figure 2.9. Le taux de saturation des bétons est déterminé selon l’équation 2.3.

$$S_r = \frac{m_x - m_{sec}}{m_{sat} - m_{sec}} \quad \text{Eq 2.3}$$

Avec S_r le taux de saturation (-), m_x la moyenne des masses des trois échantillons testés pour une humidité relative x en grammes, m_{sec} la moyenne des masses des trois échantillons testés après un séchage complet à 105 °C en grammes et m_{sat} la moyenne des masses des trois échantillons testés après une immersion dans l’eau (saturation complète) en grammes.

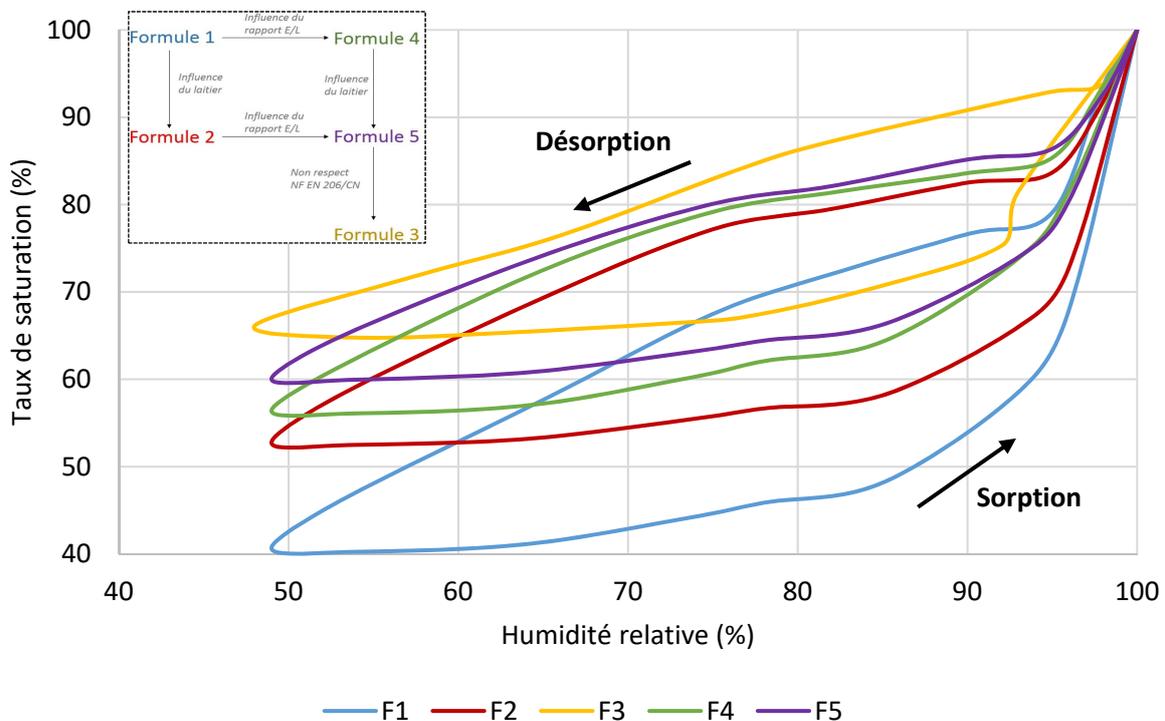


Figure 2.9 – Propriétés de sorption et désorption des bétons ayant subi une cure sèche

Les résultats obtenus lors de l'essai de sorption/désorption montrent l'influence physique et chimique de la matrice cimentaire. La compacité du béton joue logiquement un rôle sur les transferts hydriques dans la matrice cimentaire. L'eau contenue dans les pores d'un béton compact aura plus de difficultés à s'évacuer du fait de la faible porosité du béton mais aussi de la plus faible connectivité entre les pores. En plus de ce phénomène physique, la composition du liant influe sur la taille des pores et donc sur l'évaporation de l'eau. Les bétons contenant du laitier ont une porosité plus fine que celle des bétons à base de CEM I ce qui peut induire un temps de séchage plus long. De plus, la matrice cimentaire de ces bétons comprend plus de C-S-H que celle des bétons à base de ciment portland. Les C-S-H ayant tendance à capter l'eau, particulièrement lorsque l'humidité relative est élevée, le taux de saturation en eau des bétons à base de laitier est plus important que celui des bétons à base de CEM I toutes choses égales par ailleurs. Ces mêmes résultats ont été observés par [HAD 11] pour des bétons à base de laitier de haut fourneau et par [WU 14] pour des bétons à base de CEM V.

2.2.6. Absorption d'eau par capillarité

L'essai d'absorption d'eau par capillarité consiste à mesurer la masse d'eau absorbée par des éprouvettes cylindriques de béton préalablement séchées par un étuvage à 105 °C (évaporation de l'eau libre). Le préconditionnement appliqué ici diffère de celui de la norme NF EN 13 057 « Détermination de l'absorption capillaire » (40 °C pendant au moins 7 jours) car il est important de maîtriser le taux de saturation des éprouvettes de béton au début de l'essai. Les variations massiques sont mesurées à différentes échéances (15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 24 h).

La masse initiale des trois échantillons est enregistrée. L'essai est réalisé dans une atmosphère de laboratoire normalisée ((20 ± 2) °C et (60 ± 10) % d'humidité relative). L'essai consiste à placer la face d'essai (face découpée) de chaque éprouvette sur des supports dans un récipient peu profond contenant de l'eau de façon à ce que la profondeur d'immersion de chaque éprouvette soit de (2 ± 1) mm. Au moment du contact entre le béton et l'eau, on note le temps t_0 . Le chronomètre est déclenché et un couvercle est placé sur le dispositif pour éviter toute évaporation d'eau.

Le résultat final correspond à la moyenne du poids de l'eau absorbée par les 3 éprouvettes cylindriques de dimensions 11*7 cm³, exprimé en tant que coefficient de sorption indiquant la tendance de l'éprouvette à s'imprégner d'eau par capillarité, sans aucune pression extérieure.

Les résultats de l'essai d'absorption d'eau par capillarité sont donnés dans la figure 2.10.

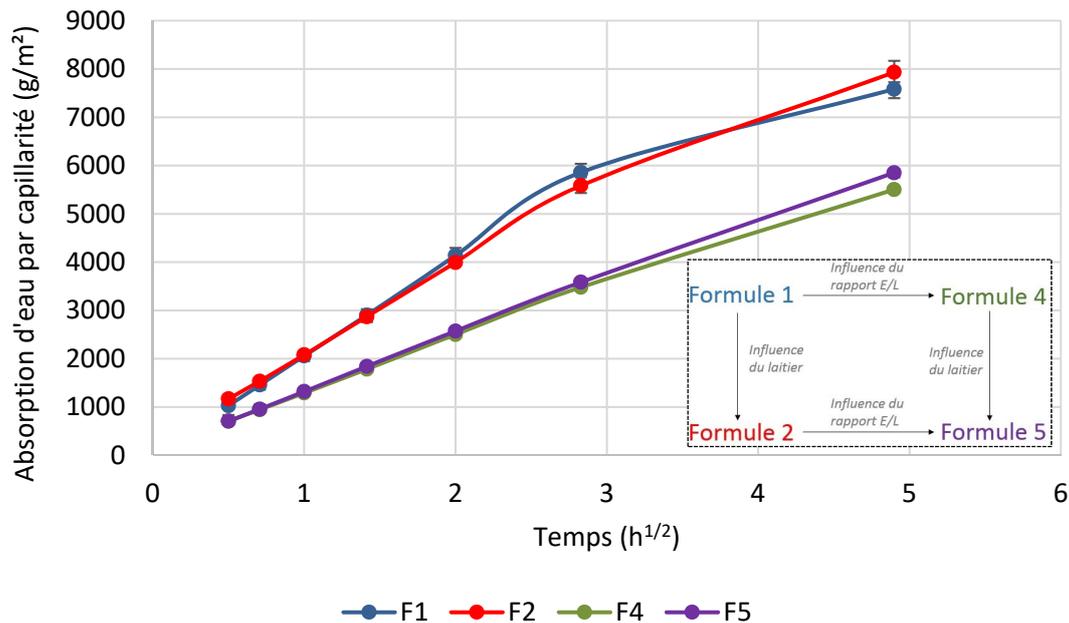


Figure 2.10 – Absorption d'eau par capillarité des bétons ayant subi une cure sèche

Les résultats de l'essai d'absorption d'eau par capillarité montrent clairement l'influence de la compacité de la matrice cimentaire sur cette propriété. Les résultats des bétons F4 et F5 (compacts) sont très proches entre eux tout comme ceux des bétons F1 et F2 (peu compacts). Les bétons étant secs au démarrage de l'essai, il est normal de constater une absorption d'eau plus importante pour des bétons de faible compacité qui présentent une porosité plus importante. Les bétons F2 et F5 contenant du laitier ont un coefficient d'absorption d'eau par capillarité légèrement supérieur à leur homologue à base de CEM I F1 et F4 respectivement. Ceci peut être dû à la présence de C-S-H en quantité plus importante dans les bétons contenant du laitier car ces derniers ont tendance à fortement absorber l'eau.

Ces résultats sont toutefois à relativiser car le séchage à 105 °C peut endommager la matrice cimentaire, même s'il présente l'avantage de maîtriser les conditions aux limites de l'essai.

2.2.7. ATD/TG

L'analyse thermogravimétrique ou ATD/TG consiste à suivre et enregistrer la masse d'une poudre de béton lors d'une montée en température de la température ambiante à 1 250 °C. Un échantillon de béton est prélevé au cœur d'une éprouvette puis est séché à 80 °C avant d'être broyé jusqu'à l'obtention d'une poudre passant au tamis à 315 µm. La masse de poudre nécessaire à l'essai est d'environ 0,2 gramme. Cette poudre est placée dans un creuset en alumine qui se trouve dans l'analyseur. La montée en température est de 10 °C/minute. Ces essais ont été réalisés sous atmosphère ambiante et non pas sous gaz inerte.

Ensuite, les différentes pertes de masse enregistrées permettent d'obtenir des informations quant à la quantité de portlandite ou encore de calcite présentes dans la matrice cimentaire du béton. Ces pertes de masse sont dues au départ de l'eau liée aux différents hydrates et celle due à la décarbonatation du béton.

Sur la figure 2.11, on observe une première perte de masse entre 20 et 550 °C. Il s'agit de la perte de masse de l'eau liée aux hydrates, elle donne une bonne indication sur le taux d'hydratation du ciment. Ensuite, une seconde perte de masse est observée entre 450 et 550 °C. Il s'agit du départ de l'eau liée à la portlandite. Cette information permet de remonter à la teneur massique en portlandite de la pâte cimentaire grâce à l'équation 2.4 :

$$\%m_{\text{Ca(OH)}_2} = |\Delta m_{450 \rightarrow 550 \text{ °C}}| \cdot \frac{M_{\text{Ca(OH)}_2}}{M_{\text{H}_2\text{O}}} \quad \text{Eq 2.4}$$

Avec $M_{\text{Ca(OH)}_2}$ et $M_{\text{H}_2\text{O}}$ respectivement la masse molaire de la portlandite et celle de l'eau.

La perte de masse enregistrée entre 550 et 1 100 °C correspond à la décomposition de la calcite ($\text{CaCO}_3 \rightarrow \text{CaO} + \text{CO}_2$). La teneur massique en carbonates peut être calculée grâce à l'équation 2.5 :

$$\%m_{\text{CaCO}_3} = |\Delta m_{550 \rightarrow 1100 \text{ °C}}| \cdot \frac{M_{\text{CaCO}_3}}{M_{\text{CO}_2}} \quad \text{Eq 2.5}$$

Avec M_{CaCO_3} et M_{CO_2} respectivement la masse molaire de la calcite et celle du dioxyde de carbone.

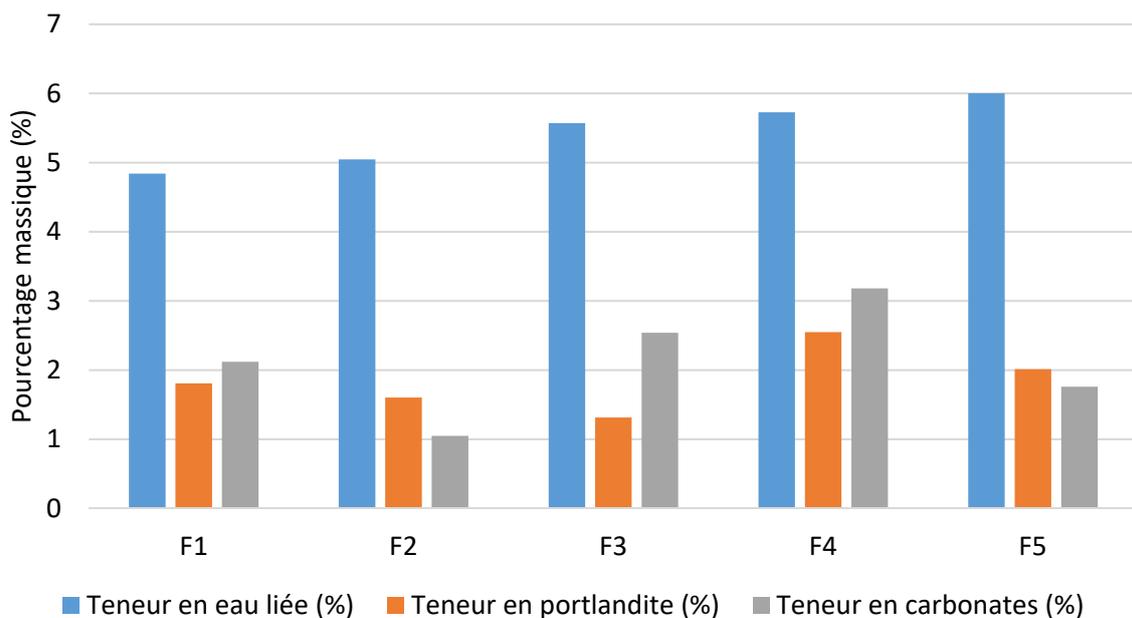


Figure 2.11 – Résultats des analyses thermogravimétriques des bétons avant carbonatation

La figure 2.11 présente les résultats d'analyse ATD/TG avant carbonatation sur les bétons âgés de plus d'un an. On remarque que la teneur en portlandite est plus élevée pour les bétons formulés à base de CEM I (F1 et F4) que pour leur homologue à base de CEM I et laitier de haut fourneau (F2 et F5 respectivement). Le béton F3 composé à 40 % de CEM I contient moins de portlandite que les autres formules malgré une quantité de liant plus importante que les autres bétons. Ces résultats ont été obtenus en broyant un échantillon de béton mais il est possible que les granulats broyés aient une influence sur les résultats. Des essais ont donc été relancés en séparant la pâte cimentaire des granulats par un broyage plus lent.

Ces essais ont pour but de comparer les formulations avant et après carbonatation.

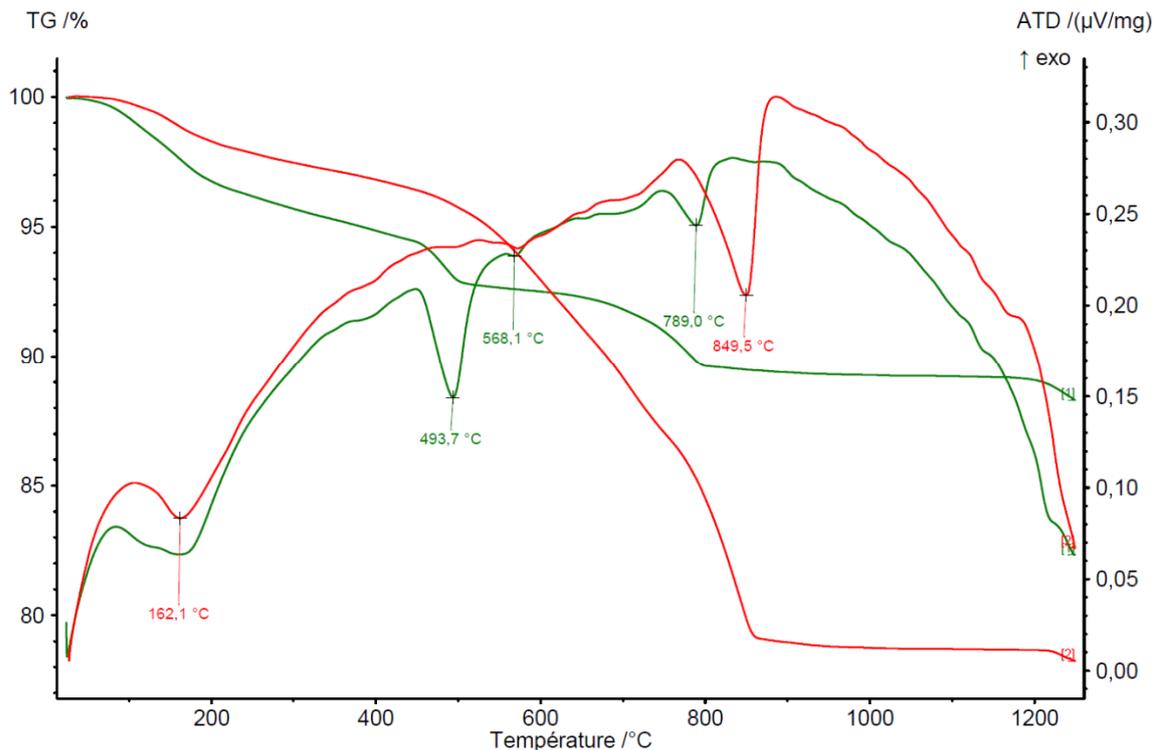


Figure 2.12 – Courbes ATD/TG obtenues sur le béton F1 avant (vert) et après (rouge) carbonatation

La figure 2.12 met en évidence les différences entre un béton carbonaté et un béton sain. On remarque sur la courbe verte (béton sain) à 493 °C le pic lié à la portlandite, pic que l'on ne retrouve pas sur la courbe rouge (béton carbonaté).

À l'inverse, le pic concernant les carbonates est bien plus présent sur un béton carbonaté que sur un béton sain (850 °C) même s'il s'est un peu décalé par rapport à l'analyse faite avant carbonatation (790 °C). Ce décalage est dû au fait que la calcite formée lors de la carbonatation est plus pure que celle contenue dans le filler.

En effet, la calcite pure se décompose normalement aux alentours de 890 °C [FOL 11] mais dans le béton il est plus courant de considérer que la calcite peut se décomposer entre 700 et 900 °C [ALA 05].

Le béton F1 est un béton composé de ciment portland et de filler calcaire (15 %) tout comme le béton F4 qui présente des courbes similaires en termes de forme à celles de la figure 2.13.

En revanche, les bétons F2 et F5 composés à 30 % de laitier présentent des courbes différentes (figure 2.13).

Sur la figure 2.13, on ne distingue pas ou peu de pic de carbonates avant carbonatation.

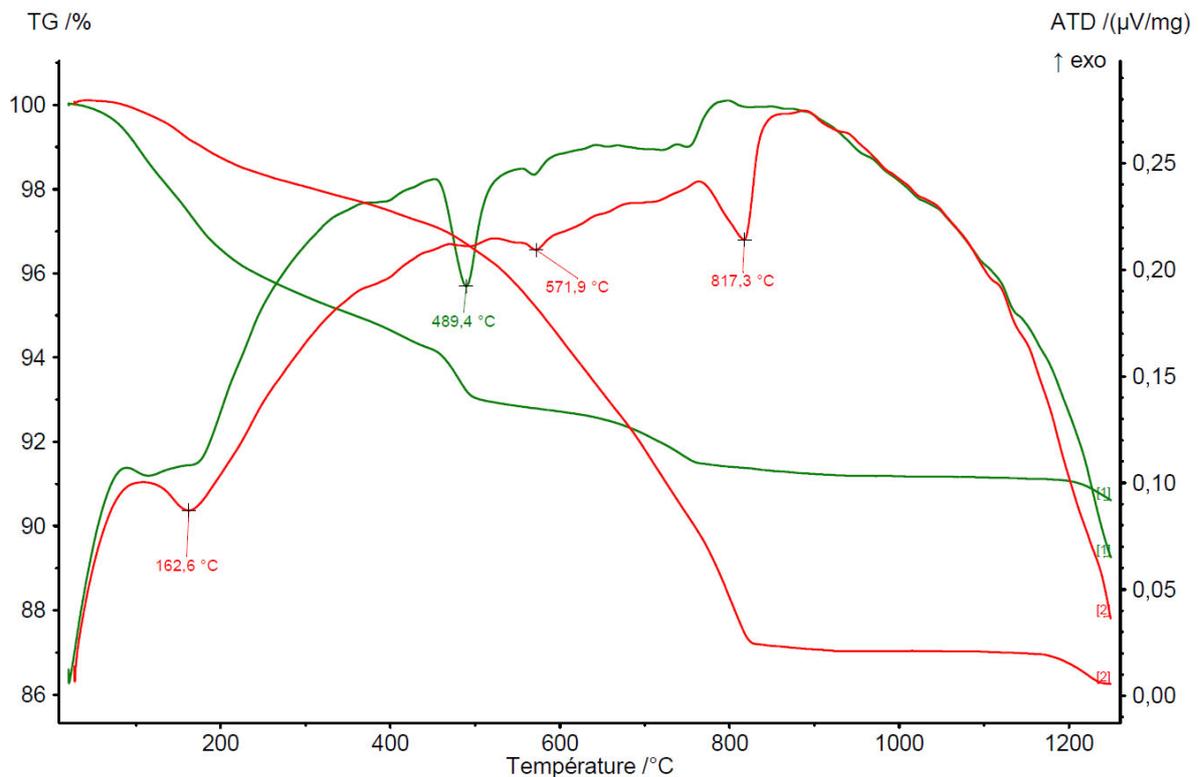


Figure 2.13 – Courbes ATD/TG obtenues sur le béton F2 avant (vert) et après (rouge) carbonatation

Ceci s'explique par la quasi-absence de filler calcaire dans les formules F2 et F5 à base de laitier. On distingue après carbonatation un pic de carbonates sur ces bétons qui provient de la portlandite carbonatée.

On observe aussi un pic endogène aux alentours de 570 °C (figures 2.12 et 2.13). Ce pic est dû à la transformation du quartz- α en quartz- β [FOL 11]. Le quartz provient des granulats du béton qui sont des granulats siliceux. C'est une transformation uniquement physique car elle n'induit pas de perte de masse.

Pour réaliser ces essais ATD/TG, un broyage à faible vitesse a été utilisé afin de séparer au mieux la pâte cimentaire des granulats, ce pic de transformation de phase du quartz nous indique que les échantillons analysés ne contenaient pas uniquement de la pâte cimentaire mais qu'une partie des granulats a également été broyée.

La figure 2.14 montre les teneurs en portlandite et carbonates avant et après carbonatation des bétons.

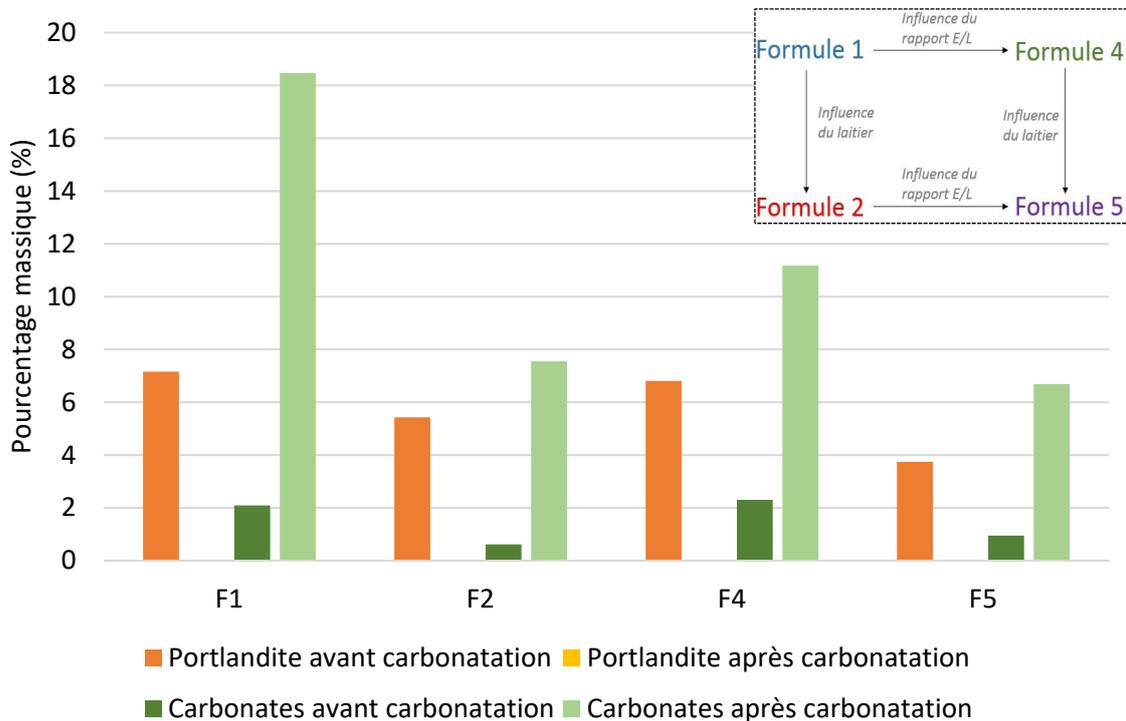


Figure 2.14 – Résultats d’ATG/ATG avant et après carbonatation

Les quantités de carbonate dans les bétons F1 et F4 sont plus importantes que pour leur homologue à base de laitier de haut fourneau F2 et F5 avant et après carbonatation. Ce résultat était attendu du fait de la présence de filler calcaire dans leur formulation. De plus, ces deux bétons contiennent plus de portlandite que les bétons F2 et F5 d’après les résultats avant carbonatation. Le pic de portlandite a totalement disparu, signe que les bétons sont complètement carbonatés.

Toutefois, nous avons vu lors des analyses que les échantillons n’étaient pas constitués uniquement de pâte cimentaire ce qui peut jouer un rôle sur les résultats. Une meilleure connaissance de la proportion pâte/granulat des échantillons permettrait d’affiner encore davantage l’exploitation des résultats.

2.2.8. Profil en ions chlorure

Le but de cet essai est de déterminer un isotherme de fixation des ions chlorure. L’essai consiste à immerger trois échantillons de béton sur 2 mm de hauteur dans une solution de chlorure de sodium de concentration 35 g/L de NaCl pendant une durée de 56 jours. À l’issue de cette période, un profil en ions chlorure libres et totaux est réalisé jusqu’à 4 cm de profondeur sur l’éprouvette ayant subi l’immersion. Les dimensions des échantillons pour cet essai sont un diamètre de 11 cm pour une hauteur de 11 cm. Les essais ont été réalisés sur les bétons ayant subi la cure sèche ou la cure humide. Avant exposition aux ions chlorure les bétons sont saturés en eau afin de s’affranchir de l’influence du taux de saturation initial sur les résultats.

La détermination de la teneur en chlorures libres ou totaux d'un béton est réalisée selon le mode opératoire décrit dans GranDuBé [GRA 07].

Les échantillons prélevés dans les éprouvettes sont réduits en poudre. L'extraction des ions chlorure est réalisée sur les poudres avec de l'acide nitrique dilué pour les chlorures totaux et avec de l'eau pour les chlorures libres. Un dosage est ensuite réalisé à l'aide d'une solution de nitrate d'argent par titrage potentiométrique.

La teneur en chlorure exprimée en gramme pour 100 grammes d'échantillon est calculée avec l'équation 2.6 :

$$Cl = 100 \cdot 35,5 \cdot C_{Ag} \cdot V_e \cdot 10^{-3} \cdot \frac{1}{M_{pe}} \cdot \frac{V_{fiolle}}{V_{prélevé}} \quad \text{Eq 2.6}$$

$$C_{Ag} = C_{HCl} \cdot \frac{V_{HCl}}{V_t} \quad \text{Eq 2.7}$$

où :

- M_{pe} représente la masse d'échantillon analysé (g) ;
- C_{Ag} représente la concentration de la solution d'AgNO₃ (mol/L) ;
- V_{HCl} représente le volume de la solution d'HCl utilisée pour l'étalonnage (mL) ;
- C_{HCl} représente la concentration de la solution d'HCl (mol/L) ;
- V_t représente le volume de la solution d'AgNO₃ pour titrer la solution d'HCl (mL) ;
- $V_{prélevé}$ représente le volume de la solution prélevée dans la fiole pour l'analyse (mL) ;
- V_e représente le volume de la solution d'AgNO₃ pour titrer $V_{prélevé}$ (mL) ;
- V_{fiolle} représente le volume de la fiole (mL) ;
- Cl représente la teneur en chlorures (libres ou totaux) dans l'échantillon (g%).

Les résultats obtenus sur les bétons issus de la cure sèche sont présentés sur la figure 2.15.

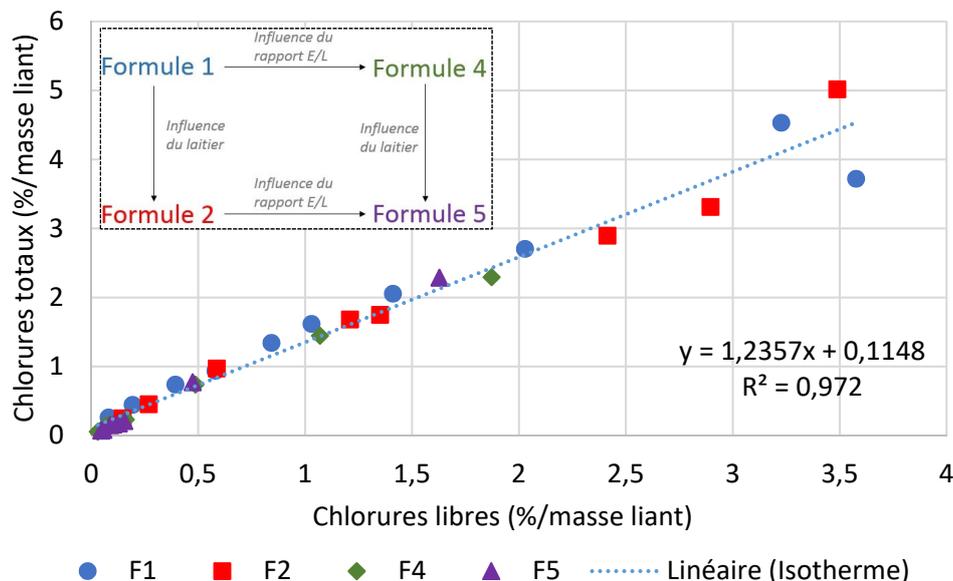


Figure 2.15 – Relation entre la teneur en chlorures libres et en chlorures totaux (cure sèche)

On remarque sur la figure 2.15 qu'une même relation linéaire peut être proposée entre la teneur en chlorures libres et la teneur en chlorures totaux pour tous les bétons de l'étude.

D'après les résultats obtenus, on peut voir que la proportion des ions chlorure qui restent libres dans la solution interstitielle dans cet essai se situe entre deux tiers et trois quarts des ions chlorure totaux. Il peut paraître surprenant que la relation obtenue ne soit pas davantage influencée par la nature des liants utilisés. Les bétons au laitier sont en effet réputés avoir une capacité marquée à fixer les ions chlorure [DIH 96] [LUO 03], et on aurait pu s'attendre à ce que la proportion de chlorures fixés soit plus importante pour les bétons F2 et F5.

Ces essais ont aussi été réalisés sur les bétons ayant subi une cure humide. Des dosages en ions chlorure libres et totaux ont été réalisés afin d'évaluer l'influence de la cure sur la pénétration des ions chlorure.

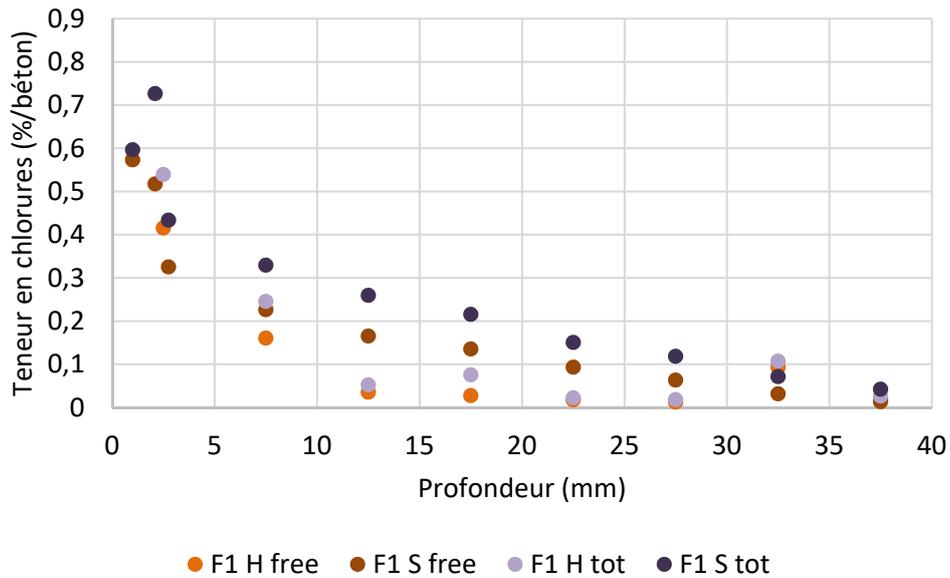


Figure 2.16 – Profils en ions chlorure obtenus sur le béton F1 (cure sèche et humide)

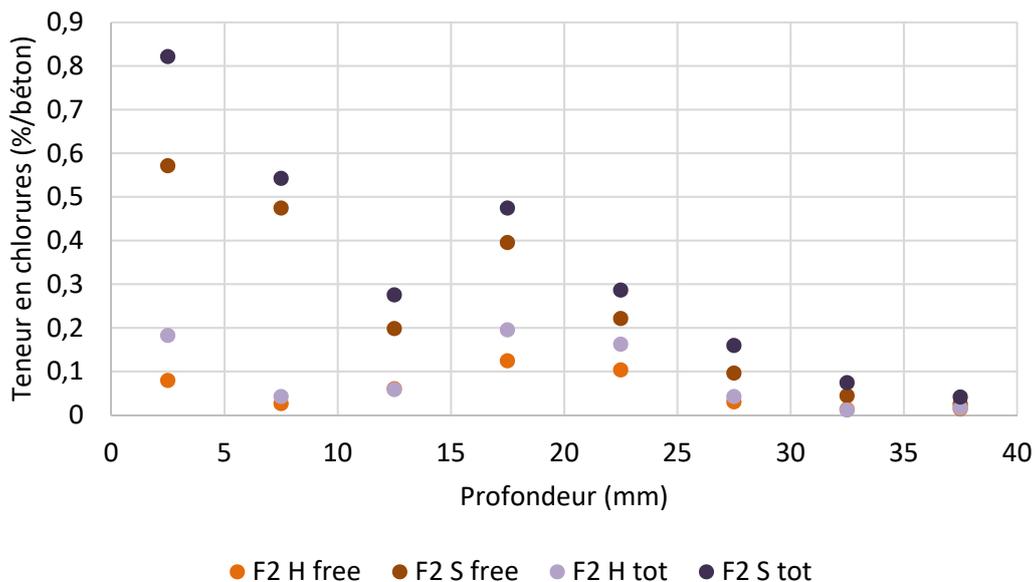


Figure 2.17 – Profils en ions chlorure obtenus sur le béton F2 (cure sèche et humide)

Les figures 2.16 et 2.17 montrent que les quantités d'ions chlorure ayant pénétré dans les bétons « cure sèche » sont plus importantes que dans les bétons « cure humide » malgré un

taux de saturation identique au démarrage de l'immersion dans la solution chlorée. Les tendances sont les mêmes que l'on considère les chlorures libres ou totaux. Ces résultats peuvent confirmer l'hypothèse d'une microfissuration, due à la cure sèche, qui favorise la pénétration des ions chlorure. Un essai de perméabilité au gaz aurait pu permettre d'éclaircir ce point.

La différence entre la cure sèche et la cure humide est particulièrement marquée pour le béton F2 qui contient 30 % de laitier de haut fourneau. L'hydratation du laitier étant plus lente que celle du ciment portland, une cure sèche semble impacter plus fortement le bon développement de ce type de liant par rapport à l'hydratation d'un CEM I.

3. Conclusion

Le plan expérimental mis en oeuvre a permis de caractériser les propriétés physico-chimiques, hydriques et de durabilité des cinq bétons de l'étude. L'influence de la cure a également pu être étudiée pour certains essais. Ces cinq formules ont été choisies pour obtenir des résultats complets sur une gamme large de béton dans le but d'étendre le domaine d'application du modèle de durabilité SDReaM-crete et d'optimiser la prise en compte des phénomènes hydriques.

Les résultats obtenus sont globalement en accord avec ceux de la littérature. En effet, on remarque l'influence de la compacité de la matrice cimentaire d'une part sur certains résultats comme l'essai de carbonatation ou encore la porosité. D'autre part, on peut noter l'influence de la composition de la matrice cimentaire sur les propriétés de durabilité du béton comme pour l'essai de diffusion des ions chlorure ou encore de sorption/désorption. En complément, l'importance du taux de saturation sur le transfert des espèces agressives a été mise en évidence notamment sur l'essai de carbonatation accéléré.

Cela confirme également l'état de l'art qui a montré que le coefficient de diffusion du CO₂ est fortement dépendant de l'état hydrique du béton. Ces résultats mettent en évidence la nécessité de disposer de modes opératoires robustes pour une meilleure interprétation des résultats. L'essai de migration des ions chlorure en régime stationnaire comprend un préconditionnement où les éprouvettes sont saturées avant essai. Cela permet une analyse simplifiée des résultats car l'état initial des éprouvettes est le même pour tous les bétons. Lors de l'essai de carbonatation, le séchage des éprouvettes conduit à un taux de saturation en eau des éprouvettes différents selon les formules bétons en fonction de leur compacité. Cela a nécessairement un impact sur la diffusion du CO₂ dans les bétons.

Le plan expérimental montre que la formule F3, qui déroge aux obligations de moyens de la norme NF EN 206/CN, présente de bonnes performances physico-chimiques et de durabilité. À l'heure actuelle, les performances des bétons ne sont pas suffisamment valorisées par le contexte normatif. Cet aspect sera discuté dans le chapitre 4.

Les résultats obtenus grâce à ce plan expérimental sont ensuite utilisés pour réaliser des simulations avec le modèle SDReaM-crete. Les résultats des essais accélérés serviront à valider la prise en compte de bétons à base de ciments composés par le modèle. Les données matériaux obtenues seront comparées à des modèles d'hydratation et de porosité. Les résultats de l'essai sorption/désorption permettront l'optimisation de la modélisation des propriétés hydriques des bétons.

Chapitre 3 – Modèle étendu et modèle de substitution

1. Introduction

Mieux appréhender la durabilité de structures en béton, notamment en proposant en écho à l'approche performantielle, un dimensionnement des enrobages basé sur la capacité du matériau à constituer une barrière efficace aux agents agressifs, nécessite de produire des résultats expérimentaux de convenance sur le matériau mais également de disposer d'une modélisation robuste de la carbonatation couplée ou non à la pénétration des ions chlorure.

Les résultats de la campagne expérimentale relatée au chapitre précédent, sont à présent utilisés dans ce troisième chapitre, afin d'étendre le domaine d'application du modèle SDReaM-crete et d'optimiser son utilisation pour une meilleure approche de dimensionnement des enrobages.

Les résultats des essais d'ATG/TG et de porosité accessible à l'eau sont exploités pour valider les données d'entrée nécessaires à la modélisation de la durée de vie des bétons par SDReaM-crete. Les résultats de l'essai de désorption sont utilisés pour optimiser la prise en compte des paramètres hydriques du béton par le modèle. Les résultats de l'essai de carbonatation et de pénétration des ions chlorure sont reproduits par le modèle SDReaM-crete pour valider la capacité du modèle à simuler le plus fidèlement possible les propriétés de transfert des nouveaux bétons. Comme cela a été évoqué dans le chapitre 1, le modèle SDReaM-crete tel que développé par [MAI 13] ne tient pas compte du développement de la corrosion sous forme de double couche [LHO 09]. Pour pallier ce manque, un modèle de corrosion [NGU 15] lui est ajouté.

La seconde partie du chapitre est consacrée au développement d'un modèle de substitution de la nouvelle version du modèle, SDReaM-crete 2.0. Une analyse de sensibilité à l'aide de la méthode de Morris est réalisée dans un premier temps pour déterminer quelles sont les données d'entrée à conserver dans le méta-modèle. Ce dernier est construit sur la base d'un développement en chaos polynomial d'une des réponses scalaires fournies par SDREAM-crete. Les indices de Sobol, extraits des coefficients du chaos polynomial, permettent d'identifier les paramètres les plus influents sur les temps et/ou les profondeurs de dépassivation des armatures en fonction de l'agression subie.

2. Extension du domaine d'application du modèle

2.1. Modélisation de bétons environnementaux

L'utilisation de liants composés par l'Industrie du Béton est de plus en plus importante pour des questions environnementales et de durabilité. Il paraît donc important de vérifier la capacité du modèle SDReaM-crete à donner des résultats probants sur des bétons différents de ceux utilisés pour son développement, dont trois formulations sur quatre étaient à base de CEM I.

Plusieurs composantes sont à vérifier, en commençant par la bonne détermination de la nature des hydrates du béton et de la porosité dans le cas où l'on ne dispose pas de résultats d'essai. Cette vérification est indispensable car la bonne prise en compte des paramètres d'entrée est une première étape pour obtenir des résultats fiables. La modélisation de la carbonatation et la pénétration des ions chlorure sont également traitées dans cette partie pour s'assurer que les équations de transfert utilisées dans ce modèle sont bien adaptées aux nouveaux bétons que l'on souhaite étudier.

Avant de présenter les résultats, on rappelle les formulations des cinq bétons de cette thèse pour faciliter la lecture de cette partie (tableau 3.1).

Tableau 3.1 – Formules de la thèse

| Constituants | Formulation | | | | |
|---|-------------|------|------|------|------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| CEM I 52,5 N PM | X | X | X | X | X |
| Laitier de haut fourneau | | X | X | | X |
| Filler calcaire | X | X | X | X | X |
| $E_{eff}/L_{eq} = 0,4$ (respect classe XS3) | | | | X | X |
| $E_{eff}/L_{eq} = 0,6$ (respect classe XC4) | X | X | X* | | |
| E_{eff}/L | 0,55 | 0,53 | 0,33 | 0,35 | 0,38 |

* : non-respect de la classe XC4 de la norme NF EN 206/CN en termes de dosage en liant équivalent

2.1.1. Hydratation des bétons

Si l'on souhaite simuler de manière précise les phénomènes de transfert dans les bétons, il faut disposer des quantités précises des hydrates en présence. Il est donc nécessaire d'utiliser un modèle d'hydratation qui puisse nous fournir des données d'entrée fiables sur les différents types de béton que l'on souhaite étudier.

Durant sa thèse, Lacarrière [BUF 07] a mis en œuvre un modèle d'hydratation pour les bétons à base de CEM I, de cendres volantes et de fumées de silice. Ce modèle a été enrichi par les travaux de Kolani [KOL 12] qui lui a adjoint l'hydratation des bétons à base de laitier de haut fourneau. Ce modèle se base sur les produits d'hydratation du clinker recensés par Adenot [ADE 92] et sur ceux du laitier [CHE 07] ainsi que sur les bilans molaires des oxydes consommés par les produits formés.

Les produits d'hydratation du clinker pris en compte sont la portlandite (CH), les silicates de calcium hydratés C-S-H, les monosulfoaluminates et l'ettringite ou l'hexahydrate selon la quantité de sulfate disponible. Le tableau 3.2 détaille les besoins en oxydes du clinker pour former les hydrates.

Tableau 3.2 – Bilan molaire des oxydes des produits d’hydratation du clinker [KOL 12]

| Hydrates | | Oxyde (nombre de moles) | | | | |
|--|---|-------------------------|------------------|--------------------------------|-----------------|--------------------|
| | | CaO | SiO ₂ | Al ₂ O ₃ | SO ₃ | H ₂ O |
| CH | | 1 | | | | 1 |
| C-S-H | | (C/S) ^c | 1 | | | (H/S) ^c |
| Monosulfoaluminate (AFm _c) | | 4 | | 1 | 1 | 12 |
| SO ₃ en quantité suffisante | Ettringite ^c (AFt _c) | 6 | | 1 | 3 | 32 |
| SO ₃ en quantité insuffisante | Hexahydrate (Hexa) | 3 | | 1 | | 6 |

Avec (C/S)^c et (H/S)^c les rapports molaires des C-S-H formés lors de l’hydratation du clinker. Pour la suite de ces travaux, on prendra (C/S)^c = 1,65 et (H/S)^c = (C/S)^c + 0,8 [BRO 04].

En présence de laitier de haut fourneau dans le liant, on retrouve la formation d’ettringite mais aussi d’hydrates différents de ceux du clinker seul. Les silicates de calcium hydraté (C-S-H) se présentent sous une autre forme : C-S-A-H, certains aluminates remplaçant la silice. On observe de l’hydrotalcite et de l’aluminate tétra-calcique hydraté (tableau 3.3).

Tableau 3.3 – Bilan molaire des oxydes des produits d’hydratation du système clinker + laitier [KOL 12]

| Hydrates | | Oxyde (nombre de moles) | | | | | |
|--|--|-------------------------|------------------|--------------------------------|-----------------|-----|--------------------|
| | | CaO | SiO ₂ | Al ₂ O ₃ | SO ₃ | MgO | H ₂ O |
| C-S-A-H | | (C/S) ^l | 1 | (A/S) ^l | | | (H/S) ^l |
| Hydrotalcite (M ₅ AH ₁₃) | | | | 1 | | 5 | 13 |
| Ettringite ^l (AFt _l) | | 6 | | 1 | 3 | | 32 |
| Aluminate tétracalcique (C ₄ AH ₁₃) | | 4 | | 1 | | | 13 |

Avec (C/S)^l, (A/S)^l et (H/S)^l les rapports molaires des C-S-A-H formés lors de l’hydratation du « clinker + laitier ». Le ratio (C/S)^l des C-S-A-H est supérieur à celui de l’hydratation du laitier de haut fourneau pur du fait de la consommation de portlandite qui crée un enrichissement en calcium des produits formés (tableau 1.2) [KOL 12]. Le calcium présent dans les C-S-A-H provient à la fois de la quantité de CaO du liant mais également de la quantité de portlandite formée lors de l’hydratation du clinker et consommée lors de l’hydratation du laitier. Ces quantités de portlandite et de calcium disponibles évoluent donc fortement au cours de la réaction d’hydratation.

Ces bilans molaires permettent d’écrire les réactions de formation des hydrates, où interviennent les quantités molaires (mol/kg_{ciment}). Les équations 3.1 à 3.6 décrivent les réactions d’hydratation du clinker, α_c étant le taux d’hydratation du clinker.

$$\alpha_c \cdot \text{SiO}_2 = \text{C} - \text{S} - \text{H} \quad \text{Eq 3.1}$$

$$\alpha_c \cdot \left(\text{CaO} - \left(\frac{\text{C}}{\text{S}}\right)^c \cdot \text{SiO}_2 - \text{SO}_3 - 3 \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \right) = \text{CH} \quad \text{Eq 3.2}$$

Si on prend en compte la présence de sulfates on a (valable si Eq 3.3 > 0) :

$$\alpha_c \cdot (0,5 \cdot SO_3 - 0,5 \cdot Al_2O_3) = AFt_c \quad Eq\ 3.3$$

$$\alpha_c \cdot (1,5 \cdot Al_2O_3 - 0,5 \cdot SO_3) = AFm_c \quad Eq\ 3.4$$

Dans le cas où les sulfates sont présents en quantité suffisante on trouve (valable si Eq 3.5 > 0) :

$$\alpha_c \cdot (Al_2O_3 - SO_3) = Hexa \quad Eq\ 3.5$$

$$\alpha_c \cdot SO_3 = AFm_c \quad Eq\ 3.6$$

Les équations 3.7 à 3.10 décrivent les réactions d'hydratation du laitier en présence de clinker, α_l étant le taux d'hydratation du laitier.

$$\alpha_l \cdot SiO_2 = C - S - A - H \quad Eq\ 3.7$$

$$\alpha_l \cdot \frac{1}{5} \cdot MgO = M_5AH_{13} \quad Eq\ 3.8$$

$$\alpha_l \cdot \frac{1}{3} \cdot SO_3 = AFt_l \quad Eq\ 3.9$$

$$\alpha_l \cdot \left(Al_2O_3 - \left(\frac{A}{S}\right)^1 \cdot SiO_2 - \frac{1}{5} \cdot MgO - \frac{1}{3} \cdot SO_3 \right) = C_4AH_{13} \quad Eq\ 3.10$$

Le modèle développé par Lacarrière et Kolani est basé sur les équations précédentes et sur les cinétiques de réaction en fonction des espèces en présence, la cinétique de réaction du laitier étant plus lente que celle du clinker seul [BUF 07] [KOL 12]. Le modèle tient compte de l'évolution du rapport (C/S)¹ au cours du temps en fonction de la quantité de calcium disponible. Il est validé pour des liants contenant de 0 à 70 % de laitier de haut fourneau ce qui correspond aux bétons utilisés par l'Industrie du Béton. Ce modèle, également détaillé dans [KOL 12-1], est utilisé pour la suite des travaux de cette thèse.

Pour valider l'utilisation de ce modèle dans le cadre de ces travaux de thèse, on utilise les résultats obtenus lors de l'essai d'ATD/TG sur les bétons du programme expérimental et présentés dans le chapitre 2.

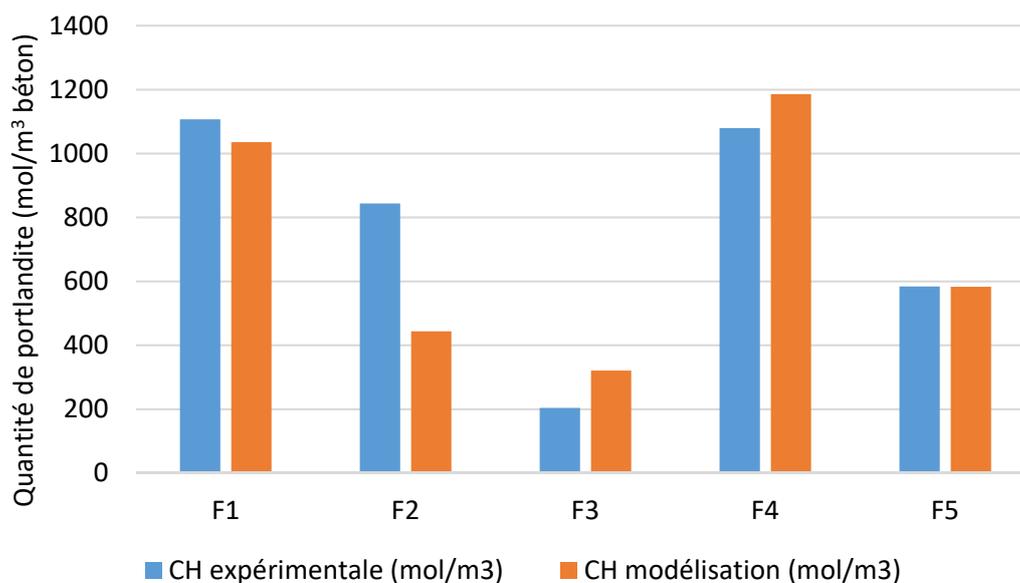


Figure 3.1 – Comparaison des résultats expérimentaux et de modélisation pour la quantité de portlandite du béton

Excepté pour la formule F2, la figure 3.1 montre que le modèle utilisé reproduit bien le résultat des essais expérimentaux pour la portlandite.

Pour expliquer ces résultats, il est nécessaire de prendre en compte la représentativité de l'échantillon et la méthode de préparation. La réalisation de l'essai d'ATD/TG requiert une petite quantité de poudre de béton. Un fragment de béton est donc prélevé au cœur de l'éprouvette pour éviter tout biais de mesure lié à la carbonatation du béton de peau. Le broyage est ensuite réalisé à petite vitesse pour favoriser la séparation du mortier, voire de la pâte cimentaire, des gravillons. La poudre est tamisée régulièrement afin d'écarter les plus gros grains qui viennent préférentiellement des granulats. Cette méthode est efficace mais ne permet pas de s'affranchir de la totalité des gravillons. On ne connaît donc pas précisément la proportion de pâte dans notre échantillon. Les bétons de l'étude ont une fraction volumique de pâte de l'ordre de 30 %. Le but de ce broyage est d'augmenter cette proportion de pâte pour mieux évaluer la quantité de portlandite. Toutefois on sait que l'échantillon n'est pas composé à 100 % de pâte. Considérons que notre échantillon est composé de 50 % de pâte et de 50 % de granulat, majoritairement de sable. Pour le béton F2 il est probable que la fraction pâte/granat soit très différente de 50 %. Les résultats de la figure 3.1 montrent que le béton F2 présente une teneur en portlandite supérieure à celle du béton F5 (également à base de CEM I et 30 % de laitier de haut fourneau) alors qu'il contient moins de pâte cimentaire. Les résultats donnés par le modèle d'hydratation semblent en revanche plus réalistes quant à la quantité de portlandite dans le béton F2, puisque cette dernière est inférieure à celle déterminée pour le béton F5. Pour les autres bétons, les résultats sont très satisfaisants et confortent l'idée de l'utilisation de ce modèle d'hydratation pour la suite de nos travaux. Ce modèle est également utilisé pour déterminer les quantités de C-S-H, de monosulfoaluminates et d'ettringite des bétons.

2.1.2. Porosité accessible à l'eau

La porosité du béton d'enrobage est un facteur influent sur les propriétés de transfert et de durabilité comme cela a été montré dans l'état de l'art. C'est donc un paramètre indispensable à la modélisation de la durabilité. En cas d'absence de résultat expérimental, on peut recourir au modèle de Powers [POW 59] qui permet de déterminer la porosité de la pâte cimentaire selon les équations 3.11 et 3.12. La porosité apportée par les granulats est calculée à partir de leur absorption d'eau et de leur masse volumique, ces données étant disponibles sur les fiches techniques. La porosité du béton est estimée à partir de la moyenne pondérée des porosités apportées par la pâte cimentaire et par les granulats. La proportion de pâte et de granulats dans le béton est obtenue à partir des données de formulation.

$$\varphi_0^D = \frac{\frac{E_{eff}}{C}}{\frac{E_{eff}}{C} + 0,32} - 0,53 \cdot \alpha \cdot \left(1 - \frac{\frac{E_{eff}}{C}}{\frac{E_{eff}}{C} + 0,32}\right) \quad Eq\ 3.11$$

Avec φ_0^D la porosité de la pâte cimentaire, α le taux d'hydratation de la pâte cimentaire calculé avec la formule de Waller [WAL 99].

$$\alpha = 1 - e^{-3,3 \frac{E_{eff}}{C}} \quad Eq\ 3.12$$

Les équations 3.11 et 3.12 ont été validées pour des bétons à base de CEM I. Ici on vérifie si ce modèle peut être utilisé sur des bétons à base de liant composé et pour des compacités variées. Le rapport E_{eff}/L est utilisé pour les calculs.

Le tableau 3.4 donne la proportion volumique de pâte de nos bétons, les compositions des bétons sont détaillées dans le tableau 2.1. La figure 3.2 présente les résultats obtenus sur les bétons de cette thèse.

Tableau 3.4 – Volume de pâte des bétons F1 à F5 utilisés pour calculer la porosité accessible à l'eau

| | F1 | F2 | F3 | F4 | F5 |
|--------------------|----|----|----|----|----|
| Volume de pâte (%) | 31 | 31 | 32 | 32 | 32 |

La figure 3.2 montre que le modèle de porosité constitué par l'équation 3.11 reproduit de manière fidèle la porosité des bétons considérés dans cette thèse.

