



Étude sur la durabilité des bétons armés en milieu marin : application aux caissons du projet d'extension en mer au droit de l'Anse du Portier, Monaco

Jean-Baptiste Bouchard

► To cite this version:

Jean-Baptiste Bouchard. Étude sur la durabilité des bétons armés en milieu marin : application aux caissons du projet d'extension en mer au droit de l'Anse du Portier, Monaco. Sciences de l'ingénieur [physics]. 2016. dumas-01841114

HAL Id: dumas-01841114

<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-01841114>

Submitted on 17 Jul 2018

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.

Copyright

TRAVAIL DE FIN D'ETUDE

Organisme d'accueil :

**Mission Urbanisation en Mer, Gouvernement
Princier de MONACO**

Sujet :

**Etude sur la durabilité des bétons armés en
milieu marin**

**Application aux caissons du projet
d'extension en mer au droit de l'Anse du
Portier, Monaco**

Auteur : BOUCHARD Jean-Baptiste

**Promotion 61
Année 2015-2016**

Jury :

**Président de Jury : Stéphane HANS
Tuteur entreprise : Jean-Luc NGUYEN
Expert : Pierre-Yves VANZO
Date de soutenance : 21 septembre 2016**

NOTICE ANALYTIQUE

	NOM	PRENOM	
AUTEUR	BOUCHARD	Jean-Baptiste	
TITRE DU TFE	Etude sur la durabilité des bétons armés en milieu marin ; Application aux caissons du projet d'extension en mer au droit de l'Anse du Portier, Monaco		
	ORGANISME D'AFFILIATION ET LOCALISATION	NOM PRENOM	
MAITRE DE TFE	Mission Urbanisation en Mer, Gouvernement Princier de Monaco	NGUYEN Jean-Luc	
COLLATION	Nbre de pages du rapport 118	Nbre d'annexes 0	Nbre de réf. biblio. 60
MOTS CLES	Durabilité, béton, milieu marin, désordres, corrosion, carbonatation, chlorures, approche performantielle, acier, inox, BFUHP, éco-conception, Monaco, Extension en mer		
RESUME	La durabilité du béton est une problématique actuelle, renforcée par la nécessité de réaliser des infrastructures de plus en plus contraintes par leur environnement et leurs exigences fonctionnelles. En particulier, les constructions côtières ou marines en béton armé constituent une thématique nécessitant souvent des méthodes de conception, de réalisation et d'entretien adaptées, devant prendre en compte la faible adaptabilité du béton à ce milieu particulièrement agressif vis-à-vis du béton et des armatures. L'état de l'art des méthodes de maîtrise des risques lié à l'utilisation du béton en milieu marin établi et appliqué au cas de l'extension en mer au droit de l'Anse du Portier permet de donner un éclairage sur les méthodes attendues de la part du constructeur pour répondre aux fortes exigences l'Etat Princier de Monaco concernant la durabilité de l'infrastructure, formulées notamment par une durée de vie prévue de 100 ans.		
ABSTRACT	The durability of concrete is a current issue, enhanced by the necessity of realizing infrastructures that are increasingly constraints by their environment and their functional requirements. In particular, the use of reinforced concrete for coastal or marine constructions require adapted methods of design, construction and maintenance, that must assume the low adaptability of concrete in an environment that is particularly aggressive towards concrete and armatures. The established state-of-the-art of the methods to control the risks related to the use of the concrete in marine environment applied to the case of the offshore expansion at Anse du Portier in Monaco provide to give a lighting to the methods that are waiten by the constructor to answer the strong requirements of the Princely State of Monaco concerning the durability of the infrastructure, formulated by a life expectancy of 100 years.		

LA DURABILITE DU BETON ARME EN MILIEU MARIN

Comment les milieux marins impactent-ils la durabilité des bétons armés ? A quels risques sont soumis les bétons armés en milieu marin ?

Quels sont les critères de durabilité des bétons ? Quels sont les critères spécifiques du projet Urbamer (cas de caissons de protection de l'agitation marine éco-conçus) ?

Quelle importance porte la durabilité du béton armé sur la durabilité globale de l'infrastructure marine ?

Quelles sont les techniques permettant d'augmenter la durabilité des bétons armés ? Quel est leur coût ? Ces techniques sont-elles compatibles entre elles ? Quels sont les retours d'expérience ? Quelles sont les dernières innovations ?

Comment conçoit-on la durabilité en génie-civil ? Augmenter la durabilité consiste-t-il à chercher à s'affranchir de maintenance ? Diminuer la maintenance est-ce augmenter les risques ? Rapport entre durabilité et contrôle : Le contrôle du vieillissement/de la vie de la structure est-il également un critère de durabilité (car on diminue les risques) ?