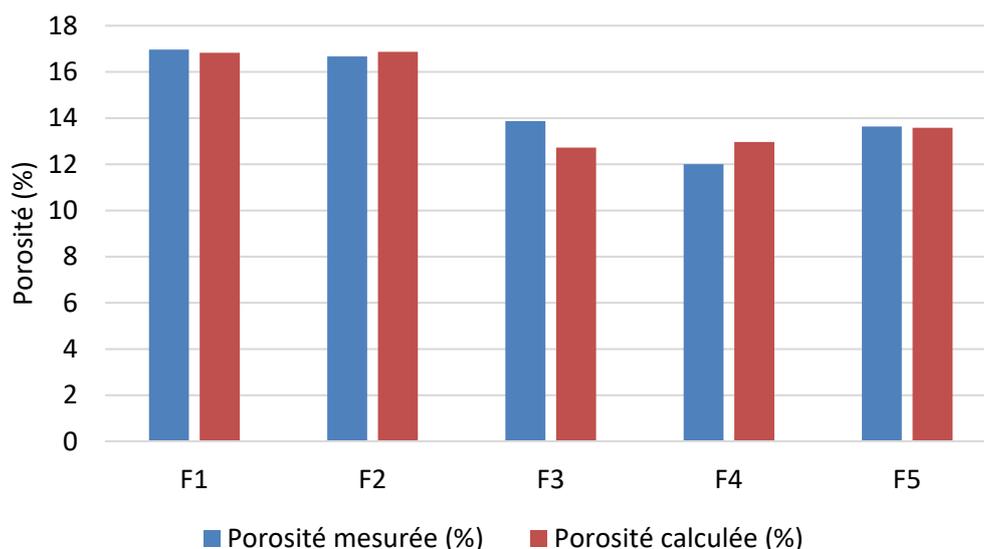


Figure 3.2 – Comparaison entre la porosité mesurée sur les bétons ayant subi la cure humide et la porosité calculée

Ce modèle a également été validé sur d'autres bétons non traditionnels tels que les bétons à base de granulats à forte absorption d'eau [SCH 15]. Dans le cas où le résultat d'essai de porosité accessible à l'eau n'est pas disponible, il semble pertinent d'utiliser ce modèle de porosité pour des bétons qui ne sont pas à base de CEM I ou qui contiennent des granulats particuliers.

2.2. Optimisation de la prise en compte des isothermes de désorption

L'état de l'art a montré que les phénomènes hydriques ont un impact très important sur les phénomènes de transfert dans le matériau béton. Les résultats expérimentaux ont mis en avant les différences non négligeables de propriétés hydriques en fonction de la formulation du béton. Il convient donc de prendre en compte les isothermes de sorption/désorption des bétons pour la simulation de la durabilité. Toutefois, la modélisation des phénomènes hydriques peut s'avérer complexe notamment du fait de l'effet d'hystérésis. Les courbes de sorption et de désorption n'étant pas confondues (figure 2.10) il est théoriquement nécessaire de prendre en compte l'historique de l'état hydrique du béton au cours du temps, car sa position est intermédiaire entre les deux courbes. En règle générale, les modèles de transfert considèrent uniquement l'isotherme de désorption car le matériau est initialement saturé du fait de sa fabrication même. La difficulté est donc de connaître cette isotherme de désorption. L'essai pouvant durer jusqu'à un an pour des bétons compacts, il est donc évident qu'il ne peut pas être réalisé systématiquement sur tous les bétons étudiés, particulièrement dans un contexte opérationnel dans lequel il est indispensable d'obtenir des résultats dans des délais compatibles avec l'avancement des travaux.

Compte tenu de ces difficultés, il paraît indispensable de développer une méthode pour faciliter la prise en compte de l'isotherme de désorption lors des modélisations.

Une procédure est donc mise en œuvre à partir des résultats d'essais obtenus sur les bétons caractérisés lors de ces travaux. Le principe de cette procédure consiste à définir une isotherme

de référence et de lui associer une homothétie qui permet de faire varier les propriétés hydriques du béton en fonction de sa formulation.

Une isotherme de référence est choisie parmi les résultats obtenus (F2) à laquelle on applique une homothétie $g(h, \delta)$:

$$Sr(H_R) = Iso^{ref}(H_R) \cdot g(H_R, \delta) \quad Eq\ 3.13$$

Avec $g(H_R, \delta)$ l'isotherme définie par l'équation 3.14 :

$$g(H_R; \delta) = H_R + (1 - H_R) \cdot \frac{Sr_{ref} + \Delta Sr \cdot \delta}{Sr_{ref}} \quad Eq\ 3.14$$

Avec Sr_{ref} correspondant au taux de saturation minimal considéré pris égal à 0,55. On considère que l'on sort du domaine de validité de SDReaM-crete lorsque l'humidité relative est inférieure à 55 %. δ est un facteur qui permet de gérer l'orientation de l'homothétie en fonction de la formulation du béton (compris entre -1 et 1) et ΔSr permet de définir l'amplitude de l'homothétie en fonction de la formulation du béton.

La figure 3.3 illustre l'isotherme de référence et la plage sur laquelle peut varier l'isotherme de désorption en fonction du δ considéré.

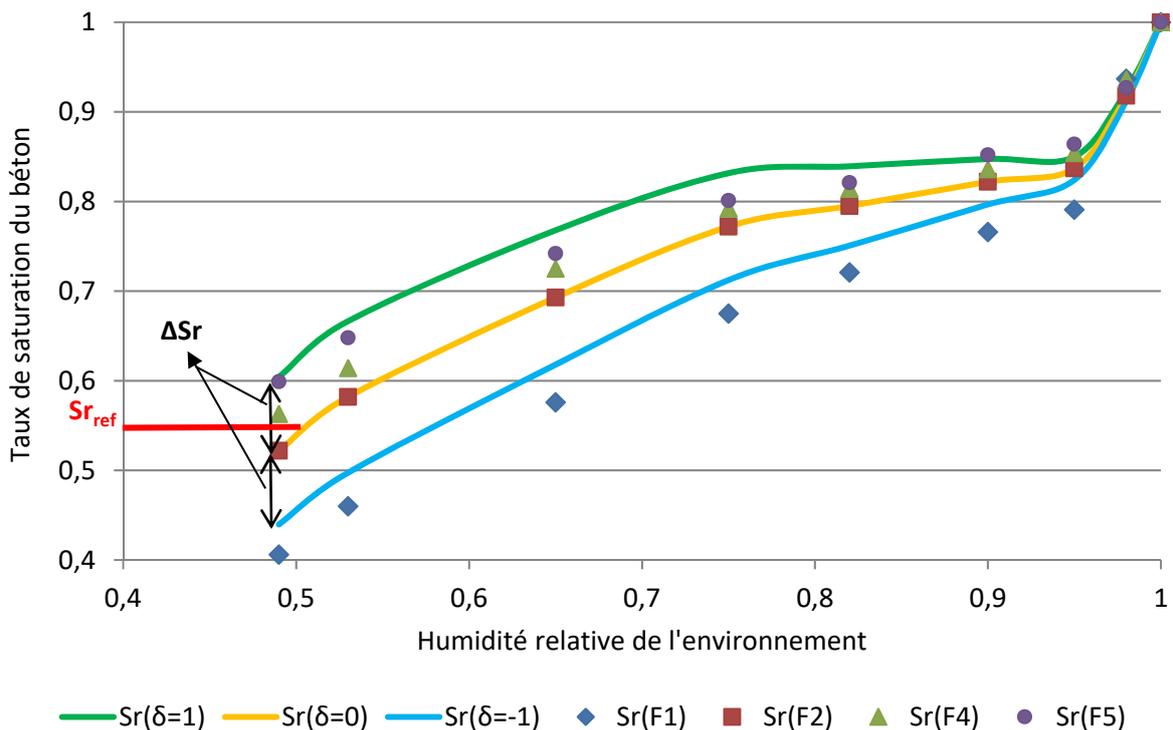


Figure 3.3 – Représentation des isothermes admissibles en utilisant la méthode détaillée dans ce paragraphe

Comme le montre la figure 3.3, on considère que le coefficient δ tend vers 1 pour des bétons compacts comme la formule F5 ($E/L = 0,35$) et vers -1 pour des bétons moins compacts comme la formule F1 ($E/L = 0,60$). Ce coefficient est également à affiner selon la chimie du liant (additions ou non). Il serait intéressant en perspective de rescenser les isothermes disponibles dans la littérature et de mener une campagne expérimentale sur des bétons variés afin de disposer d'une base de données plus importante et de confirmer la méthodologie proposée.

Il faut noter que cette procédure conduit à l'utilisation d'une isotherme de désorption qui présente toujours la même forme ce qui n'est pas forcément le cas dans la réalité. La microstructure et le mode poral associé, consécutifs à la composition du béton et au type de ciment utilisé, la nature des granulats, la microstructure des bétons sont autant de facteurs qui jouent un rôle sur la forme de l'isotherme.

Cependant, dans le cadre d'une utilisation opérationnelle du modèle, cette procédure présente l'avantage d'être simple d'utilisation et peu coûteuse. Elle s'affranchit de l'essai de sorption/désorption du fait de l'isotherme de référence proposée et de l'homothétie qui lui est associée. De ce fait, seuls deux paramètres sont à modifier en fonction de la formulation du béton : δ et ΔS_r .

2.3. Validation du modèle sur des résultats expérimentaux

2.3.1. Carbonatation

On a montré précédemment que les données d'entrée nécessaires à la simulation des bétons visés par cette étude peuvent être obtenues par des essais expérimentaux ou par la modélisation. Il faut maintenant s'assurer que le modèle de Mai-Nhu [MAI 13] (Eq 1.47 à 1.62), qui a été calé sur des résultats obtenus pour des bétons à base de CEM I, reste valable pour les bétons à base de liants environnementaux. Les constantes cinétiques des équations de diffusion du dioxyde de carbone et des ions chlorure du modèle SDReaM-crete peuvent être amenées à évoluer pour mieux prendre en compte les différents types de liants et de compacité de la gamme de béton ciblés par ces travaux (τ_x des équations 1.52 et 1.55, ainsi que les constantes cinétiques de fixations des ions chlorure). Ces constantes et les autres paramètres d'entrée du modèle sont détaillés dans les tableaux 3.5 à 3.8.

Pour évaluer la capacité du modèle à s'adapter à de nouveaux bétons, on se base sur les résultats d'essais accélérés de carbonatation. Les mêmes conditions environnementales sont imposées dans SDReaM-crete (figure 3.4). Concernant les paramètres matériaux, on utilise ceux déterminés avec le modèle d'hydratation présenté dans ce même paragraphe et la porosité déterminée expérimentalement. Les données d'entrée matériaux sont détaillées en annexe 3. Les détails de l'essai sont présentés dans le chapitre 2 de ce mémoire.

Dans ce paragraphe, les conditions des essais expérimentaux sont reproduites avec SDReaM-crete (figures 3.4 et 3.6) et les résultats obtenus sont comparés avec ceux obtenus dans le chapitre 2 (figures 3.5 et 3.7).

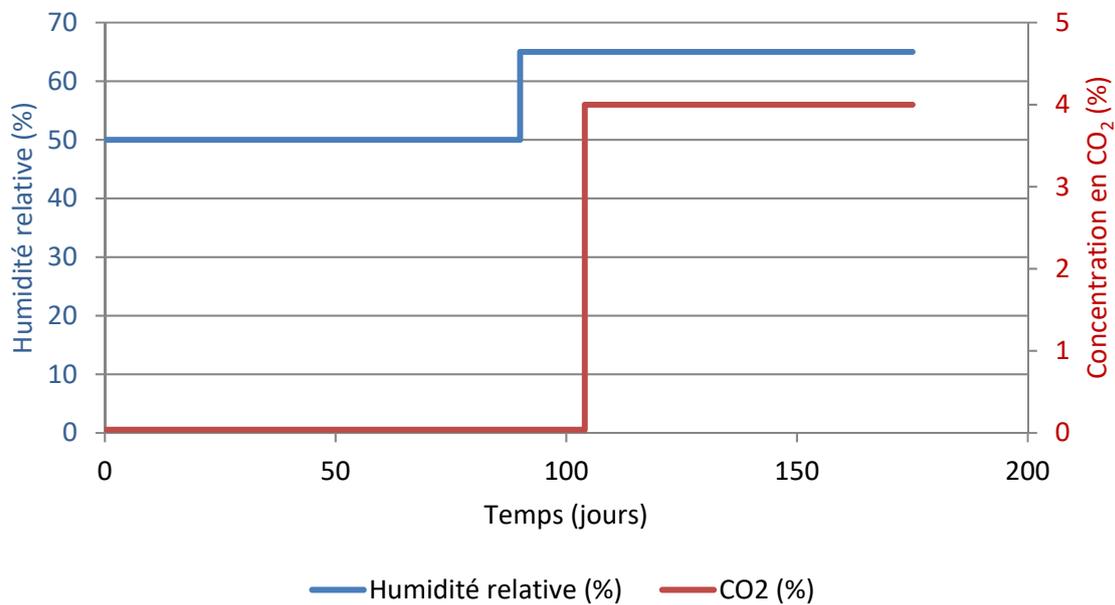


Figure 3.4 – Conditions environnementales subies par les bétons de l'étude de la fin de la cure endogène à la fin de l'essai de carbonatation

La figure 3.5 présente les résultats expérimentaux et ceux obtenus avec SDReaM-crete.

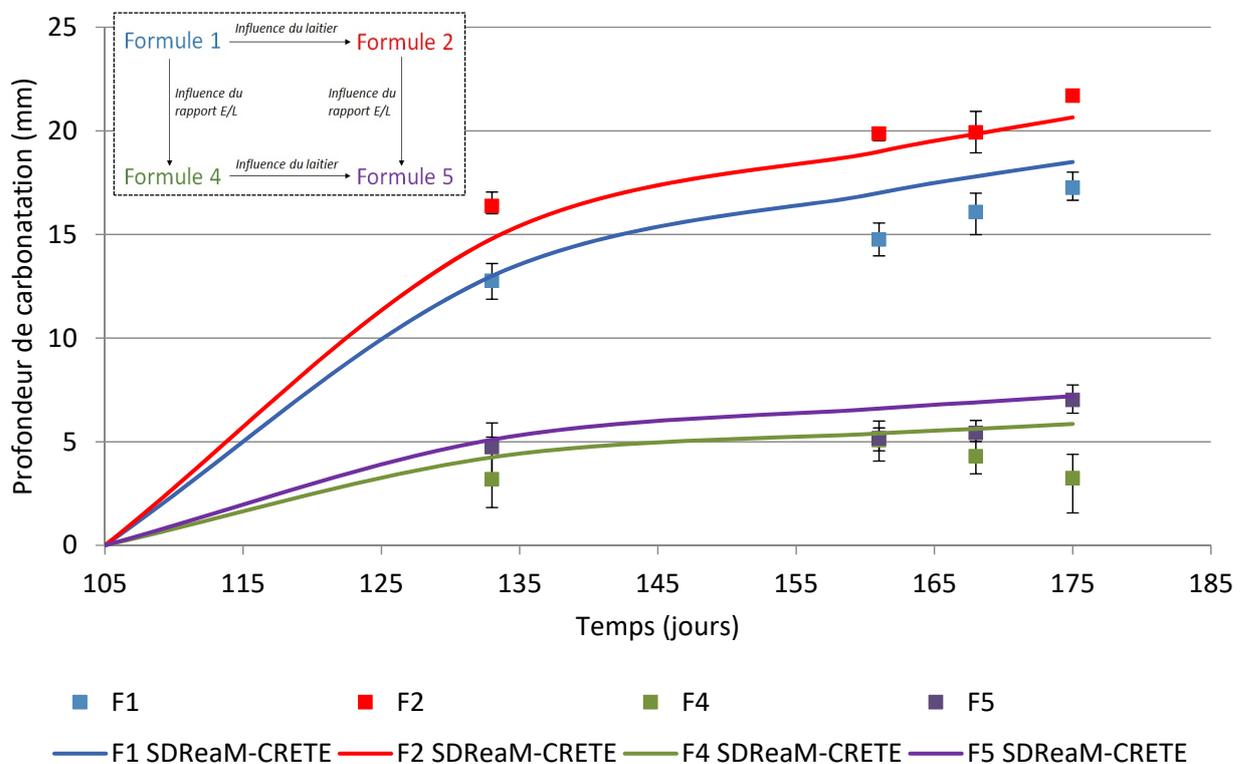


Figure 3.5 – Comparaison des résultats expérimentaux et de modélisation

Les profondeurs de carbonatation obtenues avec SDReaM-crete sont issues du profil de pH dans la profondeur du matériau et correspondent à un pH du béton égal à 9. La figure 3.5 montre que le modèle reproduit de manière satisfaisante le comportement des bétons vis-à-vis du phénomène de carbonatation quel que soit le type de béton modélisé.

Les résultats de la modélisation sont proches des résultats obtenus lors de l'essai accéléré à plusieurs échéances.

Le modèle donne des résultats cohérents au vu des formules testées et des données utilisées en entrée. On remarque l'influence à la fois de la compacité (prise en compte par la porosité) et de la chimie du liant (prise en compte avec les quantités d'hydrates). Comme cela a été observé lors de l'analyse des résultats expérimentaux, le modèle semble plus sensible à l'aspect physique qu'à l'aspect chimique du béton.

2.3.2. Pénétration des ions chlorure

On s'intéresse à présent à la pénétration des ions chlorure dans le béton. Pour comparer les résultats de SDReaM-crete à des résultats expérimentaux, on réalise un essai de diffusion naturelle des ions chlorure sur les échantillons ayant subi la cure sèche. Les éprouvettes sont saturées en eau douce dans un premier temps avant d'être mises en contact avec de l'eau salée à 35 g/L de NaCl afin de ne considérer que le processus de diffusion (figure 3.6).

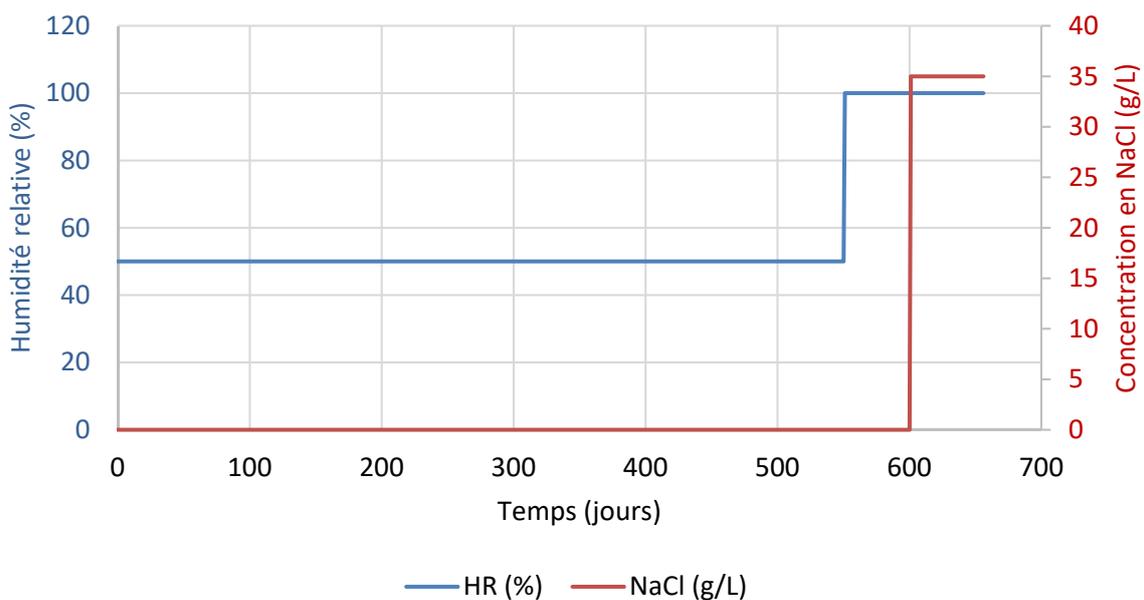


Figure 3.6 – Conditions environnementales subies par les bétons de l'étude de la fin de la cure endogène à la fin de l'essai de diffusion des ions chlorure

Les conditions d'essais (figure 3.6) et les données matériaux (annexe 3) sont reproduites avec SDReaM-crete.

Les résultats expérimentaux sont comparés aux résultats de simulation (figure 3.7).

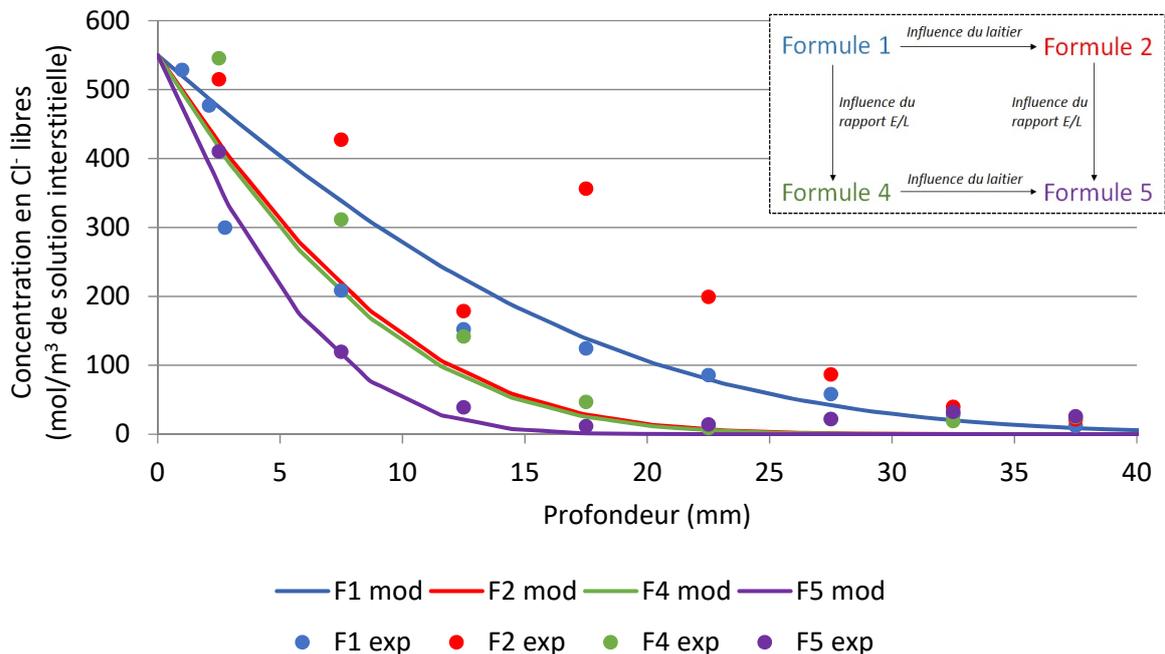


Figure 3.7 – Comparaison des résultats obtenus expérimentalement et des résultats de simulation

De la même manière que pour les essais d’ATD/TG, le profil est déterminé à partir de poudre prélevée dans l’éprouvette en béton. Pour cet essai, il n’est pas possible de séparer la pâte cimentaire des granulats car les poudres sont prélevées à la perceuse et il est difficile d’éviter les granulats du fait de la géométrie de la mèche. Pour exploiter les résultats d’essais on considère ici que l’échantillon de poudre est composé à 25 % en masse de pâte et 75 % en masse de granulats. Cette répartition pâte/granat est déterminée à partir des formulations de béton (et peut varier légèrement en fonction de la formule considérée et du volume prélevé).

Le modèle SDReaM-crete prend en compte un coefficient de diffusion effectif des ions chlorure. Cette donnée n’a pas été mesurée expérimentalement, on utilise le coefficient de diffusion apparent des ions chlorure et la porosité pour l’approximer (figures 2.4 et 2.6). Cette manière de calculer le coefficient de diffusion effectif (détaillée dans l’annexe 3) mène à des coefficients similaires pour le béton F2 et le béton F4. Ceci explique que la simulation de la pénétration des ions chlorure avec SDReaM-crete donne des résultats très proches pour ces deux bétons.

Expérimentalement, le fait que la quantité d’ions chlorure libres ayant pénétré dans le béton F2 soit plus importante que dans le béton F4 peut s’expliquer par la porosité des deux bétons. Le béton F2 est moins compact et plus poreux que le béton F4, il est donc attendu qu’il transporte plus d’ions chlorure.

On remarque que le modèle reproduit de façon satisfaisante le comportement du béton F5 et de manière plus approximative, mais correcte malgré tout, celui des bétons F1 et F4 à base de CEM I. Concernant le béton F2, même si le profil obtenu expérimentalement est délicat à reproduire du fait des valeurs singulières de concentration obtenues aux abscisses 12,5 mm et 17,5 mm, le modèle sous-estime nettement la concentration en chlorures libres. Globalement

les résultats donnés par le modèle SDReaM-crete restent satisfaisants compte tenu de la diversité des formules testées.

2.4. Ajout de la modélisation de la double couche de produits de corrosion

L'état de l'art a montré que les produits de corrosion se présentent sous différentes formes et en différentes couches [CHI 05] [LHO 09]. Ces différentes couches ont des propriétés qui leur sont propres et qu'il convient de prendre en compte lors de la modélisation du phénomène de corrosion. Le modèle de Mai-Nhu [MAI 13] ne tient pas compte de ce phénomène de couches multiples de produits de corrosion (paragraphe 3.2, chapitre 1) qui contribue à ralentir la consommation de l'acier sain. Il semble nécessaire de corriger le caractère conservatif de SDReaM-crete. Ce paragraphe présente le modèle développé par Nguyen et al. [NGU 15], qui sera utilisé pour étudier la croissance de la double couche et calculer une épaisseur de produits de corrosion lors de l'analyse de fiabilité de ces travaux.

Lorsque la corrosion démarre, la première couche qui se forme est la couche instable puis elle réagit pour former la couche de produits denses (ou couche de produits stables) d'une part et les produits qui migrent dans la matrice cimentaire d'autre part. Le résultat de l'accumulation des produits ayant migré dans l'enrobage est appelé milieu transformé. La couche en contact direct avec l'armature est la couche de produits denses, à la fois stable et de faible porosité. La seconde est la couche de rouilles vertes, instable et très poreuse. Elle est située entre la couche de produits denses et la matrice cimentaire. Le principe de la modélisation consiste à expliciter la diffusion et la réduction de l'oxygène entre les couches de produits de corrosion, l'environnement extérieur et l'acier (figure 3.8). La formation des produits de corrosion dépend donc de la consommation de l'oxygène dans le système.

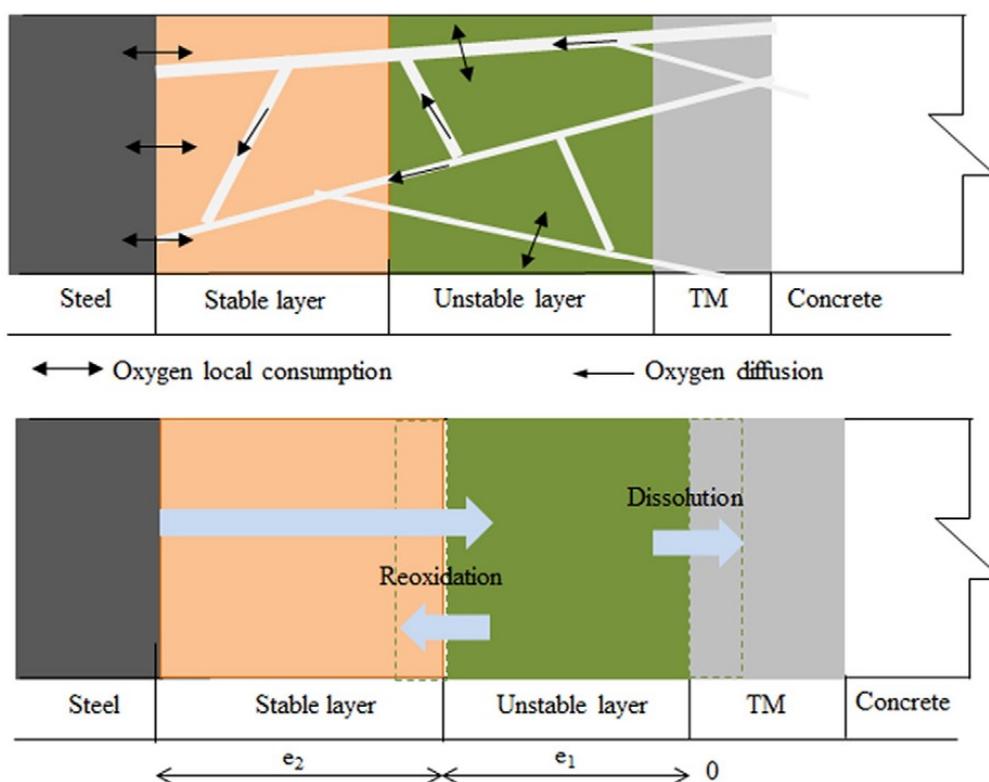


Figure 3.8 – Schéma de la double couche de produit de corrosion et des différents transferts [NGU 15]

Sur la figure 3.8, on peut noter que e_1 correspond à l'épaisseur de la couche instable, e_2 à l'épaisseur de la couche stable et le point 0 correspond à l'interface entre le milieu transformé et la couche instable.

On exprime la diffusion de l'oxygène dans les différentes couches de produits de corrosion. Dans la couche instable qui est réactive vis-à-vis de l'oxygène, l'oxygène est consommé.

$$\frac{\partial [O_2]}{\partial t} = D_{UL} \cdot \text{div}(\overrightarrow{\text{grad}}[O_2]_I) - k_{UL} \cdot s_{UL} \cdot \varphi_{UL} \cdot [O_2]_I \quad \text{Eq 3.15}$$

Avec k_{UL} une constante cinétique (m/s), s_{UL} la surface spécifique des pores des oxydes (m^{-1}), φ_{UL} la porosité de la couche de produits instables (-) et D_{UL} le coefficient de diffusion de l'oxygène dans la couche de produits instables (m^2/s). Cette équation est valable pour x compris entre 0 et e_1 .

Cette expression implique que l'on considère que le diamètre de la barre d'acier est bien supérieur à l'épaisseur de la couche de produit de corrosion.

Dans la couche de produits stables, l'oxygène n'est pas consommé, son transport est donc purement diffusif pour x compris entre e_1 et e_1+e_2 .

$$\frac{\partial [O_2]}{\partial t} = D_{SL} \cdot \text{div}(\overrightarrow{\text{grad}}[O_2]_I) \quad \text{Eq 3.16}$$

Avec D_{SL} le coefficient de diffusion de l'oxygène dans la couche stable (m^2/s).

En considérant que l'épaisseur centimétrique d'enrobage est grande devant l'épaisseur micrométrique de produits de corrosion, on peut faire l'hypothèse qu'un régime permanent est établi. En effet, du fait de l'enrobage, la concentration en oxygène et le taux de saturation des couches de produits de corrosion évoluent très lentement.

Il vient donc :

$$\frac{\partial [O_2]}{\partial t} = 0 \quad \text{Eq 3.17}$$

Pour la résolution des équations 3.15 et 3.16, on émet deux hypothèses complémentaires :

- l'oxygène ne peut pas pénétrer dans l'acier donc le flux d'oxygène à $x = e_1+e_2$ est nul ;
- il y a continuité entre les deux couches de produits de corrosion (pour $x = e_1$).

La solution pour la couche de produits instables (x compris entre 0 et e_1) est donnée par l'équation 3.18.

$$[O_2]_{UL} = [O_2]_{\text{ext}} \cdot \left[\cosh\left(\frac{x}{\lambda_{UL}}\right) + \gamma \cdot \lambda_{UL} \cdot [O_2]_{\text{ext}} \cdot \sinh\left(\frac{x}{\lambda_{UL}}\right) \right] \quad \text{Eq 3.18}$$

La solution pour la couche de produits stables (x compris en e_1 et e_1+e_2) est donnée par l'équation 3.19.

$$[O_2]_{SL} = [O_2]_{\text{ext}} \cdot \left[\frac{e_2}{\lambda_{UL}} \cdot \sinh\left(\frac{e_1}{\lambda_{UL}}\right) + e_2 \cdot \gamma \cdot \cosh\left(\frac{e_1}{\lambda_{UL}}\right) + \cosh\left(\frac{e_1}{\lambda_{UL}}\right) + \gamma \cdot \lambda_{UL} \cdot \sinh\left(\frac{e_1}{\lambda_{UL}}\right) \right] \quad \text{Eq 3.19}$$

Avec $[O_2]_{\text{ext}}$ correspondant à la concentration en oxygène dans l'environnement extérieur du béton, λ_{UL} un paramètre défini par l'équation 3.20 et γ un coefficient défini par l'équation 3.21 et déterminé à partir des conditions aux limites.

$$\lambda_{UL} = \sqrt{\frac{D_{UL}}{k_{UL} \cdot s_{UL}}} \quad \text{Eq 3.20}$$

$$\gamma = -\frac{1}{\lambda_{UL}} \cdot \frac{\left(\frac{[O_2]_{SL} + e_2}{k_{UL}}\right) \cdot \sinh\left(\frac{e_1}{\lambda_{UL}}\right) + \lambda_{UL} \cdot \cosh\left(\frac{e_1}{\lambda_{UL}}\right)}{\left(\frac{[O_2]_{SL} + e_2}{k_{UL}}\right) \cdot \cosh\left(\frac{e_1}{\lambda_{UL}}\right) + \lambda_{UL} \cdot \sinh\left(\frac{e_1}{\lambda_{UL}}\right)} \quad \text{Eq 3.21}$$

La consommation d'oxygène est à prendre en compte à la fois au sein de la couche instable et à l'interface acier/béton.

Au sein de la couche instable, la quantité d'oxygène réduite peut être calculée en intégrant le terme puits de l'équation 3.22 :

$$\Phi_{O_2,UL} = k_{UL} \cdot s_{UL} \cdot \varphi_{UL} \cdot \frac{R \cdot T}{K_H} \cdot \int_0^{e_1} [O_2]_{UL} dx \quad \text{Eq 3.22}$$

Le flux d'oxygène consommé à la surface de l'acier dépend directement de la concentration en oxygène (Eq 3.23) :

$$\Phi_{O_2,SL} = k_{SL} \cdot S_r \cdot \varphi_{SL} \cdot [O_2]_{SL} \cdot \frac{R \cdot T}{K_H} \quad \text{Eq 3.23}$$

Où k_{SL} est une constante cinétique (m/s), φ_{SL} la porosité de la couche de produits instables (-), S_r le taux de saturation en eau du béton d'enrobage et K_H la constante de Henry. Cette équation est valable lorsque x varie entre 0 et e_1 .

La croissance des produits de corrosion peut être calculée en se basant sur l'approche développée par Huet et al. et Chitty et al. [HUE 07] [CHI 08] et présentée dans l'état de l'art. En reprenant l'équation 1.62 on peut écrire les équations de croissance des deux couches de produits de corrosion.

La croissance de la couche de produits instables dépend de la quantité d'oxygène qui provient de l'extérieur ($\Phi_{O_2,UL}$) et de la transformation des produits non stables en produits stables ($\Phi_{O_2,SL}$). La partie des produits non stables qui migrent vers la matrice cimentaire est définie par le facteur α_{TM} (Eq 3.24).

$$\Delta e_{UL} = P_{ac} \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{M_{(Fe)}}{\rho_{(Fe)}} \cdot [\Phi_{O_2,UL} \cdot (1 - \alpha_{TM}) - \Phi_{O_2,SL}] \cdot \Delta t \quad \text{Eq 3.24}$$

La croissance de la couche de produits denses est directement liée à la quantité de rouilles vertes qui se transforme en produits stables (Eq 3.25).

$$\Delta e_{SL} = P_{ac} \cdot \frac{4}{3} \cdot \frac{M_{(Fe)}}{\rho_{(Fe)}} \cdot \Phi_{O_2,UL} \cdot \Delta t \quad \text{Eq 3.25}$$

La croissance des produits de corrosion (totaux) est définie par la somme des deux couches (Eq 3.26).

$$\Delta e_{\text{tot}} = \Delta e_{SL} + \Delta e_{UL} \quad \text{Eq 3.26}$$

Dans les équations 3.24 et 3.25, le facteur P_{ac} correspond à la probabilité d'activation de la corrosion de l'armature par la carbonatation ou par la pénétration des ions chlorure. Ce facteur est détaillé dans le paragraphe 4.4, chapitre 1 (Eq 1.60).

Il est important de noter que ce modèle ne prend pas en compte le potentiel de l'armature ni les surfaces anodiques et cathodiques. L'initiation de la corrosion est donc gérée uniquement par le facteur P_{ac} . La vitesse de corrosion est gérée par les flux d'oxygène.

Le modèle de corrosion est recalé sur les résultats de la thèse de Vu [VU 11]. Il sera utilisé avec SDReaM-crete pour réaliser des calculs d'indices de fiabilité. Lors de ses travaux, Vu a étudié le développement des produits de corrosion de trois formules de béton (CEM I, CEM II et CEM III) après carbonatation de leur matrice cimentaire pendant un an. Le taux de saturation lors de la carbonatation des éprouvettes variait entre 58 et 66 % selon les formulations. Ensuite, lors de leur conservation pour favoriser le développement de la corrosion, les échantillons étaient conservés dans 10 mm d'eau ce qui permettait d'assurer un taux de saturation du béton au niveau des armatures de l'ordre de 80 à 85 %. La figure 3.9 présente les résultats obtenus par Vu [VU 11] et ceux donnés par le modèle de [NGU 15].

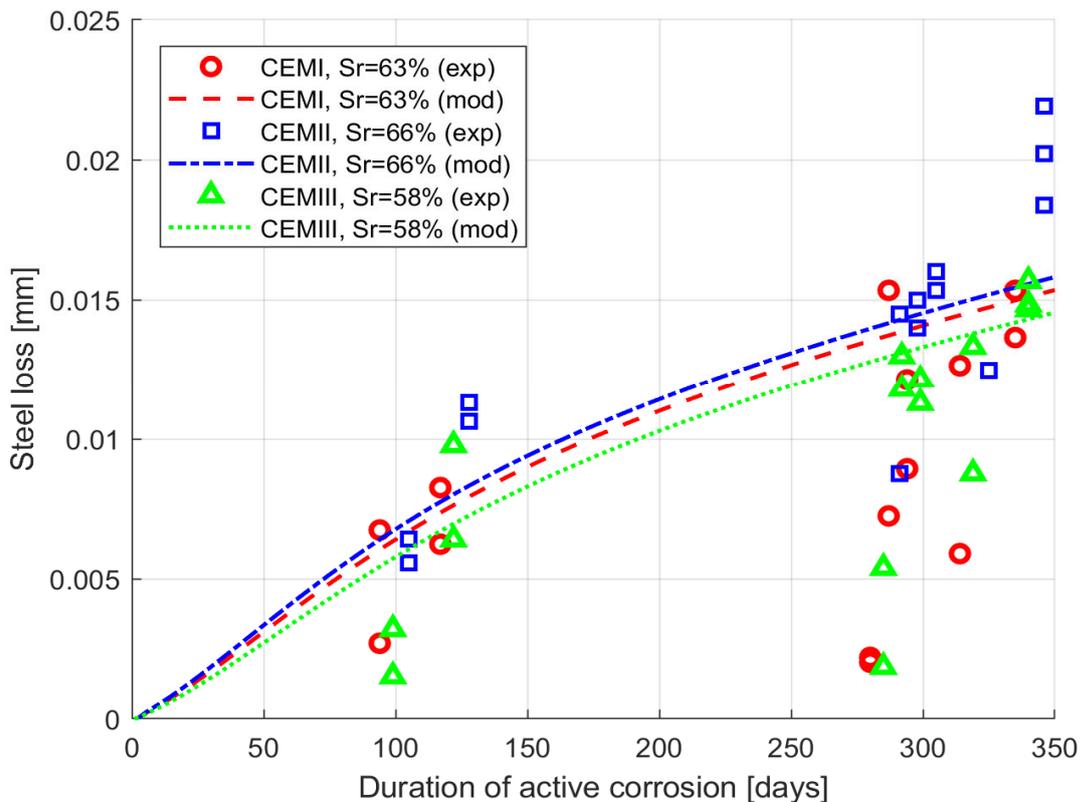


Figure 3.9 – Épaisseur d'acier perdu en fonction de la durée active de corrosion – comparaison des résultats obtenus avec le modèle [NGU 15] et des résultats expérimentaux de Vu [VU 11]

On remarque que les résultats expérimentaux sont assez dispersés mais une tendance en racine du temps peut être dégagée principalement pour le béton à base de CEM II. Cette manière de calculer la corrosion est principalement adaptée pour une corrosion uniforme (par carbonatation). Ce modèle pourrait faire l'objet d'évolutions dans le futur pour mieux s'adapter à la corrosion par piqûre (ions chlorure). Pour la suite de ces travaux, il sera utilisé indépendamment de l'agression subie par le béton.

Les coefficients retenus pour l'utilisation du modèle de corrosion sont donnés dans le tableau 3.6.

3. Mise en œuvre d'un méta-modèle pour l'approche probabiliste

L'intérêt d'adopter une approche probabiliste est clairement justifié lorsqu'on souhaite intégrer la variabilité des propriétés du matériau et des conditions environnementales. Non seulement le béton est un matériau variable par nature mais sa mise en œuvre tout comme les conditions climatiques subies tout au long de la vie de l'ouvrage accroissent les incertitudes associées à ses propriétés, et par conséquent celles affectant les phénomènes de transfert dans le matériau. S'ajoutent à cela les incertitudes dans la modélisation (cinétiques considérées, variables ou lois prises en compte...). Cependant, toutes les variables d'une problématique ne contribuent pas de la même manière au caractère incertain des phénomènes considérés. L'approche probabiliste nécessite alors dans un premier temps d'identifier les variables retenues par la suite comme variables aléatoires par opposition aux variables supposées déterministes. Dans un second temps, si l'approche probabiliste est destinée à estimer la fiabilité de l'ouvrage, il convient de jauger s'il est pertinent de maintenir l'utilisation directe du modèle physique, dont le résultat entre dans l'expression du critère de défaillance visé, ou s'il peut être avantageusement remplacé par un modèle de substitution. Dans le cas de notre étude, le temps de calcul du modèle SDReaM-crete mais également l'instabilité numérique survenant parfois dans la résolution simultanée des nombreuses équations non linéaires couplées, nous ont conduit à opter pour l'utilisation d'un méta-modèle, ou modèle de substitution. Sous la condition d'une construction et d'une utilisation appropriées, ce dernier présente les garanties de robustesse et de stabilité nécessaires au développement de l'approche probabiliste.

3.1. Analyse de sensibilité et choix des variables

3.1.1. Présentation des variables

Le modèle SDReaM-crete compte plus de soixante-dix données d'entrée présentées ci-après selon quatre catégories. Leur valeur, unité et sources sont données dans les tableaux 3.5, 3.6, 3.7 et 3.8 :

- tableau 3.5 : paramètres relatifs aux matériaux, propriétés de durabilité, formulation, propriétés hydriques ;
- tableau 3.6 : paramètres liés à la corrosion des armatures ;
- tableau 3.7 : paramètres environnementaux, humidité relative du milieu, concentration en sels et dioxyde de carbone ;
- tableau 3.8 : constantes physico-chimiques, volumes molaires, masses volumiques des espèces en présence, constantes cinétiques.

Tableau 3.5 – Paramètres matériaux

| Paramètre | Unité | Valeur actuelle | Source ou commentaires |
|---|-----------------------------|--------------------------------|------------------------|
| Porosité initiale du béton | - | Dépend du béton | Retour d'expérience |
| Quantité de calcium carbonatable CH | mol/m ³ de béton | Dépend du béton | [KOL 12] |
| Quantité de calcium carbonatable C-S-H | mol/m ³ de béton | Dépend du béton | |
| Quantité de calcium carbonatable Aft | mol/m ³ de béton | Dépend du béton | |
| Quantité de calcium carbonatable Afm | mol/m ³ de béton | Dépend du béton | |
| Coefficient de diffusion effectif des ions chlorure | m ² /s | Dépend du béton | Retour d'expérience |
| Rapport C/S des C-S-H | - | 1,65 | [KOL 12] |
| Perméabilité à l'eau liquide | m ² | Dépend du béton | Retour d'expérience |
| Coefficient de diffusion de l'oxygène dans le liant | m ² /s | Dépend du rapport E/C | [PAP 91] [LHO 10] |
| δ (facteur pour isothermes de désorption) | - | Dépend du béton | Retour d'expérience |
| Coefficient pour l'isotherme de désorption | - | - 3,44 | Retour d'expérience |
| Coefficient pour l'isotherme de désorption | - | 16,2 | Retour d'expérience |
| Coefficient pour l'isotherme de désorption | - | - 21,19 | Retour d'expérience |
| Coefficient pour l'isotherme de désorption | - | 9,40 | Retour d'expérience |
| Paramètre de van Genuchten | - | 0,22 | [RAN 10] |
| Résistance à la diffusion des ions | - | 6 | [NGU 07] |
| Durée de vie souhaitée | années | Dépend du cahier des charges | - |
| Enrobage | m | Varie selon cahier des charges | [EC 2] |

Tableau 3.6 – Paramètres corrosion

| Paramètre | Unité | Valeur actuelle | Source ou commentaires |
|---|-------------------|----------------------|------------------------------|
| Porosité de la couche de rouilles vertes | - | 0,2 | [BEJ 17] [NGU 15] [VU 11] |
| Constante cinétique de l'oxydation de l'acier | m/s | $2,5 \cdot 10^{-04}$ | |
| Proportion de rouilles vertes qui migrent dans le milieu transformé | - | 0,7 | |
| Constante cinétique d'oxydation des rouilles vertes | m/s | $2 \cdot 10^{-08}$ | |
| Porosité de la couche de produits denses | - | 0,06 | |
| Surface spécifique des pores des rouilles vertes | 1/m | $3,7 \cdot 10^{07}$ | |
| Coefficient de diffusion de l'oxygène dans les rouilles vertes | m ² /s | $1 \cdot 10^{-09}$ | |
| Coefficient de diffusion de l'oxygène dans la couche de produits denses | m ² /s | $1,3 \cdot 10^{-10}$ | |

Tableau 3.7 – Paramètres environnementaux

| Paramètre | Unité | Valeur actuelle | Source ou commentaire |
|---|--------------------|---------------------------|-----------------------|
| Humidité moyenne annuelle | % | Varie selon environnement | - |
| Amplitude pour la variation de HR annuelle | % | Varie selon environnement | - |
| Phase pour la perturbation mensuelle | % | Varie selon environnement | - |
| Perturbation mensuelle par rapport à la tendance annuelle | % | Varie selon environnement | - |
| Moyenne de la perturbation sur 3 jours par rapport à l'annuelle | % | Varie selon environnement | - |
| Amplitude de la variation de la perturbation sur 3 jours par rapport à l'annuelle | % | Varie selon environnement | - |
| Pression partielle d'oxygène dans l'atmosphère | Pa | 8,93 | Correspond à 21 % |
| Concentration en ions chlorure de l'environnement | mol/m ³ | Varie selon environnement | - |
| Concentration en CO ₂ de l'environnement | Pa | 40,53 | Correspond à 0,04 % |
| Température de l'environnement | K | Varie selon environnement | - |

Tableau 3.8 – Constantes du modèle

| Paramètre | Unité | Valeur actuelle | Source ou commentaire |
|--|------------------------|------------------|-----------------------|
| Facteur de proportionnalité pour la fixation chimique des chlorures | 1/s | $4,25.10^{-12}$ | [MAI 13] |
| Facteur de proportionnalité pour la fixation physique des chlorures | 1/s | $3,33.10^{-08}$ | [MAI 13] |
| Constante pour la fixation chimique des ions chlorure | - | 0,86 | [HIR 05] |
| Constante pour la fixation physique des ions chlorure | - | 0,62 | [HIR 05] |
| Variation du volume molaire des C-S-H due à la carbonatation | - | $2,3.10^{-05}$ | [MAI 13] |
| Facteur de proportionnalité pour la carbonatation des hydrates | 1/s | 1.10^{-05} | [MAI 13] |
| Constante de calage pour les carbonates équivalents | - | $1,96.10^{-03}$ | [MAI 13] |
| Facteur de proportionnalité pour la formation des carbonates | 1/s | 5.10^{-03} | [MAI 13] |
| Constante de calage cinétique de carbonatation des C-S-H | - | 1,5 | [MAI 13] |
| Température de référence | K | 293 | - |
| Constante des gaz parfaits | J/mol/K | 8,31 | - |
| Volume molaire de la portlandite | m ³ /mol | $3,32.10^{-05}$ | - |
| Volume molaire de la calcite | m ³ /mol | $3,69.10^{-05}$ | - |
| Volume molaire de l'eau | m ³ /mol | $1,8.10^{-05}$ | - |
| Masse molaire de l'eau | kg/mol | $1,8.10^{-02}$ | - |
| Masse molaire des C-S-H | kg/mol | $1,965.10^{-01}$ | - |
| Masse volumique de l'eau | kg/m ³ | 1 000 | - |
| Masse volumique du fer | kg/m ³ | 7 874 | - |
| Masse molaire du fer | kg/mol | $55,8.10^{-03}$ | - |
| Constante de Henry | Pa.m ³ /mol | $7,47.10^{04}$ | - |
| Viscosité dynamique de l'eau | Pa.s | $1,002.10^{-03}$ | - |
| Énergie d'activation de la constante de Henry | J/mol | 19 950 | - |
| Énergie d'activation de la dissolution des hydrates lors de la carbonatation | J/mol | - 40 000 | - |
| Énergie d'activation de la viscosité de l'eau | J/mol | - 15 700 | - |

| Paramètre | Unité | Valeur actuelle | Source ou commentaire |
|---|--------------------|------------------------|-----------------------|
| Énergie d'activation du coefficient de diffusion des ions chlorure | J/mol | 40 000 | - |
| Énergie d'activation du coefficient de diffusion du dioxyde de carbone | J/mol | 39 000 | - |
| Coefficient de diffusion de la vapeur d'eau hors milieu poreux | m ² /s | 2,48.10 ⁻⁰⁵ | - |
| Coefficient de diffusion des ions carbonate en milieu saturé | m ² /s | 9,55.10 ⁻¹⁰ | - |
| Coefficient de diffusion du dioxyde de carbone hors milieu poreux | m ² /s | 1,6.10 ⁻⁰⁵ | - |
| Pression partielle d'oxygène au temps 0 | Pa | 0,25 | - |
| Pression partielle de dioxyde de carbone au temps 0 | Pa | 0,4053 | - |
| Quantité d'ions chlorure au temps 0 | mol/m ³ | 7 | - |
| Taux de saturation référence pour calcul de l'homothétie de la sorption | - | 0,55 | - |
| Constante pour la fixation chimique des ions chlorure | - | 0,58 | [HIR 05] |
| Constante pour la fixation physique des ions chlorure | - | 2,65 | [HIR 05] |
| Constante de calage n°1 pour la diffusion des gaz en milieu poreux | - | 1,2 | [THI 07] |
| Constante de calage n°2 pour la diffusion des gaz en milieu poreux | - | 3,3 | [THI 07] |
| Coefficient de calage pour la diffusion de l'oxygène dans le liant | - | 0,065 | [LHO 10] |

La construction d'un méta-modèle avec un nombre aussi important de données d'entrée, si elle reste possible théoriquement, n'est pas praticable en réalité avec les moyens de calcul dont nous disposons, et n'est pas nécessairement souhaitable. En effet, il convient que le méta-modèle soit à la fois fiable et simple d'utilisation, son principal intérêt étant de réduire la quantité d'informations nécessaires au calcul tout en garantissant l'obtention de résultats fiables. La réduction de la dimension du problème passe par une analyse de sensibilité mise en œuvre dans notre cas avec la méthode de Morris. Cette dernière permet de procéder à une hiérarchisation des données d'entrée vis-à-vis de leur influence sur le résultat du calcul et donc ensuite de retenir pour le méta-modèle celles ayant le poids le plus grand sur le résultat final. L'analyse de sensibilité doit être spécifique au modèle de substitution que l'on souhaite mettre en place.

3.1.2. Principe de la méthode de Morris

La méthode de Morris permet de calculer l'effet élémentaire (EE) (Eq 3.27) de la variation d'un paramètre sur la sortie du modèle c'est-à-dire l'impact d'un paramètre sur le résultat. On définit les plages de variation des données d'entrée à tester afin de calculer des « trajectoires ». Les trajectoires sont des séries de calcul dans lesquelles les données à tester varient. Le nombre de calculs par trajectoire correspond au nombre de variable (n) à tester plus une. Au sein même d'une trajectoire, chaque donnée d'entrée varie une seule et unique fois et entre chaque calcul, un seul paramètre change, les autres sont donc fixes (tableau 3.9). Unetrajectoire permet de calculer un effet élémentaire pour chacun des paramètres.

$$EE_i = \frac{f(X_1, \dots, X_i + \Delta, \dots, X_n) - f(X_1, \dots, X_i, \dots, X_n)}{\Delta} \quad \text{Eq 3.27}$$

Avec n le nombre de variables d'entrée et Δ la perturbation dans l'intervalle défini pour les données considérées.

Tableau 3.9 – Exemple d'une trajectoire pour une analyse de sensibilité à 3 variables

| | Variable 1 | Variable 2 | Variable 3 |
|----------|------------|------------|------------|
| Calcul 1 | 0,2 | 1,5 | 3,4 |
| Calcul 2 | 0,3 | 1,5 | 3,4 |
| Calcul 3 | 0,3 | 1,5 | 2,6 |
| Calcul 4 | 0,3 | 1,8 | 2,6 |

Le nombre de trajectoires à considérer dépend du nombre de variables étudiées mais il doit être à minima égal au nombre de variables multiplié par le nombre de calculs par trajectoire.

Une fois les résultats obtenus avec le modèle physique, on peut calculer l'écart type (σ_i) des effets élémentaires ainsi que la moyenne des valeurs absolues (μ^*_i) des effets élémentaires. La moyenne absolue permet d'évaluer l'impact d'une variable sur le résultat donné par le modèle. Si elle est élevée alors la variable étudiée a une forte influence sur la sortie considérée. L'écart type met en avant les interactions possibles entre les variables ou encore un effet non linéaire sur le résultat (figure 3.10).

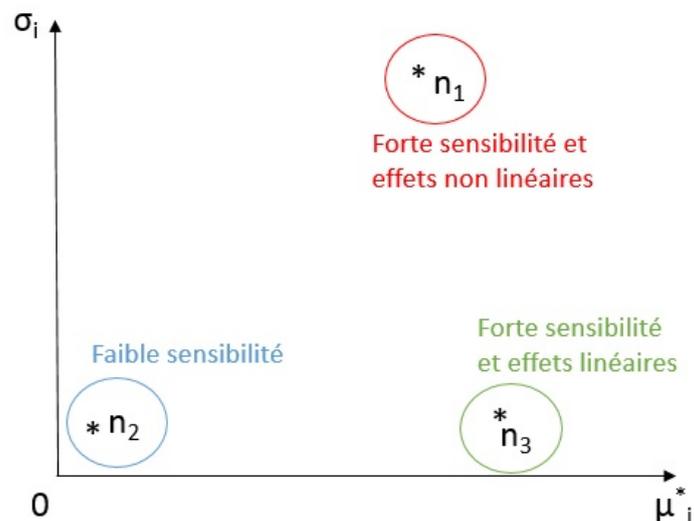


Figure 3.10 – Exemple de résultats d'une analyse de sensibilité par la méthode de Morris

Pour hiérarchiser les variables, on détermine leur sensibilité globale G_i^* (Eq 3.28).

$$G_i^* = \frac{G_i}{\sum_{i=1}^n G_i} \quad \text{Eq 3.28}$$

$$\text{Où } G_i = \mu_i^2 + \sigma_i^2 \quad \text{Eq 3.29}$$

Après classement des variables par ordre croissant de sensibilité globale, on peut retenir celles qui contribuent à l'atteinte d'une valeur seuil du cumul des sensibilités globales, qui est égal à 1 si toutes les variables sont considérées.