Du point de vue du contrôle du vieillissement des aciers, les armatures inox constituent-elles une innovation valable/recevable ou plus intéressante que les solutions classiques pour le projet Urbamer de Monaco ?

Durabilité, dictionnaire Larousse :

Espace de temps durant lequel un bien est apte à satisfaire un besoin auquel il correspond.

Durée au-delà de laquelle il n'est plus rentable de maintenir en état un équipement.

Durabilité, CETMEF :

La DURABILITÉ d'un ouvrage caractérise sa CAPACITÉ À CONSERVER LES FONCTIONS D'USAGE pour lequel il a été conçu (fonctionnement structurel, sécurité, confort des usagers) et à maintenir son NIVEAU DE FIABILITÉ et son ASPECT ESTHÉTIQUE dans son ENVIRONNEMENT (gel, eaux agressives...), avec des frais de maintenance et d'entretien aussi réduits que possible. La DURABILITÉ d'un ouvrage dépend de nombreux paramètres dont la qualité de sa conception, la QUALITÉ DES MATÉRIAUX et des produits utilisés, la qualité des dispositions constructives, de la réalisation de l'ouvrage et de la mise en œuvre des produits.

PROBLEMATIQUE :

Présentation des méthodes pour maîtriser les risques de désordres du béton armé en milieu marin et contrôler le niveau de durabilité – formulation des bétons, protection des armatures, techniques d'entretien – et analyse des retours d'expériences français et internationaux. Application des méthodes au projet d'extension en mer et discussion sur les spécificités du projet.

Remerciements :

Mes remerciements vont d'abord à la Mission Urbanisation en Mer du Gouvernement Princier de Monaco et plus particulièrement Jean-Luc NGUYEN, qui m'a accueilli pour 3 mois au sein de son équipe pour travailler sur une thématique d'actualité et essentielle pour le projet d'extension en mer.

Je remercie ensuite l'équipe de SETEC Monaco qui m'a permis de participer activement à certains sujets du quotidien de sa mission de bureau d'assistance technique pour le compte de l'Etat.

Je remercie également toutes les personnes qui ont contribué à m'offrir une vision détaillée des problématiques de durabilité et des solutions existantes ainsi qu'à élaborer ma réflexion. Je citerai notamment Pierre-Yves VANZO (SETEC Monaco), Sébastien CORBON (SETEC Monaco), Pablo TASSI et les professeurs de l'ENPC, Bernard QUENEE et ses collaborateurs du LERM et tous les contacts qui m'ont conseillé et aidé dans mes recherches.

Enfin, je remercie mes relecteurs et les membres de mon jury de TFE, dont Stéphane HANS, directeur de la filière Génie Civil de l'ENTPE.

SOMMAIRE

SOMMAIRE	7
PRESENTATION DE LA PROBLEMATIQUE : ENJEUX, RAPPELS TECHNIQUES	9
ETAT DE L'ART DES BONNES PRATIQUES POUR ASSURER LA DURABILITE DES BETONS ARMES EN MILIEU MARIN	11
1. RISQUES ASSOCIES A L'UTILISATION DU BETON ARME EN MILIEU MARIN	11
1.1. ACTIONS MECANIQUES.....	11
1.2. ACTION DE L'ENVIRONNEMENT ET DE L'EAU DE MER SUR LE BETON : ATTAQUES EXTERNES SUR LE BETON	12
1.3. REACTIONS INTERNES AU BETON.....	13
1.4. CORROSION DES ACIERS	14
1.5. SCHEMA RECAPITULATIF DES PRINCIPAUX RISQUES INTERNES DU BETON SUR LA DURABILITE DES BETONS ARMES EN MILIEU MARIN	21
2. MAITRISE DES RISQUES DU MILIEU MARIN PAR LA FORMULATION DU BETON	21
2.1. FORMULATION DU BETON ARME PAR APPROCHE PRESCRIPTIVE	22
2.2. FORMULATION DU BETON ARME PAR APPROCHE PERFORMANTIELLE	34
3. MAITRISE DES RISQUES DU MILIEU MARIN PAR LES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES.....	49
3.1. SEUILS D'OUVERTURE DES FISSURES.....	49
3.2. ENROBAGE DES ARMATURES	50
4. MAITRISE DES RISQUES DU MILIEU MARIN PAR LA MISE EN ŒUVRE DU BETON	53
4.1. RISQUES LIES AU MURISSEMENT DU BETON.....	53
4.2. RECOMMANDATIONS GENERALES SUR LA MISE EN ŒUVRE DU BETON.....	54
4.3. METHODES SPECIFIQUES POUR LIMITER LES RISQUES DE REACTIONS INTERNES.....	56
5. MAITRISE DES RISQUES DU MILIEU MARIN PAR LA PROTECTION ET L'ENTRETIEN DE LA STRUCTURE EN PLACE....	56
5.1. SUIVI DE L'OUVRAGE.....	57
5.2. PRINCIPES DE PROTECTION ET DE REPARATION DES OUVRAGES EN BETON ARME.....	58
5.3. METHODES DE PROTECTION ET DE REPARATION CONTRE LES DESORDRES DU BETON ARME	60
6. ANALYSE DE L'INTERET DES RECENTES INNOVATIONS SUR LE BETON ARME POUR LES OUVRAGES MARITIMES ...	67
6.1. UTILISATION DE BFUHP	67
6.2. UTILISATION D'ARMATURES EN ACIER INOXYDABLE	71
7. EN PRATIQUE : RETOURS D'EXPERIENCE – ANALYSE CRITIQUE	79
7.1. EXEMPLES INTERNATIONAUX.....	79
7.2. EXEMPLES EN FRANCE ET A MONACO	84