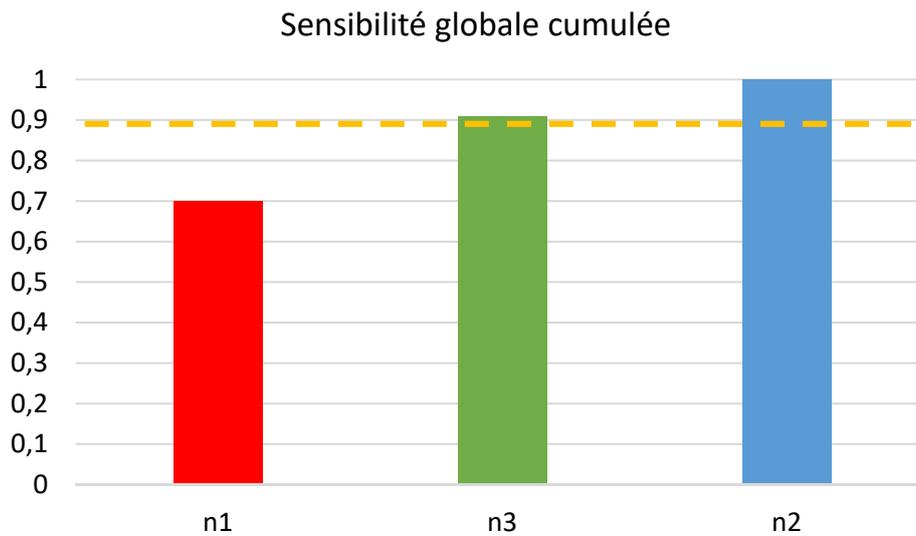


Figure 3.11 – Exemple de résultats de sensibilité globale cumulée

Sur la figure 3.11, les pointillés jaunes représentent le seuil de participation significative des variables sur le résultat. Ici on garderait la variable n_1 , on pourrait garder la variable n_3 mais on ne conserverait pas la variable n_2 pour la mise en place d'un méta-modèle à partir de ces variables.

3.1.3. Scénarios de l'étude

Dans le cadre de nos travaux, deux méta-modèles sont établis, l'un concernant la pénétration des ions chlorure et l'autre concernant la carbonatation. Les données d'entrée du modèle sont donc hiérarchisées afin d'identifier celles retenues pour la construction du méta-modèle et l'analyse de fiabilité, et celles que l'on considère comme « fixées » pour la suite des travaux de cette thèse. En premier lieu, on écarte les données d'entrée concernant la corrosion de l'étude de sensibilité car le modèle de corrosion détaillé dans le paragraphe 2.4 du présent chapitre sera utilisé, avec toutes les données d'entrée, pour les calculs d'indices de fiabilité. Les constantes physico-chimiques « d'état » sont également gardées fixes pour la suite des travaux. Les données environnementales ne sont pas prises en compte pour l'analyse de sensibilité. En effet, ces données seront quoi qu'il arrive conservées pour la construction des modèles de substitution, il n'est donc pas nécessaire de les prendre en compte dans l'analyse de sensibilité. Il reste à traiter les données concernant le matériau béton, les constantes cinétiques et les propriétés de durabilité du matériau. Il faut hiérarchiser ces données d'entrée vis-à-vis du résultat obtenu en fonction du type de méta-modèle à mettre en place.

Pour cela plusieurs scénarios sont considérés afin de limiter le nombre de calcul à mettre en œuvre pour obtenir des résultats probants. Le premier méta-modèle mis en place concerne la pénétration des ions chlorure et la carbonatation en environnement hydrique stable et le second concerne le phénomène de carbonatation en environnement hydrique variable. Pour cela, deux scénarios sont considérés pour l'analyse de sensibilité, un premier scénario qui a pour but de hiérarchiser les données d'entrée impactant la pénétration des ions chlorure (1) et un second pour celles qui régissent le phénomène de carbonatation (2). Les paramètres environnementaux des scénarios 1 et 2 sont :

- **Scénario 1** : l'humidité relative de ce cas est de 100 % (cela correspond à une classe XS2). La concentration en ions chlorure retenue est de 550 mol/m³ (35 g/L) et la concentration en CO₂ de 0,04 %. La carbonatation n'est pas étudiée dans ce scénario car la diffusion du CO₂ à 100 % d'humidité relative est négligeable devant celle des ions chlorure. En sortie, on s'intéresse à la quantité d'ions chlorure libres à une profondeur donnée et pour un temps donné.
- **Scénario 2** : pour se placer dans une classe d'exposition XC3, l'humidité relative de ce cas est de 70 %. La concentration en ions chlorure retenue est de 42 mol/m³ (0,15 g/L, concentration de l'eau douce) et la concentration en CO₂ de 0,04 %. Le pH du béton d'enrobage pour une profondeur et un temps donnés est étudié en sortie.

Les données d'entrée considérées dans ces deux scénarios ainsi que les plages de variations choisies sont présentées dans les tableaux 3.10 et 3.11. Les plages de variation de chacune des données d'entrée ont été choisies selon des données trouvées dans la littérature dans la mesure du possible. Pour celles qui concernent un calage sur les bétons de la thèse de Mai-Nhu lors du développement du modèle, une variation de 20 % autour de la valeur est choisie.

Tableau 3.10 – Scénario chlorures

| Paramètre | Unité | Plage de variation |
|---|-----------------------------|---|
| Porosité initiale du béton (Phi0) | - | 0,11 – 0,21 |
| Quantité de calcium carbonatable CH (CHini1) | mol/m ³ de béton | 300 – 1 500 |
| Quantité de calcium carbonatable C-S-H (CSHini1) | mol/m ³ de béton | 1 450 – 2 200 |
| Quantité de calcium carbonatable AFt (Aftini1) | mol/m ³ de béton | 180 – 350 |
| Quantité de calcium carbonatable AFm (Afmini1) | mol/m ³ de béton | 200 – 450 |
| Facteur de proportionnalité pour la fixation chimique des chlorures (Kt2) | 1/s | 4.10 ⁻¹² – 8.10 ⁻¹¹ |
| Facteur de proportionnalité pour la fixation physique des chlorures (Kt3) | 1/s | De 3 à 7 10 ⁻⁰⁸ |
| Constante pour la fixation chimique des ions chlorure (ICl1) | - | 0,745 – 0,99 |
| Constante pour la fixation physique des ions chlorure (ICl3) | - | 0,55 – 0,7 |
| Coefficient de diffusion effectif des ions chlorure (DCI1) | m ² /s | 10 ⁻¹² 10 ⁻¹⁴ |
| Rapport C/S des C-S-H (C_S1) | - | 1,14 – 1,76 |

Tableau 3.11 – Scénario carbonatation

| Paramètre | Unité | Plage de variation |
|--|-----------------------------|---|
| Porosité initiale du béton (Φ_0) | - | 0,11 – 0,21 |
| Quantité de calcium carbonatable CH (CHini1) | mol/m ³ de béton | 300 – 1 500 |
| Quantité de calcium carbonatable C-S-H (CSHini1) | mol/m ³ de béton | 1 450 – 2 200 |
| Quantité de calcium carbonatable AFt (Aftini1) | mol/m ³ de béton | 181 – 350 |
| Quantité de calcium carbonatable AFm (Afmini1) | mol/m ³ de béton | 200 – 450 |
| Variation du volume molaire des C-S-H due à la carbonatation (dVCSH1) | - | $1,84 \cdot 10^{-05}$ – $2,76 \cdot 10^{-05}$ |
| Facteur de proportionnalité pour la carbonatation des hydrates (Kt1_1) | 1/s | $0,8 \cdot 10^{-05}$ – $1,2 \cdot 10^{-05}$ |
| Constante de calage pour les carbonates équivalents (Kt4) | - | $1,57 \cdot 10^{-03}$ – $2,35 \cdot 10^{-03}$ |
| Facteur de proportionnalité pour la formation des carbonates (Kt5) | 1/s | $4 \cdot 10^{-03}$ – $6 \cdot 10^{-03}$ |
| Coefficient de calage cinétique de carbonatation des C-S-H (Kt6) | - | 1,2 – 1,8 |

3.1.4. Résultats et discussions

Les résultats des calculs sont analysés pour neuf cas différents parmi trois épaisseurs d'enrobage (2, 4 et 6 cm) et quatre durées de vie potentielle (5, 20, 50 et 100 ans).

Les figures 3.12 et 3.13 présentent les résultats obtenus pour le scénario 1, cas 50 ans et 4 cm d'enrobage.

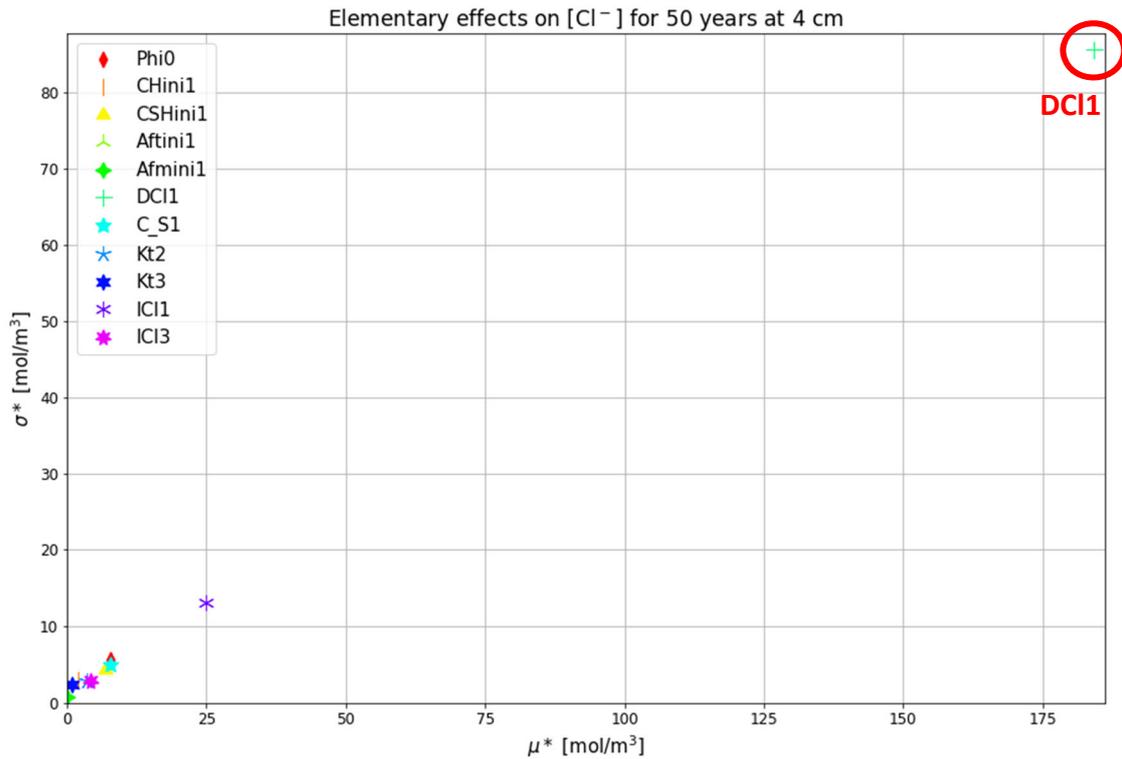


Figure 3.12 – Effets élémentaires des données d’entrée sélectionnées sur la concentration en ions chlorure libres à 4 cm et 50 ans

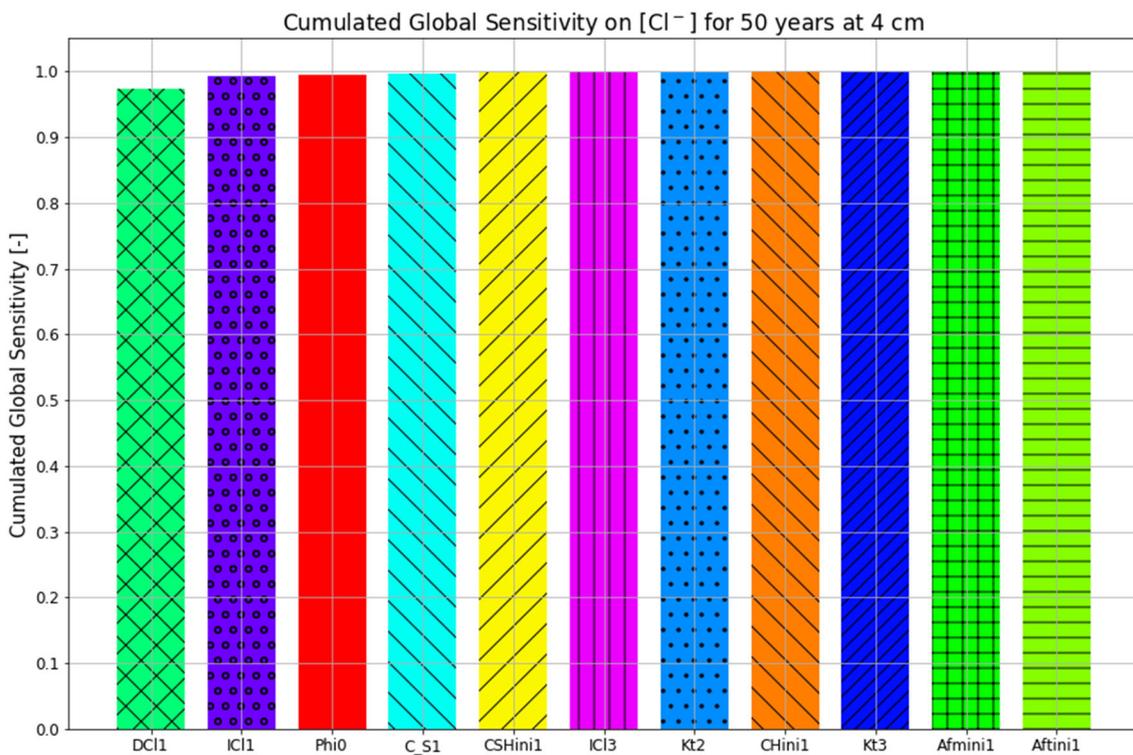


Figure 3.13 – Sensibilité cumulée des données d’entrée sélectionnées sur la concentration en ions chlorure libres à 4 cm et 50 ans

Sur ces deux figures on voit clairement que la concentration en ions chlorure libres est surtout influencée par le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure, ce qui était assez prévisible. Ce résultat a également été constaté pour les autres profondeurs et les autres durées considérées.

Les résultats du scénario 1 sont présentés sur la figure 3.14.

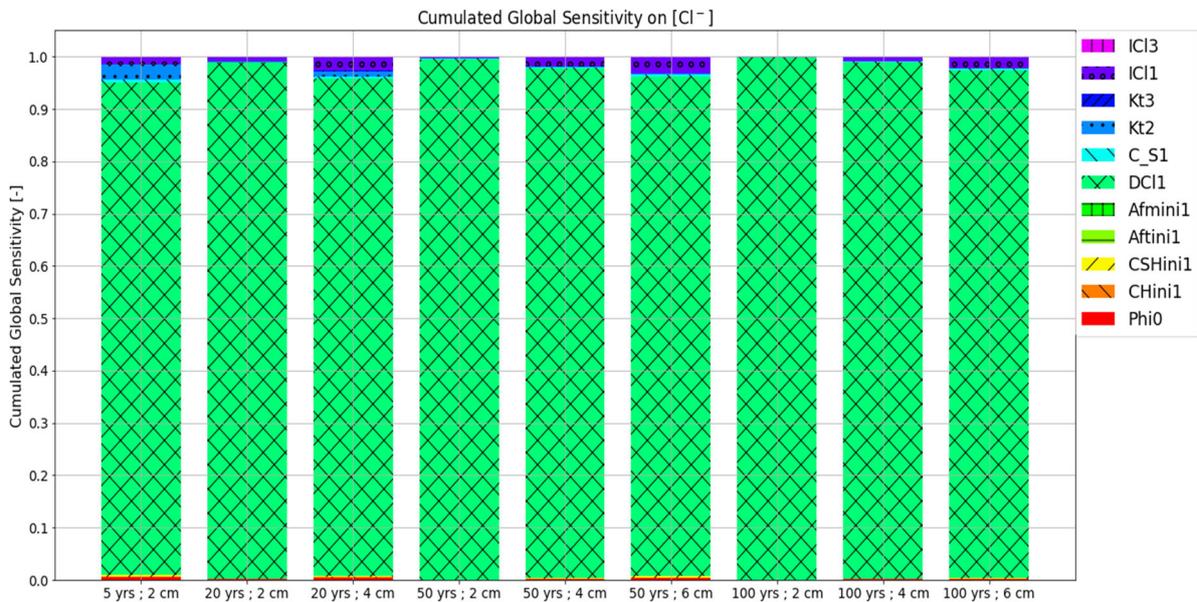


Figure 3.14 – Résultats de l’analyse de sensibilité sur les paramètres concernant la pénétration des ions chlorure pour tous les cas d’étude retenus

La figure 3.14 présente la sensibilité cumulée de chacune des données d’entrée vis-à-vis de la quantité de chlorures libres obtenus pour une profondeur et un temps donnés.

On voit très nettement que le coefficient de diffusion des ions chlorure pilote leur pénétration au sein du béton quels que soient l’enrobage et la durée de vie considérés. En effet, il cumule plus de 95 % de la sensibilité des données d’entrée. Ce résultat est logique et montre que pour le méta-modèle on peut s’affranchir des constantes cinétiques et de fixation des ions chlorure qui sont des données d’entrée relativement difficile à déterminer. Toutefois, malgré ce résultat, les paramètres matériaux comme la porosité ou les hydrates seront conservés dans la construction du méta-modèle. En effet, il est important de conserver les paramètres matériaux pour pouvoir distinguer les différents types de liants au-delà du coefficient de diffusion effectif.

Les simulations pour obtenir ce résultat ont été réalisées avec le logiciel Comsol Multiphysics, qui héberge le modèle SDRaM-crete. Ces calculs étant très longs du fait de la complexité du modèle, la question de la réalisation de l’analyse de sensibilité sur la carbonatation se pose. Pour la suite de l’étude et la réalisation du chaos polynomial, il est prévu de conserver les paramètres matériaux quel que soit le résultat de l’analyse de sensibilité, tout comme pour la pénétration des ions chlorure. Pour ces raisons, un tri a directement été fait sur toutes les données d’entrée du modèle sans la réalisation de l’analyse de sensibilité sur celles concernant la carbonatation (scénario 2). On suppose donc que les constantes cinétiques de carbonatation ont un impact négligeable sur le résultat devant des données d’entrée matériau comme la quantité de portlandite ou encore la porosité.

Pour la suite de l'étude, les deux modèles de substitution sont mis en place avec un nombre réduit mais pertinent de paramètres d'entrée. Pour chacun des deux modèles de substitution, dix paramètres d'entrée sont retenus (tableaux 3.12 et 3.13). Il est important de noter que ces données d'entrée sont quantifiables grâce à la formulation du béton considéré, à des essais de durabilité et à l'étude du futur environnement de l'ouvrage. Ceci est indispensable pour rendre le méta-modèle utilisable en contexte opérationnel.

Tableau 3.12 – Paramètres retenus pour la construction du modèle de substitution chlorures

| Paramètre | Unité | Plage de variation |
|--|-----------------------------|---|
| Porosité initiale du béton (Φ) | - | 0,11 – 0,21 |
| Quantité de calcium carbonatable (CH) | mol/m ³ de béton | 300 – 1 500 |
| Quantité de calcium carbonatable (C-S-H) | mol/m ³ de béton | 1 450 – 2 200 |
| Quantité de calcium carbonatable (AFt) | mol/m ³ de béton | 180 – 350 |
| Quantité de calcium carbonatable (AFm) | mol/m ³ de béton | 200 – 450 |
| Durée de vie souhaitée (Tps) | années | 30 – 100 |
| Humidité moyenne annuelle (HR) | % | 75 – 100 |
| Coefficient de diffusion effectif des ions chlorure (D_{Cl}) | m ² /s | $5 \cdot 10^{-14}$ - $1 \cdot 10^{-12}$ |
| Concentration en ions chlorure de l'environnement (P_{Cl}) | mol/m ³ | 470 – 630 |
| Seuil critique chlorure (Cl_{crit}) | mol/m ³ | 40 – 440 |

Tableau 3.13 – Paramètres retenus pour la mise en place du méta-modèle carbonatation

| Paramètre | Unité | Plage de variation |
|--|-----------------------------|--|
| Porosité initiale du béton (Φ) | - | 0,11 – 0,21 |
| Quantité de calcium carbonatable (CH) | mol/m ³ de béton | 300 – 1 500 |
| Quantité de calcium carbonatable (C-S-H) | mol/m ³ de béton | 1 450 – 2 200 |
| Quantité de calcium carbonatable (AFt) | mol/m ³ de béton | 180 – 350 |
| Quantité de calcium carbonatable (AFm) | mol/m ³ de béton | 200 – 450 |
| Durée de vie souhaitée (Tps) | années | 30 – 100 |
| Seuil critique sur le pH (pH_{crit}) | - | 7 – 11 |
| Amplitude pour la variation de HR annuelle (dHR) | % | $\Delta HR = 10 - \frac{HR - 75}{1,7}$ |
| Humidité moyenne annuelle (HR) | % | 75 – 92 |
| Facteur pour isothermes de désorption (δ) | - | -1 ; 1 |

Les plages de variations de chacun des paramètres des tableaux 3.12 et 3.13 permettent de couvrir une grande majorité des bétons utilisés dans les environnements de type XC2/XC3/XC4 et XS1/XS2 au sens de la norme NF EN 206/CN. Ces résultats ne représentent pas l'ensemble

des bétons et des environnements existants mais correspondent aux bétons et aux milieux que l'on souhaite pouvoir modéliser avec le modèle de substitution mis en œuvre dans cette thèse.

3.2. Développement en chaos polynomial – modèle de substitution

3.2.1. Présentation de la méthode

Le développement en chaos polynomial (ou Polynomial Chaos Expansion, PCE) d'une quantité résultant d'un modèle numérique est une méthode d'approximation de ce dernier, au même titre que d'autres méthodes telles que les surfaces de réponse, les réseaux de neurones artificiels ou encore les modèles de transfert [DUP 12]. Dans notre cas précis où le modèle numérique conduit à des temps de calculs importants, le développement en chaos polynomial est justifié car il permet d'obtenir un méta-modèle ou modèle de substitution moins gourmand en temps de calculs. Dans le cadre de ces travaux, le développement en chaos polynomial est réalisé avec le logiciel UQlab [UQ 17] qui est implémenté sous Matlab.

Pour développer un méta-modèle, on suppose que le modèle numérique \mathcal{M} dépend de m paramètres qui sont des variables aléatoires indépendantes regroupées dans un vecteur aléatoire X . La réponse du modèle, notée Y , peut être calculée selon l'équation 3.30.

$$Y = \mathcal{M}(X) = \sum_0^{\infty} a_{\alpha} \psi_{\alpha}(X) \quad \text{Eq 3.30}$$

Où ψ_{α} représente les polynômes multivariés orthonormaux et a_{α} les coefficients déterministes du PCE qui caractérisent la réponse Y et qui sont à déterminer.

Deux approches existent pour déterminer les coefficients du PCE. L'approche intrusive qui consiste à introduire directement les coefficients dans le modèle numérique et l'approche non-intrusive qui consiste à déterminer les coefficients en se basant sur les résultats d'un plan d'expérience numérique sans modifier le modèle physique. La méthode intrusive présente l'avantage de ne nécessiter qu'un seul calcul mais peut poser des difficultés numériques dans le cas où le modèle est non-linéaire, ce qui est notre cas. Pour cette raison, l'approche non-intrusive sera utilisée dans ces travaux.

Les coefficients du PCE peuvent être déterminés par régression des moindres carrés [BER 06]. En pratique, on procède à une troncature de Y (Eq 3.31) jusqu'aux polynômes de degré inférieur ou égal à p (Eq 3.32).

$$A^{m,p} = \{\alpha \in \mathbb{N}^m: \|\alpha\|_1 \equiv \sum_{i=1}^m \alpha_i \leq p\} \quad \text{Eq 3.31}$$

Où $A^{m,p}$ est l'ensemble de troncature contenant les multi-indices de la base polynomiale.

$$Y_A = \mathcal{M}_A(X) = \sum_0^P a_{\alpha} \psi_{\alpha}(X) \quad \text{Eq 3.32}$$

Où P est déterminé avec l'équation 3.33.

$$P = \frac{(m+p)!}{m! \cdot p!} \quad \text{Eq 3.33}$$

L'équation 3.32 montre que le nombre de coefficients à déterminer lors de la mise en place du modèle de substitution peut rapidement devenir très important avec l'augmentation de p et m . Cela implique un grand nombre de résultats à obtenir avec le modèle numérique et par conséquent des temps de calculs très importants.

Dans le cadre de ces travaux, la mise en place du modèle de substitution est basée sur un développement en chaos polynomial creux [BLA 09]. On utilise un schéma de troncature anisotrope (Eq 3.34) qui introduit les indices de sensibilité totaux S^T et qui favorise les variables d'entrée qui présentent une forte sensibilité.

$$A^{m,p} = \left\{ \alpha \in \mathbb{N}^m : \|\alpha\|_q \equiv \left(\sum_{i=1}^m |w_i \alpha_i|^q \right)^{1/q} \leq p \right\} \quad \text{Eq 3.34}$$

Avec w_i l'ensemble des poids (Eq 3.35)

$$w_i = \frac{\sum_{j=1}^m S_j^T + \max_{1 \leq k \leq m} S_k^T - S_i^T}{\sum_{j=1}^m S_j^T} \quad \text{avec } i = 1, \dots, m ; \quad \text{Eq 3.35}$$

La troncature anisotrope conduit à une réduction importante du nombre de terme du PCE et par conséquent à un nombre de résultats du modèle numérique nécessaire beaucoup plus faible [BLA 09].

Plusieurs algorithmes de détermination des coefficients du chaos sont implantés dans UQLab. Nous avons retenu dans notre étude l'algorithme basé sur la méthode dite de Least Angle Regression (LAR), dérivée en schéma adaptatif par Blatman et Sudret [BLA 11], dont ils ont montré le bon comportement sur des modèles physiques variant par leur degré de non-linéarité et leur dimension. Ce dernier permet de déterminer à la fois l'ordre des polynômes par variable, avec un ordre maximal imposé, et les coefficients du développement. La stratégie LAR consiste à enrichir pas à pas le développement en chaos, à partir d'un chaos d'ordre zéro, par l'ajout des termes d'ordre plus élevé pour les variables les plus influentes décelées sur le développement précédent. À chaque incrément l'algorithme détermine les coefficients du développement en cours sur le plan d'expériences disponibles, ainsi que les indices de Sobol totaux S^T . Ces derniers sont utilisés pour décider de l'ajout des termes d'ordre supérieur pour certaines variables. Une étape de validation originale permet de confirmer l'ajout des termes candidats s'ils améliorent effectivement la qualité de l'approximation. L'annexe 4 illustre cette approche.

3.2.2. Résultats et discussions

Une fois la base de données constituée, les modèles de substitution basés sur le développement en chaos polynomial sont établis. Le premier concerne la pénétration des ions chlorure, le second la carbonatation. Ce paragraphe présente les résultats obtenus.

3.2.2.1 Pénétration des ions chlorure

La profondeur de pénétration des ions chlorure considérée ici est associée à la dépassivation des armatures, et est définie comme la profondeur correspondant à une concentration dépassant le seuil de dépassivation Cl_{crit} . On note alors l'expression formelle (Eq 3.36) du méta-modèle :

$$\mathcal{M}_{Cl}(X) = x_{Cl > Cl_{crit}} \quad \text{Eq 3.36}$$

On dispose de 384 résultats à scinder entre la base d'apprentissage pour construire le méta-modèle et la base de validation. La base d'apprentissage constitue la base de données dont le logiciel se sert pour construire le méta-modèle. La base de validation quant à elle est utilisée pour vérifier que le modèle de substitution donne des résultats satisfaisants par rapport au modèle numérique original. Cette dernière n'est pas indispensable à l'algorithme qui converge vers la qualité optimale de l'approximation pour le plan d'expériences fourni.

Cependant, l'utilisation d'une base de validation permet de confirmer la capacité de prédictibilité du méta-modèle au-delà de la base d'apprentissage.

Plusieurs configurations ont été testées afin d'aboutir à la meilleure approximation possible du modèle d'origine.

Dans un premier temps, on utilise la moitié des données disponibles pour l'apprentissage et l'autre moitié pour la validation du méta-modèle. Le degré des polynômes est limité à 5 et peut être différent pour chacune des données d'entrée considérée. Les premiers résultats obtenus ne sont pas satisfaisants (figure 3.15). Le tableau 3.14 présente les degrés des polynômes pour chacune des variables d'entrée.

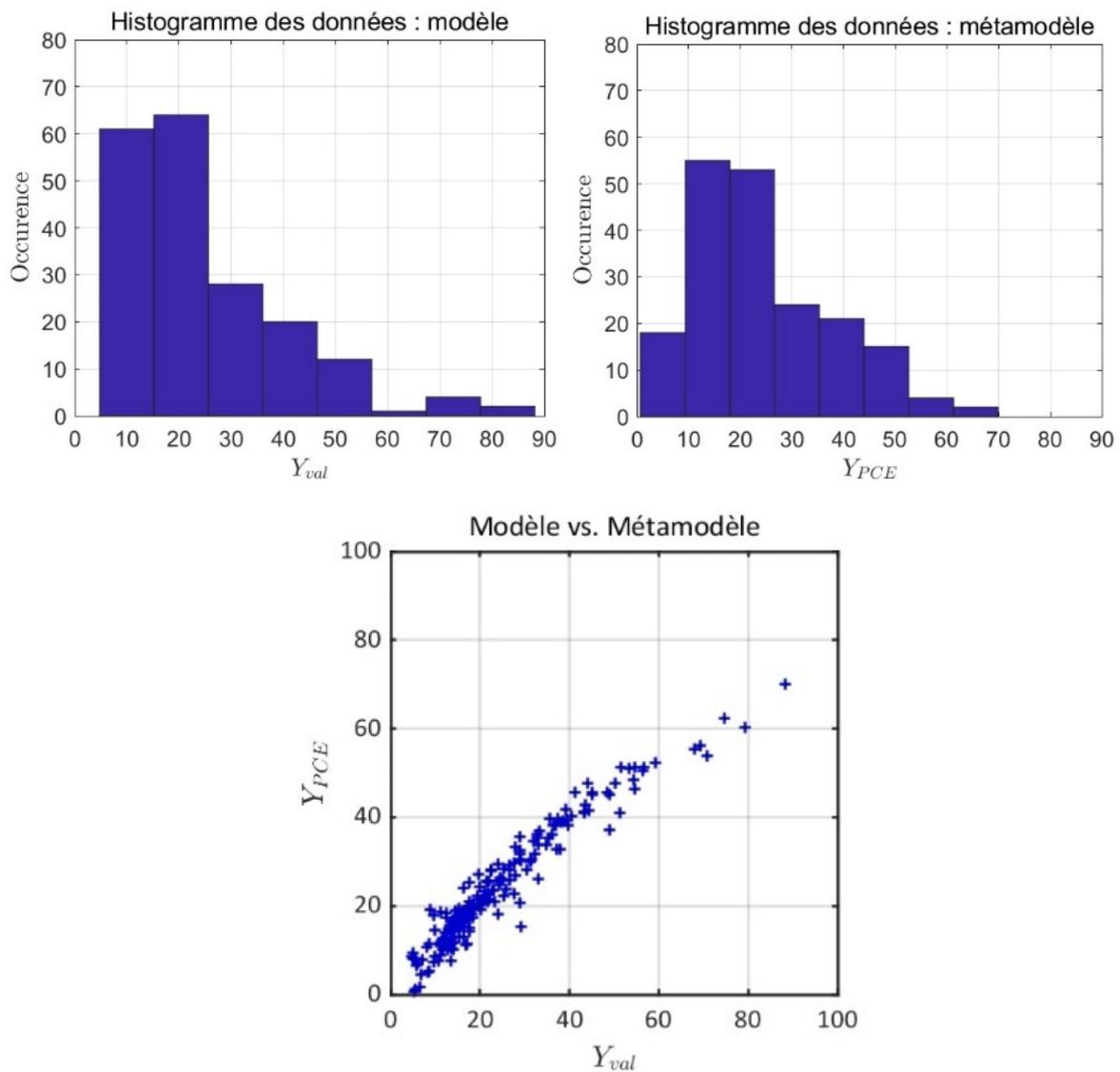


Figure 3.15 – Résultats donnés par le méta-modèle et comparaison avec les résultats donnés par SDRaM-crete

Le tableau 3.14 présente les degrés des polynômes pour chacune des variables d'entrée.

Tableau 3.14 – Ordre des polynômes de chacune des variables (Cas 1 chlorures)

| Φ | D_{cl} | CH | C-S-H | AFm | HR | PCI | Tps | Cl_{crit} | AFt |
|--------|----------|----|-------|-----|----|-----|-----|-------------|-----|
| 1 | 2 | 0 | 2 | 1 | 3 | 1 | 1 | 3 | 1 |

La reproduction de SDReaM-crete par le méta-modèle n'est pas fidèle particulièrement pour les très petites profondeurs (inférieures à 10 mm) ou les très grandes profondeurs (supérieures à 60 mm). Une possible explication est une mauvaise répartition des résultats disponibles entre la base d'apprentissage et la base de validation par rapport au degré maximum visé. En supposant qu'un polynôme d'ordre maximal 2 peut suffire à l'obtention d'un méta-modèle de qualité, on répartit différemment les données disponibles entre la base d'apprentissage (198 points) et la base de validation (186).

Les résultats obtenus sont présentés sur la figure 3.16.

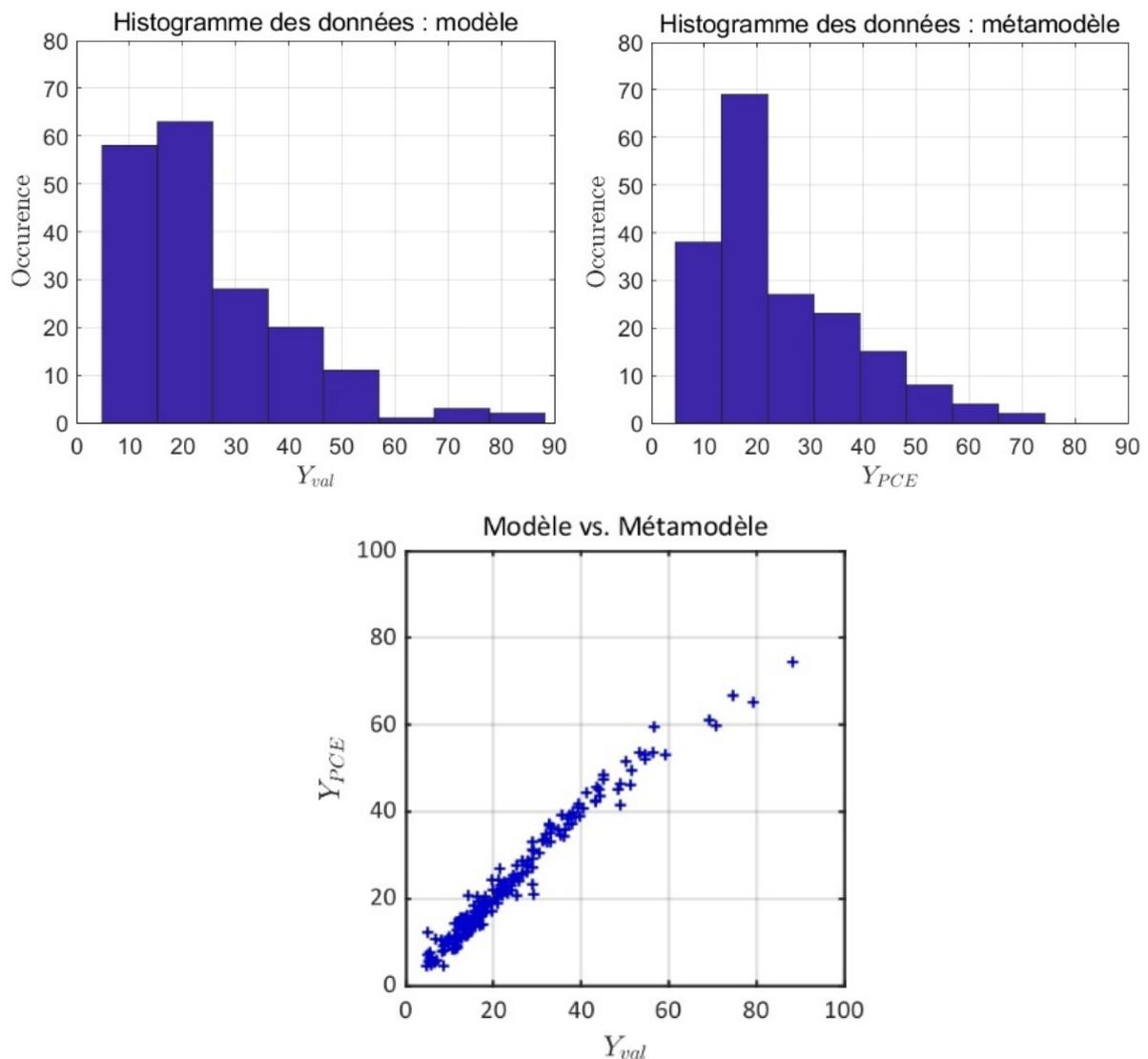


Figure 3.16 – Résultats donnés par le méta-modèle et comparaison avec les résultats donnés par SDReaM-crete

Le degré des coefficients est représenté dans le tableau 3.15.

Tableau 3.15 – Ordre des polynômes de chacune des variables (Cas 2 chlorures)

| Φ | D_{cl} | CH | C-S-H | AFm | HR | PCI | Tps | Cl_{crit} | AFt |
|--------|----------|----|-------|-----|----|-----|-----|-------------|-----|
| 1 | 2 | 0 | 1 | 1 | 2 | 1 | 1 | 2 | 0 |

On remarque que l'approximation est plus précise que précédemment, toutefois une déviance des résultats entre le méta-modèle et SDReaM-crete est encore observée sur les grandes profondeurs. Le nombre de résultats disponible pour des profondeurs supérieures à 60 mm dans la base d'apprentissage comme dans la base de validation du méta-modèle ne semble pas suffisant. Compte tenu des données d'entrée considérées et du type de béton visé, particulièrement durable, il est normal que les fortes profondeurs des ions chlorure soient peu représentées. Une nouvelle construction du méta-modèle est donc réalisée en ôtant du plan d'expérience les points correspondant à une profondeur d'enrobage supérieure à 60 mm, ce qui réduit le nombre de points à 374. On utilise alors 198 points pour l'apprentissage et 176 pour la validation.

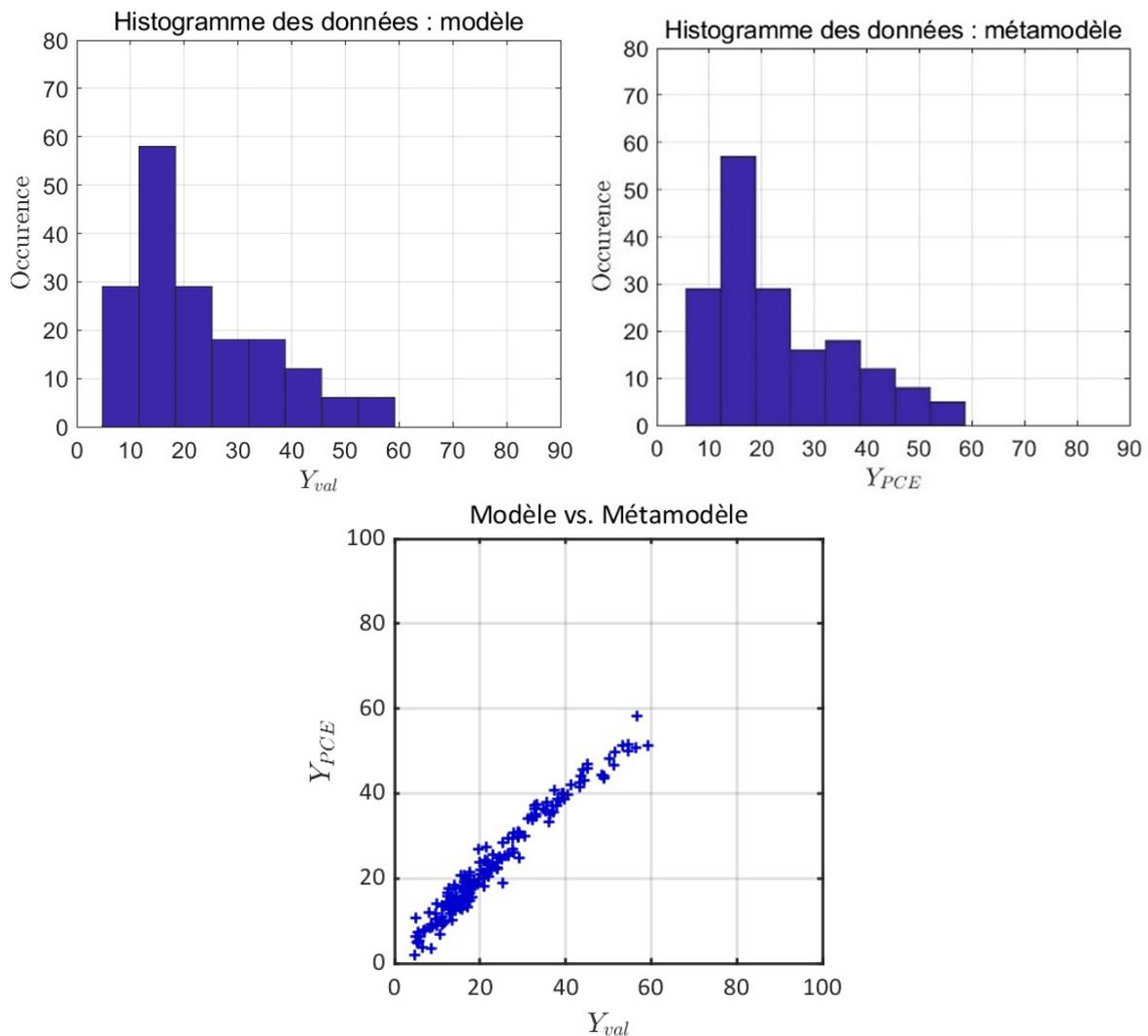


Figure 3.17 – Résultats donnés par le méta-modèle et comparaison avec les résultats donnés par SDReaM-crete

La figure 3.17 et le tableau 3.16 présentent les résultats obtenus avec cette configuration.

Tableau 3.16 – Ordre des polynômes de chacune des variables (Cas 3 chlorures)

| Φ | D_{cl} | CH | C-S-H | AFm | HR | PCI | Tps | Cl_{crit} | Aft |
|--------|----------|----|-------|-----|----|-----|-----|-------------|-----|
| 1 | 2 | 1 | 1 | 1 | 2 | 1 | 2 | 2 | 1 |

Ce troisième méta-modèle est satisfaisant et est donc validé pour la suite de l'étude.

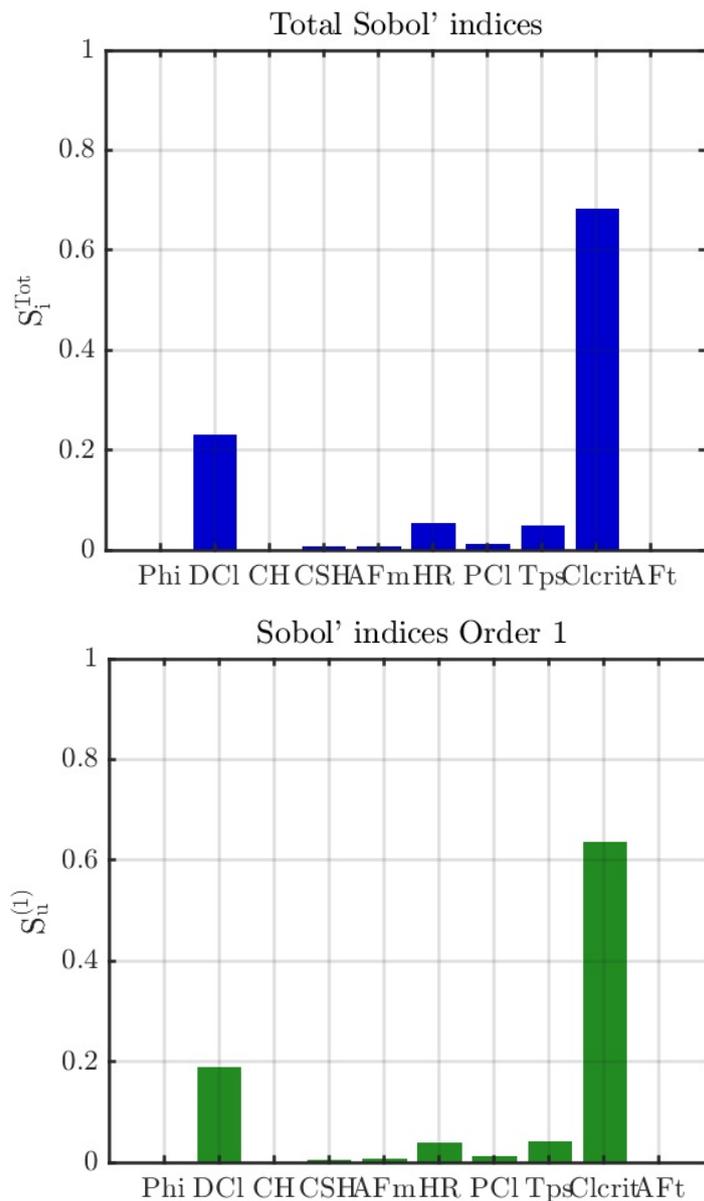


Figure 3.18 – Indices de Sobol totaux et du premier ordre pour le méta-modèle chlorure

La figure 3.18 présente les indices de Sobol déduits directement des coefficients du développement en chaos polynomial. L'indice de Sobol total d'une variable représente la part de variance du résultat où sont impliquées la variable et toutes ses interactions avec les autres variables. L'indice de premier ordre ne prend en compte aucune interaction entre variables.

Lorsque les deux indices sont proches, comme c'est le cas ici, cela signifie que les interactions entre variables n'ont pas d'incidence forte dans la variance du résultat, et que chaque variable présente une incidence individuelle sans le concours des autres. Dans ce cas, on peut regarder les indices de Sobol comme une mesure de l'impact individuel des variables sur le résultat.

On remarque ainsi que l'impact le plus important est celui de Cl_{crit} , qui est le seuil de concentration en ions chlorure dans le béton au-delà duquel on considère que la dépassivation des armatures est effective. Le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure, souligné lors de l'analyse de sensibilité comme ayant l'incidence la plus forte sur la concentration en ions chlorure est également, de façon logique, significativement impactant sur le résultat. La troisième variable la plus impactante sur le résultat est l'humidité relative. Cela est cohérent étant donné l'effet du taux de saturation du béton sur la diffusion des espèces dans la matrice cimentaire. Les quantités d'hydrates, de même que la porosité, présentent une incidence très faible. Ce constat peut paraître surprenant car on aurait pu s'attendre à une importance plus forte de la teneur en AFm, principal hydrate contribuant à la fixation des ions chlorure, et de la porosité, paramètre caractérisant la microstructure. Il est probable que l'incidence de ces deux variables ait été écrasée par celle, démesurée, de la concentration Cl_{crit} .

3.2.2.2 Carbonatation

Un travail similaire à celui opéré pour la profondeur de pénétration des ions chlorure a été conduit pour construire le méta-modèle fournissant la profondeur de carbonatation. Cette dernière est associée à la dépassivation des armatures, et est définie comme la profondeur correspondant à un pH dépassant le seuil de dépassivation pH_{crit} . On note alors l'expression formelle (Eq 3.37) du méta-modèle :

$$\mathcal{M}_{Car}(X) = x_{pH > pH_{crit}} \quad Eq\ 3.37$$

Avec une base de données de 388 résultats, il est apparu une fois encore qu'il convenait de se limiter à l'emploi de polynômes d'ordre maximal égal à 2 pour assurer une qualité suffisante à la prédictibilité du méta-modèle. Il a été choisi de fournir une base d'apprentissage de 165 points contre 223 pour la base de validation.

Les résultats obtenus pour cette configuration sont présentés sur la figure 3.19 et dans le tableau 3.17.

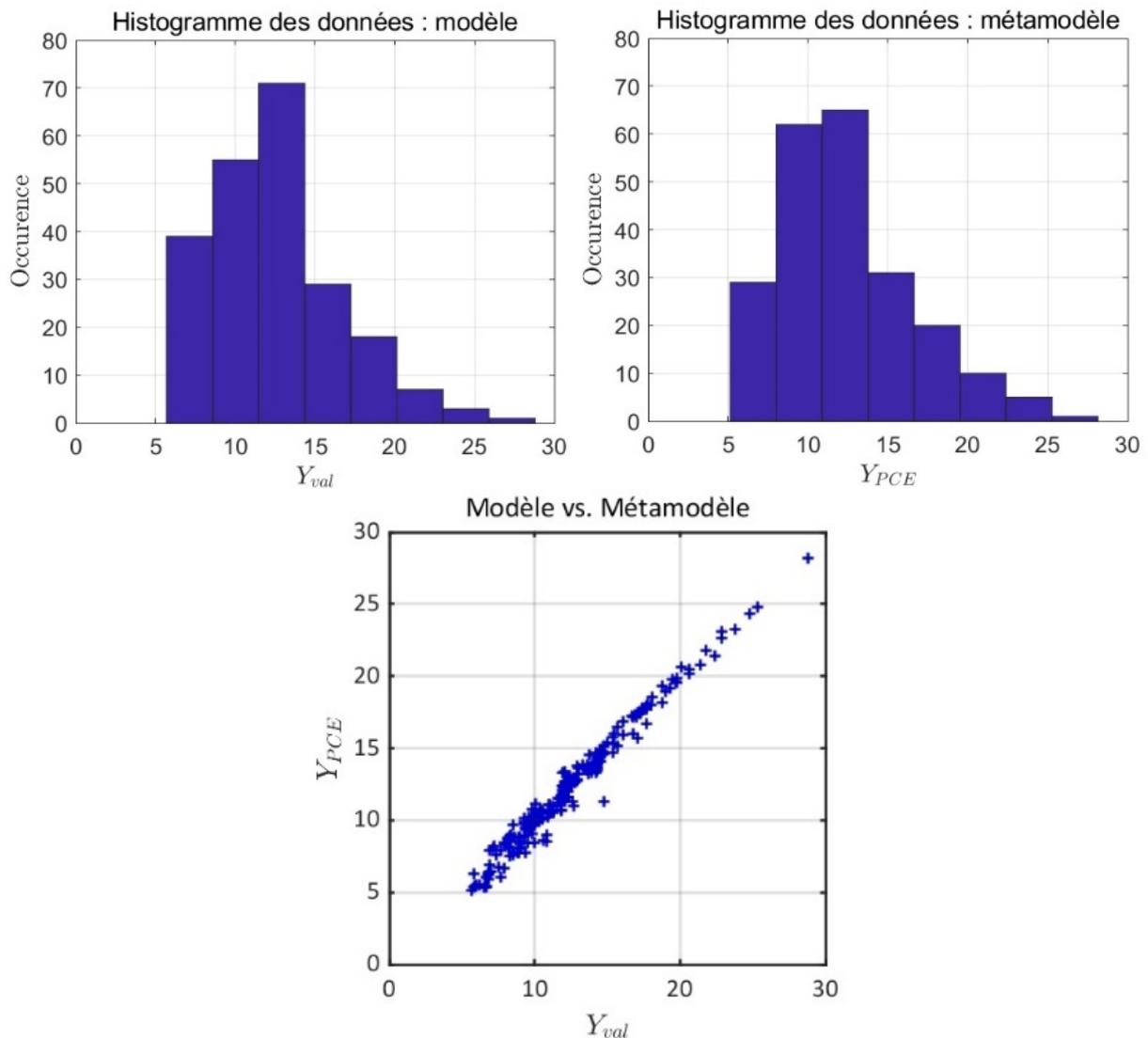


Figure 3.19 – Résultats donnés par le méta-modèle et comparaison avec les résultats donnés par *SDReaM-crete*

Tableau 3.17 – Ordre des polynômes de chacune des variables (Cas 1 carbonatation)

| Φ | δ | CH | C-S-H | AFm | Aft | Tps | pH _{crit} | HR |
|--------|----------|----|-------|-----|-----|-----|--------------------|----|
| 3 | 2 | 1 | 2 | 1 | 1 | 2 | 1 | 2 |

Le méta-modèle de carbonatation ainsi obtenu nous est apparu satisfaisant pour la suite de l'étude. Les indices de Sobol relatifs à ce méta-modèle sont présentés sur la figure 3.20. Contrairement au cas du méta-modèle précédent, on constate ici qu'aucune variable ne présente un impact démesuré par rapport aux autres variables.

Néanmoins, il apparaît que les trois variables qui régissent le transport du dioxyde de carbone (et figurent dans l'équation 3.38), c'est-à-dire l'humidité relative, la porosité et le facteur δ qui gère l'isotherme de désorption du béton, ont l'impact le plus sévère sur le résultat.

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\varphi \cdot (1 - S_r) \cdot \frac{P_{CO_2}}{RT} \right) = -\text{div} \overrightarrow{\Phi_{CO_2}} - \beta_{CO_3^{2-}} \quad \text{Eq 3.38}$$

On aurait pu s'attendre à ce que la quantité de portlandite CH ait plus d'importance sur le résultat que ce que présentent les indices de Sobol. Comme dans le cas de la pénétration des ions chlorure, les teneurs en hydrates du ciment présentent un rôle secondaire par rapport à celui joué par les propriétés de transfert. Il en va de même du pH, même si ce dernier est le paramètre de détermination de la profondeur carbonatée. On peut attribuer ce constat d'une part à la forme plutôt raide du front de carbonatation fourni par le modèle SDReaM-crete et d'autre part à une estimation insuffisamment précise du pH, qu'il conviendrait de corriger dans les futures versions du modèle.

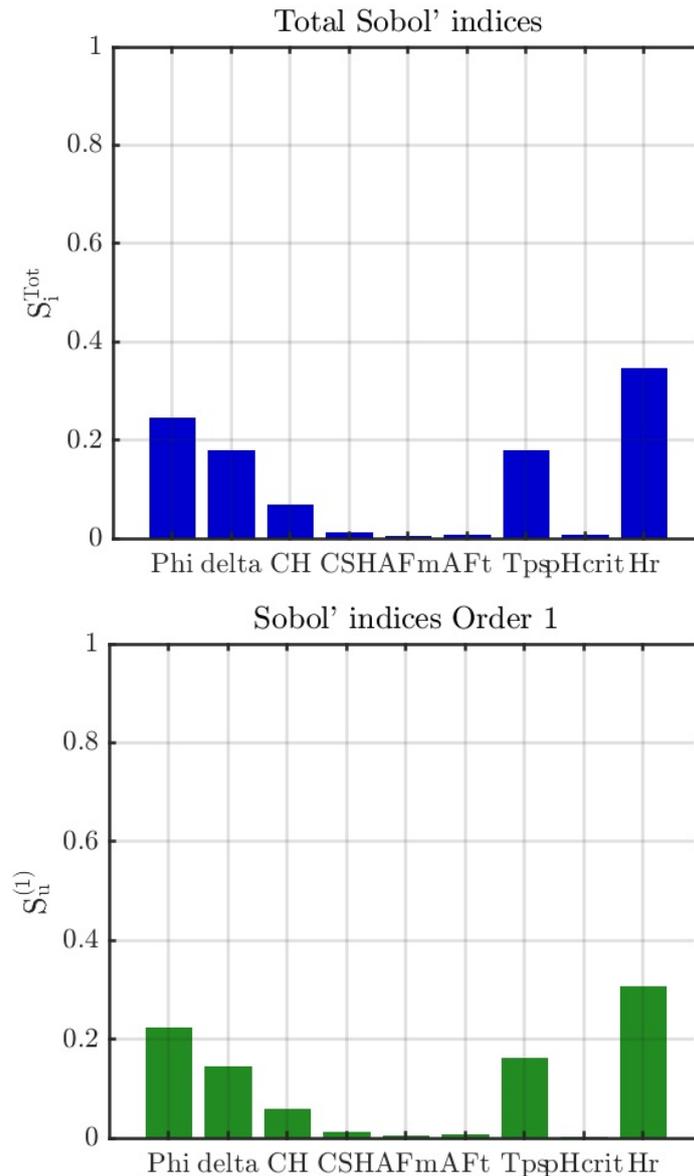


Figure 3.20 – Indices de Sobol' totaux et de premier ordre du méta-modèle carbonatation

4. Conclusion

Ce chapitre a permis d'établir une confrontation des résultats obtenus grâce à la campagne expérimentale décrite dans le chapitre 2, à ceux fournis par le modèle SDReaM-crete. Dans un premier temps, certaines données matériaux ont été confrontées à celles issues de modèles d'hydratation ou de porosité. L'objectif était de s'assurer qu'une partie des données d'entrée, non accessibles directement à partir de la formulation, pouvaient être malgré tout fournies de façon fiable dans le domaine d'utilisation souhaité, lorsqu'on ne disposait pas de leur valeur expérimentale. Nous avons ainsi pu montrer l'efficacité des modèles de Kolani [KOL 12] pour obtenir les quantités d'hydrates de la matrice cimentaire et de Powers [POW 59] pour obtenir la porosité des bétons.

Ensuite les résultats expérimentaux ont été utilisés pour étendre le domaine d'application de SDReaM-crete. En effet, aujourd'hui les nouveaux liants notamment à base de laitier de haut fourneau sont de plus en plus utilisés. Il est donc important de disposer de modèles fiables permettant de modéliser la durée de vie de ces bétons. Pour cela, les essais de carbonatation accéléré et de diffusion des ions chlorure ont été reproduits avec SDReaM-crete. Les résultats obtenus avec le modèle sont fidèles aux résultats expérimentaux ce qui confirme que SDReaM-crete peut être utilisé pour des bétons autres que ceux avec lesquels il a été initialement calibré.

Après avoir montré la capacité du modèle à simuler la phase de pénétration des espèces agressives pour différents types de bétons, un modèle de corrosion présentant la particularité de prendre en compte les deux phases de la corrosion, c'est-à-dire le développement d'une couche de rouilles vertes, instables, puis la formation d'une couche de produits denses a été ajouté à SDReaM-crete. Les évolutions apportées aux travaux de Mai-Nhu [MAI 13] ont permis de mettre au point une nouvelle version du modèle : SDReaM-crete 2.0.

Dans la seconde partie du chapitre, une analyse de sensibilité a été réalisée dans le but de mettre en place un modèle de substitution. L'analyse de sensibilité menée pour les paramètres liés à la pénétration des ions chlorure a mis en évidence une influence très forte du coefficient de diffusion des ions chlorure sur le résultat. La même analyse sur les paramètres liés à la pénétration du dioxyde de carbone n'a pas été réalisée par manque de temps. Les paramètres retenus pour la mise en place des deux méta-modèles visés sont finalement proches et sont essentiellement les paramètres matériaux.

Pour finir, les deux modèles de substitution, ou méta-modèles, ont été construits avec le logiciel UQlab implémenté sur Matlab. Plusieurs configurations ont été testées dans le but d'obtenir un méta-modèle le plus performant possible. Les indices de Sobol ont également été calculés pour les deux méta-modèles. Ces indices donnent les informations sur les paramètres les plus influents sur le résultat obtenu avec le modèle de substitution. Dans le cas de la pénétration des ions chlorure, c'est la quantité d'ions chlorure critique choisie qui est la plus influente. Cela montre bien l'importance d'étudier la quantité d'ions chlorure qui conduit à la dépassivation mais également l'importance d'avoir un certain recul sur les valeurs de C_{crit} que l'on peut trouver dans la littérature. Dans le cas de la carbonatation, l'humidité relative, la porosité et le paramètre δ gérant les isothermes de désorption sont les trois facteurs les plus influents sur la profondeur et/ou la date de dépassivation. Cela confirme l'état de l'art qui donne souvent le taux de saturation du béton comme le paramètre le plus important dans la diffusion du CO_2 au sein de la matrice cimentaire.

Chapitre 4 – Application du modèle au contexte normatif actuel et à ses évolutions

1. Introduction

Les précédents chapitres ont permis d'étendre le domaine de d'application de SDReaM-crete 2.0 en se basant sur les résultats obtenus expérimentalement et l'état de l'art. À partir du modèle étendu, deux modèles de substitution de SDReaM-crete 2.0 ont été construits pour réaliser des calculs de fiabilité.

La première partie de ce chapitre a pour but de présenter le contexte normatif relatif à la maîtrise de la durabilité des bétons et des moyens mis en œuvre pour la garantir. Les normes actuelles se basent essentiellement sur des obligations des moyens portant sur les compositions des bétons en fonction de leur environnement. Cette approche, si elle a fait ses preuves, peut parfois constituer un frein à l'innovation sur le matériau. À la date de rédaction du présent mémoire, des discussions sont en cours au niveau Européen pour définir les enrobages des bétons, non plus uniquement sur une obligation de moyens mais également sur une obligation de performance. Ce nouveau concept, qui fait appel à la notion de classes de résistance aux expositions (ERC : Exposure Resistance Classes), vise à classer les bétons selon leurs performances vis-à-vis de l'agression subie par l'ouvrage (carbonatation ou pénétration des ions chlorure). Cette proposition est présentée et discutée dans ce chapitre.

Lors de la seconde partie de ce chapitre, les indices de fiabilité relatifs à la dépassivation des armatures (β_{dep}) sont calculés pour positionner les bétons français (NF EN 206/CN) par rapport aux bétons d'autres pays Européens en utilisant le modèle de durabilité du bulletin 34 de la *fib* [fib 34] pour la pénétration des ions chlorure et le modèle de [GRE 16-1] pour la carbonatation. Le même travail est réalisé avec les modèles de substitution de SDReaM-crete 2.0. Un indice de fiabilité relatif à la durabilité β_{dur} liant phase de dépassivation et phase de corrosion est introduit et calculé en utilisant le modèle de [NGU 15] et SDReaM-crete 2.0.

Des applications sur des bétons représentatifs de l'Industrie du Béton sont réalisées. Les indices de fiabilité relatifs à la dépassivation sont calculés pour des produits représentatifs de l'Industrie du Béton et un béton d'une pile du pont Rion-Antirion.

2. Contexte normatif et prévention

La durabilité est définie comme l'aptitude du matériau à conserver les fonctions d'usage pour lesquelles il a été conçu et à maintenir un niveau de fiabilité pour l'ouvrage ainsi que son aspect au cours du temps dans son environnement, et ce, avec des opérations de maintenance et d'entretien conventionnelles. La prise en compte de cette durabilité est une des données utilisées pour justifier du bien fondé d'un investissement et permet aussi de garantir la sécurité des usagers. La durabilité d'un ouvrage dépend de nombreux paramètres comme la qualité des matériaux et des produits utilisés, la formulation et la mise en œuvre ainsi que des diverses conditions d'usage, d'exploitation et de maintenance.

Les objectifs de durabilité du béton doivent être déterminés en fonction de l'agressivité du milieu dans lequel se trouve l'ouvrage afin d'adapter la formulation et l'enrobage à la durée de service souhaitée. Les caractéristiques du milieu environnant sont prises en compte à l'aide des classes d'exposition. Dans les normes actuelles, les spécifications qui s'appliquent alors concernent la nature et le dosage minimal en liant équivalent, la résistance mécanique minimale, la valeur maximale du rapport Eau/Ciment, des teneurs maximales en additions, l'enrobage minimal des armatures et la teneur maximale en ions chlorure dans le béton. Les bétons soumis au gel doivent également respecter une exigence sur la teneur en air occlus. Les connaissances actuelles sur les ciments et les bétons permettent d'optimiser et d'adapter encore davantage la composition et la formulation des bétons aux contraintes environnementales auxquelles ils seront soumis, tout en respectant les critères de performances mécaniques.

Cependant, quelles que soient les précautions prises pour optimiser sa formulation, le béton ne pourra assurer sa fonction durablement que si les « règles de l'art » ont été respectées lors de sa fabrication (malaxage efficace adapté à la formulation, respect des tolérances sur le dosage des constituants...) et de sa mise en œuvre (vibration et cure adaptées, prise en compte des conditions climatiques lors du bétonnage, retraits maîtrisés, respect des valeurs d'enrobage des armatures...).

Il existe plusieurs approches pour formuler et dimensionner les bétons pour un ouvrage donné. Deux sont principalement décrites dans les documents normatifs :

- approche prescriptive (obligation de moyens) ;
- approche performantielle (obligation de performances).

Ces approches peuvent parfois être utilisées simultanément [GEL 03] [RSI 17] [FAS 65].

Un troisième niveau de complexité requiert l'utilisation de modèles de durabilité déterministes ou probabilistes. Ces approches ont pour but de maîtriser la durabilité d'un béton formulé pour un environnement donné. Les Eurocodes viennent compléter la norme NF EN 206/CN [NF 206] et le fascicule 65 [FAS 65], notamment l'Eurocode 2 qui définit les enrobages des ouvrages en béton.

2.1. Approche prescriptive

L'approche prescriptive est la démarche de spécification du béton utilisée actuellement pour la plupart des bétons de structure et décrite par la norme NF EN 206/CN, complétée le cas échéant par le Fascicule 65. Elle assure – dans des conditions normales d'utilisation et avec des opérations d'entretien et de maintenance courantes – une durée de service d'au moins 50 ans dans un environnement donné, par des obligations de moyens et des seuils sur les constituants de la composition et les proportions du mélange.

Un béton est donc formulé pour un environnement donné caractérisé selon le concept de classe d'exposition. Il existe 6 familles de classes d'exposition décrites dans la norme NF EN 206/CN :

- XO : pas d'agression particulière ;
- XC : risque de corrosion induite par carbonatation ;
- XD : risque de corrosion induite par des sels d'origine autre que marine ;
- XS : risque de corrosion induite par les ions chlorure d'origine marine ;
- XF : agression due au gel/dégel ;
- XA : agression d'origine chimique.

Des sous-classes d'exposition permettent de prendre en compte un niveau plus ou moins sévère d'agressivité selon les conditions environnementales (humidité, exposition aux intempéries, intensité du gel et du salage, nature de l'agression chimique...). Le choix de la classe d'exposition se fait sur la base d'une étude du site d'implantation de l'ouvrage. Une fois la classe d'exposition sélectionnée, il faut se référer aux tableaux NA.F de la norme NF EN 206/CN pour connaître les exigences de moyens. Il s'agit principalement d'obligations sur :

- la classe de résistance mécanique minimale en compression du béton ;
- le dosage minimal en liant équivalent et la quantité maximale d'addition pouvant être prise en compte dans le liant équivalent ;
- le pourcentage minimal en air entrainé ;
- le rapport $E_{\text{eff}}/L_{\text{eq}}$ maximal (E_{eff} représente l'eau efficace qui participe effectivement à l'hydratation du ciment, et L_{eq} le liant équivalent, qui correspond au ciment et à une partie des additions).

Le liant équivalent peut être calculé à l'aide de l'équation 4.1 :

$$L_{\text{eq}} = C + kA \quad \text{Eq 4.1}$$

Ou C représente le ciment (CEM I ou CEM II/A, 42.5 ou 52.5, R ou N), A la quantité d'addition que l'on peut prendre en compte dans le calcul du liant équivalent et k le coefficient de prise en compte de l'addition considérée.

La valeur maximale de A est définie par le rapport $A/(A+C)$ qui dépend de la classe d'exposition. Il est important de noter que si une plus grande quantité d'addition est introduite dans le béton (ce qui est autorisé par la norme), le surplus ne sera pas pris en compte dans le calcul du liant équivalent.

Pour définir les formulations des bétons une fois la classe d'environnement définie, la norme NF EN 206/CN comprend deux tableaux différents :

- Tableau NA.F.1 (ou 3 pour les bétons d'ingénierie) : valeurs limites applicables en France pour la composition et les propriétés du béton en fonction de la classe d'exposition ; il s'applique pour les bétons coulés in situ et peut être utilisé également pour les produits en béton de structure.
- Tableau NA.F.2 (ou 4 pour les bétons d'ingénierie) : valeurs limites applicables en France pour la composition et les propriétés du béton des produits en béton de structure réalisés en usine en fonction de la classe d'exposition.

Dans les tableaux NA.F.2 et 4, l'exigence sur le dosage minimal en liant équivalent n'existe pas et est remplacée par une exigence sur l'absorption d'eau des bétons.

Pour les ouvrages d'art ou les bâtiments particulièrement importants pour lesquels une durée de vie de 100 ans est requise, les dispositions à respecter sont celles du Fascicule 65 qui s'appuie en les complétant sur les Eurocodes et les normes NF EN 206/CN et NF EN 13369. Les épaisseurs d'enrobage sont également adaptées [EC 2] et sont détaillées dans le paragraphe 2.3 du présent chapitre.

L'approche prescriptive donne donc des préconisations concernant la quantité de liant, le rapport $E_{\text{eff}}/L_{\text{eq}}$ ou encore la résistance en compression caractéristique minimale à respecter par le béton. Toutefois la formulation du béton par cette approche ne tient compte qu'en partie de la chimie du liant et du squelette granulaire, alors que ce sont des paramètres importants du point de vue de la durabilité [ROZ 07]. Cette approche peut également, dans certains cas, constituer un frein à l'innovation.

2.2. Approche performantielle

Comme tout matériau, le béton a un rôle important à jouer dans le domaine de l'économie circulaire à travers sa contribution à la réduction des émissions de CO₂, aux économies d'énergie et de matière et à la durabilité des constructions. Dans cette optique, le contexte normatif évolue vers une utilisation plus grande d'approches de type performantiel.

Avec une approche performantielle, un choix plus grand est laissé dans les moyens, à condition d'atteindre certaines exigences en termes de performance de durabilité. Les concepteurs de matériaux disposent alors d'une plus grande liberté concernant le choix des constituants et des proportions de mélange. Elle ouvre donc la possibilité de formuler des bétons plus innovants, tout en assurant un niveau de sûreté et de qualité équivalent pour les utilisateurs finaux. Il s'agit donc d'une approche orientée sur les obligations de résultats et non plus seulement sur les obligations de moyens comme dans le cas de l'approche prescriptive.

À ce jour, l'approche performantielle est une option autorisée par la norme NF EN 206/CN mais non déployée. Seuls quelques paragraphes y font référence, sans fournir une méthodologie ou un référentiel pour permettre une application pratique. Toutefois, l'approche performantielle a déjà été utilisée dans le cadre de grands projets de construction comme la Nouvelle Route du Littoral par exemple. L'équivalence de performance est évaluée au moyen d'indicateurs de durabilité ou d'essais de performance.

Les indicateurs de durabilité sont des paramètres généraux, intrinsèques, qui apparaissent comme fondamentaux dans l'évaluation et la prédiction de la durabilité du matériau et de la structure vis-à-vis du processus de dégradation considéré. Ces paramètres doivent être aisément quantifiables à partir d'essais de laboratoire pratiqués sur des éprouvettes ou sur des prélèvements, de façon reproductible et selon des modes opératoires bien définis. Parmi les plus reconnus, on peut citer la porosité accessible à l'eau, le coefficient de diffusion des ions chlorure, la perméabilité au gaz ou à l'eau liquide ainsi que la teneur en Portlandite Ca(OH)₂. Ces indicateurs sont dits généraux car ils ne décrivent pas le comportement du béton dans le cas d'une agression précise (excepté pour le coefficient de diffusion des ions chlorure).

Les essais de performances, quant à eux, permettent d'évaluer le comportement d'un béton soumis à des sollicitations physico-chimiques du même type que celles auxquelles l'ouvrage

sera exposé, mais souvent amplifiées ou accélérées afin de disposer de données en laboratoire à court terme. Ces essais ont pour vocation première de permettre un classement pertinent des bétons vis-à-vis de leur résistance à une agression particulière. On peut citer les essais de carbonatation accélérée, de migration des ions chlorure sous champ électrique, d'écaillage (dans le cas des phénomènes de gel/dégel) ou de lixiviation (dans le cas des attaques chimiques).

En France, il existe deux types d'approche performantielle distinctes mais pourtant complémentaires. L'approche performantielle est également autorisée et encadrée par le Fascicule 65.

2.2.1. Approche performantielle par comparaison à un béton de référence

Il s'agit de qualifier une composition de béton du point de vue de la durabilité selon une approche comparative fondée sur des indicateurs de durabilité et des essais de performance par rapport à un béton de référence. Cette méthodologie fait l'objet de recommandations professionnelles provisoires FNTF/FFB/CERIB/FIB de mars 2009 intitulées « Méthodologie d'application du concept de performance équivalente des bétons » [FNTF 09]. Le béton de référence est formulé en conformité à la norme NF EN 206/CN, tableau NA.F.1 ou NA.F.2, mais légèrement amélioré. Le but est d'être certain d'arriver à la bonne conclusion concernant le béton à qualifier (ou béton candidat) [ROU 11]. L'amélioration porte sur un rapport $E_{eff}/L_{éq}$ diminué de 0,05 et sur l'augmentation du dosage en liant de 5 % (ou une absorption d'eau inférieure à 0,5 %). Le Fascicule 65 autorise cette approche performantielle comparative et fournit des compléments sur le choix du liant du béton de référence (tableau 4.1).

Cette méthode permet de classer un béton pour différents environnements. Le guide prévoit en effet des essais couvrant différentes classes d'exposition comme la carbonatation, la migration des ions chlorure, les attaques chimiques, le gel/dégel et les ions chlorure autres que ceux de l'eau de mer.

2.2.2. Approche performantielle basée sur la comparaison des propriétés du béton à des valeurs seuil

Il s'agit de qualifier les performances de durabilité d'une composition de béton sur la base d'indicateurs de durabilité et de valeurs seuils. Le respect de ces seuils doit permettre de garantir la tenue du béton pour la durée de vie donnée et la classe d'exposition choisie. Plus la classe d'exposition est exigeante, plus le seuil est sévère. Cette méthodologie fait l'objet d'un guide des LPC « Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton – Application de l'approche performantielle » datant de 2010 [LPC 10]. Ce guide s'adresse aux ouvrages d'art et les seuils proposés ont été établis pour une durée de base d'utilisation de 100 ans. Les indicateurs retenus vis-à-vis du risque de corrosion des armatures (par carbonatation ou pénétration des chlorures) sont la porosité accessible à l'eau, la perméabilité au gaz, la résistivité et le coefficient de diffusion apparent des chlorures. Il s'agit en effet des principaux paramètres régissant ces mécanismes de dégradation. Aujourd'hui, cette méthodologie est également reprise dans le Fascicule 65 qui donne des valeurs seuils en fonction de la classe d'exposition (tableau 4.2).

2.2.3. Approche performantielle dans le Fascicule 65

Dans le cadre du Fascicule 65, les bétons formulés en suivant une approche performantielle permettent de déroger aux obligations de moyens dans une certaine limite : le dosage en liant équivalent ne peut être inférieur à 80 % de la valeur minimale autorisée dans le tableau 8.B du Fascicule 65 et le rapport E_{eff}/L_{eq} ne doit pas être supérieur de plus de 0,1 à la valeur maximale autorisée.

Tableau 4.1 – Exigences sur le béton de référence d'après le Fascicule 65 [FAS 65]

| Classes d'exposition | Type de ciment | Valeur maximale d'absorption d'eau |
|----------------------|---|---------------------------------------|
| XC | CEM I ou CEM II, classe 42,5 ou 52,5 | XC1, XC2 : 6,5 % XC3, XC4 : 6 % |
| XD | CEM II-S ou CEM II-V PM (non ES), classe 42,5 ou 52,5 | XD1 : 6 % XD2 : 5,5 % XD3 : 5 % |
| XS | CEM II-S ou CEM II-V PM (non ES), classe 42,5 ou 52,5 | XS1, XS2 : 5,5 % XS3 : 5 % |

Tableau 4.2 – Exigences sur les résultats d'essais de durabilité en fonction de la classe d'exposition selon le Fascicule 65 [FAS 65]

| | XC1 | XC2 | XC3 | XC4 | XD1/XS1 | XD2/XS2 | XD3/XS3 |
|--|------|------|-----|------|---------|---------|---------|
| $P_{eau\ 90j}$ (%) | 15,5 | 15,5 | 15 | 14,5 | 14 | 14 | 13 |
| $K_{gaz\ 90j}$ (10^{-18} m ²) | - | - | 200 | 200 | - | - | 200 |
| $D_{app\ 90j}$ (10^{-12} m ² /s) | - | - | - | - | 7 | 7 | 3,5 |

$P_{eau\ 90j}$: Porosité accessible à l'eau par absorption sous vide mesurée selon la norme NF P 18-459, exprimée en %.

$K_{gaz\ 90j}$: Perméabilité apparente au gaz mesurée selon la norme XP P 18-463 après séchage complet, exprimée en 10^{-18} m².

$D_{app\ 90j}$: Coefficient de diffusion apparent des chlorures mesuré selon la norme XP P 18-462, exprimé en 10^{-12} m²/s.

Aujourd'hui, l'approche performantielle telle que définie dans le Fascicule 65 ne permet pas complètement de considérer la variabilité des propriétés des bétons. Les valeurs seuils du tableau 8.D du Fascicule 65 sont des valeurs maximales à ne pas dépasser. Il s'agit d'un aspect important qu'il faut prendre en compte lors de l'estimation de la durée de vie des ouvrages. Pour cela, des analyses statistiques peuvent être utilisées.

L'approche performantielle fait aujourd'hui encore l'objet de travaux notamment dans le cadre du Projet National PerfDuB (Approche PERFormantielle de la Durabilité des ouvrages en Béton) [PER 14] et du projet ANR Modevie (Modélisation de la durée de vie des ouvrages en béton) qui lui est associé. Le projet PerfDub, qui regroupe environ 50 partenaires pour une durée de 4 ans (2015 – 2019), a pour objectif de définir une méthodologie d'utilisation de l'approche performantielle au niveau français en s'intéressant aux deux approches (comparative et absolue). Le but de ce projet est d'introduire davantage l'approche performantielle dans le contexte normatif et de définir des méthodologies d'essai de durabilité éprouvées et approuvées par la profession. Le projet Modevie vise, entre autres, à développer un modèle de type ingénieur pour prédire la durée de vie des ouvrages en béton.

2.3. Détermination des enrobages : approche actuelle et concept de classes de durabilité (ERC)

Comme présenté dans la section 2.1 de ce chapitre, les bétons sont actuellement formulés en suivant les préconisations d'une ou plusieurs classes d'exposition de la norme NF EN 206/CN [NF 206].

L'enrobage est quant à lui prescrit par l'Eurocode 2 [EC 2] et suit un système de classes structurales (tableau 4.4) qui peuvent être modulées selon des critères liés au matériau et au process de fabrication (tableau 4.3NF).

Tableau 4.3NF – Modulation des classes structurales en fonction de la formulation du béton

| Critère | Classe d'exposition selon Tableau 4.1 | | | | | | |
|------------------------------------|--|--|--|--|--|--|--|
| | X0 | XC1 | XC2/XC3 | XC4 | XD1/XS1/ XA1 ³⁾ | XD2/XS2/ XA2 ³⁾ | XD3/XS3/ XA3 ³⁾ |
| Durée d'utilisation de projet | 100 ans : majoration de 2 | 100 ans : majoration de 2 | 100 ans : majoration de 2 | 100 ans : majoration de 2 | 100 ans : majoration de 2 | 100 ans : majoration de 2 | 100 ans : majoration de 2 |
| | 25 ans et moins : minoration de 1 | 25 ans et moins : minoration de 1 | 25 ans et moins : minoration de 1 | 25 ans et moins : minoration de 1 | 25 ans et moins : minoration de 1 | 25 ans et moins : minoration de 1 | 25 ans et moins : minoration de 1 |
| Classe de résistance ¹⁾ | ≥ C30/37 et < C50/60 : minoration de 1 | ≥ C30/37 et < C50/60 : minoration de 1 | ≥ C30/37 et < C55/67 : minoration de 1 | ≥ C35/45 et < C60/75 : minoration de 1 | ≥ C40/50 et < C60/75 : minoration de 1 | ≥ C40/50 et < C60/75 : minoration de 1 | ≥ C45/55 et < C70/85 : minoration de 1 |
| | ≥ C50/60 : minoration de 2 | ≥ C50/60 : minoration de 2 | ≥ C55/67 : minoration de 2 | ≥ C60/75 : minoration de 2 | ≥ C60/75 : minoration de 2 | ≥ C60/75 : minoration de 2 | ≥ C70/85 : minoration de 2 |
| Nature du liant | | Béton de classe ≥ C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1 | Béton de classe ≥ C35/45 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1 | Béton de classe ≥ C40/50 à base de CEM I sans cendres volantes : minoration de 1 | | | |
| Enrobage compact ²⁾ | minoration de 1 | minoration de 1 | minoration de 1 | minoration de 1 | minoration de 1 | minoration de 1 | minoration de 1 |

1) Par souci de simplicité, la classe de résistance joue ici le rôle d'un indicateur de durabilité. Il peut être judicieux d'adopter, sur la base d'indicateurs de durabilité plus fondamentaux et des valeurs de seuil associées, une justification spécifique de la classe structurale adoptée, en se référant utilement au guide AFGC «Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages», ou à des documents normatifs reposant sur les mêmes principes.

2) Ce critère ne s'applique que dans le cas des éléments pour lesquels une bonne compacité des enrobages peut être garantie, à savoir :

- face coffrée des éléments plans (assimilables à des dalles, éventuellement nervurées, préfabriquées ou coulées en place), coulés horizontalement sur coffrages industriels ; ceci s'applique également à la face non coffrée des dalles d'épaisseur inférieure ou égale à 250 mm en classe d'exposition XC1 ;
- éléments préfabriqués industriellement : éléments extrudés ou filés, ou faces coffrées des éléments coulés dans des coffrages métalliques ;
- sous face des dalles de pont, éventuellement nervurées, sous réserve de l'accessibilité du fond de coffrage aux dispositifs de vibration.

3) Pour les classes d'exposition XAi, cette correspondance est indicative sous réserve d'une justification de la nature de l'agent agressif.

Tableau 4.4 – Valeur de $c_{min,dur}$ (mm) en fonction des classes d'exposition

| Exigence environnementale pour $c_{min,dur}$ (mm) | | | | | | | |
|---|---------------------------------------|-----|-----------|-----|-----------|-----------|-----------|
| Classe Structurale | Classe d'exposition selon Tableau 4.1 | | | | | | |
| | X0 | XC1 | XC2 / XC3 | XC4 | XD1 / XS1 | XD2 / XS2 | XD3 / XS3 |
| S1 | 10 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
| S2 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 |
| S3 | 10 | 10 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
| S4 | 10 | 15 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
| S5 | 15 | 20 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| S6 | 20 | 25 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 |

Il est important de noter que les dispositions pour garantir la durabilité des ouvrages sont définies dans des normes européennes et sont souvent complétées par des annexes nationales. Selon les pays, les exigences sur le rapport E/C, sur le dosage en liant ou sur l'enrobage peuvent donc varier.

Des réflexions sont en cours au niveau européen afin de faire évoluer les normes afin de faciliter l'usage des bétons environnementaux et le choix du béton pour atteindre une durabilité réelle mieux maîtrisée. Les évolutions discutées concernent les obligations de moyens, l'approche performantielle mais également l'utilisation de modèles prédictifs. Différents groupes de travail européens (CEN TC 250/SC2/WG1/TG10 et CEN TC 104/SC1/WG1) sont impliqués dans ces réflexions et dans l'élaboration d'un nouveau système basé sur des classes de durabilité notées ERC. Le but de ces travaux est, entre autres, de mettre en place un système de dimensionnement des enrobages basé sur les performances des bétons et non plus uniquement sur leur formulation [JCP 17]. La notion de classe de résistance (ERC) propose de catégoriser les bétons en se basant sur les performances des bétons vis-à-vis des principaux environnements agressifs pouvant conduire à la corrosion des armatures ou à la dégradation du matériau (carbonatation, chlorures, action du gel...) et plus uniquement sur leur formulation. Cette proposition de ERC implique donc de caractériser les formulations de béton vis-à-vis des différentes sollicitations physico-chimiques. Des discussions et projets [PER 14] sont donc également en cours pour s'assurer que l'on dispose d'essais de durabilité ou de performances robustes pour pouvoir classer les bétons selon leurs performances. L'enjeu final de ces réflexions sera d'harmoniser la durabilité dans les normes NF EN 1992-1-1, NF EN 13670 et NF EN 206/CN.

Dans le futur système des classes de résistance tel qu'il est envisagé au moment de l'écriture de ce mémoire, il sera possible de définir l'enrobage à partir d'une approche prescriptive basée sur des obligations de moyens ou à partir d'une approche performantielle basée sur des résultats d'essai et de modélisation.

Les figures 4.1 et 4.2 représentent schématiquement l'approche actuelle et l'approche basée sur les classes de durabilité.

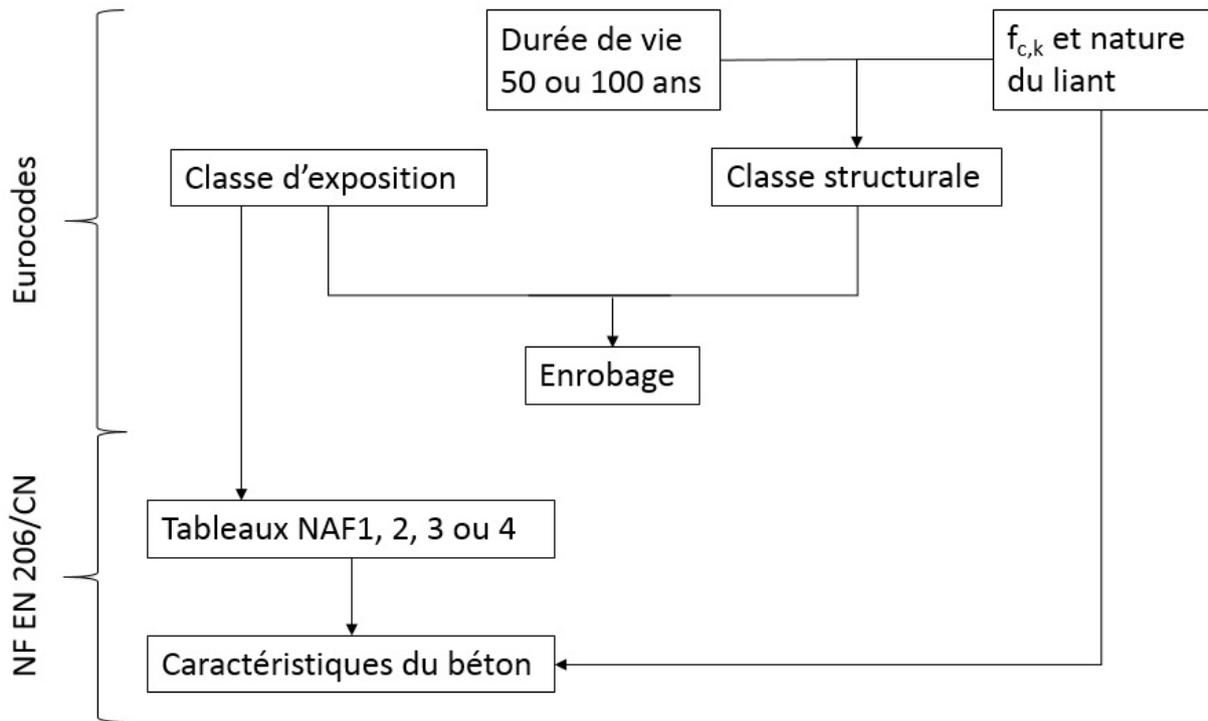


Figure 4.1 – Représentation schématique de l'approche actuelle [EC 2] [NF 206]

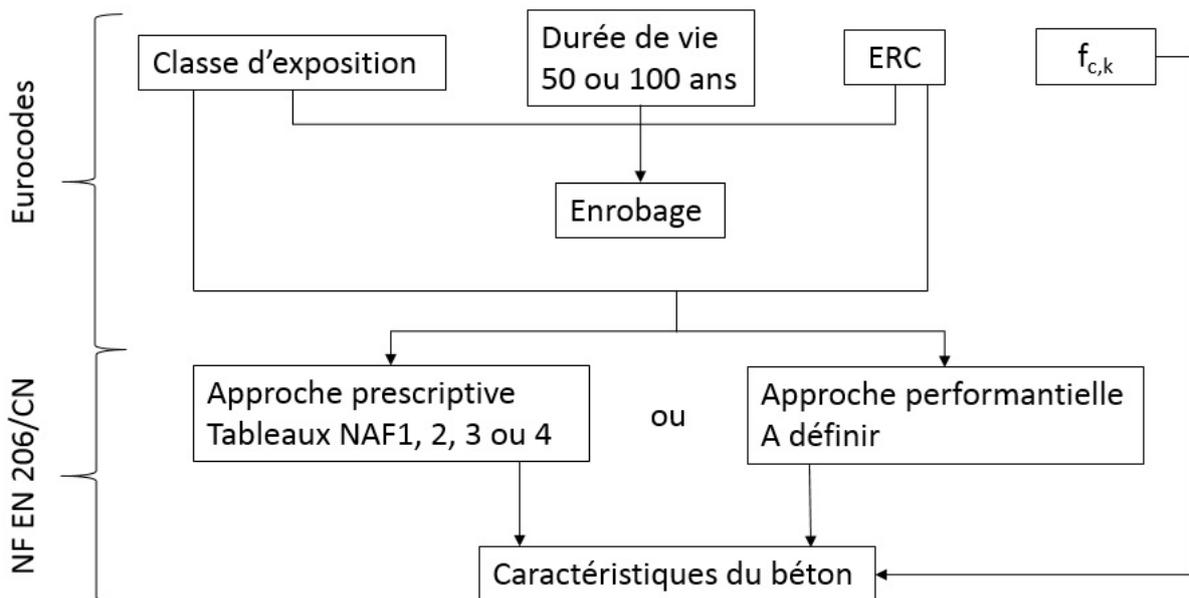


Figure 4.2 – Représentation schématique de l'approche envisagée [JCP 17]

À partir d'une étude de la littérature sur les profondeurs de carbonatation obtenues sur ouvrages réels et en laboratoire (figure 4.3), Von Greve et Gehlen [GRE 16-2] proposent de classer les bétons par groupes en fonction des classes de durabilité liées à la vitesse de carbonatation ($\text{mm}/\text{an}^{0,5}$) (tableau 4.5) et des abaques pour déterminer l'enrobage en fonction de l'environnement de l'ouvrage [GRE 16-3] (figure 4.4).

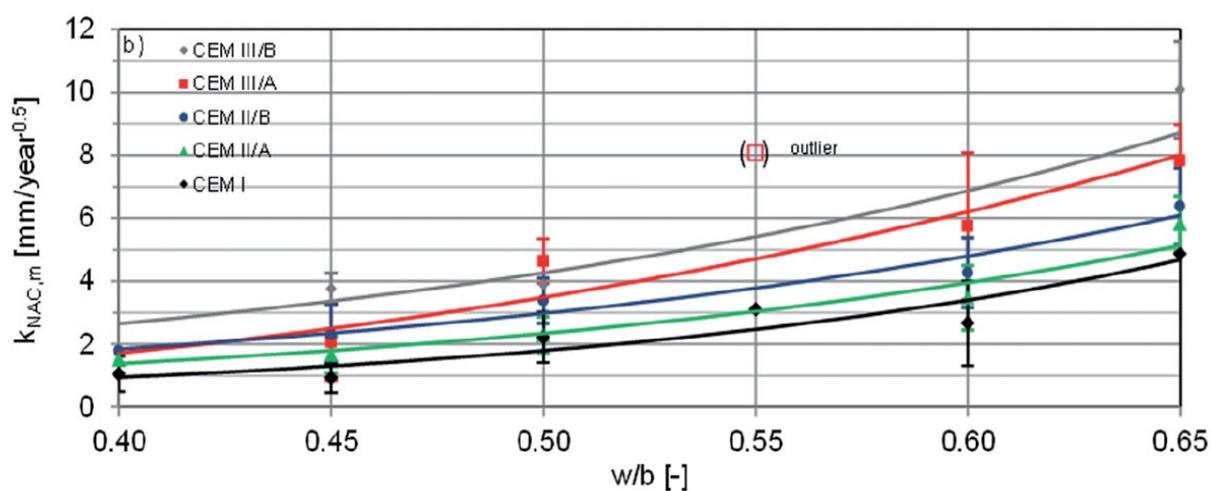


Figure 4.3 – Vitesses de carbonatation en fonction du E/L et du type de liant [GRE 16-2]

Tableau 4.5 – Classes de durabilité vis-à-vis du phénomène de carbonatation et composition du liant (E/L et type de ciment) en fonction de la classe de résistance [GRE 16-2]

| Classe de durabilité | RC2 | RC3 | RC4 | RC5 | RC6 | RC7 |
|---------------------------------------|---|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|
| $k_{NAC,\mu}$ (mm/an ^{0,5}) | $1 < k_{NAC,\mu} \leq 2$ | $2 < k_{NAC,\mu} \leq 3$ | $3 < k_{NAC,\mu} \leq 4$ | $4 < k_{NAC,\mu} \leq 5$ | $6 < k_{NAC,\mu} \leq 7$ | $7 < k_{NAC,\mu} \leq 8$ |
| | Ratio E/L maximum en fonction du ciment utilisé | | | | | |
| CEM I | 0,45 | 0,50 | 0,55 | 0,60 | 0,65 | - |
| CEM II/A | 0,45 | 0,50 | 0,55 | 0,60 | 0,65 | - |
| CEM II/B | 0,40 | 0,45 | 0,50 | 0,55 | 0,60 | 0,65 |
| CEM III/A | 0,40 | 0,45 | 0,50 | 0,55 | 0,60 | 0,65 |
| CEM III/B | - | 0,40 | 0,45 | 0,50 | 0,55 | 0,60 |

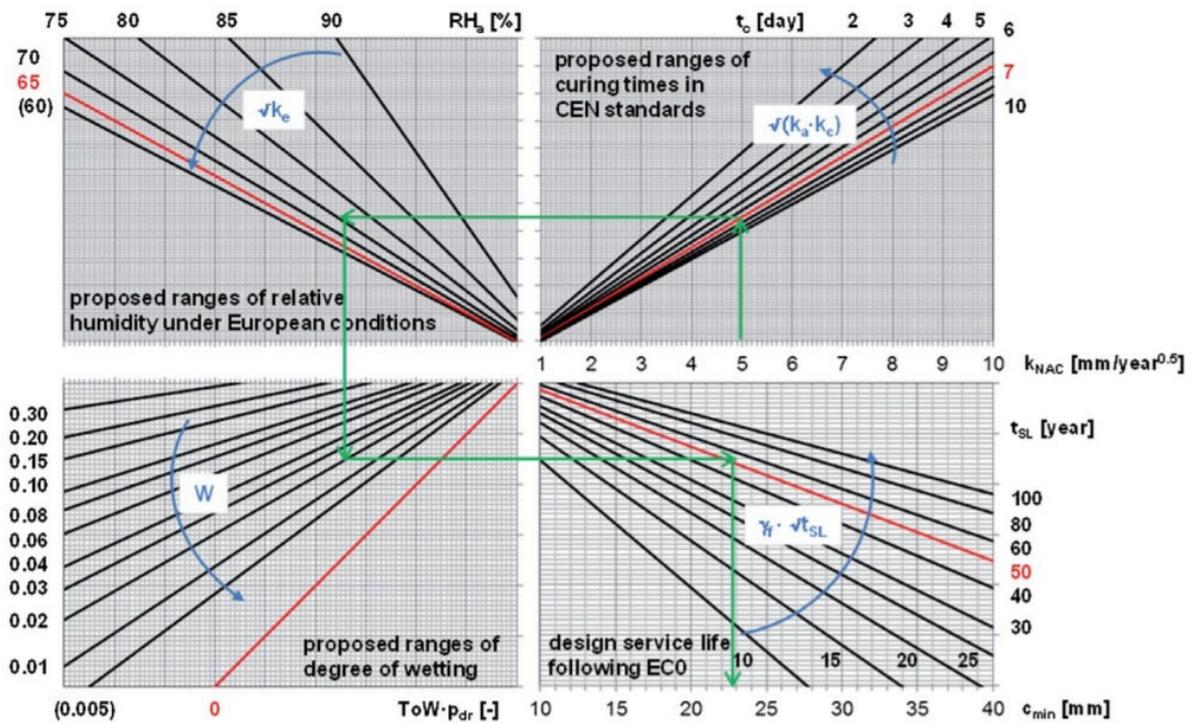


Figure 4.4 – Proposition de détermination de l'enrobage selon [GRE 16-3] pour les bétons soumis à la carbonatation, indice de fiabilité considéré : 1,5

Le groupe de travail français AFNOR/P18B/GE CR, miroir du groupe européen TC250/SC2/WG1/TG10, propose également de classer les bétons selon la profondeur atteinte par les espèces agressives (Cl^- , CO_2) après 50 ans de service [FRA 18]. Cinq classes liées à la carbonatation RXC et six liées à la pénétration des ions chlorure RXSD sont proposées. La manière de classer les bétons dépend d'une profondeur de carbonatation après 50 ans de service et par extension de la vitesse équivalente de carbonatation en $\text{mm}/\text{an}^{0.5}$ pour les classes RXC et d'une profondeur de pénétration des ions chlorure correspondant à une concentration seuil de $2 \text{ kg}/\text{m}^3$ dans le béton après 50 ans de service traduite en un coefficient de diffusion des ions chlorure équivalent en m^2/s pour les classes RXSD. Cette profondeur de pénétration peut être évaluée avec le modèle de durabilité du bulletin 34 de la fib [fib 34] et le coefficient de diffusion des ions chlorure qui lui correspond est calculé avec l'équation 4.2.

$$D_{\text{RXSD}} = \frac{d^2}{200} \quad \text{Eq 4.2}$$

Où d est la profondeur de pénétration des ions chlorure (mm) correspondant à un seuil de $2 \text{ kg}/\text{m}^3$ après 50 ans d'exposition pour un béton saturé exposé aux sels marins ($30 \text{ g}/\text{l NaCl}$) à 20°C .

Tableau 4.6 – Proposition française de classes de résistance à la carbonatation et d'enrobage minimal $C_{min,dur}$ [FRA 18] CEN/TC 250/SC 2/WG 1/TG 10 N 120

| Classe de durabilité | RXC0,5 | | RXC1 | | RXC3 | | RXC5 | | RXC7 | |
|---|--------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|
| | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 |
| Durée de vie du projet (années) | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 |
| XC1 | 10 | 10 | 10 | 15 | 10 | 20 | 15 | 25 | 15 | NA |
| XC2 | 10 | 15 | 15 | 25 | 20 | 30 | 25 | 35 | 25 | |
| XC3 | 10 | 20 | 15 | 25 | 25 | 35 | 25 | NA | NA | NA |
| XC4 | 15 | 25 | 20 | 30 | 30 | 40 | 30 | | | |
| Enrobage minimal déterminé pour armatures passives. Pour les armatures actives de précontrainte, ajouter 10 mm. | | | | | | | | | | |

Tableau 4.7 – Proposition française de classes de durabilité à la pénétration des chlorures et d'enrobages minimal [FRA 18] CEN/TC 250/SC 2/WG 1/TG 10 N 120

| Classe de durabilité | RXSD1,5 | | RXSD2,5 | | RXSD4,5 | | RXSD7 | | RXSD10 | | RXSD20 | |
|---|---------|-----|---------|-----|---------|-----|-------|-----|--------|-----|--------|-----|
| | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 |
| Durée de vie du projet (années) | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 | 50 | 100 |
| XD1 | 15 | 25 | 20 | 30 | 25 | 35 | 30 | 45 | 35 | NA | 35 | NA |
| XS1 | 15 | 25 | 20 | 30 | 25 | 35 | 35 | 45 | 35 | NA | NA | |
| XD2/XS2 | 20 | 35 | 25 | 35 | 30 | 40 | 40 | 50 | 40 | NA | NA | |
| XD3/XS3 | 30 | 45 | 35 | 50 | 40 | NA | 45 | NA | NA | | NA | |
| Enrobage minimal déterminé pour armatures passives. Pour les armatures actives de précontrainte, ajouter 10 mm. | | | | | | | | | | | | |

Les tableaux 4.6 et 4.7 présentent une proposition et sont une extrapolation des dispositions actuelles dans le système des ERC.

La figure 4.5 illustre la méthodologie à suivre pour passer d'une classe de durabilité à un résultat d'essai de performance et une propriété du béton.

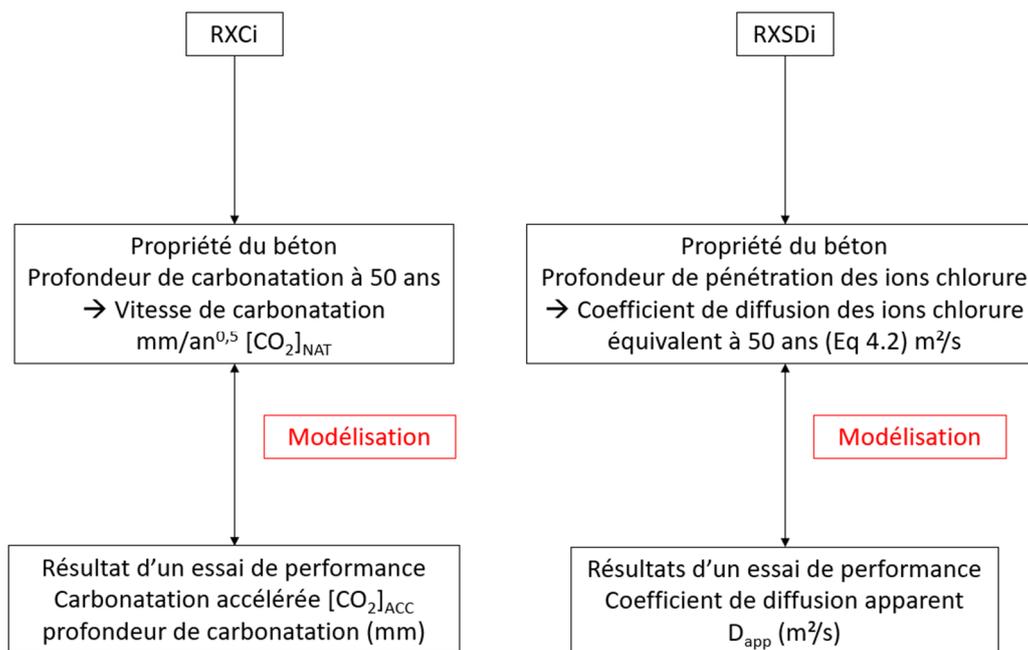


Figure 4.5 – Lien entre classes de durabilité, propriété du béton et essai de performance

Le développement d'un tel système doit intégrer dans la réflexion :

- la nécessité de mettre au point des modes opératoires normalisés européens pour déterminer les performances de durabilité des bétons dans les environnements liés à la carbonatation et à la diffusion des ions chlorure ; ces travaux sont en cours à l'édition du présent mémoire de thèse ;
- une concordance entre les classes de durabilité et les bétons actuellement autorisés par la norme NF EN 206/CN ;
- la nécessité de ne pas imposer l'approche performantielle mais de la considérer comme une solution alternative aux obligations de moyens ;
- la prise en compte des retours d'expérience dans le choix des épaisseurs d'enrobage et des performances des bétons ; l'utilisation de modèles prédictifs est certes nécessaire mais ne doit pas se faire au détriment de la prise en compte des retours d'expériences ; en ce sens et à titre d'exemple, il ne paraît pas forcément pertinent d'augmenter les épaisseurs d'enrobage des bétons pour lesquels l'expérience montre qu'elles sont compatibles avec les exigences de durabilité.

2.4. Approche probabiliste et concept de fiabilité

L'utilisation de modèles prédictifs avec comme données d'entrée les valeurs moyennes des paramètres variables, sans prise en compte de leurs inévitables incertitudes, constitue l'approche déterministe. L'estimation de durée de vie obtenue par une telle approche présente autant de chances d'être dépassée que de ne pas être atteinte si l'on admet qu'elle est en réalité aléatoire et que sa distribution de probabilité est gaussienne. Pour couvrir les incertitudes de toutes natures, liées aux données mais aussi aux hypothèses associées au dimensionnement, les recommandations et codes ont peu à peu évolué vers des approches plus précises et plus rationnelles, avec aujourd'hui un format semi-probabiliste partagé par leur très grande majorité au niveau mondial. Ce dernier découle d'une simplification pratique de l'approche probabiliste dont l'intérêt majeur peut être de définir une durée de vie selon une

probabilité choisie à l'avance qu'elle ne soit pas atteinte. C'est une approche plus complète que l'approche déterministe mais dont la mise en œuvre est plus complexe car elle nécessite de quantifier la variabilité des données d'entrée des modèles utilisés, et de recourir à des méthodes mathématiques d'estimation de la fiabilité.

La différence entre les approches déterministe et probabiliste peut être schématisée par la figure 4.6.

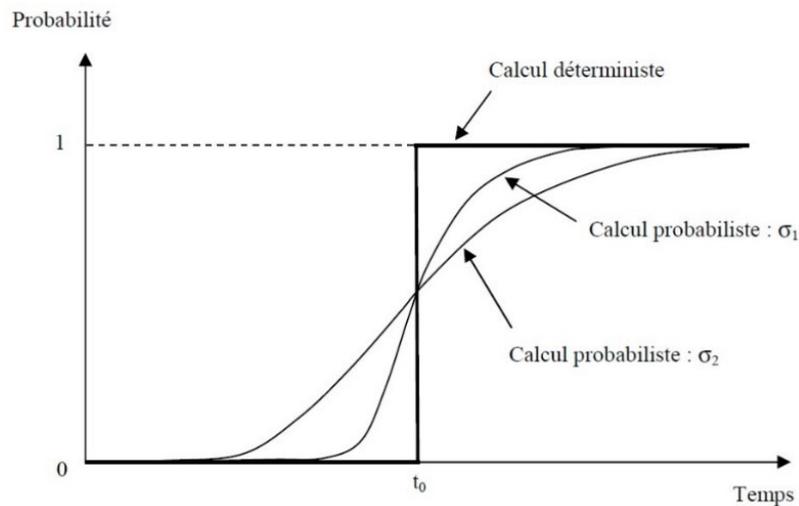


Figure 4.6 – Schématisation de la différence entre calcul déterministe et probabiliste (deux écarts types différents) où $\sigma_1 < \sigma_2$ [HYV 09]

Sur la figure 4.6, le temps t_0 représente la date à laquelle on atteint l'état limite visé, définissant la durée de vie. Ce dernier correspond à une situation indésirable pour une structure et définit une marge, quantifiée par une fonction $G(X)$ des variables aléatoires, vis-à-vis de la sécurité des personnes et des biens (perte d'intégrité structurale ou perte de fonctionnalité) et vis-à-vis de l'aspect de la structure.

L'état d'une structure peut être représenté par deux domaines (défaillance ou sûreté) séparés par une frontière (surface d'état limite ou de défaillance) [DEB 08] (figure 4.7).

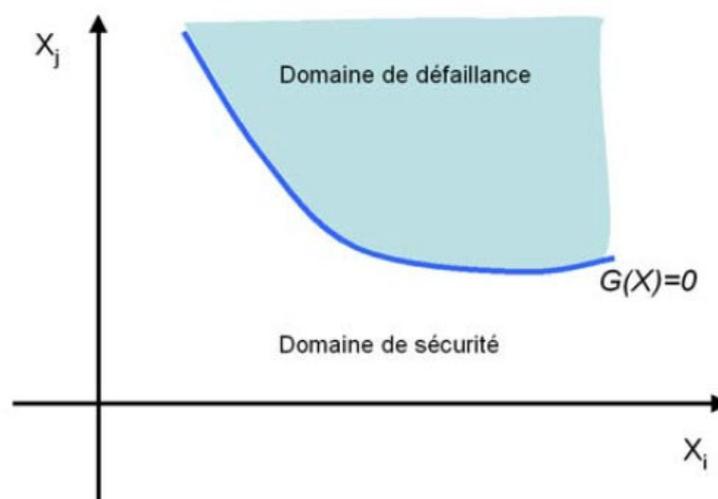


Figure 4.7 – Représentation de l'état limite [DEB 08]

Le principe de base du calcul probabiliste est donc la détermination de la probabilité de défaillance d'une structure. Pour qu'un ouvrage soit dit « sûr », il faut que sa résistance R soit supérieure aux sollicitations S qu'il subit avec une probabilité suffisamment élevée (Eq 4.3). On va alors calculer la fonction d'état limite $G(X)$ (Eq 4.4) qui est déterministe et dans laquelle les variables sont aléatoires. Lorsque $G(X)$ est supérieure à 0, on se situe dans le domaine de sécurité, sinon on se trouve dans le domaine de défaillance. Lorsque la fonction vaut 0, on se situe sur la surface d'état limite. Dans le cas de la durabilité des ouvrages en béton, on peut par exemple calculer un état limite relatif à la dépassivation des armatures. Dans ce cas, on considérera l'épaisseur d'enrobage et/ou la formulation pour les résistances et la concentration en ions chlorure et/ou la profondeur carbonatée pour les sollicitations [fib 34] [DUR 00].

$$R > S \quad \text{Eq 4.3}$$

$$G(X) = R - S \quad \text{Eq 4.4}$$

La probabilité de défaillance P_f (Eq 4.5) est alors la probabilité que la fonction $G(X)$ soit négative.

$$P_f = P(G(X) < 0) = \int_{G(X)<0} f_x(x) dx_1 \dots dx_n \quad \text{Eq 4.5}$$

Où G représente la fonction d'état limite, X est le vecteur aléatoire de dimension n , x la réalisation du vecteur aléatoire et $f_x(X)$ la densité de probabilité.

Pour calculer la probabilité de défaillance, il faut tenir compte de la variabilité des paramètres d'entrée des modèles et elles sont multiples [CEB 75] [CEB 88] :

- propriétés matériaux ;
- dimensionnement de l'ouvrage ;
- environnement et charges subies par l'ouvrage ;
- distance par rapport au sens de coulage ;
- modèles utilisés pour concevoir l'ouvrage.

La variabilité des paramètres liés à l'environnement est toutefois plus difficile à prévoir et à quantifier, tout comme les défauts de dimensionnement ou d'exécution.

De façon générale, on prend une probabilité de défaillance $P_{f\text{cible}}$ comprise entre 10^{-6} et 10^{-5} . Cette valeur est faible mais on le comprend aisément étant donné l'impact que peut avoir l'effondrement d'une structure en béton tant sur le plan économique que sur le plan humain [EC 0].