APPLICATION AU PROJET D'EXTENSION EN MER – PRATIQUES ADAPTEES AU PROJET	86
1. PRESENTATION DU PROJET D'EXTENSION EN MER DE MONACO.....	86
2. IDENTIFICATION DES DESORDRES DU BETON ARME A ENVISAGER SUR LE PROJET	87
3. IDENTIFICATION DES PRATIQUES APPLICABLES AU PROJET	88
4. APPLICATION DE L'APPROCHE PERFORMANTIELLE AU PROJET D'EXTENSION EN MER DE MONACO.....	89
4.1. CHOIX DES INDICATEURS.....	90
4.2. CHOIX DES SPECIFICATIONS	91
4.3. SUIVI DE L'OUVRAGE.....	92
DISCUSSION SUR LES SPECIFICITES DU PROJET D'EXTENSION EN MER A MONACO	94
1. CONTEXTE DU PROJET : RETOUR SUR LES FONCTIONS, LES EXIGENCES DE DURABILITE ET LES BESOINS D'INNOVATION	94
1.1. RAPPEL DES FONCTIONS DE L'INFRASTRUCTURE MARITIME	94
1.2. EXIGENCES DE DURABILITE	94
1.3. BESOINS EN INNOVATION	95
2. ANALYSE DES POSSIBILITES D'ECO-CONCEPTION : IMPACTS SUR LA DURABILITE DE L'INFRASTRUCTURE.....	96
2.1. OBJECTIF(S) DE L'ECO-CONCEPTION	96
2.2. COMPOSITION CHIMIQUE DES BETONS : BETONS ECOLOGIQUES ET ECONCRETE®	97
2.3. EFFETS DE SURFACE : AGIR SUR LA TEXTURE DU BETON.....	101
2.4. MACROSTRUCTURES EN FAÇADE : CREER DES HABITATS SUR LES PAROIS.....	102
3. CHOIX TECHNIQUES ET STRATEGIES ENVISAGEABLES PAR LE TITULAIRE POUR ASSURER DU RESPECT DE LA PROBLEMATIQUE DE DURABILITE DES CAISSONS	104
3.1. STRATEGIE DE FORMULATION DU BETON	105
3.2. STRATEGIE DE PROTECTION DES ARMATURES CONTRE LA CORROSION.....	105
TABLE DES ILLUSTRATIONS	110
BIBLIOGRAPHIE	113
GLOSSAIRE	117

PRESENTATION DE LA PROBLEMATIQUE : ENJEUX, RAPPELS TECHNIQUES

Le présent rapport s'inscrit dans le cadre d'un stage d'étude à la Mission Urbanisation en Mer de l'Etat de Monaco pour le projet d'extension en mer au droit de l'Anse du Portier.

Juridiquement, le projet en question a la forme d'une concession d'aménagement, financé entièrement par des fonds propres d'investisseurs monégasques. Un groupement de projet a été créé pour l'occasion, appelé SAM Anse du Portier, dont fait notamment partie l'entreprise Bouygues Travaux Publics, partageant la majorité des études de conception avec EGIS par contrat de sous-traitance. Le rôle de l'Etat de Monaco, bien qu'il ait vocation à être minime dans un marché de ce type, est tout de même assez singulier dans ce cas.

En effet, le projet ayant une valeur de projet d'aménagement, et non pas d'un projet d'infrastructure comme on pourrait l'imaginer à première vue, court sur un terme beaucoup moins important que pour une concession classique. Ainsi, après les 10 ans prévus à la construction de l'extension et la vente du foncier, le projet est dimensionné pour être rentable pour les investisseurs et l'infrastructure sera rendue à l'Etat. Cela crée donc des problématiques assez nouvelles, ou du moins peu communes, en particulier en ce qui concerne le vieillissement de l'infrastructure. Celle-ci doit, d'après le cahier des charges, avoir une durée de vie de 100 ans minimum. Mais le constructeur, la SAM Anse du Portier, n'étant pas le mainteneur, l'Etat, une attention doit être portée sur le respect, par le constructeur, des critères de durabilité. C'est pourquoi l'organisation des phases de conception (phases APS, AVP et PRO) fonctionne de telle manière que l'Etat puisse valider les plans et les choix techniques fait par les concepteurs. Malgré cela, l'Etat reste responsable dans le cas où la durée de vie prévue initialement ne serait pas respectée, bien qu'il n'en soit pas à l'origine.