Les réglementations et recommandations s'appuyant sur la notion d'état limite, comme les Eurocodes [EC 2], le Model code fib 2010 [fib 34] ou encore l'ISO 2394 « Principes généraux de la fiabilité des constructions » (2015), définissent deux types d'états limites :

- ELS : États limites de service.
- ELU : États limites ultimes.

On trouve un troisième type d'état limite dans le bulletin 34 de la fib [fib 34] qui correspond à un état limite de durabilité, qui traduit le temps à partir duquel les espèces agressives ont atteint l'armature (dépassivation). Cette définition pourrait être remise en cause dans de futures discussions normatives.

À chacun de ces types d'états limites correspond un indice de fiabilité (noté β). Ce dernier est déterminé comme la plus courte distance entre la surface d'état limite et l'origine du repère dans l'espace standardisé des variables, dans lequel les variables sont toutes gaussiennes de moyenne nulle, d'écart-type unité, et stochastiquement indépendantes. L'indice de fiabilité peut être considéré, de façon simplifiée, comme la distance comptée en écart-type, séparant le point moyen des variables du point de défaillance le plus probable. Pour assurer un niveau de fiabilité suffisant, il convient alors pour un état limite donné, que l'indice de fiabilité soit au moins égal à un indice de fiabilité cible comme par exemple ceux recommandés par les Eurocodes ou le bulletin 34 de la *fib* [*fib* 34] (tableau 4.8).

Tableau 4.8 – Valeurs des différents indices de fiabilité

| États limites | Valeurs de bêta pour une durée de vie de 50 ans |
|-----------------------------|---|
| Durabilité | 1,0 à 1,3 |
| Service (bâtiment type RC2) | 1,5 |
| Ultime (bâtiment type RC2) | 3,8 |

Alors que le contexte normatif pour la durabilité des structures en béton s'appuie distinctement sur les deux phases de dégradation que sont la dépassivation des armatures, puis la propagation de la corrosion, la plupart des propositions se limitent à un seul indice de fiabilité cible pour la durabilité. Cela suppose que la corrosion démarre aussitôt l'armature dépassivée et à des vitesses non négligeables. La propagation de la corrosion est implicitement comprise dans l'indice de fiabilité. La valeur de β égale à 1,3 a été proposée par le projet DURACRETE et dans le bulletin 34 de la *fib*. Cette valeur tient compte de la dépassivation des aciers et suppose que la durée de propagation de la corrosion acceptable est très faible car la concentration en oxygène et l'humidité relative sont suffisamment élevées au niveau de l'armature. Dans sa thèse Hyvert [HYV 09] propose un indice de fiabilité égal à 1 pour des bétons plus compacts et dont les conditions de mise en œuvre sont maîtrisées (notamment les bétons préfabriqués). Cet indice de fiabilité est également repris par Mai-Nhu et al. [MAI 11].

Greve et al. [GRE 16-1] proposent de dissocier les mécanismes liés à la dépassivation et à la corrosion des armatures et proposent des indices de fiabilité « dépassivation » différents pour les classes de durabilité XC2, XC3 et XC4.

Leur démarche consiste à calculer les indices de fiabilité en prenant en compte les enrobages et formulation de béton préconisés par les normes pour des cas favorable et défavorable. Le cas favorable est défini pour une carbonatation minimale et le cas défavorable pour une carbonatation maximale. Les normes de six pays européens sont étudiées (tableau 4.9) et le modèle utilisé pour ces travaux est détaillé dans le chapitre 1 (Eq 1.35 à 1.39).

Pour définir les paramètres des cas favorable et défavorable, chacun des paramètres du modèle [GRE 16-1] est investigué :

- la vitesse de carbonatation k_{NAC} est déterminée à partir des préconisations des normes pour les différentes classes d'exposition étudiées en termes de composition du liant et de la figure 4.1 ;
- la concentration en dioxyde de carbone de l'environnement C_a , la probabilité de pluie et le sens du vent ToW et p_{dr} ainsi que l'humidité relative HR_a sont donnés par les stations météorologiques des différents pays de l'étude (tableau 4.10) ;
- le temps de cure t_c est donné dans les normes (tableau 4.9) et est considéré égal à 7 jours pour ces calculs.

Le cas favorable vis-à-vis du phénomène de carbonatation correspond à un béton à base de ciment CEM I et un environnement présentant un taux d'humidité important. Le cas défavorable est représenté par un béton à base de ciment CEM III et un environnement sec.

Tableau 4.9 – Pays et normes étudiés [GRE 16-1]

| Pays | Normes |
|---------------------|--|
| Espagne (E) | EHE-08 :2008 |
| Portugal (P) | LNEC E 464:2007, NP EN 1992-1-1/NA:2010, NP EN 206-1:2007, NP EN 13670:2011 |
| Grand Bretagne (GB) | BS 8500-1:2006/2015, BS 8500-2:2006+A1:2012/2015, BS NA EN 1992-1-1:2004+A1:2014, BS EN 13670:2013 |
| Pays-Bas (NL) | NEN 8005:2008/A1:2011/2014, NEN-EN 1992-1-1/A1:2015, NEN-EN 13670:2009 |
| Allemagne (D) | DIN 1045-2:2008, DIN EN 1992-1-1/NA:2013/A1:2015, DIN 1045-3:2012/A1:2013, DIN EN 13670:2011 |
| Danemark (DK) | DS 2426:2011/A1:2013, DS/EN:1992-1-1:2004/A1:2015, DS 2427:2011, DS/EN 13670:2010/A1:2015 |
| Norvège (N) | NS-EN 1992-1-1:2004/NA:2008, NS-EN 206-1:2000/NA:2007, NS-EN 13670:2009/NA:2010 |

Tableau 4.10 – Conditions environnementales retenues pour l'étude de [GRE 16-1] selon les classes d'exposition

| Classe d'exposition | Climat | HRa (%) | | ToW (-) | pdr (-) | C _a (%col) | |
|---------------------|--------------------|------------------|---------------------|-------------------|-------------------|-----------------------|--------------------------|
| | | Moyenne μ | Écart type σ | Moyenne μ | Moyenne μ | Moyenne μ | Écart type σ |
| XC2 | Humide | $90 < \mu < 100$ | - | $0,0 < \mu < 0,8$ | 1 | $0,036 < \mu < 0,043$ | $0,001 < \sigma < 0,008$ |
| XC3 | E et P | $65 < \mu < 75$ | $12 < \sigma < 14$ | 0 | 0 | $0,036 < \mu < 0,043$ | $0,001 < \sigma < 0,008$ |
| | D, GB, NL, DK et N | $75 < \mu < 85$ | $8 < \sigma < 12$ | 0 | 0 | | |
| XC4 | E et P | $65 < \mu < 75$ | $12 < \sigma < 14$ | $0,1 < \mu < 0,2$ | $0,1 < \mu < 0,6$ | $0,036 < \mu < 0,042$ | $0,001 < \sigma < 0,008$ |
| | D, GB, NL, DK et N | $75 < \mu < 85$ | $8 < \sigma < 12$ | $0,2 < \mu < 0,3$ | | $0,036 < \mu < 0,042$ | |

Les indices de fiabilité « dépassivation » par pays et par cas sont calculés avec le modèle de Greve et Gehlen (Eq 1.35 à 1.39). Les variables d'entrée et les lois utilisées lors du calcul probabiliste sont données dans le tableau 4.11. La figure 4.8 (gauche) présente les moyennes des enrobages préconisés par les normes ainsi que les rapports E/L par pays.

Les écarts types liés aux enrobages préconisés σ_c sont calculés selon l'équation 4.6 [GRE 16-1] :

$$\sigma_c = \frac{\Delta c_{dev}}{1,645} \quad \text{Eq 4.6}$$

où Δc_{dev} représente le facteur qui tient compte des tolérances d'exécution. En France, il vaut entre 0 et 10 mm [EC 2].

Tableau 4.11 – Variables d'entrée du modèle et lois considérées

| Variable | Symbole | Unité | Loi | Moyenne | Écart type |
|-----------------------------|----------|----------------------|-----------|---------|------------|
| k_{NAC} | | mm/an ^{0,5} | Normale | μ | σ |
| k_c | b_c | - | Normale | -0,567 | 0,25 |
| | t_c | Jours | Constante | 7 | - |
| k_e | HR_a | % | Weibull | μ | σ |
| | RH_I | % | Constante | 65 | - |
| | g_e | - | Constante | 2,5 | - |
| | f_e | - | Constante | 5 | - |
| $W(t)$ | ToW | - | Constante | μ | σ |
| | p_{dr} | - | Constante | μ | σ |
| | b_w | - | Normale | 0,446 | 0,163 |
| | t_0 | années | Constante | 0,0767 | - |
| k_a | C_a | %vol | Normale | μ | σ |
| | C_l | %vol | Constante | 0,04 | σ |
| Enrobage c | | mm | Normale | μ | σ |
| Temps d'exposition t_{SL} | | années | Constante | 50 | - |

Ces travaux conduisent à une proposition d'indices de fiabilité liés à la dépassement propres à chaque classe d'exposition (tableau 4.12).

Tableau 4.12 – Indices de fiabilité retenus en fonction des classes d'exposition [GRE 16-1]

| Classe d'exposition | Indice de fiabilité retenu |
|---------------------|----------------------------|
| XC2 | 1,5 |
| XC3 | 0,5 |
| XC4 | 1,5 |

Les résultats des indices de fiabilité « dépassivation » obtenus par pays sont présentés sur la figure 4.8 (droite).

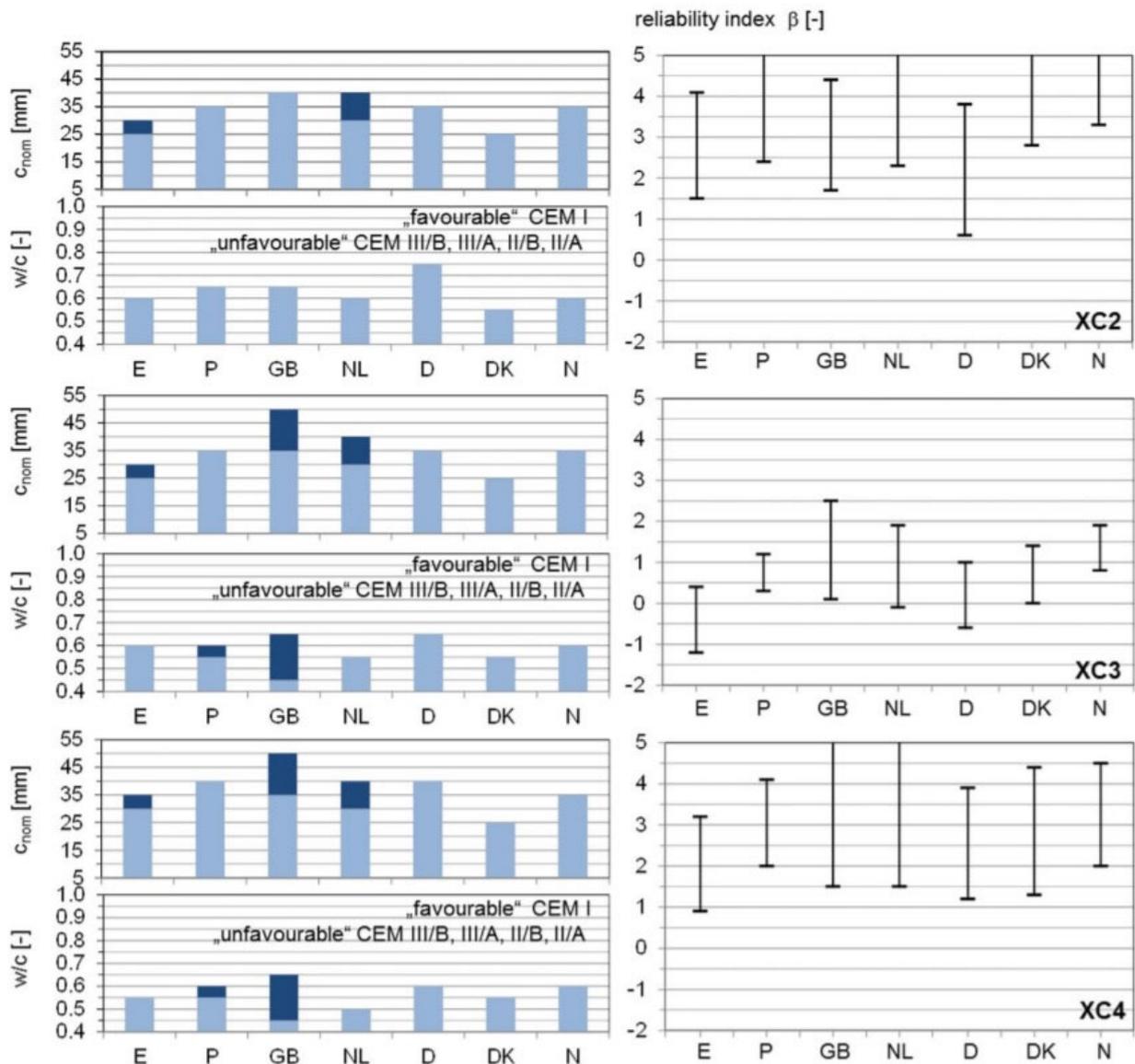


Figure 4.8 – Indices de fiabilité pour les cas favorable et défavorable (à droite) et E/L, type de ciment, enrobages préconisés par les normes étudiées (à gauche) [GRE 16-1]

La classe XC3, qui présente l'indice de fiabilité le plus faible en dépassivation, est définie pour des humidités relatives modérées ce qui conduit à des vitesses de corrosion faibles (figure 1.8). Dans leur démarche, [GRE 16-1] traduisent cela avec un indice de fiabilité à viser plus faible pour cette exposition.

Un travail similaire a été mené pour les classes d'exposition liées aux environnements chlorés (XD et XS) dans [fib 76] (Eq 1.32 et 1.33).

La figure 4.9 présente les résultats obtenus lors de cette étude.

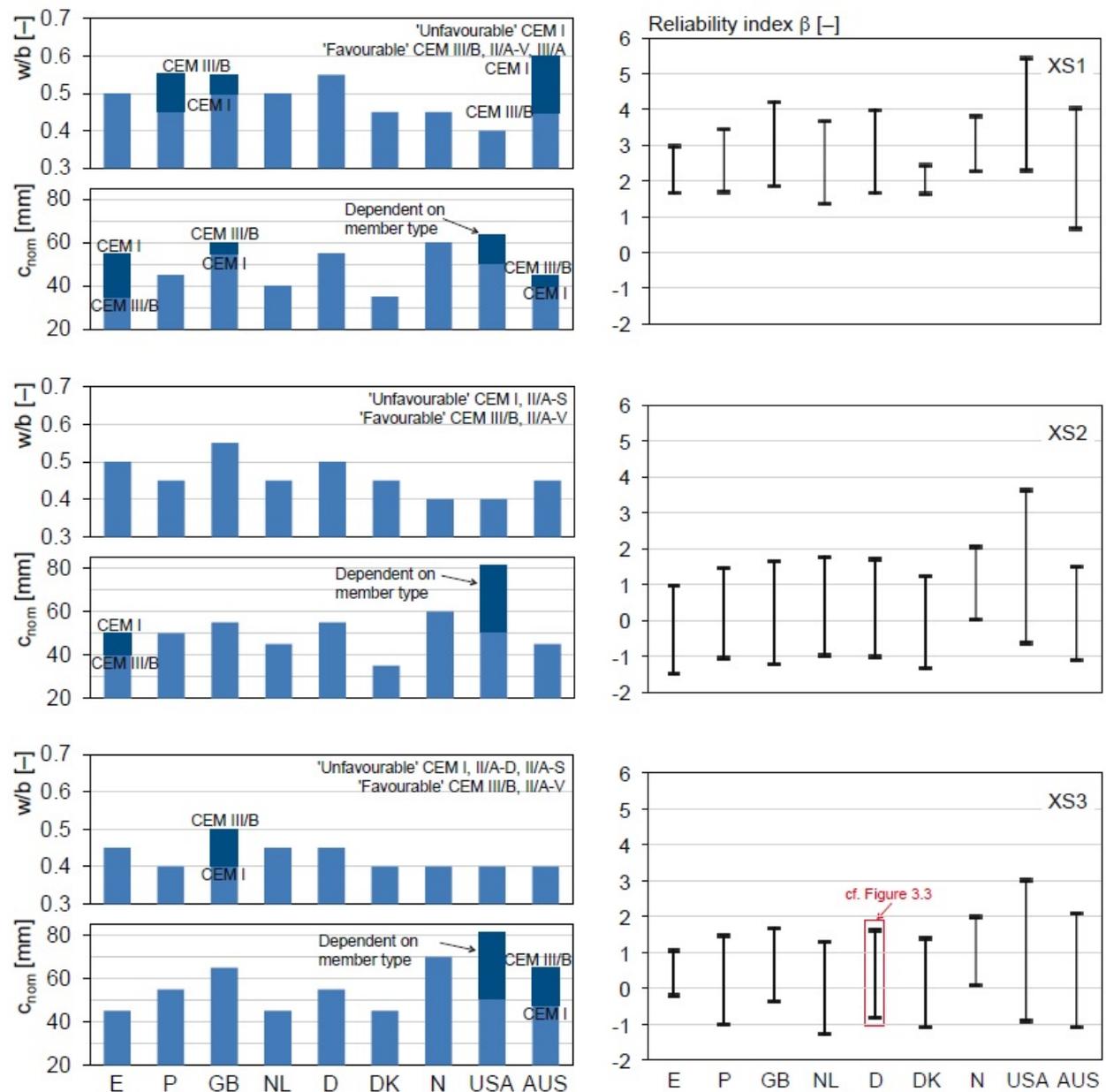


Figure 4.9 – Indices de fiabilité pour les cas favorable et défavorable (à droite) et E/L, type de ciment, enrobages préconisés par les normes étudiées (à gauche) [fib 76]

3. Applications fiabilistes

3.1. Moyens et démarche

3.1.1. Moyens

Une analyse de fiabilité nécessite l'utilisation de modèles visant à évaluer la probabilité de défaillance (via un indice de fiabilité β) d'une structure pour un scénario particulier. Les méthodes de calcul probabilistes prennent en compte la variabilité des paramètres d'entrée autour d'une moyenne mesurée ou évaluée par retour d'expérience.

Pour évaluer cet indice de fiabilité et la probabilité de défaillance, plusieurs méthodes existent. La méthode de simulation de Monte Carlo et les méthodes FORM/SORM sont présentées succinctement dans ce paragraphe.

3.1.1.1. Simulations de Monte Carlo (méthode de simulation)

La méthode des simulations de Monte Carlo consiste à réaliser des tirages aléatoires parmi les données d'entrée du modèle considéré et à calculer la valeur de la fonction d'état limite pour chaque tirage (figure 4.10). La probabilité de défaillance (Eq 4.7) est déduite du nombre de valeurs appartenant au domaine de défaillance.

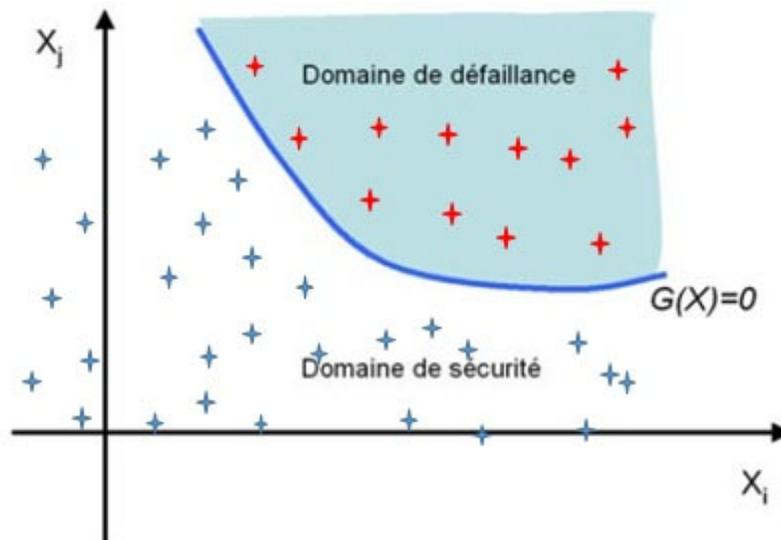


Figure 4.10 – Résultats de simulations de Monte Carlo

$$P_{fMC} \approx \frac{1}{N_{simu}} \cdot \sum_1^{N_{simu}} I(g(X) \leq 0) \quad \text{Eq 4.7}$$

$I(g(X) \leq 0)$ est une fonction qui vaut 1 si X appartient au domaine de défaillance et 0 sinon. N_{simu} est le nombre de tirages aléatoires pour lesquels la fonction d'état limite est calculée. P_{fMC} est donc la moyenne des tirages conduisant à un résultat dans le domaine de défaillance.

La méthode de Monte Carlo présente l'avantage de pouvoir s'utiliser aussi bien dans un espace physique que dans un espace standardisé mais elle nécessite un nombre de calculs important pour obtenir une probabilité de défaillance avec un coefficient de variation satisfaisant, c'est-à-dire suffisamment réduit. Si l'on vise par exemple un coefficient de variation de l'ordre de 10 % pour une probabilité inférieure à 1 %, le nombre de tirages doit être supérieur à environ $100/P_{fMC}$. Les temps de calcul peuvent donc devenir bloquants pour son utilisation.

3.1.1.2. Méthodes FORM/SORM (méthodes d'approximation)

Contrairement aux simulations de Monte Carlo, les méthodes FORM/SORM (First/Second Order Reliability Method) sont des méthodes qui s'utilisent uniquement dans un espace centré réduit. Les transformations de Rosenblatt et Nataf, détaillées dans [LEM 05], sont utilisées pour passer d'un espace à l'autre (figure 4.11).

Ces méthodes consistent à calculer une approximation de la fonction de performance $G(U)$ notée $g(u)$ par un développement en série de Taylor (Eq 4.8).

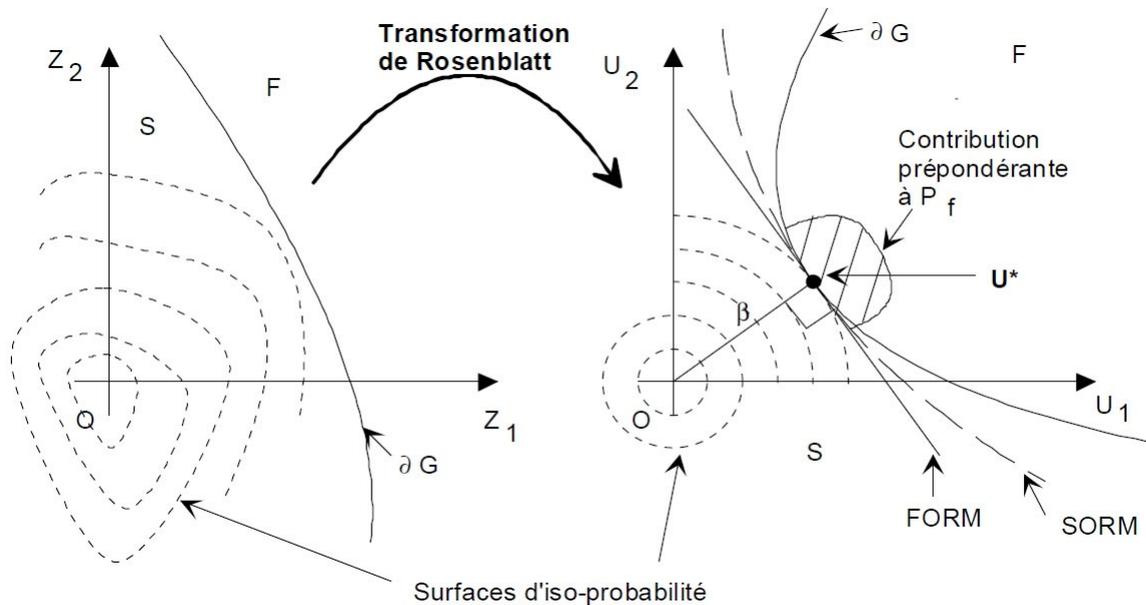


Figure 4.11 – Illustration du changement d'espace, de l'hyperplan (FORM) et de l'hyperparaboloïde (SORM) et de l'indice de fiabilité β [ARD 14]

$$g(U) = G(U_0) + J \cdot (U - U_0) + \frac{1}{2} \cdot (U - U_0)^t \cdot H \cdot (U - U_0) + \sum_{U \rightarrow U_0}^0 [(U - U_0)^t \cdot (U - U_0)] \quad \text{Eq 4.8}$$

Où J est la matrice Jacobienne et H la matrice Hessienne de la fonction d'état limite en U_0 . Lorsqu'on se limite à un développement du premier ordre, on utilise la méthode FORM. La méthode SORM est utilisée dans le cas d'un développement du second ordre. La surface de défaillance est remplacée par un hyperplan dans le cas de la méthode FORM et par un hyperparaboloïde avec la méthode SORM (figure 4.11). Ces méthodes s'appuient sur la connaissance du point de défaillance le plus probable P^* , situé sur la surface d'état limite au plus près de l'origine de sorte que la norme du vecteur $U = OP^*$ devient l'indice de fiabilité. La détermination de ce dernier est ainsi un problème de minimisation sous contrainte. Il existe plusieurs algorithmes pour calculer l'indice de fiabilité dont les plus efficaces dérivent de l'algorithme du gradient projeté de Rackwitz-Fiessler [FAT 18] [RAC 78].

Dans le cas de méthode FORM, la probabilité de défaillance est calculée avec l'équation 4.9 :

$$P_{\text{IFORM}} = \Phi(-\beta) \quad \text{Eq 4.9}$$

Où Φ représente la fonction de répartition de la loi Gaussienne centrée réduite et β l'indice de fiabilité [HAS 74][ARD 14].

La figure 4.12 et le tableau 4.13 illustrent le lien entre la probabilité de défaillance P_{fFORM} et l'indice de fiabilité. Dans le cas où la probabilité de défaillance est supérieure à 50 %, l'indice de fiabilité est négatif.

Tableau 4.13 – Lien entre indice de fiabilité et probabilité de défaillance [ARD 14]

| P_{fFORM} (-) | β (-) |
|-----------------|-------------|
| 10^{-1} | 1,28 |
| 10^{-2} | 2,33 |
| 10^{-3} | 3,09 |
| 10^{-4} | 3,72 |
| 10^{-5} | 4,75 |

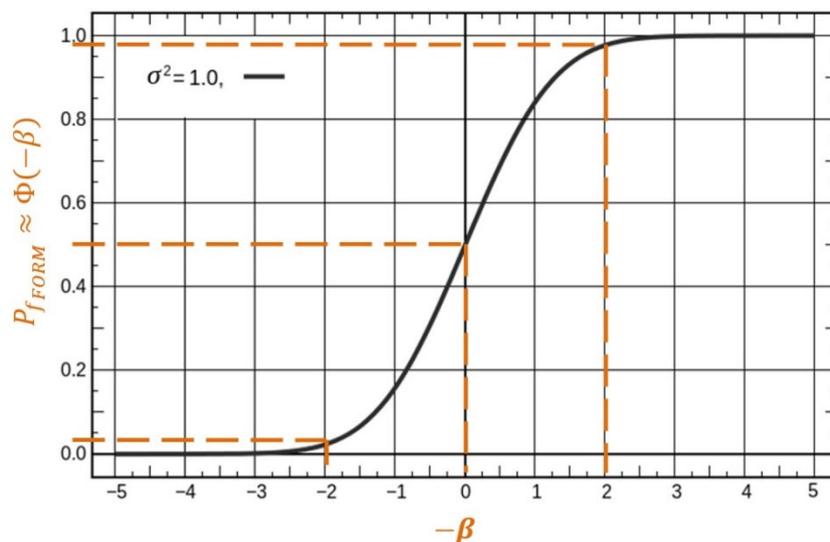


Figure 4.12 – Illustration de la probabilité de défaillance calculée avec la méthode FORM [FAT 18]

Les méthodes FORM et SORM permettent d'obtenir les facteurs d'importance qui représentent l'influence de la variable U_i dans l'état limite et celle de la variable X_i qui lui est associée dans le domaine physique sur le résultat.

Étant donné que la densité de probabilité dans le domaine de défaillance est maximale au point P^* , son intégration à proximité de P^* constitue l'essentiel de la valeur de P_f selon l'équation 4.5. Cela justifie la relative bonne approximation obtenue par FORM. Cependant, en cas de fortes courbures de la surface de défaillance, généralement liée à la forte non-linéarité de $G(X)$, l'approximation SORM devient nécessaire.

Ces méthodes présentent l'avantage de converger en peu d'itérations et elles sont donc généralement utilisées dans un contexte industriel [ARD 14]. La méthode FORM est utilisée dans cette thèse.

3.1.2. Démarche

L'introduction d'un état limite de durabilité, assimilé à celui de la seule dépassivation des armatures, et associé à un modèle physique simplifié de carbonatation ou de pénétration des ions chlorures, a été une réelle avancée initiée par le Model Code for Service Life Design et le projet Duracrete, comparativement à la démarche prescriptive de l'EC2. La modulation de l'indice de fiabilité cible en fonction des classes d'exposition proposée dans par Greve et Gehlen [GRE 16-1] pour les classes XC et [fib 76] pour les classes XS, et présentée ci-avant, pourraient constituer à son tour une amélioration, intégrant le retour d'expérience sur les pratiques européennes et tenant compte d'une meilleure réalité quant au développement effectif de la corrosion. Cependant, nous avons vu que pour être davantage en phase avec l'approche actuelle de la durabilité, il convenait de s'intéresser de façon plus quantitative à la phase de propagation de la corrosion. L'apparition de la fissuration consécutive à la croissance volumique des produits de corrosion est l'étape ultérieure, qui bien qu'étant une problématique mécanique pour la structure, reste également une problématique de durabilité. Le phénomène de fissuration associée à la corrosion a été l'objet de recherches soutenues [ALO 98] [PED 17] [CHE 08], concrétisée par des modèles de fissuration simplifiés de forme analytique [LIU 98] [VID 04], ou avancé par éléments finis [YAN 18] [CHE 15]. Jusqu'à présent, malgré la présence d'un formalisme relatif à l'état limite de fissuration consécutive à la corrosion, notamment dans le Model Code 2010 [fib 34], il n'a pas été possible de l'intégrer de manière quantitative dans les recommandations ou les codes de dimensionnement en raison du manque d'un modèle physique reconnu au niveau international. Il semble donc aujourd'hui plus pertinent de considérer une étape antérieure à la fissuration mais postérieure à la dépassivation, qui pourrait correspondre au démarrage effectif de la propagation de la corrosion en l'absence de fissuration. Dans ce cas, la formulation du problème est découplée de la mécanique et ne fait intervenir que la quantité de produits de corrosion ou bien, de façon équivalente, l'épaisseur de fer perdu.

La durée de service de la structure choisie pour la vérification des états limites de durabilité (dépassivation, puis propagation effective) peut naturellement correspondre à la durée de vie de référence de la structure (par exemple 50 ans pour un bâtiment, 100 ans pour un ouvrage d'art). Dans ce cas, on pourrait supposer que le dépassement d'un état limite de durabilité est sans incidence sur les états limites d'intégrité structurale correspondant à la même durée. Il est clair que cela dépend des niveaux de fiabilité retenus pour les états limite de durabilité. Si ceux-ci sont très élevés, l'incidence est nulle, mais le coût initial de la structure peut être excessif. Dans le cas contraire, les états limites structuraux pourraient être atteints avant la fin de la durée de vie de référence, ou bien leur probabilité de dépassement pourrait devenir inacceptable. Il convient donc de lier les niveaux de fiabilité, visés pour les états limites de durabilité, à ceux obtenus en conséquence aux états limites ultimes. À défaut de les lier, savoir comment sont impactés les derniers par les premiers semble nécessaire. C'est ce qui a été développé dans la suite de ce travail.

Dans un premier temps, notre démarche a consisté à établir un parallèle avec les travaux antérieurs. La démarche proposée par [GRE 16-1] et [fib 76] a ainsi été reprise pour positionner les bétons français de la norme NF EN 206/CN vis-à-vis des bétons des autres pays Européens. Les modèles de [GRE 16-1] et le modèle décrit dans [fib 34] sont utilisés de même que les modèles de substitution de SDReaM-crete 2.0. Les formules de béton étudiées sont celles préconisées par la norme NF EN 206/CN pour les classes d'exposition XC et XS (dosage en liant, E/C maximum) avec l'enrobage $C_{\min, \text{dur}}$ donné dans l'Eurocode 2. Les indices de fiabilité calculés

lors de cette étape sont les indices de fiabilité relatifs à la dépassivation et appelés β_{dep} dans la suite de ce mémoire.

Dans un second temps, nous proposons de déterminer un indice de fiabilité qui lie les phases de dépassivation et de corrosion appelé β_{dur} . Nous avons recours pour cela aux modèles de substitution de SDReaM-crete 2.0 associés au modèle de corrosion de [NGU 15]. Les bétons étudiés sont les mêmes que précédemment.

Enfin, dans un troisième temps, nous nous intéressons à l'état limite ultime en flexion d'un tablier de pont en béton armé (parement horizontal abrité de la pluie, respect des classes d'exposition XC3 et XS1), et à l'état limite ultime en flexion-flambement d'une pile du même pont (parement vertical soumis à la pluie, respect de la classe d'exposition XC4), dont les enrobages ont été dimensionnés conformément aux indices cibles proposés pour la durabilité. Le dimensionnement mécanique de ces ouvrages a été réalisé conformément à l'Eurocode 2, et est présenté en annexe 9.

La figure 4.13 illustre le positionnement des indices de fiabilité depuis la dépassivation jusqu'à l'état limite ultime.

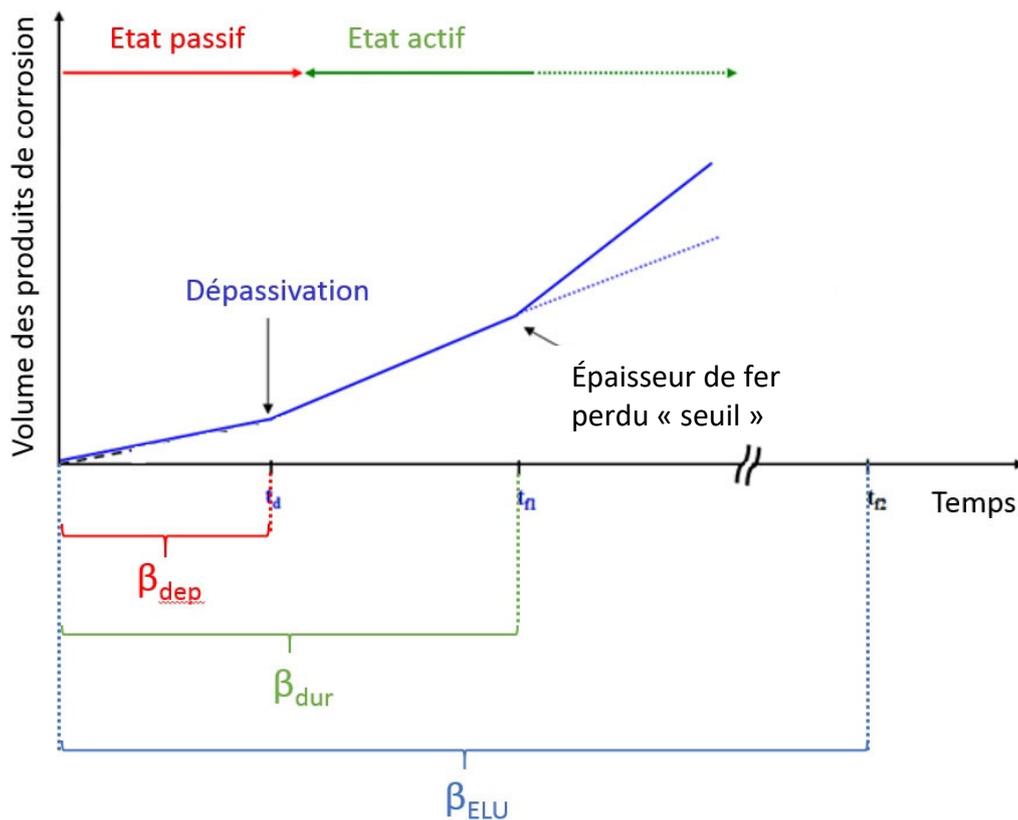


Figure 4.13 – Lien entre les indices de fiabilité et les phases de la vie d'un ouvrage en béton

Des exemples d'application sur des bétons représentatifs de l'Industrie du Béton, deux bétons du PN PerfDuB [PER 14] et un béton d'une pile du pont Rion-Antirion [LER 18] sont présentés à la fin de ce chapitre. Les indices de fiabilité relatifs à la dépassivation sont calculés avec SDReaM-crete 2.0 en considérant les épaisseurs d'enrobages données par l'Eurocode 2 [EC 2].

Les mêmes bétons sont ensuite étudiés en considérant une épaisseur d'enrobage basée sur les classes de résistance présentées dans le paragraphe 2.3 de ce chapitre [FRA 18].

La figure 4.14 résume la démarche mise en place lors des travaux de ce chapitre.

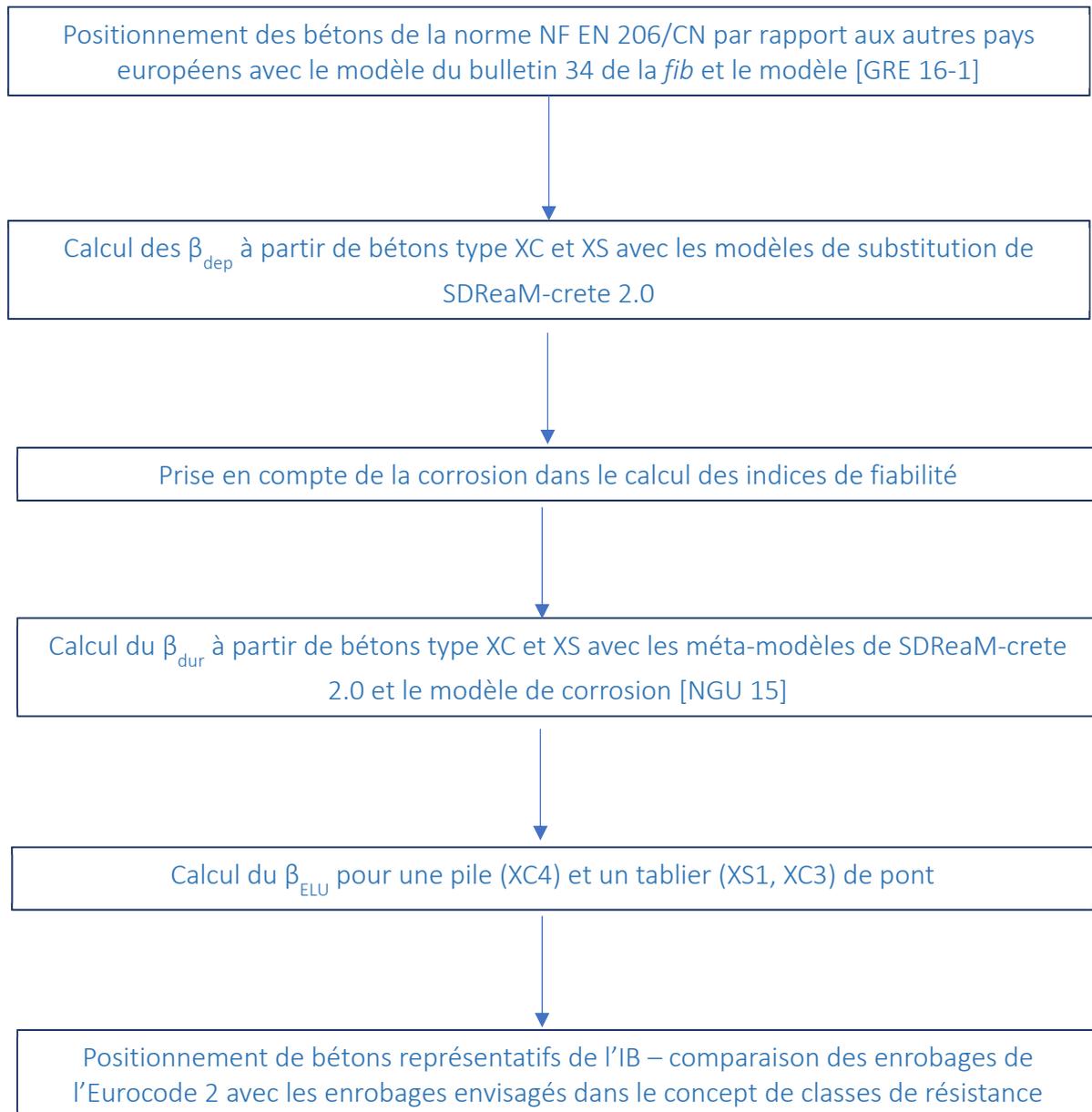


Figure 4.14 – Étapes de la démarche mise en place

3.2. Résultats et discussions

3.2.1. Positionnement des bétons de la norme NF EN 206/CN

3.2.1.1 Indices de fiabilité obtenus avec le modèle de durabilité du bulletin 34 de la fib [fib 34] et le modèle de [GRE 16-1]

Les travaux de Greve et al. [GRE 16-1] ont permis de positionner les bétons de différents pays européens entre eux via le calcul d'indices de fiabilité dans le cas de la carbonatation de la matrice cimentaire (figure 4.7). Le même travail a été réalisé dans le cadre de travaux de la

fib [*fib* 76] pour une agression en environnement marin mais ces deux études ne traitent pas des bétons de la norme NF EN 206/CN [NF 206] (figure 4.9). Le modèle de Greve et al. [GRE 16-1] (Eq. 1.35 à 1.39) et le modèle de durabilité du bulletin 34 de la *fib* [*fib* 34] (Eq 1.32 et 1.33) sont utilisés pour positionner les bétons français par rapport aux bétons des autres pays européens pour les classes XC3, XC4 et XS2, XS3 respectivement. Les tableaux 4.14 et 4.15 présentent les spécifications de la norme NF EN 206/CN pour les classes d'exposition étudiées dans ce paragraphe.

Tableau 4.14 – Spécifications de la norme NF EN 206/CN et de l'Eurocode 2 pour les classes d'exposition XC pour $t_{SL} = 50$ ans et classe structurale S4 [NF 206] [EC 2]

| Exposition (-) | Environnement (-) | E_{eff}/L_{eq} maximum (-) | Type de ciment autorisé (-) | Dosage en liant minimal (kg/m ³) | $C_{nom} = C_{min,dur} + \Delta C_{dev}$ |
|----------------|-----------------------------------|------------------------------|-----------------------------|--|--|
| XC1 | Sec ou humide en permanence | 0,65 | Tous | 260 | 25 = 15 + 10 |
| XC2 | Humide, rarement sec | 0,65 | Tous | 260 | 35 = 25 + 10 |
| XC3 | Humidité modérée | 0,6 | Tous | 280 | 35 = 25 + 10 |
| XC4 | Alternance humidification/séchage | 0,6 | Tous | 280 | 40 = 30 + 10 |

Pour les classes d'exposition liées à la carbonatation, les cas « favorables » sont définis pour des bétons à base de CEM I et pour une humidité relative élevée. Les cas « défavorables » concernant des bétons à base de CEM III/B et une humidité relative modérée.

Tableau 4.15 – Spécifications de la norme NF EN 206/CN et de l'Eurocode 2 pour les classes d'exposition XS pour $t_{SL} = 50$ ans et classe structurale S4 [NF 206] [EC 2]

| Exposition (-) | Environnement (-) | E_{eff}/L_{eq} maximum (-) | Type de ciment autorisé (-) | Dosage en liant minimal (kg/m ³) | $C_{nom} = C_{min,dur} + \Delta C_{dev}$ |
|----------------|--|------------------------------|-----------------------------|--|--|
| XS1 | Humide, exposé aux sels marins mais pas en contact avec l'eau de mer | 0,55 | Tous | 330 | 45 = 35 + 10 |
| XS2 | Immergé en permanence | 0,55 | Tous avec caractère PM | 330 | 50 = 40 + 10 |
| XS3 | Alternance humidification/séchage | 0,5 | Tous avec caractère PM | 350 | 55 = 45 + 10 |

Pour les classes d'exposition liées à la pénétration des ions chlorure, les cas « favorables » sont définis pour des bétons à base de CEM III/B. Les cas « défavorables » concernent des bétons à base de CEM I. L'influence des conditions environnementales est prise en compte également avec la concentration en ions chlorure de l'environnement. Les variables aléatoires des modèles, leur intervalle et les lois utilisées sont présentés en annexe 5 (Tableaux A.2 à A.5).

Les fonctions de défaillances sont données par les équations 4.10 et 4.11 :

$$G_{\text{carbo}}(X) = C_{\text{nom}} - x_c(X) \quad \text{Eq 4.10}$$

$$G_{\text{chlorure}}(X) = C_{\text{Cl crit}} - C_{\text{Cl}}(X) \quad \text{Eq 4.11}$$

Où C_{nom} est l'enrobage donné par l'Eurocode 2 [EC 2] en mm, $x_c(X)$ est la profondeur de carbonatation donnée par le modèle de [GRE 16-1] en mm (Eq 1.35 à 1.39), $C_{\text{Cl crit}}$ est la concentration critique en ions chlorure [fib 76] en %/masse liant et $C_{\text{Cl}}(X)$ est la concentration en ions chlorure au niveau de l'enrobage donné par le modèle [fib 34] en %/masse liant (Eq 1.32 et 1.33). Les moyennes des données d'entrée, leur écart type et les lois utilisées pour ces calculs sont présentés dans l'annexe 5 et ont été définis en se basant sur [GRE 16-1], [fib 76] et sur un retour d'expérience français.

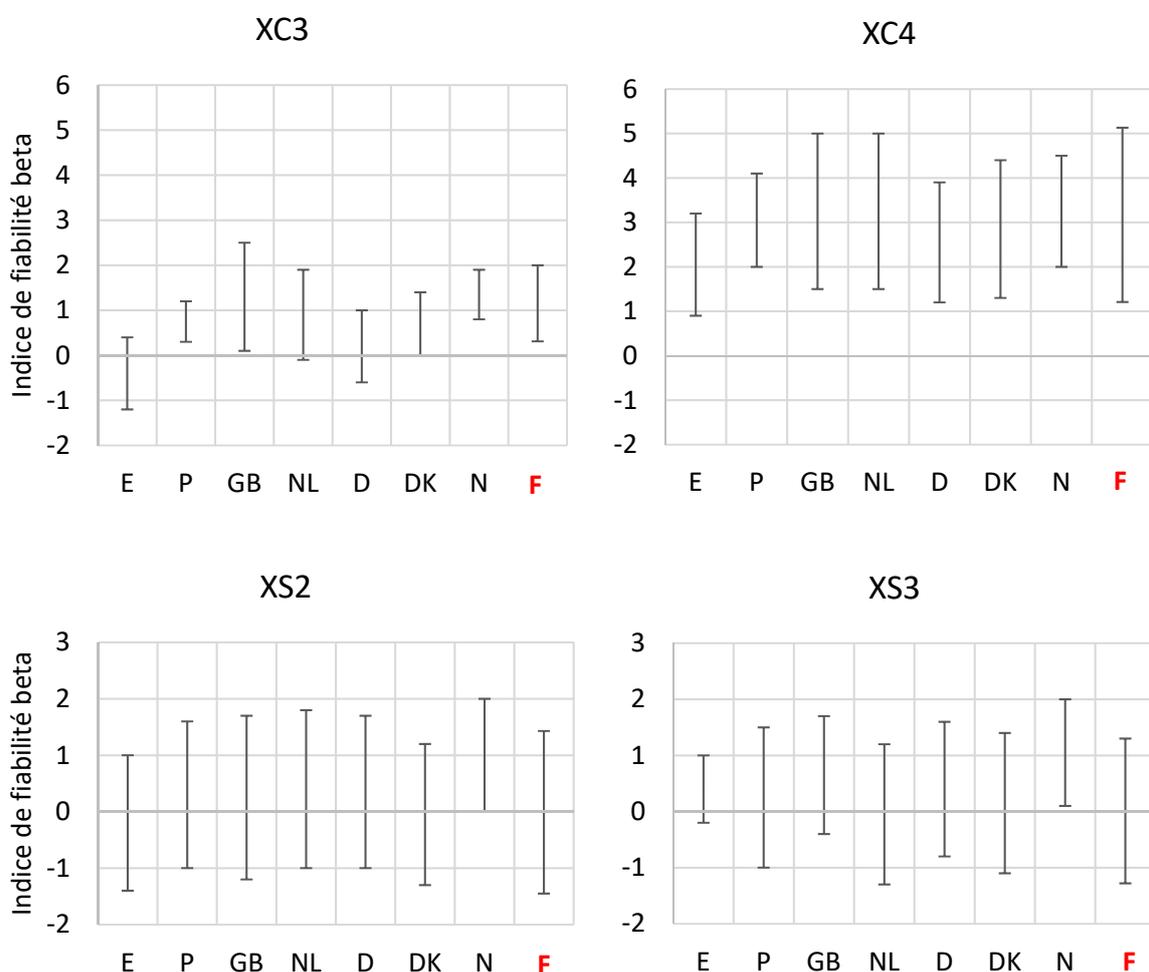


Figure 4.15 – Indices de fiabilité à 50 ans pour l'Espagne, le Portugal, la Grande-Bretagne, les Pays-Bas, l'Allemagne, le Danemark, la Norvège calculés par [GRE 16-1] pour les classes d'exposition XC3 et XC4 et par [fib 76] pour les classes d'exposition XS2 et XS3 et indices de fiabilité à 50 ans calculés lors de ces travaux pour la France

La figure 4.15 montre que les bétons formulés selon la norme NF EN 206/CN sont comparables aux bétons des autres pays européens. Les indices de fiabilité calculés se situent dans les mêmes plages de valeurs, ce qui traduit un partage des pratiques et la représentativité de la démarche à l'échelle européenne.

3.2.1.2 Indices de fiabilité obtenus avec les modèles de substitution de SDReaM-crete 2.0

Le même travail est réalisé avec les méta-modèles de SDReaM-crete 2.0 établis dans le chapitre 3. Les indices de fiabilité sont calculés pour les classes XC (2, 3 et 4) et XS (1 et 2) pour des cas favorable et défavorable qui sont définis en fonction de l'agression subie par le béton et des préconisations normatives françaises. Les adaptations portent à la fois sur les données matériaux (quantité d'hydrates, porosité accessible à l'eau, coefficient de diffusion des ions chlorure, δ) et les données environnementales (humidité relative, concentration en ions chlorure de l'environnement). Les variables aléatoires des calculs réalisés dans ce paragraphe sont présentées tableaux 4.16 et 4.17.

Les fonctions de défaillances utilisées sont données par les équations 4.12 et 4.13 :

$$G_{\text{carboSD}}(X) = C_{\text{nom}} - \mathcal{M}_{\text{Car}}(X) \quad \text{Eq 4.12}$$

$$G_{\text{chlorureSD}}(X) = C_{\text{nom}} - \mathcal{M}_{\text{Cl}}(X) \quad \text{Eq 4.13}$$

Où C_{nom} est l'enrobage donné par l'Eurocode 2 [EC 2] en mm, $\mathcal{M}_{\text{Car}}(X)$ est la profondeur de carbonatation donnée par le méta-modèle carbonatation de SDReaM-crete 2.0 en mm, $\mathcal{M}_{\text{Cl}}(X)$ est la profondeur à laquelle la concentration en ions chlorure est supérieure à la concentration critique appelée Cl_{crit} en mol/m³ de solution interstitielle donnée par le méta-modèle chlorure de SDReaM-crete 2.0.

▪ Carbonatation

Le tableau 4.16 rappelle les données d'entrée du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 lié à la carbonatation ainsi que les plages de variation qui ont été utilisées pour construire ce méta-modèle. Il est important de rappeler que, dans le cadre de ces travaux, le méta-modèle n'a pas été défini en dehors de ces plages. Pour ces calculs, le temps d'exposition considéré est de 50 ans.

Tableau 4.16 – Paramètres d'entrée du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 (carbonatation), lois utilisées pour les calculs de fiabilité et plage de validité des variables

| Paramètre | Unités | Distribution | Min | Max |
|--|--------------------|--------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,11 | 0,21 |
| Facteur lié à l'isotherme de désorption δ | - | Beta | -1 | 1 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 300 | 1 500 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 450 | 2 200 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 200 | 450 |
| Ettringite AFt | mol/m ³ | Beta | 180 | 350 |
| pH de dépassivation pH_{crit} | - | Beta | 7 | 11 |
| Humidité relative HR | % | Beta | 75 | 92 |
| Enrobage C_{nom} | mm | Beta | - | - |

L'humidité relative définie en donnée d'entrée est une humidité relative annuelle. Le méta-modèle prend ensuite en compte une variation autour de cette humidité (Eq 4.14). Cette variation nous permet de mieux appréhender les différentes saisons d'une année.

$$\Delta HR = 10 - \frac{HR-75}{1,7} \quad \text{Eq 4.14}$$

Pour obtenir les moyennes des variables aléatoires du modèle de substitution, on utilise les compositions du ciment et du laitier de haut fourneau de cette thèse et on considère que le béton du cas défavorable contient 50 % de CEM I et 50 % de laitier par rapport à sa masse de liant. Le modèle de Kolani [KOL 12] décrit dans le chapitre 3 est utilisé pour obtenir les quantités de portlandite, de C-S-H, de monosulfoaluminates et d'ettringite. Le modèle de Powers [POW 59] est appliqué pour obtenir la porosité accessible à l'eau en considérant un volume de pâte de 30 % et les mêmes granulats que pour ces travaux. La valeur du paramètre δ (liée à l'isotherme de désorption) est définie sur la base de la compacité et du type de liant. Les humidités relatives moyennes annuelles sont obtenues à partir de données météorologiques de différentes villes françaises [WO 19].

Les écarts types des variables sont définis à partir d'un retour d'expérience, notamment de résultats obtenus lors de précédentes ou actuelles études du Cerib [MAI 13] [PER 14] [BID 17]. L'écart type lié à l'enrobage est calculé avec l'équation 4.6. Toutes les données utilisées pour ces calculs sont présentées en annexe 6, tableaux A.6 à A.11.

Les bétons qui sont étudiés dans ce paragraphe sont moins performants que ceux dont les propriétés ont été utilisées pour la construction du modèle de substitution. Pour les cas défavorables, les valeurs moyennes des propriétés matériaux des formulations se situent dans la limite basse du domaine de validité du modèle de substitution. Afin d'éviter toute excursion des données d'entrée en dehors du domaine de validité du modèle de substitution, nous avons dû réduire les valeurs des écarts-types. Ceci est également valable pour l'étude des classes XS1 et XS2 de ces travaux.

La figure 4.16 montre que les bétons français [NF 206] conduisent à des résultats similaires à ceux des autres pays pour les classes XC2 et XC4. Pour la classe d'exposition XC3, les indices de fiabilité donnés par le modèle SDReaM-crete 2.0 sont supérieurs à ceux calculés avec le modèle de Greve et al. [GRE 16-1]. Les modèles de substitution de SDReaM-crete 2.0 ont été construits sur la base des résultats obtenus sur les bétons fabriqués lors de cette thèse et sur un retour d'expérience relatifs aux bétons préfabriqués. Ces bétons présentent des formulations de qualité supérieure à celles préconisées dans la norme NF EN 206/CN pour les mêmes classes d'exposition (tableau 2.1) en termes de E_{eff}/L_{eq} et de dosage en liant. Les domaines de validité des méta-modèles de SDReaM-crete 2.0 sont donc adaptés à ce type de béton et on a pu voir précédemment que les bétons étudiés dans ce paragraphe se situent parfois à la limite basse du domaine de validité ce qui peut expliquer que les indices de fiabilité calculés avec le méta-modèle soient légèrement supérieurs à ceux obtenus avec le modèle de [GRE 16-1].

La figure 4.16 présente les résultats d'indices de fiabilité obtenus avec SDReaM-crete 2.0 pour les classes XC2, XC3 et XC4 pour les cas favorable et défavorable après 50 ans d'exposition pour les bétons français. Les résultats des autres pays sont tirés de [GRE 16-1].

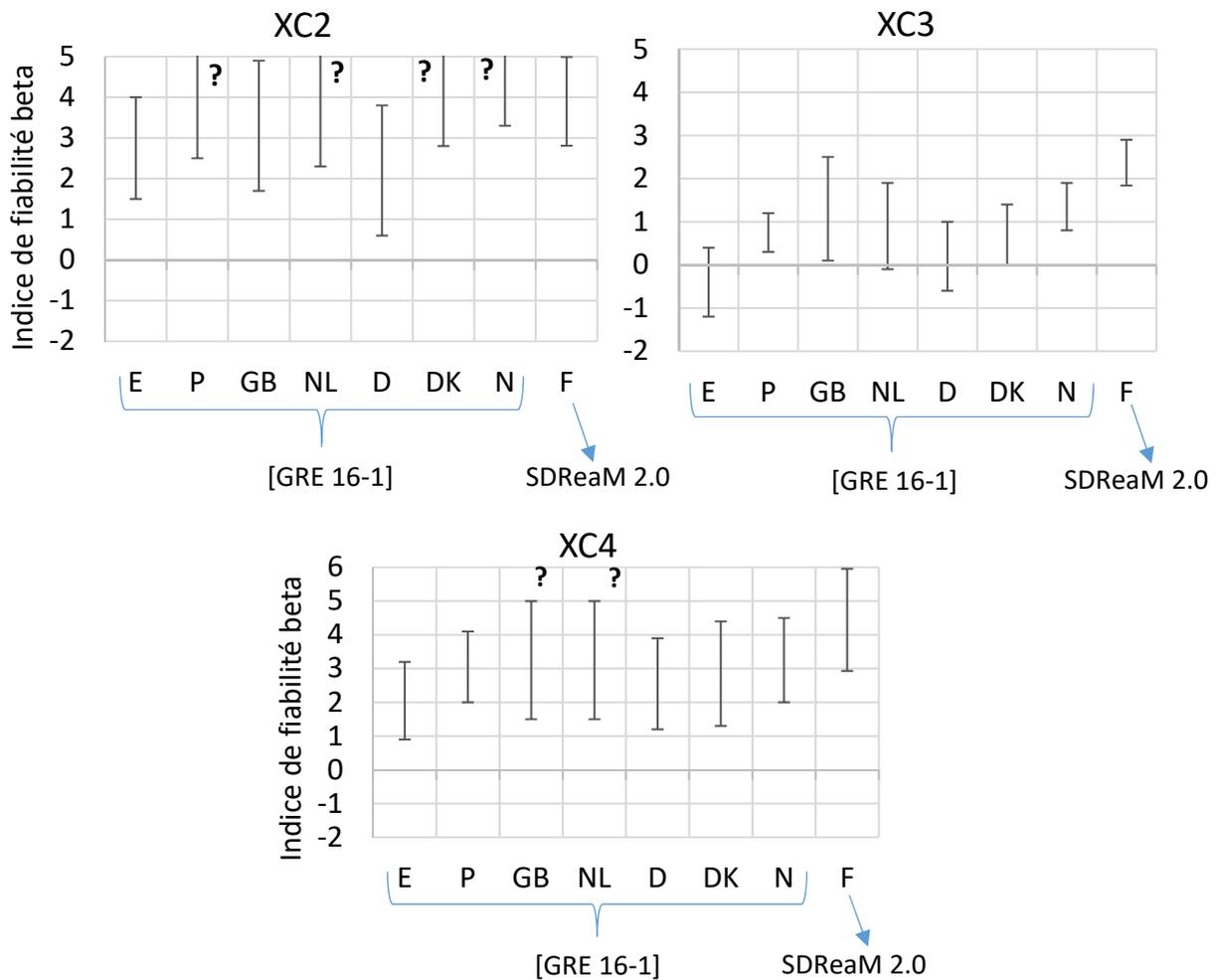
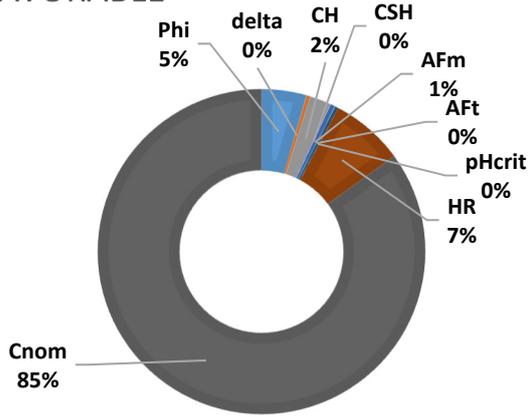


Figure 4.16 – Indices de fiabilité obtenus pour différents pays européens par [GRE 16-1] et indices de fiabilité obtenus avec le modèle SDReaM-crete 2.0 pour les bétons français [NF 206]

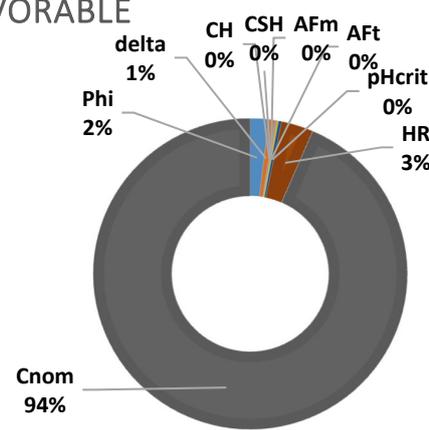
Note : les points d'interrogation signifient que [GRE 16-1] ne donne pas les valeurs du cas favorable, on sait simplement que l'indice de fiabilité est supérieur à 5.

On remarque sur la figure 4.17 que l'enrobage est de très loin le paramètre le plus influent sur la fiabilité indépendamment des cas et des classes d'expositions testés. L'impact des autres paramètres du modèle n'est pas le même si l'on considère le cas favorable ou défavorable. Dans les cas favorables, l'influence de l'enrobage est moins importante, particulièrement pour la classe d'exposition XC4. On retrouve alors la porosité accessible à l'eau, l'humidité relative et la quantité de portlandite comme paramètres influents ce qui confirme les données de la littérature [HYV 09] [MAI 13].

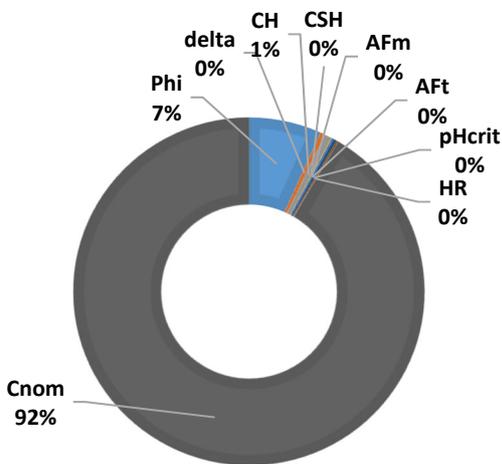
XC2 FAVORABLE



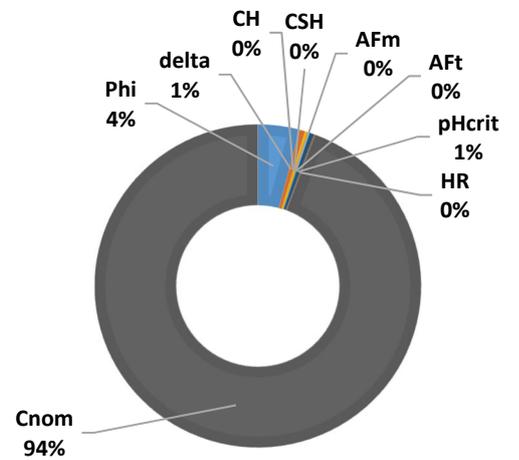
XC2 DÉFAVORABLE



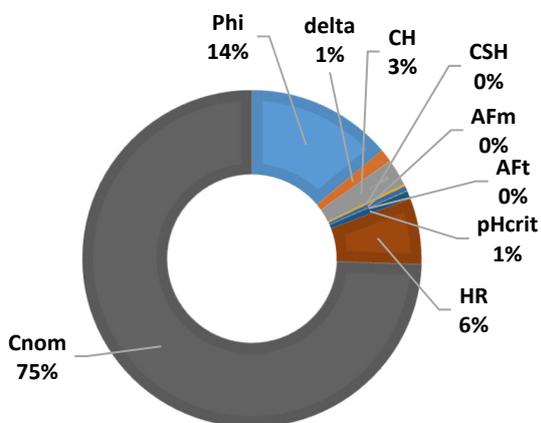
XC3 FAVORABLE



XC3 DÉFAVORABLE



XC4 FAVORABLE



XC4 DÉFAVORABLE

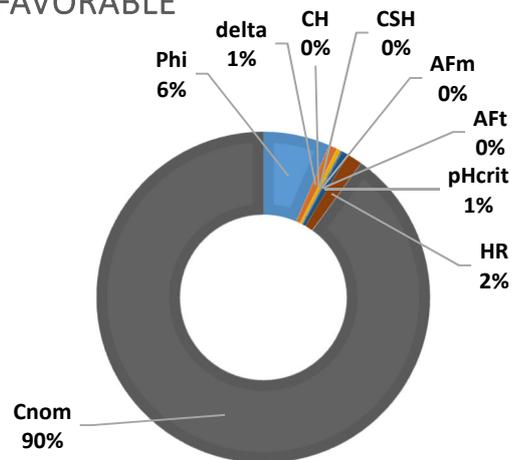


Figure 4.17 – Facteurs d'importance pour les indices de fiabilité liés aux classes d'exposition XC2, 3 et 4 pour les cas favorables (CEM I) et défavorables (CEM III)

▪ Pénétration des ions chlorure

Le tableau 4.17 présente les paramètres d'entrée du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 lié à la pénétration des ions chlorure. On note que, à ce jour, ce modèle de substitution couvre uniquement les classes d'exposition XS1 et XS2. L'humidité relative prise en compte est une moyenne annuelle et est considérée comme fixe.

Tableau 4.17 – Paramètres d'entrée du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 (chlorure), lois utilisées pour les calculs de fiabilité et plage de validité des variables

| Paramètre | Unités | Distribution | Min | Max |
|--|--------------------|--------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,11 | 0,21 |
| Coefficient de diffusion effectif des ions chlorure $D_{Cl}(10^{-12})$ | m ² /s | Beta | 0,05 | 1 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 300 | 1 500 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 450 | 2 200 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 200 | 450 |
| Ettringite Aft | mol/m ³ | Beta | 180 | 350 |
| Concentration en ions chlorure à la dépassivation Cl_{crit} | mol/m ³ | Beta | 40 | 440 |
| Humidité relative HR | % | Beta | 75 | 92 |
| Concentration en ions chlorure de l'environnement P_{Cl} | mol/m ³ | Beta | 470 | 630 |
| Enrobage C_{nom} | mm | Beta | - | - |

Les moyennes et les écarts type des données « matériaux » du modèle sont obtenus de la même manière que pour l'étude des classes XC (quantité d'hydrates, porosité), avec les modèles de [KOL 12] et [POW 59]. Le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure est estimé à partir d'un retour d'expérience sur des précédentes études menées par le Cerib [MAI 13] [PER 14] [BID 17]. Les paramètres environnementaux (concentration en ions chlorure de l'eau de mer et humidité relative annuelle) sont déterminés à partir de données météorologiques [WO 19] [LER 15]. L'écart type lié à l'enrobage est calculé avec l'équation 4.6. Les données d'entrée de ces calculs sont présentées en annexe 6, tableaux A.12 à A.15.

Les indices de fiabilité obtenus sur les bétons français pour la classe XS1 avec le méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 sont comparables à ceux obtenus par [fib 76] avec le modèle de durabilité du bulletin 34 de la fib. Pour la classe d'exposition XS2, les indices de fiabilité associés aux bétons français calculés avec le modèle de substitution de SDReaM-crete 2.0 sont légèrement supérieurs à ceux obtenus dans [fib 76]. Mai-Nhu et al. [MAI 15] ont montré que le modèle de durabilité du bulletin 34 de la fib est sévère, particulièrement pour les structures immergées (XS2), ce qui peut expliquer la différence mise en avant par la figure 4.18. Comme pour la carbonatation, le développement du méta-modèle lié à la pénétration des ions chlorure a été développé sur la base de résultats obtenus pour des formules plus performantes que celles définies dans la norme NF EN 206/CN pour les classes XS (tableaux 2.1 et 4.15).

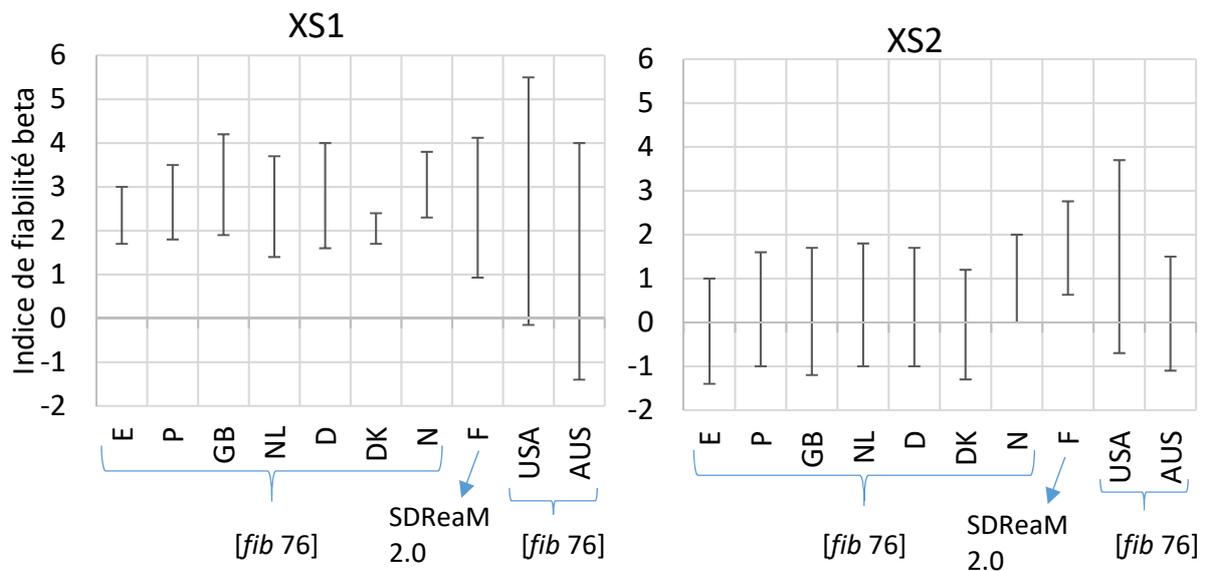
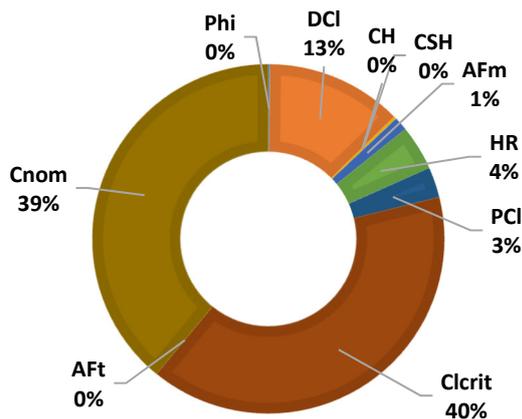
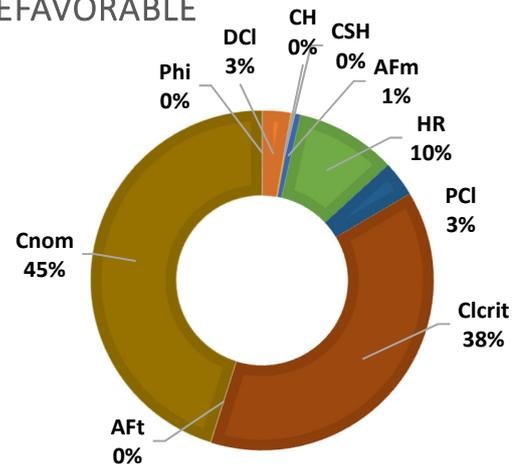


Figure 4.18 – Indices de fiabilité obtenus pour différents pays par [fib 76] et indices de fiabilité obtenus avec le modèle SDReaM-crete 2.0 pour les bétons français [EN 206]

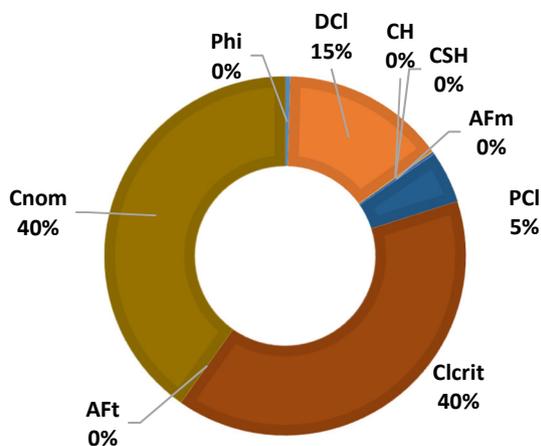
XS1 FAVORABLE



XS1 DÉFAVORABLE



XS2 FAVORABLE



XS2 DÉFAVORABLE

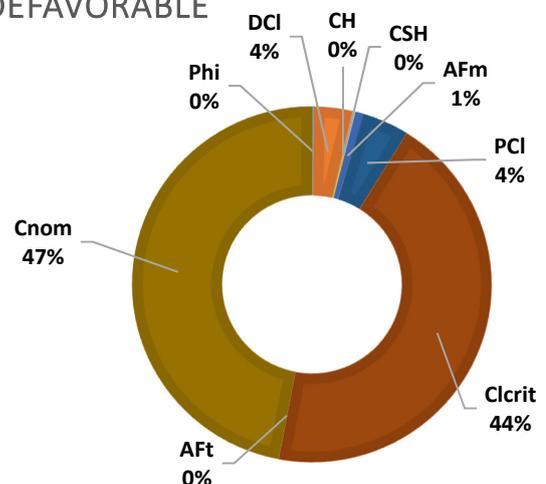


Figure 4.19 – Facteurs d'importance pour des indices de fiabilité liés aux classes d'exposition XS1 et XS2 pour les cas favorables (CEM III) et défavorables (CEM I)

La figure 4.19 présente les facteurs d'importance calculés pour les classes d'exposition XS. Tout comme pour les calculs réalisés pour les classes XC, l'importance des paramètres n'est pas la même pour les cas favorable et défavorable indépendamment de la classe d'exposition. Le paramètre prépondérant sur la fiabilité lié à la pénétration des ions chlorure reste l'enrobage suivi de très près par le paramètre Cl_{crit} relatif au seuil de dépassement. Il convient donc de porter une attention particulière à la définition de ce seuil Cl_{crit} . L'analyse bibliographique a montré qu'aucun consensus n'a été trouvé pour le moment sur une concentration en ions chlorure qui induit la dépassement des armatures. D'autres paramètres sont influents sur le résultat de l'indice de fiabilité calculé dans le cas des classes XS comme l'humidité relative de l'environnement, le coefficient de diffusion des ions chlorure, la concentration en sels de l'environnement ce qui est en accord avec la littérature [MAI 13].

Dans le cadre des travaux de la commission européenne CEN TC 250/SC2/WG1/TG10, la valeur de 2 kg d'ions chlorure totaux par m^3 de béton est évoquée comme état limite vis-à-vis de la contamination aux ions chlorure et est assimilée à un C_{crit} , sans qu'il s'agisse d'une valeur recommandée, lorsqu'on utilise les modèles pour déterminer les ERC.

Cela correspond à un seuil en ions chlorure de l'ordre de 0,6 %/masse liant si on considère un béton avec 350 kg/m³ de liant. Il est important de noter que si on utilise cette manière de traduire la dépassivation on ne tient pas compte de la quantité de liant ni de sa composition ce qui constituerait un frein à la formulation de béton à base de liant environnementaux. Un seuil unique pour tous les types de béton ne permet pas de valoriser la capacité des formules à base de liants binaire ou ternaire qui présentent une meilleure résistance à la pénétration des ions chlorure. Il conviendra d'en tenir compte ensuite pour différencier les qualités de béton d'enrobage.

3.2.1.3 Synthèse intermédiaire

Les calculs réalisés ont permis de positionner les bétons de la norme NF EN 206/CN par rapport aux bétons des autres pays Européens pour les classes d'exposition liées à la carbonatation et à la pénétration des ions chlorure. Les résultats obtenus montrent qu'il est délicat de se positionner sur un indice de fiabilité unique pour la dépassivation quelle que soit la classe d'exposition considérée qui assure à la fois la sécurité de l'ouvrage et un couple béton/enrobage optimum.

3.2.2. Calcul d'un indice de fiabilité liant les phases de dépassivation et de corrosion

L'objectif de cette partie est de calculer un indice de fiabilité noté β_{dur} qui intègre à la fois les phases de dépassivation et de corrosion. On utilise le modèle de [NGU 15] avec SDReaM-crete 2.0 pour réaliser des calculs de fiabilité β_{dur} . Comme détaillé dans le paragraphe 2.4 du chapitre 3, le modèle de [NGU 15] calcule une épaisseur d'acier perdu qui dépend, entre autres, d'une probabilité d'activation de la corrosion P_{ac} (Eq 1.60). P_{ac} dépend de la concentration en ions chlorure et du pH de la solution interstitielle au voisinage de l'armature et est calculé par le modèle SDReaM-crete.

Les équations 3.24 et 3.25 montrent que l'épaisseur d'acier perdu calculée par le modèle de [NGU 15] dépend du facteur P_{ac} (probabilité d'activation de la corrosion). Pour la pénétration des ions chlorure, ce facteur, égal à 1 pour une concentration en ions chlorure supérieure à 440 mol/m³ et à 0 si elle est inférieure à 40 mol/m³, est illustré par la figure 1.18. Pour la carbonatation, ce facteur est réévalué lors de ces travaux pour induire une probabilité d'activation de la corrosion variant entre 0 et 1 pour des pH allant de 13 à 9. Les travaux du chapitre 3 ont mis en évidence un front très raide de carbonatation probablement dû, au-delà de spécificité des bétons simulés, à la manière dont le pH est calculé par SDReaM-crete 2.0. Il semble donc pertinent dans un premier temps d'adapter le facteur P_{acpH} afin de mieux appréhender le développement de la corrosion dans le cas de bétons soumis à la carbonatation. Dans un second temps, il serait judicieux d'affiner le calcul du pH notamment en prenant en compte tous les ions et alcalins présents dans la solution interstitielle. Il s'agit d'une perspective immédiate à ces travaux de thèse.

Dans la détermination des indices de fiabilité β_{dur} , les bétons et les environnements étudiés sont les mêmes que précédemment pour les classes XC2, XC3, XC4, XS1 et XS2. Les moyennes des données d'entrée, leur écart type et les lois utilisées sont donnés dans l'annexe 6. La moyenne du coefficient α (proportion de rouilles vertes migrant vers le milieu transformé) est égale à 0,7 (tableau 3.6) et l'écart type est forfaitairement choisi égal à 0,045.

La fonction de défaillance est donnée par l'équation 4.16. Elle est définie pour une épaisseur de fer dégradée en μm .

$$G_{\text{corro}}(X) = \text{EpDeg} - \text{EpFP}(X)$$

Eq 4.16

Où EpDeg est l'épaisseur de fer perdu seuil en μm [IZQ 19] [DUP 13] et EpFP est l'épaisseur de fer perdu calculée par le modèle de [NGU 15] et SDReaM-crete 2.0 en μm . Les variables aléatoires restent identiques à celles considérées pour la dépasseivation. La variable EpDeg est représentée par une loi Beta (annexe 6, tableaux A.6, A.8, A.10, A.12).

L'état de l'art a montré, en ce qui concerne la corrosion induite par les ions chlorure, qu'on ne retrouve pas une dégradation uniforme de l'armature mais une corrosion par piqûre. Ce phénomène est complexe et à l'heure actuelle, il est difficile de positionner une valeur seuil de profondeur de piqûre au-delà de laquelle l'intégrité de l'ouvrage est mise en cause. Dans ces travaux, on considère une corrosion uniforme. La différence entre le phénomène de carbonatation et la pénétration des ions chlorure est mise en avant par un seuil d'épaisseur dégradée distinct entre les deux cas.

À la suite d'études menées en laboratoire et d'investigation sur des structures situées en Espagne, [IZQ 19] propose un seuil 100 μm de fer perdu au-delà duquel l'intégrité de l'ouvrage peut être mis en cause pour les bétons soumis au phénomène de carbonatation. En considérant une perte d'acier de l'ordre de 11,2 μm par an, correspondant à une densité de courant de corrosion de 1 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$ [RIL 04], la durée de corrosion active serait de 9 ans pour atteindre cette valeur seuil. Cela est en accord avec les durées de corrosion acceptables proposées par [IZQ 19] pour les classes d'exposition XC dans le cas d'une probabilité de défaillance de 10 %. En revanche, le seuil proposé ne semble pas adapté dans le cas d'une agression par les ions chlorure où les durées de corrosion acceptables sont plus courtes du fait du phénomène de corrosion par piqûres.

Toujours pour le phénomène de carbonatation, on trouve dans la littérature une valeur seuil de fer perdu de 12 mg/cm^2 proposée par [DUP 13]. Cette manière d'exprimer la quantité de fer perdu présente l'avantage d'être indépendante du diamètre de l'armature utilisée mais conduit à des épaisseurs dégradées acceptables très faibles si on considère une armature de 20 mm de diamètre (de l'ordre de 15 μm). Même si elle a été définie pour des bétons soumis au phénomène de carbonatation, cette valeur nous semble intéressante comme seuil pour les classes d'exposition XS car elle correspond à une durée de corrosion acceptable d'un à deux ans ce qui est plus réaliste pour les bétons en milieu chloruré [RIL 04] [IZQ 19].

Pour les calculs réalisés dans ce paragraphe, on considère une épaisseur de fer dégradée moyenne de 100 μm [IZQ 19] pour les classes XC et de 15 μm pour les classes XS (12 mg/cm^2 pour une armature de 20 mm de diamètre [DUP 13]). Il est toutefois important de noter que ces valeurs sont indépendantes du diamètre de l'armature utilisée.

Le tableau 4.18 présente les résultats obtenus pour les classes XC. Le temps d'exposition considéré est de 50 ans.

Tableau 4.18 – Indices de fiabilité β_{dur} obtenus pour les classes d'exposition XC

| Classe d'exposition et cas (f = favorable et d = défavorable) | XC2 f | XC2 d | XC3 f | XC3 d | XC4 f | XC4 d |
|---|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| Indice de fiabilité (-) | 2,39 | 2,73 | 3,33 | 3,28 | 2,74 | 3,16 |

Le tableau 4.18 montre que les indices de fiabilité liés à la corrosion induite par carbonatation sont élevés quelle que soit la classe d'exposition étudiée. On remarque que les valeurs de β_{dur} sont plus faibles dans les cas favorable que dans les cas défavorable. Les cas défavorable pour les classes XC sont définis pour une humidité relative favorisant la carbonatation des bétons c'est-à-dire une humidité relative modérée. À l'inverse, les cas favorable présentent une humidité relative élevée (annexe 6). Comme le phénomène de corrosion est d'autant plus rapide que l'humidité relative est élevée dans le domaine de définition du méta-modèle ($75 \% \leq HR \leq 92 \%$), cela conduit à un développement de la corrosion plus important pour les cas favorables. Lors du calcul de l'indice de fiabilité β_{dur} , le phénomène de carbonatation est masqué par la propagation de la corrosion et son besoin d'un environnement humide. On ne retrouve pas ce résultat pour la classe d'exposition XC3 car quel que soit le cas, l'humidité relative reste modérée (définition même de la classe XC3) et conduit à des épaisseurs de fer perdu moindres par rapport à celles obtenues pour les classes XC2 et XC4.

Le même travail est ensuite réalisé pour la classe d'exposition XS1 (tableau 4.19).

Tableau 4.19 – Indices de fiabilité β_{dur} obtenus pour la classe d'exposition XS1

| Classe d'exposition et cas (f = favorable et d = défavorable) | XS1 f | XS1 d |
|---|-------|-------|
| Indice de fiabilité (-) | 4,92 | 0,96 |

Le tableau 4.19 présente les indices de fiabilité β_{dur} obtenus pour la classe XS1. Contrairement à la corrosion induite par carbonatation, le cas favorable présente un indice de fiabilité très supérieur à celui du cas défavorable. La principale différence entre les deux cas (hormis les conditions environnementales) est le choix du ciment, CEM I ou CEM III. Lors de la campagne expérimentale conduite pour cette thèse on a pu observer (figures 2.5 et 2.6) une forte influence de la chimie du liant sur la pénétration des ions chlorure dans la matrice cimentaire. Tous paramètres égaux par ailleurs, les bétons à base de CEM III présentent un coefficient de diffusion apparent des ions chlorure plus faible que les bétons à base de CEM I. Ceci se répercute directement sur la progression des ions chlorure libres dans la matrice cimentaire et sur la valeur de P_{acCl} (figure 1.18 et Eq 1.59). Cela conduit à une épaisseur de fer perdu plus importante pour les bétons des cas défavorables et à des indices de fiabilité faibles (probabilité de défaillance vis-à-vis de la durabilité supérieure à 10 %, figure 4.9). Le résultat du cas favorable souligne les performances des bétons lorsque la formulation (notamment le choix du ciment) est adaptée à son environnement. Cela met en avant la pertinence d'adapter le type de liant en fonction de l'environnement de l'ouvrage.

3.2.3. Calcul d'un indice de fiabilité à l'état limite ultime

Dans cette partie, la fiabilité d'un pont est étudiée en tenant compte de la phase de dépassement, de corrosion et de l'aspect mécanique. Le dimensionnement du pont, les fonctions de défaillance et les paramètres utilisés pour réaliser les calculs sont présentés en annexe 9. Les bétons considérés pour ce paragraphe sont des bétons respectant la norme NF EN 206/CN pour les classes considérées dans des environnements favorables. Leurs propriétés et les valeurs utilisées pour ces calculs sont données dans l'annexe 9. L'indice de fiabilité lié à l'état limite ultime (β_{ELU}) est d'abord calculé sans tenir compte de la réduction de

la section d'acier due à la corrosion. Ensuite on utilise SDReaM-crete 2.0 pour prendre en compte la réduction de la section d'acier dans le calcul de β_{ELU} . Le dimensionnement proposé par l'Eurocode 2 conduit aux variables suivantes les plus influentes sur la fiabilité (tableaux A.24, A.25, A.26, annexe 9) : résistance de l'acier f_y et poids volumique du béton ω_c pour le tablier, défaut de positionnement e_0 pour la pile. Cette influence conditionne dans une certaine mesure les résultats obtenus présentés dans le tableau 4.20.

Tableau 4.20 – résultats des calculs des indices de fiabilité β_{ELU} avec et sans tenir compte de la réduction de section d'acier pour une durée de service considérée de 50 ans

| | Flexion – tablier | | Flambement – pile |
|---------------------------------------|-------------------|------|-------------------|
| | XS1 | XC3 | XC4 |
| β_{ELU} (mécanique uniquement) | 5,39 | 5,37 | 4,07 |
| β_{ELU} (avec SDReaM-crete 2.0) | 5,38 | 5,25 | 4,04 |

Le paragraphe précédent a montré que les bétons respectant les préconisations de la norme NF EN 206/CN conduisent à des indices de fiabilité β_{dur} élevé et donc à des épaisseurs de fer perdu acceptables (tableaux 4.18 et 4.19) pour les cas favorables. On retrouve cette tendance lorsqu'on couple le calcul de la phase de dépassivation et de corrosion à l'aspect mécanique. Les résultats montrent que pour un ouvrage dimensionné selon l'Eurocode 2, la fiabilité n'est pas remise en cause après 50 ans de service. Ceci est principalement dû au fait que la corrosion s'initie tardivement lors de l'utilisation d'un couple « béton/enrobage » optimisé pour son environnement et que simultanément le diamètre des armatures ne soit pas une variable prépondérante dans la fiabilité. Ces considérations sont bien sûr liées également aux hypothèses de dimensionnement et aux modèles de calcul mécaniques retenus, ainsi qu'aux lois de distribution admises.

3.3. Applications à des bétons de l'Industrie du Béton, du PN perfdub et d'un béton du pont Rion-Antirion

Les indices de fiabilité liés à la dépassivation sont maintenant calculés pour trois formules représentatives de l'Industrie du Béton, une formule du PN Perfdub et un béton d'une partie de pile (immergé) du pont Rion-Antirion avec les méta-modèles de SDReaM-crete 2.0. Les informations concernant la formulation et les propriétés de transfert ont été obtenues dans le cadre d'une étude Cerib en cours, de [PER 14] et de [LER 18].

Le tableau 4.21 présente les propriétés des bétons étudiés dans ce paragraphe. Les moyennes des données d'entrée, leur écart type et les lois utilisées pour calculer les indices de fiabilité sont détaillés dans les tableaux A.16 à A.20 (annexe 7).

Tableau 4.21 – Compositions de béton pour l'étude de fiabilité (temps d'exposition : 50 ans)

| | Poutre | Prémur | Voussoir | BPerfdub | Rion-Antirion |
|--|--------------|--------------|----------------------|-------------------|----------------------|
| Classes d'exposition visées | XC4 | XC4 | XS1/XS2 | XC4/XS1/XS2 | XS2 |
| Enrobage [EC 2] $C_{min,dur}$ pour la classe structurale S4 (mm) | 30 | 30 | 35/40 | 30/35/40 | 60* |
| Enrobage [EC 2] $C_{min,dur}$ après modulation selon le tableau 4.4 (mm) | 20 | 20 | 25/30 | 25/30/35 | 60* |
| Type de ciment | CEM I 52.5 N | CEM I 52.5 R | CEM III/A 52.5 PM ES | CEM III/A 52.5 PM | CEM III/A 42.5 PM ES |
| Dosage ciment (kg/m ³) | 360 | 312 | 350 | 350 | 420 |
| Dosage filler calcaire (kg/m ³) | 95 | 59 | 0 | 0 | 0 |
| E_{eff}/L | 0,37 | 0,45 | 0,37 | 0,50 | 0,39 |
| $f_{c,m}$ (MPa) | 58,6 | 56,4 | 82,4 | 46,8 | 69 |
| Porosité accessible à l'eau (%) | 14,7 | 14,1 | 11,6 | 16,4 | 11,3 |
| D_{app} (10 ⁻¹² m ² /s) | 11,0 | 22,0 | 1,3 | 1,67 | 0,9 |
| Classe de résistance (carbonatation) [FRA 18] | XRC3 | XRC3 | - | XRC5 | - |

* C_{nom} pour une durée de vie de 100 ans donnée dans [LER 18]

De la même manière que pour les paragraphes précédents, les données d'entrée matériaux des modèles de substitution sont obtenues à partir des informations du tableau 4.21 et des modèles de [KOL 12]. La porosité accessible à l'eau et le coefficient de diffusion apparent sont obtenus après 90 jours de cure humide. Le coefficient de diffusion effectif des ions chlorure est estimé à partir de la porosité et du coefficient de diffusion apparent. Pour les classes XS1 et XS2, les indices de fiabilité sont calculés en considérant les enrobages donnés par l'Eurocode 2 (tableau 4.22, milieu et bas).

Pour la classe XC4 (tableau 4.22, haut), les indices de fiabilité sont calculés pour deux dimensionnements d'enrobage différents :

- Dans le premier cas, l'enrobage est déterminé à partir de l'Eurocode 2 (tableaux 4.3 et 4.4). Les classes structurales sont modulées du fait des résultats des résistances mécaniques en compression des bétons étudiés et de la composition de leur liant dans certains cas. Les enrobages obtenus après la modulation des classes structurales sont donnés dans le tableau 4.21. La modulation relative à l'enrobage compact n'est pas prise en compte dans cette étude.
- Dans le second cas, les enrobages sont déterminés à partir de la proposition française [FRA 18] et des classes de résistance. Pour définir les classes de résistance correspondantes aux bétons étudiés, la profondeur de carbonatation est estimée avec le modèle SDReaM-crete 2.0 en considérant une humidité relative moyenne de 65 % et les paramètres matériaux calculés à partir de la formulation et du modèle de [KOL 12]. La vitesse de carbonatation k_{nac} (mm/an^{0,5}) est ensuite estimée à partir du résultat obtenu.

Le tableau 4.22 présente les enrobages $C_{min,dur}$ et les indices de fiabilité obtenus pour les bétons étudiés par classe d'exposition.

Tableau 4.22 – Résultats des calculs des indices de fiabilité des bétons pour les classes d'exposition XC4 (haut), XS1 (milieu) et XS2 (bas)

| Durée de vie | 50 ans | | | |
|---|--------|--------|--------|----------|
| Classe d'exposition | XC4 | Poutre | Prémur | BPerfdub |
| Enrobage $C_{min,dur}$ modulé selon [EC 2] (mm) | | 20 | 20 | 25 |
| β_{dep} | | 3,91 | 3,25 | 3,57 |
| Enrobage $C_{min,dur}$ selon [FRA 18] (mm) | | 30 | 30 | 30 |
| β_{dep} | | 7,99 | 6,35 | 5,01 |

| Durée de vie | 50 ans | | |
|---|--------|----------|----------|
| Classe d'exposition | XS1 | Voussoir | BPerfdub |
| Enrobage $C_{min,dur}$ modulé selon [EC 2] (mm) | | 25 | 30 |
| β_{dep} | | 2,93 | 4,08 |

| Durée de vie | 50 ans | | | 100 ans |
|---|--------|----------|----------|---------------|
| Classe d'exposition | XS2 | Voussoir | BPerfdub | Rion-Antirion |
| Enrobage $C_{min,dur}$ modulé selon [EC 2] (mm) | | 30 | 35 | 60* |
| β_{dep} | | 2,44 | 3,59 | 5,59 |

* C_{nom}

Avec les enrobages calculés selon l’Eurocode 2, les indices de fiabilité obtenus pour les bétons étudiés sont élevés et en particulier supérieurs à la valeur de 3,8 recommandée pour les états limites ultimes ce qui confirme que les formules de l’Industrie du Béton sont sécuritaires pour les classes d’expositions visées. Une réduction complémentaire de l’enrobage de 5 mm serait à appliquer si on considérait la modulation relative à l’enrobage compact (tableau 4.3N) [EC 2]. En effet, les procédés de fabrication de l’Industrie du Béton conduisent à des enrobages maîtrisés et à une compacité des pièces optimisée ce qui peut justifier la prise en compte de cette modulation.

Le tableau 4.23 présente les résultats d’indice de fiabilité pour le voussoir en considérant une réduction complémentaire de l’enrobage de 5 mm. Les autres paramètres restent inchangés pour ces calculs.

Tableau 4.23 – Indices de fiabilité calculés avant et après modulation de la classe structurale relative à l’enrobage compact

| Classe d’exposition | XS1 | | XS2 | |
|-------------------------|-----------------------------|------|------|------|
| | Enrobage $C_{min,dur}$ (mm) | 25 | 20 | 30 |
| Indice de fiabilité (-) | 2,93 | 2,32 | 2,44 | 1,88 |

Le tableau 4.23 montre qu’avec une réduction complémentaire de l’enrobage de 5 mm, le produit présente une probabilité de défaillance faible (inférieure à 1 % pour la classe XS1 et inférieure à 10 % pour la classe d’exposition XS2).

Les enrobages proposés dans [FRA 18] (tableau 4.22, haut) pour les bétons considérés sont supérieurs à ceux définis dans l’Eurocode 2, dans la mesure où il n’a pas été considéré dans cette première version les possibilités de diminution des enrobages en raison d’autres conditions réunies sur la compacité de l’enrobage et la qualité du béton. Cela conduit à des indices de fiabilité encore plus élevés et donc à une probabilité de défaillance très faible ($< 10^{-5}$). Ces résultats montrent que la proposition de définition des enrobages en fonction des performances des bétons ne remet pas en cause la fiabilité des ouvrages mais pourrait encore être optimisée car elle conduit à des dimensionnements plus sévères et remet en cause les couples « béton/enrobage » qui fonctionnent à l’heure actuelle.

4. Conclusion

Ce chapitre a permis de passer en revue le contexte normatif lié à la durabilité des ouvrages en béton. Les documents existants, les recherches en cours et les moyens mis en œuvre pour évaluer la durée de vie des bétons ont été présentés et discutés. On a pu voir que les normes actuelles couvrent une large gamme de béton mais qu’elles peuvent parfois être un frein à la formulation de bétons plus innovants ou encore plus écologiques. L’approche par obligation de moyen, qui est utilisée à l’heure actuelle, est une approche robuste et conduisant à des ouvrages fiables mais elle a besoin d’évoluer pour mieux appréhender les nouveaux bétons.

L'approche performantielle semble être une solution intéressante pour mettre en valeur les nouveaux bétons mais certains verrous sont encore à lever pour pouvoir l'utiliser de manière fiable. C'est l'objet notamment des travaux du Projet National Perfdub [PER 14].

Des calculs d'indices de fiabilité ont été réalisés dans la seconde partie du chapitre.

Les bétons français respectant les obligations de moyen (NF EN 206/CN et l'Eurocode 2) ont été positionnés par rapport aux bétons des autres pays européens avec deux modèles différents par agression. Le but de ce travail était de compléter celui de [GRE 16-1] et de [fib 76] qui avaient étudié les bétons de différents pays européens dans différents environnements mais pas les bétons français. Le modèle du bulletin 34 de la *fib* [fib 34] et SDReaM-crete 2.0 ont été utilisés pour les modélisations en environnement marin. Le modèle de Greve et Gehlen [GRE 16-1] et SDReaM-crete 2.0 ont été utilisés pour les environnements carbonatants. Les résultats obtenus ont mis en avant le fait que le choix du type de liant est un paramètre primordial pour formuler des bétons durables dans un environnement donné particulièrement pour les classes d'exposition XS. On retrouve ici l'intérêt de tenir compte des performances des bétons et pas uniquement de leur composition lors de la construction d'un ouvrage. Par exemple, dans le cas de la classe XS3, on obtient des probabilités de défaillance élevées pour les bétons à base de CEM I.

La durabilité des bétons étant dépendante de la phase de dépassivation des armatures mais également de la phase de développement de la corrosion, le modèle SDReaM-crete 2.0 a été associé à un modèle de corrosion [NGU 15] pour calculer des indices de fiabilité β_{dur} liant ces deux phases. Les résultats obtenus ont confirmé l'influence de l'humidité relative de l'environnement sur le développement de la corrosion.

Des formules typiques de l'Industrie du Béton ont été étudiées. Les indices de fiabilité liés à la dépassivation calculés pour ces produits confirment qu'ils sont dimensionnés de manière sécuritaire. Les enrobages proposés dans le cadre du nouveau système de dimensionnement (ERC) ont permis de montrer que la prise en compte des performances de durabilité conduit à des enrobages qui ne remettent pas en cause la fiabilité des ouvrages. Toutefois, les classes de durabilité proposées dans les premières versions élaborées conduiraient à des enrobages supérieurs à ceux donnés par l'Eurocode 2 après modulation des classes structurales ce qui pourrait tendre à s'interroger sur des couples « béton/enrobage » considérés comme satisfaisants aujourd'hui. Les résultats obtenus lors des calculs d'indice de fiabilité montrent que les propriétés de durabilité des bétons peuvent et doivent être prises en compte dans la définition des enrobages mais qu'une étude complémentaire pourrait être menée pour ajuster les classes de durabilité.

Conclusion générale et perspectives

À l'heure où l'écologie est au centre des discussions, l'utilisation des matières premières doit être encore mieux maîtrisée et raisonnée. L'optimisation de la durabilité des ouvrages neufs et la volonté de prolonger la durée de vie des structures existantes constituent un enjeu particulièrement important. Le contexte normatif lié à la durabilité des bétons doit prendre en compte ces aspects afin de maîtriser davantage le dimensionnement des ouvrages du point de vue de la durabilité et d'intégrer encore plus l'utilisation croissante de nouveaux liants à plus faible impact environnemental.

La prise en compte de la durabilité des ouvrages en béton repose sur une méthode qui a fait ses preuves, les obligations de moyens, mais qui limite l'innovation sur le matériau de par la manière dont cette approche est construite. Les discussions actuelles au niveau européen tendent à développer un dimensionnement des enrobages en s'intéressant davantage aux propriétés de durabilité réelles des bétons (concept des ERC). Cette approche nécessite de maîtriser les mécanismes entrant en jeu et de disposer de modes opératoires fiables pour obtenir les propriétés des bétons mais également de modèles de durabilité robustes pour passer d'un enrobage donné à un niveau de résistance du béton (avancement du front de carbonatation, migration des chlorures). En ce sens, des études sont menées afin de lever les verrous relatifs à la corrosion des armatures dans le béton armé. Des modèles numériques et analytiques décrivant les mécanismes tels que la pénétration des ions chlorure ou la carbonatation dans un contexte déterministe sont développés. La capacité prédictive de ces modèles peut être améliorée par une meilleure prise en compte de la variabilité des caractéristiques du matériau, ainsi que celle des facteurs environnementaux.

L'objectif de ces travaux est d'une part d'étendre le domaine d'application du modèle de durabilité SDReaM-crete mis en place par Mai-Nhu [MAI 13] et d'autre part de développer une méthodologie pour déterminer plus rapidement des indices de fiabilité impliquant la réalisation d'un très grand nombre de calculs sur des bétons variés dans des environnements carbonatant et marin.

Le premier chapitre a permis de faire un état de l'art des phénomènes mis en jeu lors de la corrosion des armatures. Le transfert du dioxyde de carbone et la pénétration des ions chlorure, responsables de la corrosion des armatures, ont été décrits et la complexité de ces phénomènes a été mise en avant. On a pu voir que ces phénomènes sont influencés par de nombreux paramètres environnementaux et matériau et qu'il n'existe pas encore à l'heure actuelle une manière de déterminer avec précision la quantité d'ions chlorure ou le pH induisant la dépassivation des armatures et par la suite l'initiation de la corrosion. Cette observation à elle seule impose de devoir intégrer dans les approches de modélisation les retours d'expérience et des notions de probabilités de défaillance. Les modèles prédictifs de la durabilité des bétons ont été présentés dans ce chapitre. Ces modèles sont nombreux mais la plupart ne prennent pas en compte la variabilité des propriétés matériaux et environnementales et sont donc déterministes. Cette synthèse bibliographique a servi à orienter les travaux de cette thèse, notamment les formulations de béton à fabriquer et les essais à réaliser pour optimiser et étendre le domaine d'application de SDReaM-crete. Elle a également permis de mettre en avant la nécessité de disposer d'un modèle de durabilité fiable et pouvant être utilisé dans un contexte probabiliste.

Le second chapitre a permis de caractériser les propriétés physico-chimiques, hydriques et de durabilité des cinq bétons de l'étude. Ces cinq formules ont été choisies pour obtenir des résultats complets sur des bétons de compacité différentes et à base de liants variés dans le but d'étendre le domaine d'application du modèle de durabilité SDReaM-crete et d'optimiser la prise en compte des phénomènes hydriques.

Les résultats obtenus permettent de confirmer les travaux de la littérature pour les propriétés de durabilité. L'impact prépondérant de la compacité des bétons sur la pénétration du dioxyde de carbone a été mis en évidence ainsi que l'influence de la chimie du liant sur le coefficient de diffusion des ions chlorure. On a pu voir que les propriétés hydriques des bétons ont un fort impact sur la pénétration des ions chlorure et la carbonatation. Par ailleurs, il apparaît que la maîtrise du taux de saturation des bétons est indispensable pour analyser correctement les résultats. Les essais réalisés ont permis de mettre en évidence la nécessité de disposer de modes opératoires robustes pour permettre une bonne maîtrise des propriétés de durabilité des bétons. Les résultats obtenus grâce à ce plan expérimental ont été utilisés pour étendre le domaine d'application de SDReaM-crete et pour mettre en place une méthodologie d'optimisation de la durée des calculs.

Le troisième chapitre est divisé en deux parties. La première partie a permis de confronter les résultats obtenus lors du plan expérimental à ceux donnés par le modèle SDReaM-crete. Un modèle d'hydratation a été utilisé pour s'assurer que les données d'entrée non accessibles facilement par des essais pouvaient être obtenues par la modélisation. Le même travail a été réalisé avec la porosité accessible à l'eau. Le modèle SDReaM-crete a été utilisé pour reproduire les résultats d'essais de carbonatation accélérée et de diffusion des ions chlorure. Les résultats ont montré que SDReaM-crete reproduit de manière fidèle les propriétés de transfert pour une gamme de béton variés et sortant de son domaine de validation initial, notamment les bétons à base de laitier de haut fourneau. L'état de l'art a montré que la propagation de la corrosion des aciers dans la matrice cimentaire se développe en deux couches distinctes. La première version du modèle SDReaM-crete ne prenait pas en compte cet aspect. Un modèle de corrosion capable de reproduire ces deux couches lui a donc été adjoint. L'ensemble des compléments et des améliorations apportés au modèle a conduit à l'élaboration d'une version plus aboutie du modèle : SDReaM-crete 2.0.

Dans la seconde partie du chapitre trois, une analyse de sensibilité a été réalisée dans le but de définir les paramètres à conserver pour la mise en place de modèles dits « de substitution ». Ces méta-modèles permettent de limiter les temps de calcul en conservant uniquement les paramètres les plus influents sur des plages de variation prédéfinies. Les paramètres les plus influents concernent le matériau (formulation du béton, porosité et propriétés hydriques) et certains paramètres environnementaux (concentration en ions chlorure, humidité relative). Pour finir, les deux modèles de substitution ont été construits, l'un relatif à la carbonatation et le second à la pénétration des ions chlorure. Les indices de Sobol ont été calculés et ont mis en avant les paramètres les plus influents sur les résultats des modèles de substitution. Dans le cas de la pénétration des ions chlorure, le choix de la concentration critique C_{crit} impacte fortement le temps de dépassivation des armatures ce qui motive les nombreuses études en cours sur ce sujet. Dans le cas de la carbonatation, l'humidité relative, la porosité et le coefficient lié aux isothermes de désorption sont les trois facteurs les plus influents sur la profondeur et la date de dépassivation.

Le quatrième et dernier chapitre a permis de faire un état de l'art du contexte normatif lié à la durabilité des armatures et sur ses évolutions en cours de discussion. Le contexte normatif actuel est basé sur des obligations de moyen ce qui peut constituer un frein à l'innovation sur le matériau. Le concept de classe de résistance (ERC), qui permet de dimensionner des enrobages en se basant davantage sur les performances réelles des bétons vis-à-vis de leur futur environnement, a été présenté. Cette méthode est encore en discussion notamment sur les enrobages à considérer car il convient de s'assurer qu'ils ne remettent pas en cause la fiabilité des ouvrages. Dans la seconde partie de ce chapitre, le modèle SDReaM-crete 2.0 a été utilisé pour réaliser des calculs d'indices de fiabilité relatifs à la dépassivation (β_{dep}) et à la phase de corrosion des armatures (β_{dur}). Les formulations de bétons français (NF EN 206/CN) ont été positionnées par rapport à celles des autres pays Européens pour des environnements marin et carbonatant. Les indices de fiabilité β_{dep} de bétons représentatifs de l'Industrie du Béton ont été calculés en considérant les enrobages préconisés par l'Eurocode 2. Les résultats confirment que les enrobages des produits de l'Industrie du Béton étudiés sont dimensionnés de manière sécuritaire et que la prise en compte des performances des bétons pour définir leur enrobage ne remet pas en cause la fiabilité des ouvrages mais pourrait encore être optimisée.

Ces travaux de thèse ont permis de caractériser des formules de béton variées pour étendre le domaine d'application du modèle SDReaM-crete et définir une méthodologie robuste pour diminuer la durée des calculs et ainsi réaliser des modélisations probabilistes.

Plusieurs perspectives sont identifiées comme suite de ces travaux, certaines concernent le développement du modèle, d'autres concernent l'intérêt et l'apport de SDReaM-crete 2.0 dans les travaux actuels au niveau français et européen.

Développement du modèle

- L'état de l'art a mis en avant l'influence du « top bar effect », de l'interface acier/béton et de l'état initial de l'armature sur la date de dépassivation. Ces aspects ne sont pas pris en compte par SDReaM-crete 2.0 mais ils pourraient l'être dans une future version du modèle. Le modèle pourrait également intégrer l'influence du type d'armature (passive ou de précontrainte) sur la phase de corrosion.
- Une campagne expérimentale similaire à celle mise en place lors de cette thèse pourrait être menée pour étendre le domaine d'application de SDReaM-crete 2.0 à des bétons à base d'autres additions comme les cendres volantes ou la fumée de silice.
- Le méta-modèle relatif à la carbonatation a été développé pour une humidité relative de l'environnement supérieure à 75 %. La même démarche pourrait être mise en place pour étendre cette plage jusqu'à 65 % et mieux prendre en compte les environnements à humidité modéré comme le sud-est de la France.
- Le méta-modèle relatif à la pénétration des ions chlorure est défini pour une humidité relative moyenne mais ne prend pas en compte les cycles d'humidification séchage. Un modèle de substitution complémentaire pourrait être développé pour pouvoir étudier les bétons en zone de marnage.
- Comme cela a été identifié dans le chapitre 3, la manière de calculer le pH devra être précisée pour prendre en compte tous les ions en présence dans la solution interstitielle. Cela permettra de mieux évaluer la dépassivation des armatures due à la carbonatation.

Application de SDReaM-crete 2.0

- Une large campagne expérimentale sur 41 bétons différents a été menée au sein du PN Perfdub. Il serait intéressant d'utiliser cette base de données pour réaliser des calculs d'indices de fiabilité mais également pour les relier à des enrobages proposés dans le concept de classes de durabilité (ERC, Exposure Resistance Classes). En complément, le modèle pourrait être confrontés aux résultats obtenus sur des ouvrages anciens étudiés dans le cadre du PN PerfDuB.

Bibliographie

[ADE 92] ADENOT F, « Durabilité du béton : caractérisation et modélisation des processus physiques et chimiques de dégradation du ciment », thèse de doctorat de l'université d'Orléans, 1992.

[AFG 04] Guide AFGC, « Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages », juillet 2004.

[ALA 05] ALARCON-RUIZ G, PLATRET E, MASSIEU A, EHRLACHER, "The use of thermal analysis in assessing the effect of temperature on a cement paste", Cement and concrete research, 35, 2005.

[ALE 88] ALEXANDRE J, SEBILEAU JL, « Le laitier de haut fourneau », C.T.P.L., ISBN 2-9503049-0-7, 1988.

[ALI 00] ALIGIZAKI KK, De ROOIJ MR, MACDONALD DD, « Analysis of iron oxides accumulating at the interface between aggregates and cement paste », Cement and Concrete Research, 30, 1941-1945, 2000.

[ALO 98] ALONSO C, ANDRADE C, RODRIGUEZ J, DIEZ JM, « Factors controlling cracking of concrete affected by reinforcement corrosion », Materials and Structures, 31, 435-441, 1998.

[ALO 00] ALONSO C, ANDRADE C, CASTELLOTE M., CASTRO P « Chloride threshold values to depassivate reinforcing bars embedded in a standardized OPC mortar », Cement & Concrete Research, 30, 1047-1055, 2000.

[AMP 99] AMPADU KO, TORII K, KAWAMURA M, "Beneficial effect of fly ash on chloride diffusivity of hardened cement paste", Cement and Concrete Research, 29, 585-590, 1999.