Techniquement, le projet consiste de manière légèrement simplifiée en la réalisation d'un quartier de grand luxe sur 6 ha porté par un remblai, lui-même maintenu par une ceinture de 17 caissons en béton armé, dont la conception intègre des mesures de réduction ou de compensation de l'impact écologique. Les caissons ont les fonctions suivantes :

- Tenir le remblai
- Protéger les superstructures et les usagers de la houle et des séismes
- Accueillir des modules d'habitats marins (processus de réduction et de compensation de l'impact écologique)
- Durabilité de 100 ans

Chronologiquement, ce rapport se situe alors que la phase d'élaboration des plans PRO sont en cours. C'est une phase décisive pour l'Etat puisque c'est la dernière soumise à sa validation. Les choix techniques, en particulier ceux ayant un impact sur la durabilité de l'infrastructure, doivent donc être tranchés maintenant. L'un de ces choix techniques concerne la validation des propositions de l'entreprise Bouygues Travaux Publics sur les méthodes mises en œuvre pour assurer la durabilité des bétons armés du projet.

D'où le thème de ce rapport, reformulé ici :

Les bonnes pratiques pour assurer la très grande durabilité des bétons armés en milieu marin (recommandations, innovations et retours d'expérience), présentées et analysées sous un regard critique.

Concrètement, sans avoir encore proposé de formulation de béton, le concepteur prévoit déjà, d'après les plans de l'AVP, l'utilisation d'armatures en acier inoxydable, pour les zones exposées, en utilisation combinée avec les armatures « classique ». Le rapport portera donc en particulier sur cet aspect. L'objectif étant de donner un éclairage dans l'optique de valider ou invalider les propositions du concepteur.

Le rapport comportera néanmoins aussi une synthèse des normes françaises et des recommandations sur les deux approches de formulation du béton (prescriptive et performantielle) pour établir l'état de l'art des solutions permettant d'assurer la durabilité des bétons armés en milieu marins. Sur ces constats seront présentés et analysés les récentes innovations qui pourraient présenter un intérêt pour répondre au besoin de très grande durée de vie. Puis des retours d'expérience français et internationaux seront proposés pour mettre en lumière ces éléments. Enfin, il sera tenté d'appliquer ces bonnes pratiques sur les caissons du projet d'extension en mer.



Figure 1 : Projet d'extension en mer au droit de l'Anse du Portier (Source : Valode et Pistre, Le Parisien)

ETAT DE L'ART DES BONNES PRATIQUES POUR ASSURER LA DURABILITE DES BETONS ARMES EN MILIEU MARIN

Pour traiter d'un point de vue général les bonnes pratiques d'utilisation du béton armé en milieu marin, il apparaît d'abord nécessaire de définir la notion de durabilité du béton armé souvent utilisées dans cette section.

La durabilité, confondue ici avec la notion de durée de vie, fait référence à une spécification du Cahier des Charges donnant l'exigence de durée pendant laquelle l'ouvrage pourra assurer toutes les fonctions spécifiées au même Cahier des Charges. La durée de vie peut être assurée grâce aux méthodes de conception mais aussi de protection ou de réparation, tant qu'elles sont prévues et planifiées (fréquence) au stade des études ainsi que prises en compte dans le coût global de l'infrastructure.

Par exemple, planifier une réparation des aciers tous les 20 ans sur un ouvrage permet d'augmenter la durée de vie. En revanche, si au bout de 50 ans il est nécessaire de réaliser des réparations non prévues à l'étude du projet, on pourra considérer que la durée de vie aura finalement été de 50 ans.

Une discussion sera amorcée sur la (les) signification(s) que l'on peut donner à la durabilité en génie civil et sur la différence qui existe avec la notion de durée de vie dans la section suivante (Application aux caissons du projet Urbamer).

1. RISQUES ASSOCIES A L'UTILISATION DU BETON ARME EN MILIEU MARIN

Pour évaluer la durabilité "potentielle" d'un béton, il est nécessaire de connaître les mécanismes susceptibles de conduire à sa dégradation, et d'étudier la résistance du matériau vis-à-vis de ces dégradations. Ces désordres limitant de la durée de vie des ouvrages sont :

- Les actions mécaniques liées à la houle
- Les attaques liées aux agents externes du béton, par exemple les cycles de gel-dégel qui entraînent gonflements et fissuration du béton par formation de gel interne et un écaillage des surfaces exposées aux sels (de déverglaçage).
- Les réactions chimiques internes, mettant en jeu des espèces issues du milieu environnant ou déjà présentes dans le matériau, telles que l'alcali-réaction ou les attaques sulfatiques, sources de gonflement et de fissuration du béton,
- La pénétration d'agents agressifs qui peut conduire à l'amorçage (et au développement) du processus de corrosion des armatures,

Tous les types d'agressions sont simultanés et agissent en synergie.