[AND 02] ANDRADE C, ALONSO C, SARRIA J, « Corrosion rate evolution in concrete exposed to the atmosphere », Cement and Concrete Composites, 24, 55-64, 2002.

[AND 10] ANDRADE C, ANDREA R, "Electrical resistivity as microstructural parameter for the calculation of reinforcement service life", 2nd International Symposium on Service Life Design for Infrastructure, Delft, 2010.

[AND 11] ANDRADE C, CASTELLOTTE M, D'ANDREA R, "Chloride ageing factor of concrete measured by means of resistivity", International Conference on Durability of Building Materials and Components, Porto, Portugal, 2011.

[ANG 09] ANGST U, ELSENER B, LARSEN CK, VENNESLAND Y, « Critical chloride content in reinforced concrete - A review », Cement and Concrete Research, 39, 1122-1138, 2009.

[ARD 14] ARDILLON E, « Méthode FORM », rapport établi lors des discussions du groupe de travail Sécurité et sureté des structures de l'IMdR, 2014.

[ARY 90] ARYA C, BUENFELD NR, NEWMAN JB, « Factor influencing chloride binding in concrete », Cement and Concrete Research, 20, 291-300, 1990.

[AUR 14] AUROY Martin, « Impact de la carbonatation sur les propriétés de transport d'eau des matériaux cimentaires », Thèse de doctorat des Ponts et Chaussées, 2014.

[AVI 93] AVILA-MENDOZA J, FLORES JM, CASTILLO UC, « Effect of superficial oxides on corrosion of steel reinforcement embedded in concrete », Corrosion, 50, n°11, 879-885, 1993.

- [BAL 10]** BALAFAS I, BURGOYNE CJ, « Environmental effects on cover cracking due to corrosion », Cement and Concrete Research, 40, 1429-1440, 2010.
- [BAM 04]** BAMFORTH P, "Enhancing reinforced concrete durability: Guidance on selecting measure for minimizing the risk of corrosion of reinforcement in concrete", T.C. Society Ed, Vol 61, 2004.
- [BAR 04]** BARY B, SELLIER A, "Coupled moisture-carbon dioxide-calcium transfer model for carbonation of concrete", Cement and Concrete Research, 34, 1859-1872, 2004.
- [BEA 90]** BEAUDOIN JJ, RAMACHANDRAN VS, FELDMAN RF « Interaction of chloride and C-S-H », Cement and Concrete Research, Vol. 20, n°6, 875-883, 1990.
- [BEJ 17]** BEJARANO P, « Degradation of the residual strength of concrete thin bonded cement-based overlays : effect of fiber reinforcement and of rubber aggregates - Application to thin bonded overlays », thèse de doctorat de l'université de Toulouse, 2017.
- [BER 06]** BERVEILLER M, SUDRET B, LEMAIRE M, « stochastic finite elements : a non intrusive approach by regression », European Journal of Computational Mechanics, 15, 81-92, 2006.
- [BID 17]** Approche performantielle : Base de données des indicateurs de durabilité, groupe de travail de l'AFGC, 2017.
- [BLA 09]** BLATMAN G, SUDRET B, « Elements stochastiques non intrusifs par chaos polynomiaux creux et adaptatifs », 9^{ème} colloque national en calcul des structures, France, 2009.
- [BLA 11]** BLATMAN G, SUDRET B, "Adaptive sparse polynomial chaos expansion based on least angle regression", 2011.
- [BON 18]** BONNET S, BALAYSSAC JP, "Combination of the Wenner resistivimeter and torrent permeameter methods for assising carbonation depth and saturation level of concrete", Construction and Building Materials, 188, 1149-1165, 2018.
- [BOU 04]** BOUQUET GC, « Carbonation induced corrosion of reinforcement », Challenge of Concrete Construction : vol. 3, Repair, Rejuvenation and Enhancement of Concrete, 2004.
- [BRO 04]** BROUWERS HJH, « The work of Powers and Brownyard revisited : Part 1 », Cement and Concrete Research, 34, 1697-1716, 2004.
- [BUF 07]** BUFFO-LACARIERE L, « Prévision et évaluation de la fissuration précoce des ouvrages en béton », thèse de doctorat de l'université de Toulouse, INSA, LMDC, 2007.
- [CAO 19]** CAO Y, GEHLEN C, ANGST U, WANG L, WANG Z, YAO Y, « Critical chloride content in reinforced concrete – an update review considering chinese experience », Cement and Concrete Research, 117, 58-68, 2019.
- [CAS 00]** CASTEL A, « Couplage mécanique et corrosion dans les éléments de béton armé », Thèse de doctorat de l'Université de Toulouse, 2000.
- [CEB 75]** Comité Européen du Béton « Manuel Sécurité des Structures – concepts généraux – charges et actions », Bulletins d'informations 106 et 107, 1975.
- [CEB 88]** Comité Européen du Béton « General principles on Reliability for Structures », Bulletin d'information 191, 1988.
- [CHA 97]** CHAUSSADENT T, « État des lieux et réflexion sur la carbonatation du béton armé », Rapport du Laboratoire Central des ponts et Chaussées (Paris), Thème de recherche OA9, 64 pages, 1997.

- [CHE 05] CHENG A, HUANG R, WU JK, CHEN CH, « Influence of GGBS on durability and corrosion behavior of reinforced concrete », *Materials, Chemistry and Physics*, 93, 404-411, 2005.
- [CHE 07] CHEN W, “Hydration of slag cement: theory, modeling and application”, thèse de doctorat de l’université de Twente, 2007.
- [CHE 08] CHEN D, MAHADEVAN S, “Chloride induced reinforcement corrosion and concrete cracking simulation” *Cement and Concrete Composite*, 30, 227-238, 2008.
- [CHE 15] CHEN E, LEUNG C KY, “Finite element modelling of concrete cover cracking due to non uniform steel corrosion”, *Engineering Fracture Mechanics*, 135, 61-78, 2015.
- [CHI 05] CHITTY WJ, DILLMAN P, L’HOSTIS V, LOMBARD C, « Long-term corrosion resistance of metallic reinforcements in concrete—a study of corrosion mechanisms based on archaeological artefacts », *Corrosion Science*, 47, 1555-1581, 2005.
- [CHI 08] CHITTY WJ, DILLMAN P, L’HOSTIS V, MILLARD A, « Long term corrosion of rebars embedded in aerial and hydraulic binder - Parametric study and first step of modelling », *Corrosion Science*, 50, 3047-3055, 2008.
- [COL 70] COLLEPARDI M, MARCIALIS A, TURRIZIANI R, “The kinetics of chloride ions penetration in concrete”, *Il Cemento*, 67, 157 – 164, 1970.
- [COL 00] COLLEPARDI S, CORINALDESI V, MORICONI G, NONORA G, COLLEPARDI M, « Durability of high-performance concretes with pozzolanic and composite cements », *ACI Special Publication*, 159-172, 2000.
- [COR 03] CORNELL RM, SCHERTMANN U, « The Iron Oxides », WILEY-VCH, Germany, 2003.
- [CZA 12] CZARNECKI L, WOYCIECHOWSKI P, « Concrete carbonation as a limited process and its relevance to concrete cover thickness », *Materials Journal*, 109, 275-282, 2012.
- [DAL 00] DALE PB, JENSEN OM, COATS AM, GLASSER FP, « Influence of silica fume on diffusivity in cement based materials. I. Experimental and computer modeling studies on cement pastes. » *Cement and concrete research*, 30, 953-962, 2000.
- [DEB 08] DEBY Fabrice, « Approche probabiliste de la durabilité des bétons en environnement marin », thèse de doctorat de l’université de Toulouse, 2008.
- [DEB 17] DEBOUCHA W, LEKLOU N, KHELIDJA A, PERTUE A, OUDJIT MN, « l’effet du laitier de haut fourneau sur la porosité du mortier », *Rencontres Universitaires de Génie Civil*, Nantes, France, 2017.
- [DEN 18] DENIS PE, LINGER L, AIT ALAIWA A, BENATTAYA S, HOARAU G, CARO J, CUSSIGH F, « Use of resistivity as a concrete quality routine control tool. Outcomes of records gathered during 2 years for the New Coastal Road on Reunion Island offshore viaduc », *fib congress*, Melbourne, Australie, 2018.
- [DHE 96] DHEILLY RM, TUDO J, « Etude du système CaO – H₂O – CO₂ pour un stockage optimal de la chaux », *ciments, Bétons, Plâtres, Chaux*, n°820, 161-164, 1996.
- [DHI 96] DHIR RK, EL-MOHR MAK, DYER TD, « Chloride binding in GGBS concrete », *Cement and Concrete Research*, 26, n°12, 1767-1773, 1996.
- [DHI 97] DHIR RK, EL MOHR MAK, DYER TD, “Developing chloride resisting concrete using PFA”, *Cement and Concrete Research*, 27, 1633-1639, 1997.

- [DOT 04]** DOTTO JMR, DE ABREU AG, MOLIN DCC, MÜLLER IL, “Influence of silica fume addition on concretes physical properties and on corrosion behaviour of reinforcement bars”, Cement and Concrete Composites, 26, 31-39, 2004.
- [DRO 10]** DROUET Emilie, « Impact de la température sur la carbonatation des matériaux cimentaires – prise en compte des transferts hydriques », Thèse de doctorat de l’école normale supérieure de Cachan, 2010.
- [DUF 04]** DUFFO GS, MORRIS W, RASPINI I, SARAGOVI C, « A study of steel rebars embedded in concrete during 65 years », Corrosion Science, 46, 2143-2157, 2004.
- [DUP 12]** DUPRAT F, SCHOEFS F, SUDRET B, “Surfaces de réponse physiques et polynomiales”, Fiabilité des ouvrages : sureté, variabilité, maintenance, sécurité. Edité par Baroth J, Schoefs F, Breyse D, 165-193, 2012.
- [DUP 13]** DUPRAT F, VU NT, “A probabilistic threshold for the onset of carbonation-induced corrosion”, European Journal of Environmental and Civil Engineering, 17:6, 478-495, 2013.
- [DUR 00]** DuraCrete : General guidelines for durability design and redesign research project BE95-1347 “Probabilistic performance based durability design of concrete structures” Document R15:109, 2000.
- [DUR 09]** La durabilité des bétons - Bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement. 2009.
- [DUV 92]** DUVAL 1992.
- [EC 0]** Eurocode 0 – norme NF EN 1990 “Eurocodes structuraux - Bases de calcul des structures”, 2003.
- [EC 2]** Eurocodes 2 – norme NF EN 1992-2. Calcul des structures en béton Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, 2005 et Annexe Nationale à la NF EN 1992-1-1:2005 (2015).
- [EUR 99]** EuroLightCon, “chloride penetration into concrete with lightweight aggregates”, EuroLightCon document, Technical report, 1999.
- [FAS 65]** Fascicule 65, “Execution des ouvrages de génie civil en béton”, décembre 2017.
- [FAT 18]** FATSİ MBETMI GP, “Fiabilité résiduelle des ouvrages en béton dégradés par réaction alcali-granulat : application au barrage hydroélectrique de Song Loulou”, thèse de doctorat de l’université de Toulouse, 2018.
- [fib 34]** Fédération International du Béton, “Bulletin 34 - Model code for service life design”, Technical report, 2006.
- [fib 76]** Fédération International du Béton, “Bulletin 76 – Benchmarking of deemed-to-satisfy provisions in standards”, Technical report, 2015.
- [FOL 11]** FOLDVARI M, « Handbook of thermogravimetric system of minerals and its use in geological practice », Occasional Papers of the Geological Institute of Hungary, volume 213, 2011.
- [FNTP 09]** FNTP/FFB/CERIB/FIB, « Méthodologie d’application du concept de performance équivalente des bétons », 2009.
- [FRA 18]** Document établi par le groupe miroir français dans le cadre des travaux de normalisation Européen du CEN TC 250/SC2/WG1/TG 10, reference : CEN/TC 250/SC 2/WG 1/TG 10 N 120, 2018.

- [FRE 00]** FREDERIKSEN JM, MEJLBRO L, POULSEN E, « The HETEK model of chloride ingress into concrete made simpler by approximations », Second International RILEM Workshop on Testing and Modeling the Chloride Ingress into Concrete, 317-336, 2000.
- [FRO 14]** FROHARD F, « Durabilité des éco-bétons : impact d'additions cimentaires alternatives sur la corrosion des armatures dans les bétons armés », thèse de doctorat de l'Université Paris-Est, 2014.
- [GEL 03]** Guide technique, "Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel", LPCP, 2003.
- [GIE 17]** GIERGICZNY Z, BATOG M, SYNOWIEC K, OSTROWSKI M, "slag cement CEM III/B 42,5 L LH/SR/NA as component of durable concrete", UIUA, Wroclaw, Pologne, 2017.
- [GLA 97]** GLASS GK, BUENFELD NR, « The presentation of the chloride threshold level for corrosion of steel in concrete », Corrosion Science, 39, 1001-1013. 1997.
- [GLA 00]** GLASS GK, REDDY B, BUENFELD NR, « The participation of bound chloride in passive film breakdown on steel in concrete », Corrosion Science, 42, 2013-2021, 2000.
- [GON 96]** GONZALEZ JA, RAMIREZ E, BAUTISTA A, FELIU S, « The behavior of pre-rusted steel in concrete », Cement and Concrete Research, 26, n°3, 501-511, 1996
- [GRA 07]** ARLIGUIE G, HORNAIN H, "GranDuBé : Grandeurs associées à la Durabilité des Bétons", AFGC, 2007.
- [GRE 14]** GREVE-DIERFELD S, GEHLEN C, "Performance based deemed to satisfy rules", The Fourth International fib congress, Mumbai, 2014.
- [GRE 16-1]** VON GREVE-DIERFIELD S, GEHLEN C, "performance based durability design, carbonation, part 1 – benchmarking of European present design rules", Structural Concrete, 17, 309-328, 2016.
- [GRE 16-2]** VON GREVE-DIERFIELD S, GEHLEN C, "performance based durability design, carbonation, part 2 – classification of concretes", Structural Concrete, 17, 523-532, 2016.
- [GRE 16-3]** VON GREVE-DIERFIELD S, GEHLEN C, "performance based durability design, carbonation, part 3 – PSF approach and proposal for the revision of deemed-to-satisfy rules", Structural Concrete, 17, 718-728, 2016.
- [HAD 11]** HADJ-SADOK A, KENAI S, COURARD L, DARIMENT A, "Microstructure and durability of mortar modified with medium active blast furnace slag", Construction and Buildings Materials, 25, 1018-1025, 2011.
- [HAS 74]** HASOFER AM, NIELS CL, "An exact and invariant First Order Reliability Format", Journal of Engineering Mechanics, 100, 1974.
- [HAU 67]** HAUSMAN DA, « Steel corrosion in concrete: how does it occur? », Materials protection, 6, 19-23, 1967.
- [HIL 15]** HILLS TP, GORDON F, FLORIN NH, FENNELL PS, « Statistical analysis of the carbonation rate of concrete », Cement and Concrete Research, 72, 98-107, 2015.
- [HIR 05]** HIRO H, YAMADA K, TAKAHASHI H, ZIBARA H, « Chloride bonding of cement estimated by binding isotherms of hydrates », Journal of Advanced Concrete Technology, 3, 77-84, 2005.

- [HUE 05]** HUET B, « 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 de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2005.
- [HUE 07]** HUET B, L'HOSTIS V, SANTARINI G, FERON D, IDRISSE H, « Steel corrosion in concrete: determinist modeling of cathodic reaction as a function of water saturation degree », Corrosion Science, Vol. 49, pp 1918-1932, 2007.
- [HYV 09]** HYVERT Nicolas, « Application de l'approche probabiliste à la durabilité des produits préfabriqués en béton », thèse de doctorat de l'université de Toulouse en collaboration avec le CERIB, 2009.
- [IZQ 19]** IZQUIERDO D, "Durability Safety Calibration Proposal for Carbonation", presentation oral dans le cadre des travaux du CEN/TC 250/SC 2/WG 1/TG 10 N 118, 2019.
- [JAC 14]** JACQUEMOT F, "Accélération du durcissement des liants à base de laitier de haut fourneau pour les produits préfabriqués en béton", Thèse de doctorat de l'université de Lille, 2014.
- [JIA 00]** JIANG L, LIN B, CAI Y, "A model for predicting carbonation of high volume fly ash concrete", Cement and Concrete Research, 30, 699-702, 2000.
- [JCP 17]** Joint Chairman Panel "Synthesis Paper Conclusion and recommendations for durability design of concrete structures" 2017.
- [JSC 07]** JSCE Guidelines for concrete "Standard specifications for concrete structures – Design", 2007.
- [KHA 02]** KHAN MI, LYNSDALE CJ, « Strength, permeability, and carbonation of high performance concrete », Cement and Concrete Research, Vol. 32, Issue 1, January 2002, p.1123-131, 2002.
- [KHA 10]** KHAN MI, "Nanostructure and microstructure of cement concrete incorporating multicementitious composites", Transportation Research Board, vol. 2141, 2010.
- [KHU 06]** KHUNTHONGKEAK J, TANGTERMSIRIKUL S, LEELAWAT T, « A study on carbonation depth prediction for fly ash concrete », Construction and Building Materials, 20, 744-753, 2006.
- [KIS 96]** KISSEL J, POURBAIX A « Les effets combinés de l'alcalinité et de la teneur en chlorures des bétons sur la corrosion de l'acier », CEBELCOR, 1996.
- [KOL 12]** KOLANI B, « Comportement au jeune âge des structures en béton armé à base de liants composés aux laitiers », thèse de doctorat, Université de Toulouse, 2012.
- [KOL 12-1]** KOLANI B, BUFFO-LACARIERE L, SELLIER A, ESCADEILLAS G, BOUTILLON L, LINGER L, "Hydration of slag blended cements", Cement and Concrete Composites, 34, 1009-1018, 2012.
- [KUL 09]** KULAKOWSKI MP, PEREIRA FM, DAL MOLIN DCC, « Carbonation-induced reinforcement corrosion in silica fume concrete », Construction and Building Materials, 23, 1189-1195, 2009.
- [LAR 98]** LARSEN CK, "chloride binding in concrete", thèse de doctorat du NTNU, 1998.
- [LAT 02]** LATASTE Jean-François, « Évaluation non destructive de l'état d'endommagement des ouvrages en béton armé par mesures de résistivité électrique », thèse de doctorat de l'Université de Bordeaux I, 2002.
- [LAY 03]** LAY S, ZELLER S, SCHIESSL P, « Time dependent chloride migration coefficient of concrete as input to a probabilistic service life model », Proceedings of int. workshop on management of durability in the building process, Milano, published as CD-ROM by workshop organizers, 2003.

- [LEB 18] LE BRUN L, « Mise au point d'une méthodologie pour la formulation des bétons de blocs », Thèse de doctorat de l'université de Montpellier, 2018.
- [LEM 05] LEMAIRE M, CHATEAUNEUF A, MITTEAU JC, « Fiabilité des structures : couplage mécano-fiabiliste statique », 2005.
- [LER 15] <http://doc.lerm.fr/salinite-leau-mer/>
- [LER 18] AMMOUCHE A, CARDE C, « Pont Rion-Antirion Synthèse des données de durabilité », Rapport partiel V2 dans le cadre du PN Perfdub, LERM, 2018.
- [LHO 09] L'HOSTIS V, NEFF D, BELLOT-GURLET L, DILLMAN P, « Characterization of long-term corrosion of rebars embedded in concretes sampled on French historical buildings aged from 50 to 80 years » Materials and Corrosion, vol.60, n°2, pp 93-98, 2009.
- [LHO 10] L'HOSTIS V, MILLARD A, "influence d'une fissure pré-existante sur le développement de la corrosion: modélisation et approche expérimentale", projet ANR APPLLET, livrable L2-4/1, 2010.
- [LI 00] LI LY, PAGE CL, "finite element modelling of chloride removal from concrete by an electrochemical method", Corrosion Sciences, 42, 2145-2165, 2000.
- [LIU 98] LIU T, WEYERS RW, "Modeling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures", Cement and Concrete Research, 28, 365-379, 1998.
- [LIU 16] LIU R, JIANG L, HUANG G, ZHU Y, LIU X, CHU H, XIONG C, « The effect of carbonate and sulfate ions on chloride threshold level of reinforcement corrosion in mortar with/without fly ash » Construction and buildings materials, 113, pp 90-95, 2016.
- [LOP 93] LOPEZ W, GONZALEZ JA, ANDRADE C, « Influence of temperature on the service life of rebars », Cement and Concrete Research, 23, 1130-1140, 1993.
- [LPC 10] Guide des LPC, « Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton – Application de l'approche performantielle », 2010
- [LUO 03] LUO R, CAI Y, WANG C, HUANG X, « Study of chloride binding and diffusion in GGBS concrete », Cement and Concrete Research, 33, 1-7, 2003.
- [MAA 95] MAAGE M, HELLAND S, CARSLÉN JE, "Practical non steady state chloride transport as a part of a model for predicting the initiation period", Chloride Penetration into Concrete, RILEM PRO, 1995.
- [MAI 11] MAI-NHU J, HYVERT N, SELLIER A, DUPRAT F, ROUGEAU P, FRANCISCO P, "Probabilistic approach for durability design of reinforced concrete structures exposed to carbonation – practical applications for precast product", fib Symposium, Prague, 2011.
- [MAI 13] MAI-NHU J, « Corrosion des armatures du béton : couplage carbonation/chlorures en présence de cycles hydriques », Thèse de doctorat de l'Université de Toulouse III, 2013.
- [MAI 15] MAI-NHU J, ROUGEAU P, LINGER L, DENIS PE, MAGNE S, « The new coastal road on reunion island (France) : application of durability model to real case », fib symposium, Copenhague, 2015.
- [MAN 08] MANERA M, VENNESLAND O, BERTOLINI L, « Chloride threshold for rebar corrosion in concrete with addition of silica fume », Corrosion Science, 50, 554-560, 2008.
- [MAR 01] MARCOTTE TD, « Characterization of chloride-Induced Corrosion Products that form in Steel-Reinforced cementitious Materials », Thèse de doctorat de l'Université de Waterloo, Canada, 2001.

- [MIL 59] Millington R, "Gas diffusion in porous media", Science, vol. 130, pp 100-1021, 1959.
- [MIR 00] MIRAGLIOTTA R, "Modélisation des processus physico-chimiques de la carbonatation des bétons préfabriqués : prise en compte des effets de paroi", Thèse de doctorat de l'Université de La Rochelle, 2000.
- [MOD 14] Projet ANR Modevie "Modélisation du vieillissement des ouvrages en béton", 2014.
- [MON 14] Le moniteur, "Le béton préfabriqué dans la maison individuelle", 2014.
- [MOR 90] MORINAGA S, "Prediction of service lives reinforced concrete buildings based on the corrosion rate of reinforcing steel", Durability of building Materials and Component, Londres, 1990.
- [MOR 96] MORINAGA S, "In durability of building materials and components", Proceedings of the 7th international conference held in Stockholm, Vol. 1, 127-136, 1996.
- [MOR 02] MORRIS W, VICO A, VAZQUEZ M, DE SANCHEZ SR, "Corrosion of reinforcing steel evaluated by means of concrete resistivity measurement", Corrosion Science, 44, 81-99, 2002.
- [MOR 13] MORANDEAU A, "Carbonatation atmosphérique des systèmes cimentaires à faible teneur en portlandite », Thèse de doctorat de l'université Paris Est, 2013.
- [MOR 14] MORANDEAU A, THIERY M, DANGLA P, WHITE CE, « Accelerated carbonation modelling of fly ash blended cement paste », RILEM International Symposium, Chine, 2014.
- [NAS 10] NASSER A, « La corrosion des aciers dans le béton à l'état passif et par carbonatation : Prise en compte des courants galvaniques et des défauts d'interface acier – béton », Thèse de Doctorat de l'Université de Toulouse III, 2010.
- [NF 206] AFNOR, NF EN 206/CN, « Béton – spécification, performance, production et conformité – complément national à la norme NF EN 206 », 2014.
- [NGU 07] NGUYEN TQ, « Modélisation physico-chimiques de la pénétration des ions chlorure dans les matériaux cimentaires », thèse de doctorat de l'école nationale des ponts et chaussées, 2007.
- [NGU 15] NGUYEN TTH, BARY B, DE LARRARD T, « Coupled carbonation-rust formation-damage modeling and simulation of steel corrosion in 3D mesoscale reinforced concrete », Cement and Concrete Research, 74, 95-107, 2015.
- [NOD 90] NODA K, TSURU T, HARUYAMA S, « The impedance characteristics of passive films on iron », Corrosion Science, 31, 673-678, 1990.
- [NOV 01] NOVAK P, MALA R, JOSKA L, « Influence of pre-rusting on steel corrosion in concrete » Cement and Concrete Research, 31, 589-593, 2001.
- [OH 05] OH BH, YANG SY, SHIN YS, « Experimental investigation of the threshold chloride concentration for corrosion initiation in reinforced concrete structures », Magazine of Concrete research, 55, 117-124, 2005.
- [PAG 83] PAGE CL, VENNESLAND O, "Pore solution composition and chloride binding capacity of silica fume cement pastes", Materials and Structures, 16, 19-25, 1983.
- [PAP 91] PAPADAKIS VG, VAYENAS CG, FARDIS MN, « Fundamental modelling and experimental investigation of concrete carbonation », ACI Materials Journal, vol.88, n°4, pp 363-373, 1991.

- [PAP 00] PAPADAKIS VG, « Effect of supplementary cementing materials on concrete resistance against carbonation and chloride ingress », Cement and Concrete Research, 30, 291-299, 2000.
- [PAR 09] PARADIS François, « Influence de la fissuration du béton sur la corrosion des armatures. Caractérisation des produits de corrosion formés dans le béton », Thèse de doctorat de l'Université de Laval, Québec, 2009.
- [PAR 94] PARROTT LJ, « A study of carbonation induced corrosion », Magazine of Concrete Research, 46, 23-28, 1994.
- [PED 17] PEDROSA F, ANDRADE C, « Corrosion induced cracking : effect of different corrosion rates on cracks width evolution », Construction and Building Materials, 133, 525-533, 2017.
- [PER 14] <https://www.perfdub.fr/>
- [PET 95] PETERSSON K, « Chloride threshold value and the corrosion rate in reinforced concrete », Proc. of the Nordic Seminar, Lund, 257-266, 1995.
- [PET 17] PETITPAIN M, « Bétons à faible impact environnemental pour l'Industrie du Béton : accélération du durcissement de bétons à base de liants ternaires », Thèse de doctorat de l'université de Lille, 2017.
- [PET 00] PETRE-LAZAR I, « Evaluation du comportement en service des ouvrages en béton armé soumis à la corrosion des aciers », thèse de doctorat, EDF, 2000.
- [POU 66] POURBAIX M, « Atlas of Electrochemical Equilibrium in Aqueous Solutions », Pergamon Press, 1966.
- [POU 04] POUPARD O, AÏT-MOKHTAR A, DUMARGUE P, « Corrosion by chloride in reinforced concrete: determination of chloride concentration threshold by impedance spectroscopy », Cement and Concrete Research, 34, 991-1000, 2004.
- [POW 54] POWERS TC, COPELAND LE, HAYES JC, MANN HN, « Permeability of Portland cement past », Journal of American Concrete Institute, 51, 285-298, 1954.
- [POW 59] TAYLOR HFW, Cement chemistry, Thomas Telford Edition, Aberdeen, Scotland, 2004.
- [RAC 78] RACKWITZ R, FLESSNER « Structural reliability under combined random load sequences » Computers and Structures, 9, 489-494, 1978.
- [RAM 84] RAMACHANDRAN VS, SEELEY RC, POLOMARK GM, « Free and combined chloride in hydrating cement and cement compounds », Materials and Structures, vol. 19, 285-289, 1984.
- [RAN 10] RANAIVOMANANA H, « Transferts dans les milieu poreux réactifs non saturés : application à la cicatrisation de fissure dans les matériaux cimentaires par carbonatation », thèse de doctorat de l'université de Toulouse, 2010.
- [RED 02] REDDY B, GLASS GK, LIM PJ, BUENFELD NR, « On the corrosion risk presented by chloride bound in concrete », Cement & Concrete Composites, 24, 1-5, 2002.
- [REV 17] REVERT AB, DE WEERDT K, HORNBOSTEL K, GEIKER MR, « State of the art report: service life modelling, carbonation of concrete and corrosion in carbonated concrete », NTNU, 2017.
- [RIC 31] RICHARDS LA, « Capillary conduction of liquids through porous mediums », Physics. 1 (5), 318-333, 1931.

- [RIL 03] RILEM, TC 154-EMC « Half-cell measurements; Potential mapping on reinforced concrete structures », *Materials and Structures*, 36, 461-471, 2003.
- [RIL 04] RILEM, TC 154-EMC, « Test methods for on-site corrosion rate measurement of steel reinforcement in concrete by means of the polarization resistance method », *Materials and Structures*, 37, 623-643, 2004.
- [ROZ 07] ROZIERE E, « Etude de la durabilité des bétons par une approche performantielle », Thèse de doctorat de l'université de Nantes, 2007.
- [RSI 17] Guide technique « Recommandation pour la prévention des désordres dû à la réaction sulfatique interne », IFSTTAR, 2017.
- [ROU 11] ROUGEAU P, TORRENTI J-M, CUSSIGH F, MAI-NHU J, « Interest of the probabilistic approach for the equivalent durability concept », *European Journal of Environmental and Civil Engineering* Volume 16, Issue 3-4, 256-263, 2011.
- [SAL 91] SALOMON M, GALIAS J-L, « Durabilité des voiles minces en béton armé. Cas des réfrigérants atmosphériques », *Annales de ITBTP*, n° 496, 1991.
- [SAL 15] SALVOLDI BG, BEUSHAUSEN H, ALEXANDER MG, « Oxygen permeability of concrete and its relation to carbonation », *Construction and Building Material*, 85, 30-37, 2015.
- [SAL 17] SALESSES B, PATAPY C, STEGER L, DEBY F, CYR M, « Study on corrosion durability with electrochemical tests of GGBS/portland blends activated by chlorides », 14th International Conference on Durability of Building Materials and Components, Belgique, 2017.
- [SAM 07] SAMSON E, MARCHAND J, « Modeling the effect of temperature on ionic transport in cementitious materials », *Cement and Concrete Research*, 37, 455-468, 2007.
- [SAN 95] SANDBERG P, « Critical evaluation of factors affecting chloride initiated reinforcement corrosion in concrete ». Report TVBM-3068, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, Lund, 1995.
- [SCH 15] SCHMITT L, MAI-NHU J, ROUGEAU P, DJERBI TEGGUER A, SAILLIO M, «Durabilité des structures en béton incorporant des granulats recyclés», Conférence NoMaD, France, 2015.
- [SCH 76] SCHIESSL P, «Zur Frage de zulässigen rissbeite und der erforder lichen betondeckung im stahlbetonbauunter besonderer berücksichtigung der karbonatisierung des betongs», Technical University of Munich, 1976.
- [SCH 05] SCHIESSL P, LAY S, « Corrosion in reinforced concrete structures », *Corrosion in reinforced concrete structures* edited by Hans Böhni, chapter 4 "Influence of concrete composition", 2005.
- [SHI 12] SHI X, XIE N, FORTUNE K, GONG J, « Durability of steel reinforced concrete in chloride environments: an overview », *Construction and Building Materials*, 30, 125-138, 2012.
- [SIL 14] SILVA A, NEVES R, DE BRITO J, «Statistical modelling of carbonation in reinforced concrete», *Cement and Concrete Composites*, 50, 73-81, 2014.
- [SIS 07] SISOMPHON K, FRANKE L, « Carbonation rates of concretes containing high volume of pozzolanic materials », *Cement and Concrete Research*, 37, 1647-1653, 2007.
- [SOI 17] SOIVE A, «Recensement des modèles de durabilité des bétons armés eposés aux ions chlorure», ANR Modevie, 2017.

- [TAN 08] TANG L, "Engineering expression of the ClinConc model for prediction of free and total chloride ingress in submerged marine concrete", Cement and Concrete Research, 38, 1092-1097, 2008.
- [TAH 10] TAHLAITI M, « Etude de la pénétration des chlorures et de l'amorçage de la corrosion en zone saturée et en zone de marnage », Thèse de doctorat, Université de La Rochelle, 2010.
- [THE 86] THEISSING EM, MEBIUS-VAN DE LARR T, DE WIND G, « The combining of the sodium chloride and calcium chloride by the hardened portland cement compounds C_3S , C_2S , C_3A and C_4AF », in Proc. 8th Int. Symposium on Chemistry of Cement, Rio de Janeiro, 823-828, 1986.
- [THI 05] THIERY M « Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux Cimentaires », Thèse de doctorat, LCPC. 2005.
- [THI 07] THIERY M, BAROGHEL BOUNY V, BOURNETON N, VILLAIN G, STEFANI C, « Modélisation du séchage des bétons, analyse des différents modes de transferts hydriques », Revue Européenne de Génie Civil, 11, 5, 541-577, 2007.
- [THO 92] THOMAS M, MATTHEWS J, « Carbonation of fly ash concrete », Magazine of concrete research, 44, 217-228, 1992.
- [THO 96] THOMAS M, « Chloride threshold in marine concrete », Cement and Concrete Research, 26, 513-519, 1996.
- [TUU 82] TUUTTI K, « Corrosion of steel in concrete », Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm. 1982.
- [TUR 12] TURCRY P, YOUSNI A, JACQUEMOT F, AÏT MOKTAR A, ROUGEAU P, « Influence of in situ concrete variability on accelerated carbonation test », European Journal of Environmental and Civil Engineering, 16 :3-4, 288-297, 2012.
- [TUR 14] TURCRY P, OKSRI-NELFIA L, YOUNSI A, AIT MOKTAR A, « Analysis of an accelerated carbonation test with severe preconditioning », Cement and Concrete Research, 57, 70-78, 2014.
- [UQ 17] <https://www.uqlab.com/>
- [VID 04] VIDAL T, CASTEL A, FRANCOIS R, « Analyzing crack width to predict corrosion in reinforced concrete », Cement and Concrete Research, 34, 165-174, 2004.
- [VU 11] VU NT, "Contribution à l'étude de la corrosion par carbonatation du béton armé : approche expérimentale et probabiliste", Thèse de doctorat de l'université de Toulouse, 2011.
- [WAL 99] WALLER V, "Relations entre la composition des bétons, exothermie en cours de prise et résistance en compression", Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1999.
- [WAN 12] WANG X, "Modélisation du transport multi-espèces dans les matériaux cimentaires saturés ou non saturés et éventuellement carbonates", Thèse de doctorat, 2012.
- [WO 19] <https://www.wofrance.fr/France/Nancy.htm>
- [WU 14] WU Q, "Isothermes de desorption de matériaux cimentaires : étude d'un protocole accéléré et optimisation du VER", thèse de doctorat de l'université de Lille, 2014.
- [YAN 18] YANG ST, LI KF, LI CQ, "Numerical determination of concrete crack width for corrosion affected concrete structures", Computers and Structures, 207, 75-82, 2018.

[YEA 05] YEAU KY, KIM EK, « An experimental study on corrosion resistance of concrete with ground granulate blast-furnace slag », Cement and Concrete Research, 35, 1391-1399, 2005.

[YIG 07] YIGYTER H, YAZICI H, AYDIN S, « Effects of cement type, water/cement ratio and cement content on sea water resistance of concrete », Building and Environment, 42, 2017.

[ZOU 12] ZHOU XY, SCHMIDT F, JACOB B, “Extrapolation of traffic data for development of traffic load models: assessment of methods used during background works of the Eurocode”, IABMAS2012, 6th Conference on Bridge Maintenance, Safety and Management, Italy, 2012.

[ZOU 16] ZHOU XY, SCHMIDT F, TOUTLEMONDE F, JACOB B, “A mixture peaks over threshold approach for predicting extreme bridge traffic load effects”, Probabilistic Engineering Mechanics 43, 121–131, 2016.

Annexes

Annexe 1 : Fiches techniques des constituants des bétons



fiche produit CEM I 52,5 N CE PM-CP2 NF

révision du 12/11/2015 - DV.S3.007

| résistances en compression (Mpa) | |
|--|------|
| 1 jour | 24 |
| 2 jours | 35 |
| 7 jours | 53 |
| 28 jours | 65 |
| essais sur pâte pure | |
| demande en eau (%) | 28,5 |
| début de prise à 20°C | 2h30 |
| stabilité (mm) | 1 |
| autres caractéristiques | |
| masse volumique absolue (g/cm ³) | 3,17 |
| surface massique Blaine (cm ² /g) | 4200 |
| indice de clarté L* | 60 |
| chaleur d'hydratation à 41h (J/g) | 350 |
| retrait à 28 jours (µm/m) | -470 |

| analyse chimique (%) | |
|--------------------------------|------|
| perte au feu 950°C | 2,3 |
| CaO | 64,2 |
| SiO ₂ | 19,7 |
| Al ₂ O ₃ | 4,4 |
| Fe ₂ O ₃ | 3,9 |
| MgO | 1,1 |
| SO ₃ | 2,7 |
| K ₂ O | 0,5 |
| Na ₂ O | 0,1 |
| S-- | 0,01 |
| Cl- | 0,02 |
| Na ₂ O équivalent | 0,50 |
| résidu insoluble | 0,2 |

| composition du ciment | | | |
|------------------------------------|---|----------------------------------|-------------------------------------|
| | CLINKER: 97 % | | CALCAIRE: 3% |
| | 1/2 France, usine de St-Pierre La Cour | 1/2 France, usine de St-Vigor | France, carrière de Liré |
| CaO (%) / SiO ₂ (%) | 3,1 | 3,0 | CaCO ₃ 98% |
| Al ₂ O ₃ (%) | 5,2 | 3,9 | TOC 0,10% |
| MgO (%) | 1,1 | 1,0 | essai au bleu < 0,2 g/100g |
| C ₃ S (%) | 65 | 64 | REGULATEUR de PRISE: 4,0% |
| C ₂ S (%) | 11 | 14 | dont gypse 100% |
| C ₃ A (%) | 8,6 | 1,9 | ADDITIFS |
| C ₄ AF (%) | 9,3 | 14,9 | agent de mouture MAGA C167 0,03% |
| | | | sulfate d'étain CEM PROTECTOR 0,01% |
| production: | Montoir de Bretagne, France | | |
| disponibilité: | VRAC: silo 1 + vrac 1 | | SACS: non |

Les résultats de ce document sont basés sur des valeurs moyennes et sont donnés à titre purement indicatif. Ils sont susceptibles de varier dans les limites autorisées par les normes correspondantes, ils ne sauraient engager la responsabilité de Ciments Kercim



CIMENTS KERCIM
Rue Tartane - Zone Portuaire - CS 90081 - 44550 Montoir De Bretagne
tel: 02 51 73 74 76 fax: 02 51 73 74 77

1. DEFINITION

Ecocem, le laitier granulé de haut fourneau moulu CE produit par ECOCEM France à Fos sur Mer (13), répond à la norme européenne **NF EN 15167-1**, 2006 : Laitier granulé de haut-fourneau moulu pour utilisation dans le béton, mortier et coulis - Partie 1 : définitions, exigences et critères de conformité. Le certificat CE de constance des performances 1164-CPR-LGM001, a été renouvelé le 10 Janvier 2014, par le CERIB, organisme notifié n°1164.

Ecocem est un laitier moulu de classe A, suivant les distinctions faites dans la norme NF EN 206/CN, classe confirmée, en date du 28 Juin 2013, par le CERIB.

2. FABRICATION

Ecocem est produit par le séchage et le broyage du laitier granulé de haut-fourneau.

Le laitier granulé est obtenu par trempe à l'eau du laitier à la sortie des hauts-fourneaux de Fos sur Mer, au moyen de granulateur de nouvelle génération (INBA®).

Le taux de vitrification moyen obtenu est supérieur à 90% (mesure par diffraction de rayons X).

Ecocem est livré en vrac.

3. COMPOSITION CHIMIQUE (centésimale moyenne)

| | | | | | |
|------------------------------------|------|------------------------------------|-----|----------------------------|------|
| CaO | 43,4 | Fe₂O₃ | 0,7 | Na₂O | 0,22 |
| SiO₂ | 37,2 | TiO₂ | 0,6 | K₂O | 0,29 |
| Al₂O₃ | 11,2 | SO₃ | 0,3 | Na₂O éq. | 0,4 |
| MgO | 6,6 | S²⁻ | 0,7 | Cl⁻ | 0,01 |

Module chimique (CaO+MgO)/SiO₂ : > 1,25 (≥1,2 : classe A selon NF EN 206-1/CN)

4. CARACTERISTIQUES PHYSIQUES (valeurs indicatives représentatives)

| FORMULATION | | Résistances en Compression (MPa) | | | Indice d'activité | | | Temps de prise initial (min) |
|--|------------------|----------------------------------|--------|--------|-------------------|--------|--------|------------------------------|
| Ecocem | Ciment référence | 7 jrs | 28 jrs | 90 jrs | 7 jrs | 28 jrs | 90 jrs | |
| 0% | 100% | 45,7 | 57,2 | 62 | - | | | 142 |
| 50% | 50% | 31,5 | 56,0 | 69 | 69% | 98% | 111% | 164 |
| <i>Limites de la Norme produit NF EN 15167-1</i> | | | | | ≥ 45% | ≥ 70% | - | < 2 × Tps Ciment |
| <i>Limites Classe A selon Norme NF EN 206/CN</i> | | | | | ≥ 65% | ≥ 85% | - | - |

5. AUTRES CARACTERISTIQUES

Surface spécifique Blaine : 4450 ± 250 cm²/g
≥ 2750 cm²/g : NF EN 15167-1
≥ 4200 cm²/g : classe A selon NF EN 206/CN

Passant à 32 µm : ≥ 95%
Diamètre médian indicatif (d50) : 11µm

Indice [CIE L*ab] avec CR410, L* = 89,5 ± 2

Perte au feu (950°C) : < 1,5 %

Humidité (100°C) : < 0,5%

Masse volumique (g/cm³) : 2,90 ± 0,03

Densité apparente : 0,8 ± 0,1

Les valeurs indiquées sont des valeurs moyennes, elles peuvent varier légèrement dans les limites autorisées par la norme de référence.



SABLE 0/4 TYPE (0/3,15) R L - FILTRANT

Pétrographie : ALLUVION SILICEUSE

Elaboration : ROULE LAVE

Article : 10006182 - J401 - SA 0/3,15 RL FILTRANT CEMEX 45SANDILLON

Seul le fuseau de l'étude ex-CEMAGREF (IRSTEA) a valeur contractuelle sans références aux autres dispositions de ces préconisations.
Le fuseau de la NF DTU 64.1 est donné à titre indicatif.

Classification du matériau selon NF P11-300 / GTR : assimilable Sol D11

Partie normative

Valeurs spécifiées sur lesquelles le producteur s'engage

Classe granulaire

| | |
|---|---|
| 0 | 4 |
|---|---|

Norme

Fuseau CEMAGREF

Catégorie

Etude CEMAGREF - IRSTEA

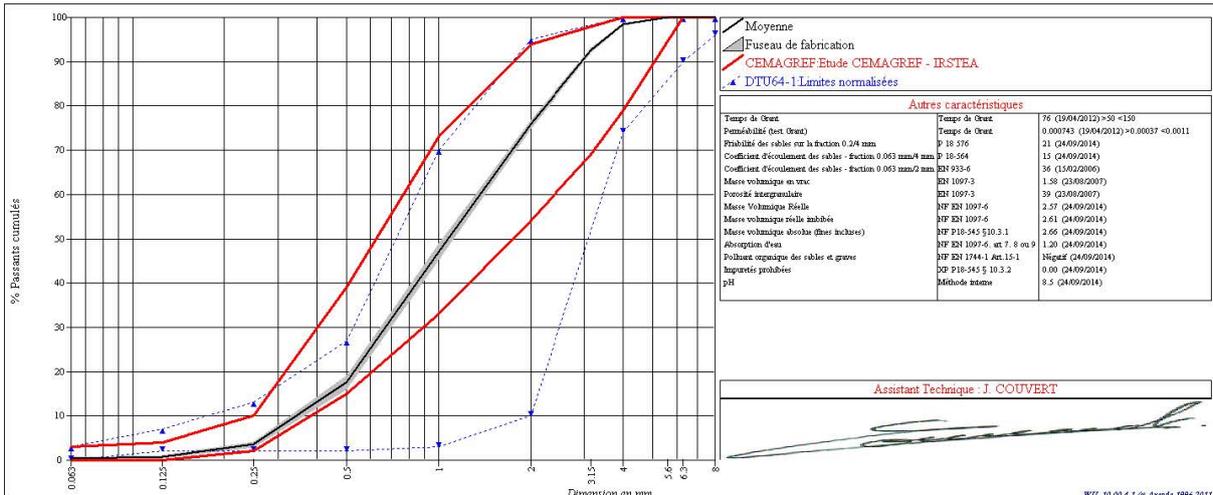
| | 0.063 | 0.125 | 0.25 | 0.5 | 1 | 2 | 3.15 | 4 | 5.6 | 6.3 | 8 | d60 | d10 | CU | FM | CaCO3 | SE(10) | ESV | W | |
|----------|-------|-------|------|------|------|------|------|-------|-----|-------|-------|-----|------|-----|----|-------|--------|-----|---|--|
| V.S.S.+U | 4.0 | 5.0 | 11.0 | 43.0 | 77.0 | 97.0 | 98.0 | 100.0 | | 100.0 | 100.0 | | | 6.0 | | | | | | |
| V.S.S. | 3.0 | 4.0 | 10.0 | 39.0 | 73.0 | 94.0 | 98.0 | 100.0 | | 100.0 | 100.0 | | 0.40 | 6.0 | | 4.00 | | | | |
| V.S.I. | 0.0 | 0.0 | 2.0 | 15.0 | 33.0 | 54.0 | 69.0 | 79.0 | | 100.0 | 100.0 | | 0.25 | 3.0 | | | | | | |
| V.S.I.-U | 0.0 | 0.0 | 1.0 | 11.0 | 29.0 | 51.0 | 69.0 | 77.0 | | 100.0 | 100.0 | | | 3.0 | | | | | | |

Partie informative

Résultats de production

du 25/08/14 au 06/10/14

| | 0.063 | 0.125 | 0.25 | 0.5 | 1 | 2 | 3.15 | 4 | 5.6 | 6.3 | 8 | d60 | d10 | CU | FM | CaCO3 | SE(10) | ESV | W |
|---------------------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|--------|-----|------|
| Maximum | 0.8 | 1.0 | 4.4 | 19.5 | 48.0 | 76.5 | 93.2 | 98.6 | 100.0 | 100.0 | 100.0 | 1.42 | 0.35 | 4.1 | 3.61 | | 93 | 98 | 4.8 |
| Xf+1.25xEcart-types | 0.7 | 1.0 | 4.3 | 19.2 | 49.0 | 76.9 | 93.2 | 98.7 | 100.0 | 100.0 | 100.0 | 1.41 | 0.36 | 4.2 | 3.61 | | 93 | 98 | 5.1 |
| Moyenne Xf | 0.4 | 0.7 | 3.6 | 17.6 | 47.1 | 75.6 | 92.6 | 98.4 | 100.0 | 100.0 | 100.0 | 1.37 | 0.34 | 4.0 | 3.57 | 1.36 | 91 | 97 | 4.0 |
| Xf-1.25xEcart-types | 0.0 | 0.4 | 2.9 | 16.0 | 45.1 | 74.8 | 92.0 | 98.1 | 100.0 | 100.0 | 100.0 | 1.32 | 0.33 | 3.8 | 3.52 | | 88 | 97 | 3.0 |
| Minimum | 0.1 | 0.4 | 3.2 | 16.7 | 44.7 | 74.8 | 92.1 | 98.1 | 100.0 | 100.0 | 100.0 | 1.34 | 0.32 | 3.8 | 3.52 | | 89 | 97 | 2.9 |
| Ecart-type | 0.28 | 0.24 | 0.54 | 1.29 | 1.56 | 0.83 | 0.48 | 0.23 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.040 | 0.010 | 0.20 | 0.040 | | 2.0 | 1.0 | 0.80 |
| Nombre de résultats | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 4 | 1 | 4 | 4 | 4 |

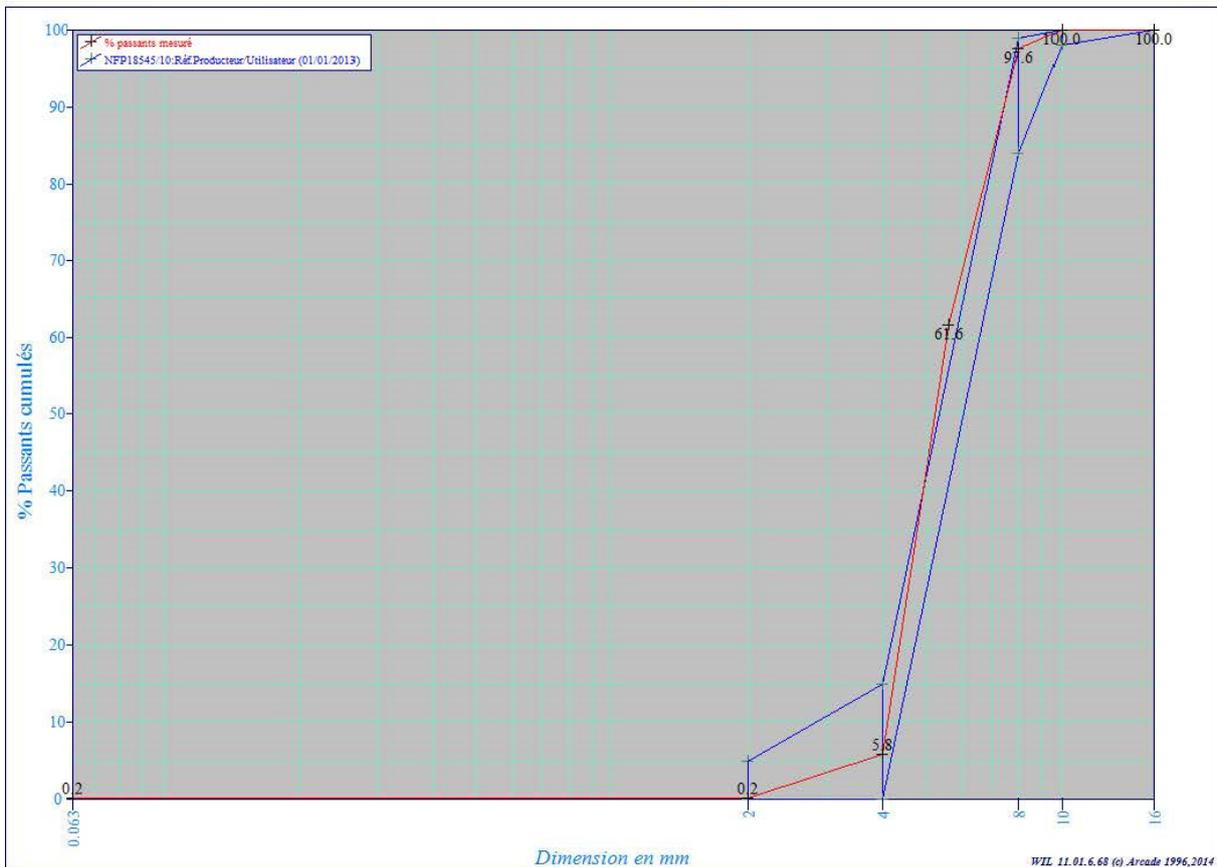


4/8 GRANULAT DE REF.

Producteur : Sablières Palvadeau - Les Douèmes **Utilisateur :** TOUS
Péetrographie : Alluvions / Silice et Quartz
Elaboration : Gravillon Séché

| | |
|--------------------------------|---|
| Contrôleur | Sablières Palvadeau - Les Douèmes Route d'Apremont - BP 644 85306 Challans |
| Prélèvement n° B5258014 | prélevés le 25/08/2015 (Réalisé le 28/08/2015) |
| Classe granulatoire | 4/8 mm |
| Fait par | Poiraudeau |
| Référence | Norme NF P 18-545 Article 10 - EN 12620 et EN 13139 : Réf.Producteur/Utilisateur (01/01/2013) |
| Observations internes | |
| Observations | S32032015A1215P14 |

| Analyse granulométrique | | | | | | |
|-------------------------|---------|----------|---------|-------------|-------------|-----------|
| Tamis (mm) | Minimum | %tamisat | Maximum | cumul refus | Incertitude | Val.théo. |
| 0.063 | | 0.2 | | 1002.0 g | | 0.0 |
| 2.000 | | 0 | 5 | 1002.0 g | 1 | 1 |
| 4.000 | 0 | 6 | 15 | 946.0 g | ±5 | 2 |
| 5.600 | | 62 | | 386.0 g | | 24 |
| 8.000 | 84 | 98 | 99 | 24.0 g | ±5 | 93 |
| 10.000 | 98 | 100 | | 0.0 g | 1 | 100 |
| 16.000 | 100 | 100 | | 0.0 g | | 100 |



Mr Poiraudeau

Annexe 2 : Traitement thermique du béton F3

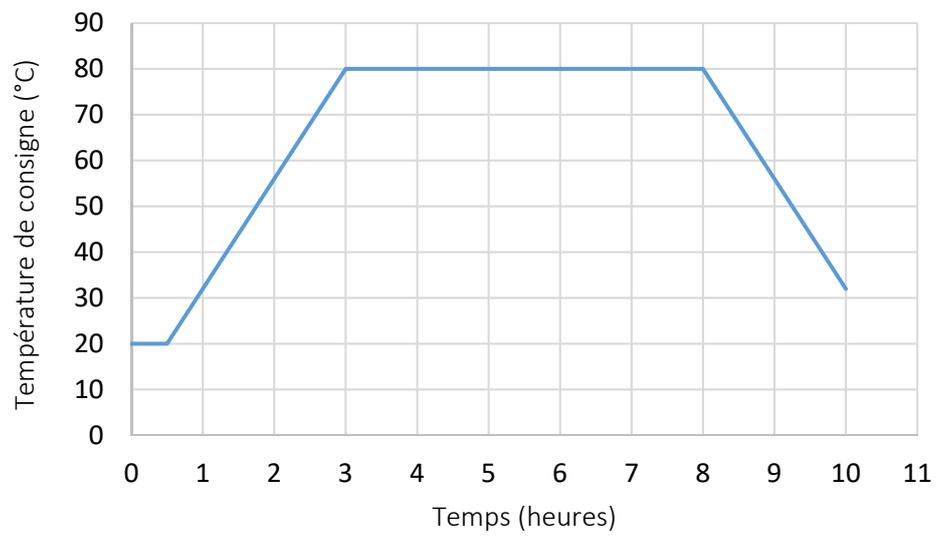


Figure A.1 – Traitement thermique appliqué au béton F3

Annexe 3 : Données d'entrée matériaux du modèle SDReaM-crete 2.0 des bétons F1, F2, F4 et F5

Tableau A.1 – Données d'entrée matériaux des bétons de la thèse

| Béton | - | F1 | F2 | F3 | F4 | F5 |
|-----------|--------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Porosité | % | 17,0 | 16,7 | 13,9 | 12,0 | 13,6 |
| D_{app} | m^2/s | 29,4 | 3,6 | 2,9 | 5,8 | 2,2 |
| D_{eff} | m^2/s | 5,0 | 0,6 | 0,4 | 0,7 | 0,3 |
| CH | mol/m ³ béton | 1035,3 | 443,7 | 320,6 | 1185,7 | 583,0 |
| C-S-H | mol/m ³ béton | 1525,2 | 1959,5 | 1948,6 | 1746,9 | 2162,4 |
| AFt | mol/m ³ béton | 286,5 | 240,6 | 198,3 | 328,1 | 278,9 |
| AFm | mol/m ³ béton | 380,2 | 281,1 | 206,7 | 435,5 | 333,0 |

Le GranDuBé [GRA 08] donne une équation permettant de calculer un coefficient de diffusion effectif des ions chlorure à partir d'un coefficient de diffusion apparent (Eq A0).

$$D_{eff} = D_{app} \cdot \varphi + D_{app} \cdot \rho \cdot \frac{dC_b}{dC_f} \quad Eq A0$$

Où :

φ : porosité (-)

ρ : masse volumique du béton (kg/m³)

$\frac{dC_b}{dC_f}$: isotherme de fixation (concentration en $[Cl^-]_{libre}$ et $[Cl^-]_{totaux}$)

Dans cette étude, les coefficients de diffusion effectifs ont été calculé en ne considérant que le coefficient de diffusion apparent et la porosité (en s'affranchissant de la deuxième partie de l'équation). Les résultats sont présentés dans le tableau A.1.