1.1. ACTIONS MECANIQUES

Les bétons en site maritimes ont la particularité d'être fortement sollicités mécaniquement. L'action mécanique la plus commune, et la plus particulière aux ouvrages marins est l'agitation marine ou l'action de la houle, générant des efforts horizontaux et verticaux. De plus, en ce qui concerne les ouvrages portuaires, ceux-ci

peuvent également être soumis à des chargements spécifiques, dont la répartition, la durée et l'intensité sont très variables, tels que l'accostage, l'amarrage ou simplement le choc de navires.

Il faut également citer l'abrasion sur les façades exposées des ouvrages, particulièrement lorsqu'elles sont soumises à l'agitation marine. En effet, l'action des corps flottants ou simplement des sables et des gravillons nécessitent de considérer cet aspect dans la conception de l'ouvrage.

1.2. ACTION DE L'ENVIRONNEMENT ET DE L'EAU DE MER SUR LE BETON : ATTAQUES EXTERNES SUR LE BETON

1.2.1. REACTION DES CONSTITUANTS DU CIMENT AVEC L'EAU DE MER SUR LA SURFACE DU BETON

Les sels dissous dans l'eau de mer, particulièrement les sulfates $MgSO_4$ et $CaSO_4$ et les chlorures $MgCl_2$ et $NaCl$ réagissent avec les constituants du ciment. On distinguera l'action des sulfates et l'action des chlorures, mais les effets sont équivalents :

Action des sels :

- Réaction de lixiviation du $MgCl_2$ et du $NaCl$ avec la portlandite du ciment : $MgCl_2 + Ca(OH)_2$. Cela entraîne la lixiviation, c'est-à-dire la dissolution, du liant (i.e. le ciment). En outre, cela conduit à la formation de $CaCl_2$.
- Réaction de précipitation du $CaCl_2$ avec la partie d'aluminate tricalcique C_3A^1 du clinker (le composé principal de la plupart des ciments) : $CaCl_2 + C_3A$. Cela entraîne la formation d'un gel appelé gel de Friedel, qui par apport des sulfates $MgSO_4$ et $CaSO_4$ produit de l'ettringite ayant la particularité d'être expansif et pouvant donc conduire au gonflement voire l'éclatement du béton (même mécanisme que la RSI, cf. 1.3.2)

1.2.2. CRISTALLISATION DES SELS DISSOUS

En raison de l'évaporation de l'eau de mer au contact avec le béton, notamment dans les zones de marnage et les zones d'embruns, un phénomène de cristallisation des sels de mer dissous se produit dans les pores du béton. Au même titre que la formation d'ettringite, la cristallisation des sels peut avoir un effet de gonflement puis d'éclatement du béton.

Le phénomène de cristallisation des sels de mer dans les pores du béton présente un risque plus élevé dans les climats arides. De plus, certains sels sont plus agressifs que d'autres, notamment le $MgSO_4$.

1.2.3. CYCLE GEL/DEGEL

Dans le cas des ouvrages réalisés dans les climats froids, le béton est soumis à des altérations dû au cycle de gel/dégel. L'eau contenue dans les pores gèle à une température inférieure à -3°C . Ceci produit une pression dans la matrice du béton, en particulier proche des parements où les pores sont plus volumineux et l'eau plus présente. Dans le cas où la pression interne dépasse la résistance en traction du béton, celui-ci va commencer à se fissurer.

En revanche, les altérations dues au gel de l'eau dans le béton surviennent plutôt en raison de cycle de gel/dégel exerçant une fatigue interne au béton. On assiste alors à plus ou moins long terme à l'écaillage du béton, c'est-à-dire le détachement du parement par plaques.

¹ Pour simplifier les notations du ciment, on désigne souvent par des abréviations des composés plus complexes : $C = CaO$ (la chaux vive), $A = Al_2O_3$, $S = SiO_2$, $H = H_2O$, $F = Fe_2O_3$ (et parfois : $\bar{S} = SO_3$)

1.2.4. AGRESSIONS BIOLOGIQUES ET CHIMIQUES

Les ouvrages situés en mer peuvent également, dans des conditions particulières, être soumis à des agressions chimiques. En particulier lorsque ceux-ci se trouvent proche des villes, des industries ou des ports où des navires peuvent rejeter des polluants dans l'eau de mer. Etant donné l'alcalinité du béton, l'agression d'eaux acides peut donc également être une problématique.

1.3. REACTIONS INTERNES AU BETON

1.3.1. ALCALI-REACTION OU REACTION ALCALI-GRANULATS (RAG)

L'alcali-réaction ou la réaction alcali-granulats est un phénomène qui peut se produire entre la solution alcaline interstitielle du béton et les granulats. Elle conduit à la formation d'un gel expansif de nature silico-calco-alcaline amenant au gonflement puis l'éclatement du béton.

La réaction se produit lorsque 3 conditions sont réunies, à savoir :

- Des granulats dits potentiellement réactifs (selon la norme NF EN 206) : le granite, le grès, ...
- Une teneur élevée en alcalins apportés par le ciment. Ce sont les alcalins dissous dans l'eau de gâchage qui n'ont pas réagi à la prise du béton.
- Un environnement humide

Dans le cas des structures marines, des facteurs peuvent aggraver la réaction, dont l'apport d'eau extérieure ainsi que l'apport d'alcalins contenus dans l'eau de mer.

Il existe 3 réactions, dépendant quasiment uniquement des granulats en présence :

- Alkali-silice
- Alkali-silicate
- Alkali-carbonate

1.3.2. REACTION SULFATIQUE INTERNE (RSI)

De la même manière que pour l'action des sulfates de l'eau de mer, la réaction sulfatique interne conduit à la formation différée d'ettringite, donc un gonflement du béton, mais sans apport externe de sulfates qui proviennent cette fois des granulats et du ciment.

Cette réaction peut être très impactante dans des structures qui ont subi une élévation de température importante lors de la prise du béton. Pour les mêmes raisons, les structures présentant une épaisseur de béton supérieure à 1m sont susceptibles de présenter des désordres de réaction sulfatique interne.

Le risque de réaction est accru dans les conditions suivantes :

- La présence d'eau, qu'elle soit interne ou provenant de l'environnement extérieur (les ouvrages maritimes sont donc particulièrement exposés).
- Une température élevée à la prise du béton, due à une épaisseur de béton importante, un ciment exothermique ou fortement dosé.
- Un ciment avec de forte teneur en C_3A (provenant du clinker), en SO_3 ou en alcalins.

Pour comprendre cette réaction, il est nécessaire d'identifier ses 3 stades d'évolution :

- Lors de l'hydratation du béton (ettringite primaire), ne provoquant pas de gonflement car la réaction se produit rapidement avant le durcissement du béton, la source de sulfate provenant des produits d'hydratation (clinker). Au contraire, cet effet est même bénéfique car il contribue à diminuer la porosité

et à augmenter la résistance du béton (c'est d'ailleurs l'un des effets recherchés par l'utilisation de ciment sursulfaté).

- Lors du mûrissement du béton au jeune âge (ettringite primaire de formation différée), concernant les bétons subissant une forte élévation de température (en général au-delà de 65°C). La forte température empêche les sulfates provenant des produits d'hydratation de réagir rapidement, ou parfois décompose l'ettringite primaire déjà formée. L'ettringite se reforme alors lors de la descente en température du béton déjà durci et provoque son gonflement.
- A plus long terme (ettringite secondaire), après le durcissement du béton, produit par l'apport d'eau et de sulfates externes (dans ce cas on parlera plutôt de cristallisation de sels dissous, cf. 1.2.2.) ou internes. Cette réaction est aussi susceptible de générer des gonflements.

Les désordres liés à la RSI sont donc le gonflement puis l'éclatement du béton.

1.4. CORROSION DES ACIERS

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* », norme ISO 8044 (1999).

De récents chiffres montrent que 80% des pathologies des ouvrages français sont liés à la corrosion des armatures. Quel que soit l'évolution des connaissances sur les autres réactions du béton, la corrosion reste aujourd'hui le désordre le plus important à gérer. Les principes et la cinétique de corrosion des aciers vus ici sont essentiels pour comprendre les caractéristiques recherchées dans la formulation du béton et les méthodes de protection.

1.4.1. PRINCIPE DE PASSIVATION DES ACIERS

Avant le coulage du béton, au contact de l'air ambiant, les armatures sont toujours soumises à une réaction d'oxydo-réduction entre le métal et l'air humide. On a la formation d'oxydes (Fe_3O_4 , la magnétite, Fe_2O_3 , l'hématite, et $FeOOH$, la goethite notamment) et d'hydroxydes ($Fe(OH)_2$) de fer solide mais non stables et qui s'évacuent en permanence en se solubilisant dans l'eau, permettant d'entretenir la corrosion du métal. Cette solubilisation en ions Fe^{2+} et Fe^{3+} est la forme stable de l'acier dans l'air ambiant (pH de 6 à 7) comme le montre le diagramme potentiel-pH (ou diagramme de Pourbaix) disponible ci-dessous. Dès le coulage du béton, lors de l'hydratation du ciment notamment la réaction de la portlandite $Ca(OH)_2$, sa solution interstitielle très alcaline (pH de 13) rend les oxydes stables : on parle de passivation de l'acier car on assiste à la formation d'une couche passive protectrice pour les armatures (d'une épaisseur de 10 μm à 50 μm), synonyme d'un processus de corrosion largement ralenti voir arrêté.