Annexe 4 : Procédure LAR pour construire un chaos creux [BLA 09] cité dans [FAT 18]

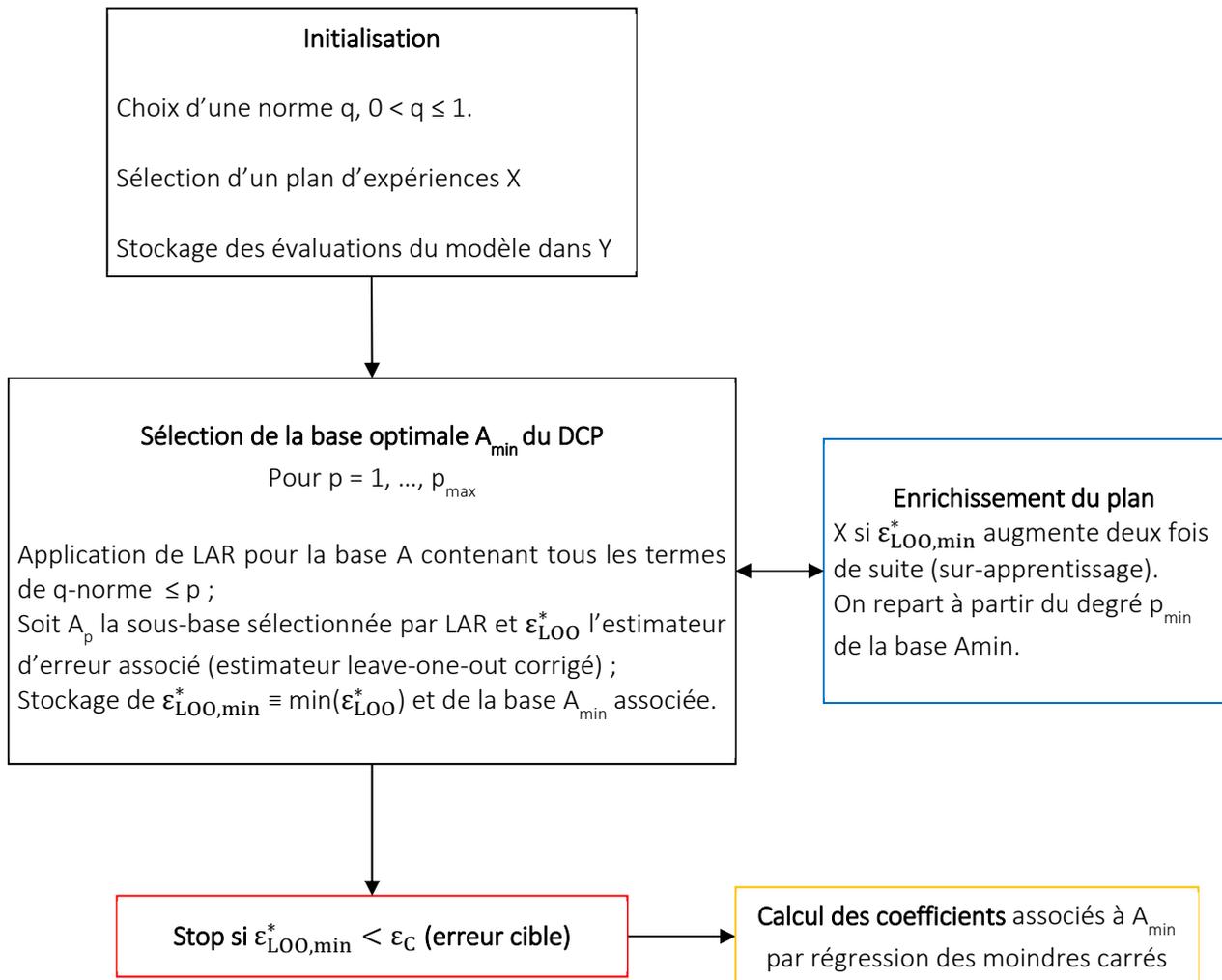


Figure A.2 – Schéma de la méthode LAR

Annexe 5 : Paramètres d'entrée du modèle de [GRE 16-1] et du modèle du bulletin 34 de la fib [fib 34] pour les bétons français

Tableau A.2 – Paramètres de calcul du modèle de [GRE 16-1] pour la classe XC3

| Paramètre (XC3) | Unités | Distribution | Favorable | | Défavorable | |
|-----------------|----------------------|--------------|---------------|---------------------|---------------|---------------------|
| | | | Moyenne μ | Écart Type σ | Moyenne μ | Écart Type σ |
| k_{nac} | mm/an ^{0,5} | Normale | 3,3 | 1,1 | 6,9 | 1,2 |
| b_c | - | Normale | -0,567 | 0,25 | -0,567 | 0,25 |
| t_c | jours | Constante | 7 | - | 7 | - |
| RH_a | % | Weibull | 85 | 8 | 75 | 12 |
| RH_l | % | Constante | 65 | - | 65 | - |
| g_e | - | Constante | 5 | - | 5 | - |
| f_e | - | Constante | 2,5 | - | 2,5 | - |
| ToW | - | Constante | 0 | - | 0 | - |
| p_{dr} | - | Constante | 0 | - | 0 | - |
| b_w | - | Normale | 0,446 | 0,163 | 0,446 | 0,163 |
| t_0 | années | Constante | 0,0767 | - | 0,0767 | - |
| C_a | %vol | Normale | 0,0465 | 0,005 | 0,0465 | 0,005 |
| C_l | %vol | Constante | 0,04 | - | 0,04 | - |
| c | mm | Normale | 35 | 6 | 35 | 6 |
| t_{SL} | années | Constante | 50 | - | 50 | - |

Tableau A.3 – Paramètres de calcul du modèle de [GRE 16-1] pour la classe XC4

| Paramètre (XC4) | Unités | Distribution | Favorable | | Défavorable | |
|-----------------|----------------------|--------------|---------------|---------------------|---------------|---------------------|
| | | | Moyenne μ | Écart Type σ | Moyenne μ | Écart Type σ |
| k_{nac} | mm/an ^{0,5} | Normale | 3,3 | 1,1 | 6,9 | 1,2 |
| b_c | - | Normale | -0,567 | 0,25 | -0,567 | 0,25 |
| t_c | jours | Constante | 7 | - | 7 | - |
| RH_a | % | Weibull | 85 | 8 | 75 | 12 |
| RH_i | % | Constante | 65 | - | 65 | - |
| g_e | - | Constante | 5 | - | 5 | - |
| f_e | - | Constante | 2,5 | - | 2,5 | - |
| ToW | - | Constante | 0,3 | - | 0,2 | - |
| p_{dr} | - | Constante | 0,6 | - | 0,1 | - |
| b_w | - | Normale | 0,446 | 0,163 | 0,446 | 0,163 |
| t_0 | années | Constante | 0,0767 | - | 0,0767 | - |
| C_a | %vol | Normale | 0,0465 | 0,005 | 0,0465 | 0,005 |
| C_i | %vol | Constante | 0,04 | - | 0,04 | - |
| c | mm | Normale | 40 | 6 | 40 | 6 |
| t_{SL} | années | Constante | 50 | - | 50 | - |

Tableau A.4 – Paramètres de calcul du du modèle du bulletin 34 de la fib [fib 34] pour la classe XS2 [fib 76]

| Paramètre (XS2) | Unités | Distribution | Favorable | | Défavorable | |
|-----------------|-----------------|----------------------------|---------------|---------------------|---------------|---------------------|
| | | | Moyenne μ | Écart Type σ | Moyenne μ | Écart Type σ |
| $D_{RCM}(t_0)$ | $10^{-12}m^2/s$ | Normale | 3,0 | 0,6 | 19,7 | 3,9 |
| a_e | - | Beta (min = 0 ; max = 1) | 0,45 | 0,2 | 0,3 | 0,12 |
| t_0 | jours | Constante | 0,0767 | - | 0,0767 | - |
| b_e | K | Normale | 4 800 | 700 | 4 800 | 700 |
| T_{ref} | K | Constante | 273 | - | 273 | - |
| T_{env} | K | Normale | 283 | 5 | 283 | 5 |
| $C_{s,0}$ | %/masse liant | Lognormale | 2 | 0,5 | 4 | 1 |
| Δx | mm | Constante | 0 | - | 0 | - |
| C_0 | %/masse liant | Constante | 0 | - | 0 | - |
| C_{crit} | %/masse liant | Beta (min = 0,2 ; max = 2) | 0,60 | 0,15 | 0,60 | 0,15 |
| c | mm | Normale | 50 | 6 | 50 | 6 |

Tableau A.5 – Paramètres de calcul du du modèle du bulletin 34 de la fib [fib 34] pour la classe XS3 [fib 76]

| Paramètre (XS3) | Unités | Distribution | Favorable | | Défavorable | |
|-----------------|-------------------|----------------------------|---------------|---------------------|---------------|---------------------|
| | | | Moyenne μ | Écart Type σ | Moyenne μ | Écart Type σ |
| $D_{RCM}(t_0)$ | m ² /s | Normale | 3,0 | 0,6 | 15,8 | 3,2 |
| a_e | - | Beta (min = 0 ; max = 1) | 0,45 | 0,2 | 0,3 | 0,12 |
| t_0 | jours | Constante | 0,0767 | - | 0,0767 | - |
| b_e | K | Normale | 4 800 | 700 | 4 800 | 700 |
| T_{ref} | K | Constante | 273 | - | 273 | - |
| T_{env} | K | Normale | 283 | 5 | 283 | 5 |
| $C_{s,0}$ | %/masse liant | Lognormale | 2 | 0,9 | 4 | 1,8 |
| Δx | mm | Beta (min = 0 ; max = 50) | 10 | 5 | 10 | 5 |
| C_0 | %/masse liant | Constante | 0 | - | 0 | - |
| C_{crit} | %/masse liant | Beta (min = 0,2 ; max = 2) | 0,60 | 0,15 | 0,60 | 0,15 |
| c | mm | Normale | 55 | 6 | 55 | 6 |

Annexe 6 : Paramètres d'entrée des méta-modèles de SDReaM-crete 2.0 pour les bétons français

Tableau A.6 – Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour la classe XC2 favorable

| Paramètre (XC2 fav) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|--|--------------------|--------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,175 | 0,006 | 0,16 | 0,21 |
| Facteur lié à l'isotherme de désorption δ | - | Beta | -0,9 | 0,066 | -1 | -0,5 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 870 | 70 | 600 | 1 000 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 480 | 15 | 1 450 | 1 580 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 400 | 20 | 300 | 450 |
| Ettringite AFt | mol/m ³ | Beta | 190 | 5 | 180 | 230 |
| pH de dépassivation pH_{crit} | - | Beta | 10,2 | 0,4 | 7 | 11 |
| Humidité relative HR | % | Beta | 90 | 0,8 | 88 | 92 |
| Enrobage C_{nom} | mm | Beta | 35 | 6 | 10 | 60 |
| Coefficient de migration des rouilles vertes vers le MT α | - | Beta | 0,7 | 0,045 | 0,6 | 0,8 |
| Épaisseur de fer perdu $EpDeg$ | μm | Beta | 100 | 9 | 80 | 120 |

Tableau A.7– Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour la classe XC2 défavorable

| Paramètre (XC2 def) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|--|--------------------|--------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,185 | 0,006 | 0,16 | 0,21 |
| Facteur lié à l'isotherme de désorption δ | - | Beta | -0,8 | 0,08 | -1 | -0,5 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 320 | 10 | 300 | 350 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 510 | 40 | 1 450 | 1 650 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 210 | 7 | 200 | 250 |
| Ettringite Aft | mol/m ³ | Beta | 190 | 5 | 180 | 230 |
| pH de dépassivation pH_{crit} | - | Beta | 10,2 | 0,4 | 7 | 11 |
| Humidité relative HR | % | Beta | 86 | 0,8 | 84 | 88 |
| Enrobage C_{nom} | mm | Beta | 35 | 6 | 10 | 60 |
| Coefficient de migration des rouilles vertes vers le MT α | - | Beta | 0,7 | 0,045 | 0,6 | 0,8 |
| Épaisseur de fer perdu $EpDeg$ | μm | Beta | 100 | 9 | 80 | 120 |

Tableau A.8 – Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour la classe XC3 favorable

| Paramètre (XC3 fav) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|--|--------------------|--------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,165 | 0,0095 | 0,15 | 0,20 |
| Facteur lié à l'isotherme de désorption δ | - | Beta | -0,7 | 0,066 | -0,9 | -0,2 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 950 | 70 | 750 | 1 150 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 500 | 30 | 1 450 | 1 600 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 420 | 15 | 350 | 450 |
| Ettringite AFt | mol/m ³ | Beta | 190 | 5 | 180 | 230 |
| pH de dépassivation pH_{crit} | - | Beta | 10,2 | 0,4 | 7 | 11 |
| Humidité relative HR | % | Beta | 78 | 0,3 | 77,5 | 80 |
| Enrobage C_{nom} | mm | Beta | 35 | 6 | 10 | 60 |
| Coefficient de migration des rouilles vertes vers le MT α | - | Beta | 0,7 | 0,045 | 0,6 | 0,8 |
| Épaisseur de fer perdue $EpDeg$ | μm | Beta | 100 | 9 | 80 | 120 |

Tableau A.9 – Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour la classe XC3 défavorable

| Paramètre (XC3 def) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|--|--------------------|--------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,175 | 0,0095 | 0,16 | 0,21 |
| Facteur lié à l'isotherme de désorption δ | - | Beta | -0,5 | 0,066 | -0,8 | -0,1 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 320 | 10 | 300 | 370 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 700 | 70 | 1 550 | 2 000 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 230 | 15 | 200 | 300 |
| Ettringite Aft | mol/m ³ | Beta | 190 | 5 | 180 | 230 |
| pH de dépassivation pH_{crit} | - | Beta | 10,2 | 0,4 | 7 | 11 |
| Humidité relative HR | % | Beta | 76 | 0,3 | 75 | 77,5 |
| Enrobage C_{nom} | mm | Beta | 35 | 6 | 10 | 60 |
| Coefficient de migration des rouilles vertes vers le MT α | - | Beta | 0,7 | 0,045 | 0,6 | 0,8 |
| Épaisseur de fer perdu $EpDeg$ | μm | Beta | 100 | 9 | 80 | 120 |

Tableau A.10 – Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour la classe XC4 favorable

| Paramètre (XC4 fav) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|--|--------------------|--------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,165 | 0,0095 | 0,15 | 0,20 |
| Facteur lié à l'isotherme de désorption δ | - | Beta | -0,7 | 0,066 | -0,9 | -0,2 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 950 | 70 | 750 | 1 150 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 500 | 30 | 1 450 | 1 600 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 420 | 15 | 350 | 450 |
| Ettringite Aft | mol/m ³ | Beta | 190 | 5 | 180 | 230 |
| pH de dépassivation pH_{crit} | - | Beta | 10,2 | 0,4 | 7 | 11 |
| Humidité relative HR | % | Beta | 85 | 0,8 | 83 | 87 |
| Enrobage C_{nom} | mm | Beta | 40 | 6 | 15 | 65 |
| Coefficient de migration des rouilles vertes vers le MT α | - | Beta | 0,7 | 0,045 | 0,6 | 0,8 |
| Épaisseur de fer perdu $EpDeg$ | μm | Beta | 100 | 9 | 80 | 120 |

Tableau A.11 – Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour la classe XC4 défavorable

| Paramètre (XC4 def) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|--|--------------------|--------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,175 | 0,0095 | 0,16 | 0,21 |
| Facteur lié à l'isotherme de désorption δ | - | Beta | -0,5 | 0,066 | -0,8 | -0,1 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 320 | 10 | 300 | 370 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 700 | 70 | 1 550 | 2 000 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 230 | 15 | 200 | 300 |
| Ettringite Aft | mol/m ³ | Beta | 190 | 5 | 180 | 230 |
| pH de dépassivation pH_{crit} | - | Beta | 10,2 | 0,4 | 7 | 11 |
| Humidité relative HR | % | Beta | 77 | 0,8 | 75 | 79 |
| Enrobage C_{nom} | mm | Beta | 40 | 6 | 15 | 65 |
| Coefficient de migration des rouilles vertes vers le MT α | - | Beta | 0,7 | 0,045 | 0,6 | 0,8 |
| Épaisseur de fer perdu $EpDeg$ | μm | Beta | 100 | 9 | 80 | 120 |

Tableau A.12 – Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour la classe XS1 favorable

| Paramètre (XS1 fav) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|--|--------------------|--------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,15 | 0,0095 | 0,13 | 0,18 |
| Coefficient de diffusion effectif des ions chlorure $D_{Cl}(10^{-12})$ | m ² /s | Beta | 0,3 | 0,07 | 0,1 | 0,6 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 320 | 10 | 300 | 370 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 820 | 70 | 1 500 | 2 200 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 230 | 15 | 200 | 300 |
| Ettringite AFt | mol/m ³ | Beta | 190 | 5 | 180 | 230 |
| Concentration en ions chlorure à la dépassivation Cl_{crit} | mol/m ³ | Beta | 290 | 38 | 40 | 440 |
| Humidité relative HR | % | Beta | 81 | 2,6 | 75 | 87 |
| Concentration en ions chlorure de l'environnement PCI | mol/m ³ | Beta | 520 | 30 | 470 | 630 |
| Enrobage C_{nom} | mm | Beta | 45 | 6 | 20 | 70 |
| Coefficient de migration des rouilles vertes vers le MT α | - | Beta | 0,7 | 0,045 | 0,6 | 0,8 |
| Épaisseur de fer perdu $EpDeg$ | μ m | Beta | 15 | 3,5 | 2 | 30 |

Tableau A.13 – Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour la classe XS1 défavorable

| Paramètre (XS1 def) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|--|--------------------|--------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,14 | 0,0095 | 0,12 | 0,17 |
| Coefficient de diffusion effectif des ions chlorure $D_{Cl}(10^{-12})$ | m ² /s | Beta | 0,85 | 0,07 | 0,5 | 1 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 1050 | 60 | 850 | 1 200 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 550 | 40 | 1 450 | 1 700 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 390 | 20 | 300 | 450 |
| Ettringite AFt | mol/m ³ | Beta | 290 | 20 | 250 | 350 |
| Concentration en ions chlorure à la dépassivation Cl_{crit} | mol/m ³ | Beta | 290 | 38 | 40 | 440 |
| Humidité relative HR | % | Beta | 93 | 2,6 | 87 | 99 |
| Concentration en ions chlorure de l'environnement PCI | mol/m ³ | Beta | 580 | 30 | 470 | 630 |
| Enrobage C_{nom} | mm | Beta | 45 | 6 | 20 | 70 |
| Coefficient de migration des rouilles vertes vers le MT α | - | Beta | 0,7 | 0,045 | 0,6 | 0,8 |
| Épaisseur de fer perdu $EpDeg$ | μ m | Beta | 15 | 3,5 | 2 | 30 |

Tableau A.14 – Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour la classe XS2 favorable

| Paramètre (XS2 fav) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|--|--------------------|--------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,15 | 0,0095 | 0,13 | 0,18 |
| Coefficient de diffusion effectif des ions chlorure $D_{Cl}(10^{-12})$ | m ² /s | Beta | 0,3 | 0,07 | 0,1 | 0,6 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 320 | 10 | 300 | 370 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 820 | 70 | 1 500 | 2 200 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 230 | 15 | 200 | 300 |
| Ettringite Aft | mol/m ³ | Beta | 190 | 5 | 180 | 230 |
| Concentration en ions chlorure à la dépassivation Cl_{crit} | mol/m ³ | Beta | 290 | 38 | 40 | 440 |
| Humidité relative HR | % | Constante | 100 | - | - | - |
| Concentration en ions chlorure de l'environnement PCI | mol/m ³ | Beta | 520 | 30 | 470 | 630 |
| Enrobage C_{nom} | mm | Beta | 50 | 6 | 25 | 75 |

Tableau A.15 – Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour la classe XS2 défavorable

| Paramètre (XS2 def) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|--|--------------------|--------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,14 | 0,0095 | 0,12 | 0,17 |
| Coefficient de diffusion effectif des ions chlorure $D_{Cl}(10^{-12})$ | m ² /s | Beta | 0,85 | 0,07 | 0,5 | 1 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 1 050 | 60 | 850 | 1 200 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 550 | 40 | 1 450 | 1 700 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 390 | 20 | 300 | 450 |
| Ettringite Aft | mol/m ³ | Beta | 290 | 20 | 250 | 350 |
| Concentration en ions chlorure à la dépassivation Cl_{crit} | mol/m ³ | Beta | 290 | 38 | 40 | 440 |
| Humidité relative HR | % | Constante | 100 | - | - | - |
| Concentration en ions chlorure de l'environnement PCI | mol/m ³ | Beta | 580 | 30 | 470 | 630 |
| Enrobage C_{nom} | mm | Beta | 50 | 6 | 25 | 75 |

Annexe 7 : Paramètres d'entrée des méta-modèles de SDReaM-crete 2.0 pour les applications

Tableau A.16 – Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour la poutre

| Paramètre (Poutre) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|--|--------------------|--------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,147 | 0,015 | 0,11 | 0,20 |
| Facteur lié à l'isotherme de désorption δ | - | Beta | 0,65 | 0,15 | 0 | 1 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 1 111 | 70 | 800 | 1 400 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 637 | 80 | 1 450 | 2 000 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 408 | 20 | 350 | 450 |
| Ettringite AFt | mol/m ³ | Beta | 307 | 20 | 250 | 350 |
| pH de dépassivation pH_{crit} | - | Beta | 10,2 | 0,4 | 7 | 11 |
| Humidité relative HR | % | Beta | 83 | 4 | 75 | 90 |
| Enrobage C_{nom} [EC 2] | mm | Beta | 30 | 6 | 5 | 55 |
| Enrobage C_{nom} [FRA 18] | mm | Beta | 40 | 6 | 15 | 65 |

Tableau A.17 – Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour le prémur

| Paramètre (Prémur) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|--|--------------------|--------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,15 | 0,015 | 0,11 | 0,20 |
| Facteur lié à l'isotherme de désorption δ | - | Beta | 0,5 | 0,15 | 0 | 1 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 900 | 60 | 700 | 1 200 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 550 | 50 | 1 450 | 1 800 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 400 | 20 | 350 | 450 |
| Ettringite Aft | mol/m ³ | Beta | 190 | 5 | 180 | 250 |
| pH de dépassivation pH_{crit} | - | Beta | 10,2 | 0,4 | 7 | 11 |
| Humidité relative HR | % | Beta | 83 | 4 | 75 | 90 |
| Enrobage C_{nom} [EC 2] | mm | Beta | 30 | 6 | 5 | 55 |
| Enrobage C_{nom} [FRA 18] | mm | Beta | 40 | 6 | 15 | 65 |

Tableau A.18 – Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour le voussoir

| Paramètre (voussoir) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|---|-----------|-----------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,12 | 0,005 | 0,11 | 0,15 |
| Coefficient de diffusion effectif des ions chlorure D_{Cl} (10^{-12}) | m^2/s | Beta | 0,15 | 0,1 | 0,005 | 1 |
| Portlandite CH | mol/m^3 | Beta | 310 | 5 | 300 | 350 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m^3 | Beta | 1 550 | 50 | 1 450 | 1 800 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m^3 | Beta | 210 | 5 | 200 | 250 |
| Ettringite Aft | mol/m^3 | Beta | 190 | 5 | 180 | 250 |
| Concentration en ions chlorure à la dépassivation Cl_{crit} | mol/m^3 | Beta | 290 | 38 | 40 | 440 |
| Humidité relative HR | % | Beta (XS1) | 87 | 3 | 80 | 94 |
| Humidité relative HR | % | Constante (XS2) | 100 | - | - | - |
| Concentration en ions chlorure de l'environnement PCI | mol/m^3 | Beta | 550 | 30 | 470 | 530 |
| Enrobage C_{nom} [EC 2] | mm | Beta (XS1) | 35 | 6 | 20 | 70 |
| Enrobage C_{nom} [EC 2] | mm | Beta (XS2) | 40 | 6 | 20 | 70 |

Tableau A.19 – Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour Bperfdub

| Paramètre (BPerfdub) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|---|--------------------|-----------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,16 | 0,001 | 0,11 | 0,20 |
| Coefficient de diffusion effectif des ions chlorure D_{cl} (10^{-12}) | m ² /s | Beta | 0,3 | 0,009 | 0,1 | 0,6 |
| Facteur lié à l'isotherme de désorption δ | - | Beta | 0,4 | 0,15 | 0,1 | 0,9 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 310 | 5 | 300 | 350 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 870 | 80 | 1 500 | 2 200 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 266 | 20 | 200 | 350 |
| Ettringite Aft | mol/m ³ | Beta | 190 | 5 | 180 | 250 |
| Concentration en ions chlorure à la dépassivation Cl_{crit} | mol/m ³ | Beta | 290 | 38 | 40 | 440 |
| Humidité relative HR | % | Beta (XS1) | 87 | 3 | 80 | 94 |
| Humidité relative HR | % | Constante (XS2) | 100 | - | - | - |
| Concentration en ions chlorure de l'environnement PCI | mol/m ³ | Beta | 550 | 30 | 470 | 530 |
| Enrobage C_{nom} [EC 2] | mm | Beta (XS1) | 40 | 6 | 15 | 65 |
| Enrobage C_{nom} [EC 2] | mm | Beta (XS2) | 45 | 6 | 15 | 65 |
| Enrobage C_{nom} [EC 2] | mm | Beta (XC4) | 35 | 6 | 10 | 60 |
| Enrobage C_{nom} [FRA 18] | mm | Beta (XC4) | 40 | 6 | 15 | 65 |

Tableau A.20 – Paramètres de calcul du méta-modèle de SDReaM-crete 2.0 pour le béton du pont Rion-Antirion

| Paramètre (Rion-Antirion) | Unités | Distribution | Moyenne μ | Écart Type σ | a | b |
|--|--------------------|--------------|---------------|---------------------|-------|-------|
| Porosité Φ | - | Beta | 0,12 | 0,005 | 0,11 | 0,13 |
| Coefficient de diffusion effectif des ions chlorure $D_{cl}(10^{-12})$ | m ² /s | Beta | 0,1 | 0,02 | 0,05 | 0,2 |
| Portlandite CH | mol/m ³ | Beta | 310 | 5 | 300 | 350 |
| Silicate de calcium hydraté $C-S-H$ | mol/m ³ | Beta | 1 950 | 50 | 1 600 | 2 200 |
| Monosulfoaluminate AFm | mol/m ³ | Beta | 300 | 20 | 250 | 350 |
| Ettringite Aft | mol/m ³ | Beta | 190 | 5 | 180 | 250 |
| Concentration en ions chlorure à la dépassivation Cl_{crit} | mol/m ³ | Beta | 290 | 38 | 40 | 440 |
| Humidité relative HR | % | Constante | 100 | - | - | - |
| Concentration en ions chlorure de l'environnement PCI | mol/m ³ | Beta | 550 | 30 | 470 | 530 |
| Enrobage C_{nom} [LER 18] | mm | Beta | 60 | 6 | 35 | 85 |

Annexe 8 : Coefficients alpha obtenus lors de l'analyse de fiabilité des bétons français avec les méta-modèles de SDReaM-crete 2.0

Tableau A.21 – Coefficients alpha résultats de l'analyse de fiabilité pour les classes XC

| Coefficients alpha | XC2 | | XC3 | | XC4 | |
|--------------------|-----------|-------------|-----------|-------------|-----------|-------------|
| | Favorable | Défavorable | Favorable | Défavorable | Favorable | Défavorable |
| Φ | 0,21 | 0,1377 | 0,2584 | 0,2033 | 0,3728 | 0,2545 |
| δ | -0,0611 | -0,078 | -0,0687 | -0,0747 | -0,119 | -0,0892 |
| CH | -0,1455 | -0,0475 | -0,0796 | -0,0101 | -0,1602 | -0,01242 |
| C-S-H | -0,0174 | -0,0375 | -0,026 | -0,0553 | -0,0464 | -0,0651 |
| AFm | -0,0666 | -0,0142 | -0,0372 | -0,0305 | -0,067 | -0,0352 |
| Aft | -0,0217 | -0,0116 | -0,0116 | -0,0095 | -0,0265 | -0,0116 |
| pH_{crit} | 0,0566 | 0,057 | 0,0553 | 0,0694 | 0,0862 | 0,08 |
| HR | -0,2694 | -0,1805 | -0,0371 | -0,0327 | -0,2517 | -0,1215 |
| C_{nom} | -0,922 | -0,967 | -0,9568 | -0,9711 | -0,863 | -0,9489 |

Tableau A.22 – Coefficients alpha résultants de l'analyse de fiabilité pour les classes XS

| Coefficients alpha | XS1 | | XS2 | |
|--------------------|-----------|-------------|-----------|-------------|
| | Favorable | Défavorable | Favorable | Défavorable |
| Φ | 0,0425 | -0,0242 | -0,0669 | -0,0404 |
| D_{Cl} | 0,3535 | 0,1619 | 0,3825 | 0,1864 |
| CH | 0,0016 | -0,0145 | -0,0045 | -0,0243 |
| C-S-H | -0,0488 | -0,0416 | -0,0309 | -0,0423 |
| AFm | -0,1124 | -0,0853 | -0,0489 | -0,0869 |
| HR | 0,2046 | 0,3085 | - | - |
| PCI | 0,1669 | 0,1835 | 0,2161 | 0,2052 |
| Cl_{crit} | -0,6308 | -0,6193 | -0,6301 | -0,6644 |
| Aft | 0,0038 | -0,0128 | 0,0017 | -0,0130 |
| C_{nom} | -0,6250 | -0,6720 | -0,6342 | -0,6856 |

Annexe 9 : Dimensionnement d'un pont en béton armé selon l'Eurocode 2

Le pont considéré est un pont fictif à une travée isostatique de portée 14 m, supporté par deux piles encastrées en pied de hauteur 5 m. Le tablier, de section rectangulaire sans encorbellement, présente une épaisseur de 0,7 m et une largeur totale de 11 m. La pile présente une épaisseur de 0,6 m et une largeur de 8 m.

Les hypothèses concernant les matériaux sont : béton de classe C30, acier de classe S500 (armatures de diamètre 20 mm).

Les hypothèses concernant les charges routières selon l'Eurocode 1 (EC1 2 §4) sont : trafic de 2^{ème} classe, modèle de charges LM1. La largeur chargeable du tablier est 9,4 m, ce qui conduit à 3 voies chargeables avec une valeur caractéristique de la charge ponctuelle d'essieu $Q_k=270$ kN (TS voie 1) et une valeur caractéristique de la charge uniforme $q_k=9$ kN/m² (UDL voie 1). Une ligne d'essieux est donc constituée de trois essieux (un par voie), sachant que la réalité du trafic peut être différente et en aucun cas correspondre à un nombre plus important d'essieux par ligne.

- Dimensionnement du tablier (figure A.3) :

Le dimensionnement du tablier est conduit à l'état limite ultime de flexion simple pour la section et le double essieu situés à mi-travée. Le nombre d'armatures obtenu est porté dans le Tableau A.23 en fonction des classes d'exposition.

L'expression de l'état limite pour l'estimation de la fiabilité est (Eq A1) :

$$G_t = M_{R,t} - M_{S,t} \quad \text{Eq A1}$$

Où $M_{R,t}$ est le moment résistant et $M_{S,t}$ le moment agissant.

On admet pour le calcul du moment résistant que le diagramme des contraintes de compression dans le béton peut être assimilé à un bloc rectangulaire, il vient alors (Eq A2) :

$$M_{R,t} = A_s f_y \left(\left(h_t - c - \frac{\phi}{2} \right) - \frac{A_s f_y}{2 b_t f_c} \right) \quad \text{Eq A2}$$

où A_s est la section d'armatures, f_y la résistance de l'acier, h_t l'épaisseur du tablier, b_t la largeur du tablier, c l'enrobage, ϕ le diamètre des armatures ($\phi = 20$ mm) et f_c la résistance du béton.

Le moment agissant est (Eq A3) :

$$M_{S,t} = F \frac{L_t - a}{2} + (\omega_c b_t h_t + p) \frac{L_t^2}{8} \quad \text{Eq A3}$$

Où est F la charge par ligne d'essieux, L_t la portée du tablier ($L_t = 14$ m), a la distance entre ligne d'essieux ($a = 1,2$ m), ω_c le poids volumique du béton, h_t l'épaisseur du tablier, p la charge uniforme appliquée.

- Dimensionnement de la pile (figure A.4) :

Les efforts verticaux appliqués en tête de pile découlent des charges routières appliquées sur le tablier (avec un essieu placé au-dessus de la pile et l'autre sur la travée), tandis que les efforts horizontaux sont les efforts de freinage proportionnels aux charges routières (EC1 2 §4.4.1).

La méthode simplifiée basée sur une courbure nominale (EC2 1-1 §5.8.8) pour la prise en compte du flambement a été déployée pour la vérification de la résistance de la pile. Elle permet de déterminer par excès le moment du second ordre au niveau de la section d'encastrement de la pile dans le massif de fondation. La résistance de cette section en flexion composée est alors vérifiée avec un ferrailage symétrique. Le nombre d'armatures obtenu est porté dans le Tableau A24 en fonction des classes d'exposition.

L'expression de l'état limite pour l'estimation de la fiabilité est (Eq A4) :

$$G_p = M_{R,p}(F_{VS,p}) - M_{S,p} \quad \text{Eq A4}$$

Où $M_{R,p}(F_{VS,p})$ est le moment résistant, compte tenu de l'effort vertical agissant $F_{VS,p}$, et $M_{S,p}$ le moment agissant.

On admet comme précédemment pour le calcul du moment résistant que le diagramme des contraintes de compression dans le béton peut être assimilé à un bloc rectangulaire. Les dimensions de la pile, et simultanément le moment agissant, conduisent à une hauteur de béton comprimé suffisamment faible pour que les armatures situées du côté comprimé restent en comportement élastique, car positionnées à proximité de l'axe neutre. Dans ce cas l'équation permettant de déterminer la hauteur de béton comprimé z_c est (Eq A5) :

$$F_{VS,p} = 0,8 f_c b_p z_c + \frac{\varepsilon_c}{z_c} \left(z_c - c - \frac{\varnothing}{2} \right) E_s \frac{A_s}{2} - \frac{A_s}{2} f_y \quad \text{Eq A5}$$

Une fois z_c connue, on peut déterminer le moment résistant (Eq A6) :

$$M_{R,p}(F_{VS,p}) = 0,8 f_c b_p z_c \left(\frac{h_p}{2} - 0,4 z_c \right) + \left(\frac{h_p}{2} - c - \frac{\varnothing}{2} \right) \left(\frac{A_s}{2} f_y - \frac{\varepsilon_c}{z_c} \left(z_c - c - \frac{\varnothing}{2} \right) E_s \frac{A_s}{2} \right) \quad \text{Eq A6}$$

Dans ces expressions b_p est la largeur de la pile, h_p l'épaisseur de la pile, ε_c la déformation du béton comprimé ($\varepsilon_c = 0,35 \%$) et E_s le module élastique de l'acier ($E_s = 210000 \text{ MPa}$).

L'effort normal agissant en pied de pile est (Eq A7) :

$$F_{VS,p} = F \left(1 + \frac{L_t - a}{L_t} \right) + (\omega_c b_t h_t + p) \frac{L_t}{2} + \omega_c b_p h_p L_p \quad \text{Eq A7}$$

Où L_p est la hauteur de la pile ($L_p = 5 \text{ m}$).

Une fois déterminés l'excentricité e_i due aux imperfections géométriques et celle de second ordre e_2 d'après (EC2 1-1 §5.8.8), ainsi que l'effort de freinage $F_{HS,p}$ d'après (EC1 2 §4.4.1), le moment appliqué en pied de pile est (Eq A8) :

$$M_{S,p} = (F_{VS,p} - \omega_c b_p h_p L_p)(e_i + e_0) + \omega_c b_p h_p L_p \frac{e_i}{2} + F_{VS,p} e_2 + F_{HS,p} L_p \quad \text{Eq A8}$$

Où est e_0 l'excentricité de positionnement des appareils d'appui par rapport à l'axe de la pile.

- Estimation de la distribution de probabilité des charges appliquées :

La valeur caractéristique de la charge pour une ligne d'essieux est $F_k = 510 \text{ kN}$. Cette valeur doit présenter une probabilité de dépassement de 5 % sur 50 ans et correspondre à une période de retour de 1 000 ans. Nous nous sommes appuyés sur les études de Zhou et al. [ZOU 12] [ZOU 16] pour définir les paramètres de la loi de distribution à considérer par la charge F .

D'après les données de trafic de l'autoroute A6 relatives aux poids bruts des véhicules lourds (GVW), la valeur maximale de ce dernier présente une loi journalière de type GEV (Generalized Extreme Value) de paramètres $\mu = 534,4 \text{ kN}$, $\sigma = 45,4 \text{ kN}$, $\xi = -0,23$. Compte tenu de la composition du trafic en termes de nombre d'essieux par véhicule, on peut proposer de façon approchée une loi de même type pour la valeur maximale de la charge par essieu avec comme paramètres $\mu = 132,3 \text{ kN}$, $\sigma = 17,9 \text{ kN}$, $\xi = -0,23$. En considérant que la ligne d'essieux comprend 2,48 essieux, la probabilité de dépassement de F_k est $P(F > F_k) = 4,6 \times 10^{-6}$, ce qui tout à fait compatible avec la valeur attendue pour 250 jours ouvrés de circulation par an et une période de retour de 1 000 ans, soit $1/250000 = 4 \times 10^{-6}$. À partir de cette loi de distribution, on peut successivement estimer par simulation la loi des valeurs maximales annuelles puis celle correspondant à une période de référence de 50 ans. La loi de distribution des valeurs maximales pour cette période reste une loi GEV avec comme paramètres $\mu = 498,9 \text{ kN}$, $\sigma = 5,05 \text{ kN}$, $\xi = -0,23$. La probabilité de dépassement de la valeur caractéristique est alors $P(F > F_k) = 4,8 \times 10^{-2}$.

En ce qui concerne la charge uniforme, dont la valeur caractéristique est $p_k = 43,5 \text{ kN/m}$, nous avons adopté une loi de Gumbel de moyenne $4,45 \text{ kN/m}$ et d'écart-type $0,067 \text{ kN/m}$.

Tableau A.23 – Nombre d'armatures considérées lors des calculs d'indices de fiabilité

| Classe d'exposition | XC4 (pile) | XC3 (tablier) | XS1 (tablier) |
|--------------------------------|------------|---------------|---------------|
| Nombre d'armatures considérées | 70 | 160 | 163 |

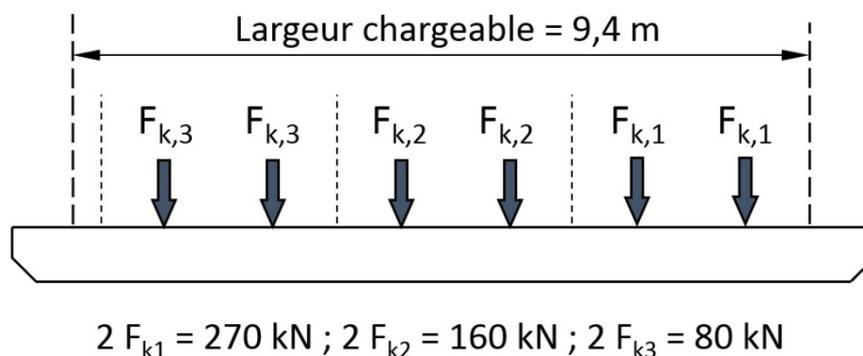


Figure A.3 – Tablier

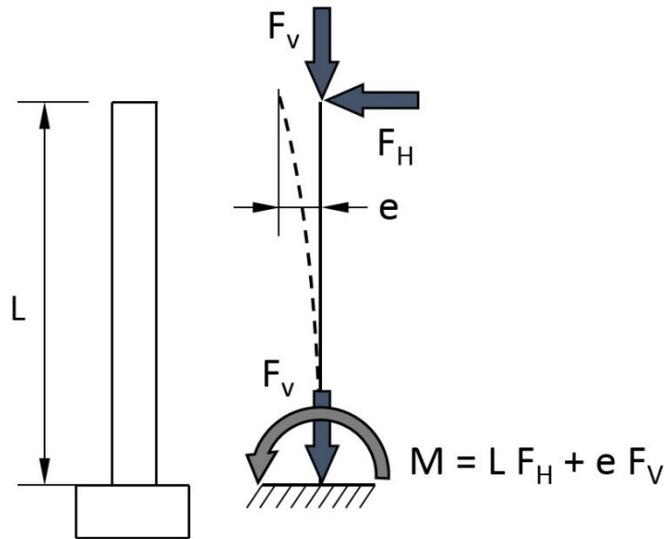


Figure A.4 – Pile

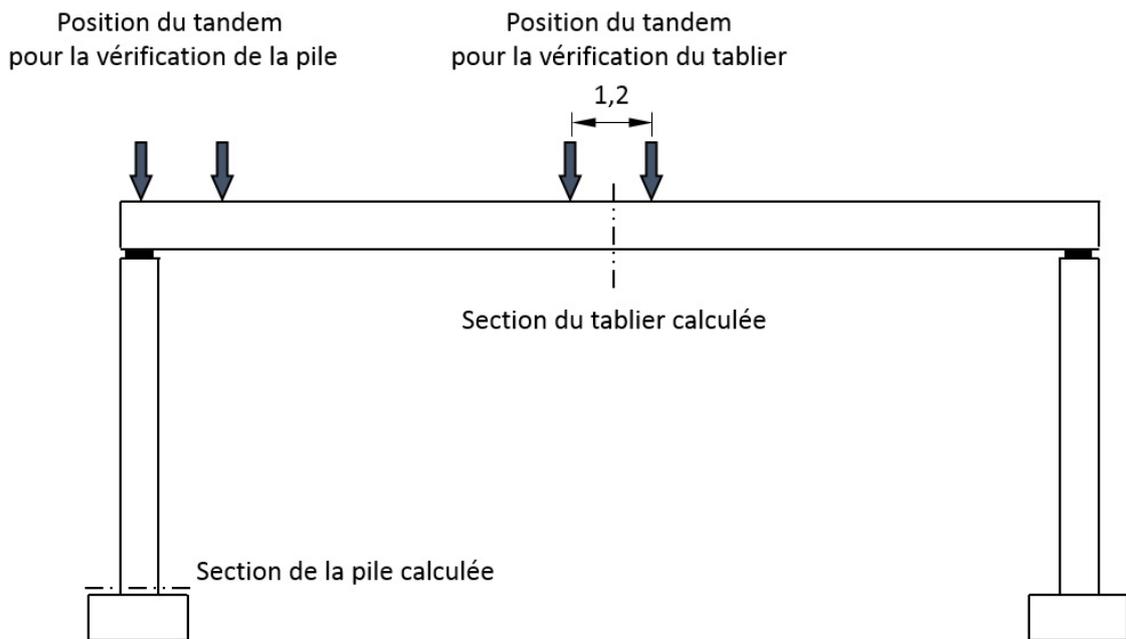


Figure A.5 – Pont

Tableau A.24 – Paramètres de calcul et facteurs d'importance (pile/XC4)

| Flambement XC4 | | | | | | | | |
|----------------|------------------------|----------------------|-------------------------|---------------|---------------------|-------|-------|-------|
| Paramètre | Unité | Facteur d'importance | Loi | Moyenne μ | Écart type σ | ξ | min | max |
| h_p | m | 0,03 % | Normale | 0,6 | 0,005 | - | - | - |
| b_p | m | 0,00 % | Normale | 8 | 0,02 | - | - | - |
| h_t | m | 0,01 % | Normale | 0,7 | 0,02 | - | - | - |
| b_t | m | 0,00 % | Normale | 11 | 0,02 | - | - | - |
| c | m | 0,01 % | Beta | 0,04 | 0,006 | - | 0,015 | 0,065 |
| f_c | MPa | 0,02 % | Lognormale | 38 | 5,3 | - | - | - |
| f_y | MPa | 1,21 % | Lognormale | 593 | 59,3 | - | - | - |
| p | kN | 0,00 % | Gumbel (μ, β) | 4,45 | 0,00675 | - | - | - |
| F | kN | 0,01 % | gev | 498,9 | 5,05 | -0,23 | - | - |
| \emptyset | m | 0,15 % | Normale | 0,02 | 0,0003 | - | - | - |
| ω_c | - | 0,27 % | Normale | 25 | 3,75 | - | - | - |
| e_0 | m | 98,29 % | Lognormale | 0,015 | 0,025 | - | - | - |
| ϕ | - | 0,00 % | Beta | 0,165 | 0,0095 | - | 0,15 | 0,20 |
| δ | - | 0,00 % | Beta | -0,7 | 0,066 | - | -0,9 | -0,2 |
| CH | mol/ m ³ | 0,00 % | Beta | 950 | 70 | - | 750 | 1150 |
| CSH | mol/ m ³ | 0,00 % | Beta | 1 500 | 30 | - | 1 450 | 1 600 |
| AFm | mol/ m ³ | 0,00 % | Beta | 420 | 15 | - | 350 | 450 |
| Aft | mol/ m ³ | 0,00 % | Beta | 190 | 5 | - | 180 | 230 |
| HR | % | 0,00 % | Beta | 85 | 0,8 | - | 83 | 87 |
| α | - | 0,00 % | Beta | 0,7 | 0,045 | - | 0,6 | 0,8 |

Tableau A.25 – Paramètres de calcul et facteurs d'importance (tablier/XC3)

| Flexion XC3 | | | | | | | | |
|-------------|--------------------|----------------------|-------------------------|----------------|---------------------|-------|-------|-------|
| Paramètre | Unité | Facteur d'importance | Loi | Moyenn e μ | Écart type σ | ξ | min | max |
| h_t | m | 1,75 % | Normale | 0,7 | 0,02 | - | - | - |
| b_t | m | 0,01 % | Normale | 11 | 0,02 | - | - | - |
| c_{nom} | m | 0,72 % | Beta | 0,035 | 0,006 | - | 0,01 | 0,06 |
| f_c | MPa | 0,19 % | Lognormale | 38 | 5,3 | - | - | - |
| f_y | MPa | 64,83 % | Lognormale | 593 | 59,3 | - | - | - |
| p | kN | 0,01 % | Gumbel (μ, β) | 4,45 | 0,06675 | - | - | - |
| f | kN | 0,09 % | gev | 498,9 | 5,05 | -0,23 | - | - |
| \emptyset | m | 6,09 % | Normale | 0,02 | 0,0003 | - | - | - |
| ω_c | kg/m ³ | 26,30 % | Normale | 25 | 3,75 | - | - | - |
| ϕ | - | 0,00 % | Beta | 0,165 | 0,0095 | - | 0,15 | 0,20 |
| δ | m ² /s | 0,00 % | Beta | -0,7 | 0,066 | - | -0,9 | -0,2 |
| CH | mol/m ³ | 0,00 % | Beta | 950 | 70 | - | 750 | 1 150 |
| CSH | mol/m ³ | 0,00 % | Beta | 1 500 | 30 | - | 1 450 | 1 600 |
| AFm | mol/m ³ | 0,00 % | Beta | 420 | 15 | - | 350 | 450 |
| Aft | mol/m ³ | 0,00 % | Beta | 190 | 5 | - | 180 | 230 |
| HR | % | 0,00 % | Beta | 78 | 0,3 | - | 77,5 | 80 |
| α | - | 0,01 % | Beta | 0,7 | 0,045 | - | 0,6 | 0,8 |

Tableau A.26 – Paramètres de calcul et facteurs d'importance (tablier/XS1)

| Flexion XS1 | | | | | | | | |
|---------------------|--------------------|----------------------|-------------------------|---------------|---------------------|-------|-------|-------|
| Paramètre | Unité | Facteur d'importance | Loi | Moyenne μ | Écart type σ | ξ | min | max |
| h_t | m | 1,89 % | Normale | 0,7 | 0,02 | - | - | - |
| b_t | m | 0,01 % | Normale | 11 | 0,02 | - | - | - |
| c_{nom} | m | 0,75 % | Beta | 0,045 | 0,006 | - | 0,02 | 0,07 |
| f_c | MPa | 0,21 % | Lognormale | 38 | 5,3 | - | - | - |
| f_y | MPa | 64,78 % | Lognormale | 593 | 59,3 | - | - | - |
| p | kN | 0,01 % | Gumbel (μ, β) | 4,45 | 0,0667 5 | - | - | - |
| f | kN | 0,09 % | gev | 498,9 | 5,05 | -0,23 | - | - |
| \varnothing | m | 6,10 % | Normale | 0,02 | 0,0003 | - | - | - |
| ω_c | kg/m ³ | 26,16 % | Normale | 25 | 3,75 | - | - | - |
| ϕ | - | 0,00 % | Beta | 0,15 | 0,0095 | - | 0,13 | 0,18 |
| $D_{Cl} (10^{-12})$ | m ² /s | 0,00 % | Beta | 0,3 | 0,07 | - | 0,1 | 0,6 |
| CH | mol/m ³ | 0,00 % | Beta | 320 | 10 | - | 300 | 370 |
| CSH | mol/m ³ | 0,00 % | Beta | 1 820 | 70 | - | 1 500 | 2 200 |
| AFm | mol/m ³ | 0,00 % | Beta | 230 | 15 | - | 200 | 300 |
| Aft | mol/m ³ | 0,00 % | Beta | 190 | 5 | - | 180 | 230 |
| HR | % | 0,00 % | Beta | 81 | 2,6 | - | 75 | 87 |
| α | - | 0,00 % | Beta | 0,7 | 0,045 | - | 0,6 | 0,8 |
| P_{Cl} | mol/m ³ | 0,00 % | Beta | 520 | 30 | - | 470 | 630 |

Annexe 10 : Photos des pièces utilisées pour les applications (poutre, prémur, voussoir, pont Rion-Antirion)



Figure A.5 – Pont Rion-Antirion (<https://www.vinci-construction-projets.com/fr/realisations/pont-riion-antirion/>)

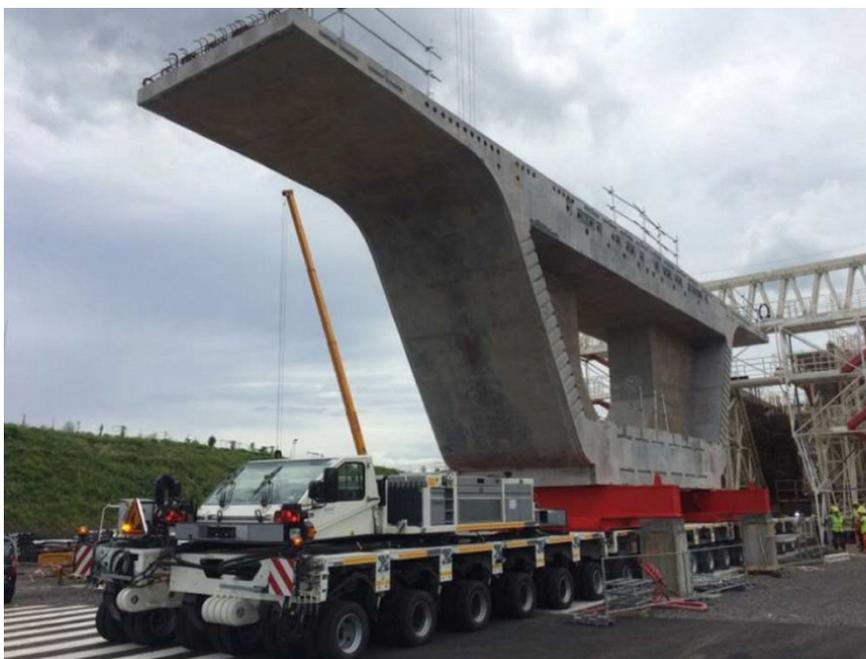


Figure A.6 – Voussoir (<http://www.nouvelroutedulittoral.re/actualites/article/nrl-les-prochaines-etapes-du>)



Figure A.7 – Poutre (phototèque du Cerib)



Figure A.8 – Prémur (phototèque du Cerib)

Annexe 11 : Nomenclature du modèle SDReaM-crete

- $\vec{\Phi}_x$: flux des espèces en présence "x" (CO_2 , Cl^- , O_2 , CO_3^{2-}) ($\text{mol}/\text{m}^2/\text{s}$)
 β_x : terme source des espèces en présence "x" (H_2O , CO_3^{2-} , CaCO_3 , C-S-H, FS, O_2 , FS^{Carbo}) ($\text{mol}/\text{m}^3/\text{s}$)
 D_0 : coefficient de diffusion du dioxyde de carbone dans l'air (m^2/s)
 D_{CO_2} : coefficient de diffusion du dioxyde de carbone dans un environnement poreux (m^2/s)
 D_{Cl^-} : coefficient de diffusion des ions chlorure (m^2/s)
 D : coefficient de diffusion effectif du béton (m^2/s)
 $D_{\text{Cl}^- (S_r=1)}$: coefficient de diffusion des ions chlorure dans un environnement saturé (m^2/s)
 $D_{\text{CO}_3^{2-} (S_r=1)}$: coefficient de diffusion des carbonates en environnement saturé (m^2/s)
 ρ_l : densité de l'eau (kg/m^3)
 ρ_{Fe} : densité du fer (kg/m^3)
 M_{Fe} : masse molaire du fer (kg/mol)
 S_r : taux de saturation en eau des pores du béton (%)
 φ : porosité (%)
 P_{CO_2} : pression en dioxyde de carbone (Pa)
 $p_{\text{v,sat}}$: pression de vapeur saturante (Pa)
 h : humidité relative (\emptyset)
 k_l : perméabilité à l'eau liquide (m^2)
 k_{rl} : perméabilité relative à l'eau liquide (\emptyset)
 η_l : viscosité dynamique de l'eau (Pa.s)
 R_d : résistance à la diffusion des gaz dans un environnement poreux (\emptyset)
 R_{dl} : résistance de la diffusion des ions chlorure dans un environnement poreux (\emptyset)
 \vec{v}_{water} : vitesse de l'eau dans la porosité de la matrice cimentaire (m/s)
 C_x : quantité de calcium carbonatable des hydrates (CH, C-S-H, Afm, Aft) (mol/m^3 of concrete)
 $M_{\text{H}_2\text{O}}$: masse molaire de l'eau (kg/mol)
 T : température (K)
 R : constante des gaz parfaits ($\text{J}/\text{mol}/\text{K}$)
 τ_x : constantes cinétiques, $x \in [1, 2]$ (s)
 k : constante (homogène à une vitesse) (m/s)
 v_{corr} : vitesse de corrosion (m/s)
 v_{red} : flux de réduction de l'oxygène ($\text{mol}/\text{m}^2/\text{s}$)
 V_{m_x} : volume molaire des espèces en présence (CaCO_3 , C-S-H) (l/mol)
 W_{O_2} : quantité d'oxygène consommé par la réaction de réduction de l'acier (mol/m^3)