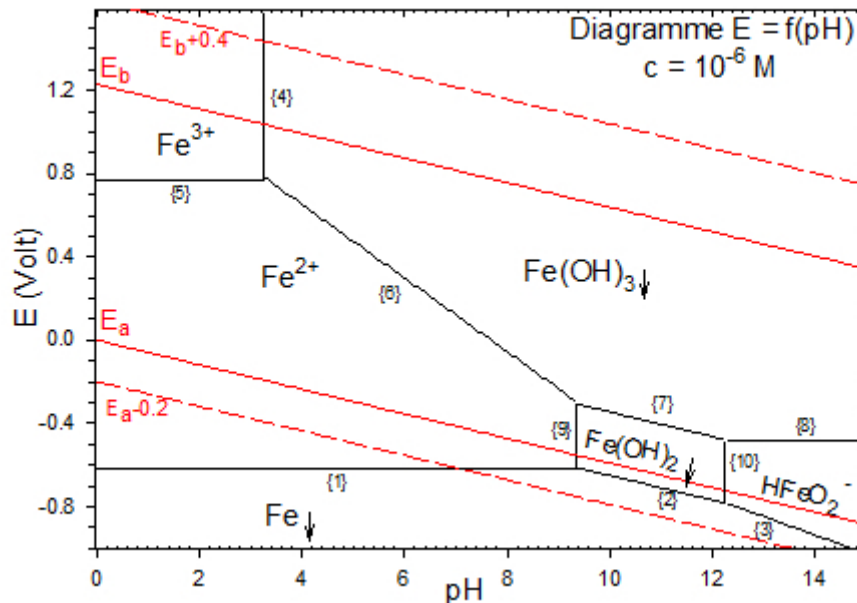


Figure 2 : Diagramme de Pourbaix du Fer à $[Fe^{2+}] = 10^{-6} \text{ mol/L}$. (Source : Université Le Mans)

Diagramme potentiel-pH du fer, tracé à $[Fe^{2+}] = 10^{-6} \text{ mol/L}$: concentration minimale pour que la concentration dissoute dans l'eau du métal puisse le corroder. Le diagramme donne donc les limites de corrosion du fer, caractérisé par les frontières entre les zones de stabilité ioniques ou solide.

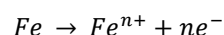
En revanche, les désordres dans le béton peuvent conduire à la corrosion des aciers lorsque les réactions surviennent proche des zones d'armatures. Elles ont pour effet, une diminution du pH de 13 à 8, conditions favorables à la corrosion des aciers. C'est la dép passivation des aciers.

Deux processus, présentés ci-après, peuvent en particulier la provoquer :

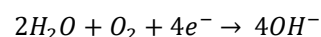
- La pénétration des chlorures : dans ce cas la concentration suffisante de chlorures, très agressifs pénétrant par les pores du béton jusqu'au niveau des armatures, entraîne la double réaction d'abord avec le fer dissous (même en faible quantité dans l'équilibre en milieu basique) puis entre le chlorure de fer nouvellement formé et les ions hydroxydes OH^- garants de la basicité du milieu (cf. 1.4.3.)
- La carbonatation du béton : dans ce cas c'est la réaction du CO_2 avec la portlandite (alcaline, i.e. formée d'ions hydroxydes, à l'origine des ions hydroxydes OH^- lorsqu'elle est dissoute, donc de la basicité de la solution interstitielle du béton) pour former de la calcite $CaCO_3$ qui diminue le pH et dépasse les armatures lorsque cette réaction arrive au niveau des armatures. (cf. 1.4.2.)

Dès lors que le film passif est dégradé, même en partie, la corrosion par oxydo-réduction des armatures reprend. Une pile électrochimique est créée et des zones anodiques et cathodiques apparaissent sur les armatures, l'électrolyte étant assuré par la solution interstitielle du béton :

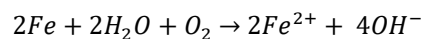
- ➔ Au niveau des zones anodiques, où l'acier est dép passivé, formation d'ions ferreux :



- ➔ Au niveau des zones cathodiques, où la résistivité de l'acier est plus grande, réduction d'un oxydant (l'oxygène, indispensable à la réaction dans un milieu globalement basique comme le béton) disponible dans la solution interstitielle :



D'où l'équation bilan :



Ainsi comme le montre le diagramme potentiel-pH repris et schématisé ci-dessous, la dépassivation correspond à une réduction du pH selon une droite horizontale. Les méthodes de protection et de réparation de l'acier dépassivé (cf. 5.4.) sont basées sur l'observation de ce diagramme et se résument en 3 possibilités :

- Rehausser le pH
- Augmenter le potentiel de l'armature
- Diminuer le potentiel de l'armature

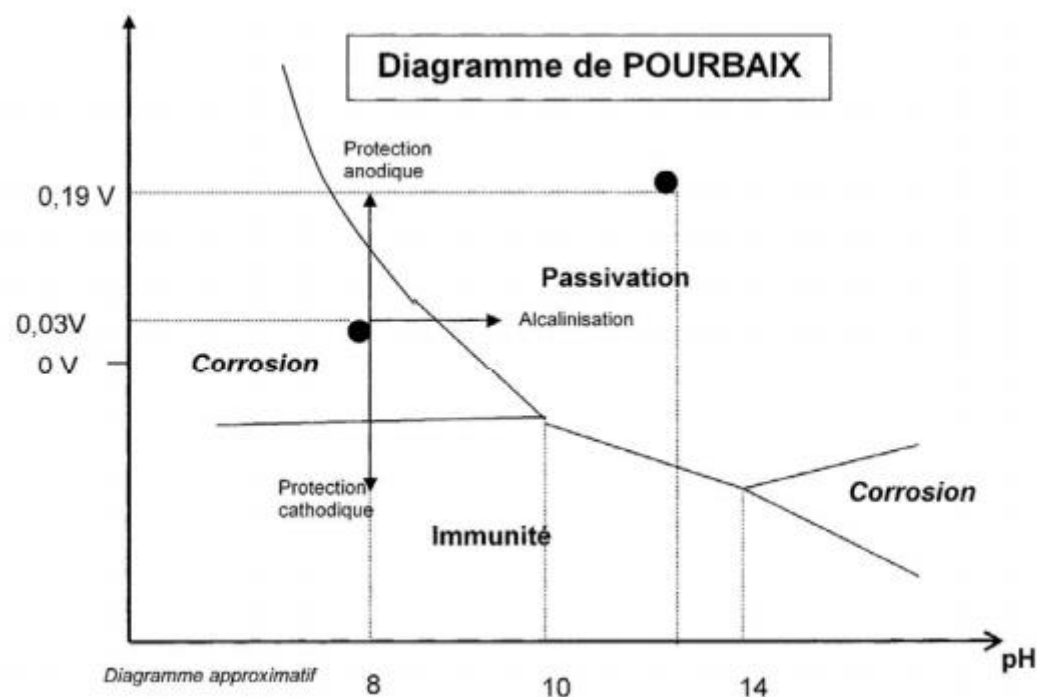


Diagramme potentiel-pH schématisé du fer et principes de protection et de réparation des aciers.

Source : CERIB

1.4.2. CARBONATATION DU BETON

La carbonatation du béton est l'une des principales raisons de la dépassivation des armatures. C'est une agression du béton directement proportionnelle à sa porosité, issue de l'infiltration du CO_2 de l'air ambiant. Cette agression est d'autant plus marquée dans les milieux légèrement humides.

PHENOMENE ET PATHOLOGIE

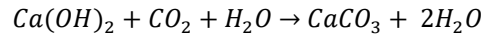
La carbonatation est un phénomène de vieillissement qui touche tous les bétons, issu de la réaction entre les composés du ciment, en particulier la portlandite $Ca(OH)_2$, et le CO_2 de l'air ambiant. Cette réaction a pour effet la diminution du pH du béton de 13 à moins de 9, rendant les aciers vulnérables.

Le phénomène est la succession de 3 étapes de réaction :

1. La dissolution du CO_2 dans la solution interstitielle du béton et la formation d'ions CO_3^{2-} ayant l'effet de réduire le pH de la solution.

2. La dissolution de la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ pour libérer des ions OH^- permettant de compenser cette baisse de pH.
3. La formation de calcite à partir des ions Ca^{2+} issus de la dissolution de la portlandite

Cette succession d'étapes est résumée par la réaction suivante :



La carbonatation du béton a, dans un premier temps, un effet bénéfique sur le béton car la précipitation du carbonate de calcium réduit la porosité et augmente la compacité de la structure. Autrement dit, cela mène à une augmentation de la résistance du béton et une diminution de la pénétrabilité des agents agressifs (le CO_2 en particulier, ce qui implique que la carbonatation ralentit au fil du temps, et les ions chlorures). Néanmoins, la carbonatation présentera une pathologie pour le béton lorsqu'elle aura atteint la zone des armatures, ce qui aura pour effet leur dépassement et l'exposition à la rouille.

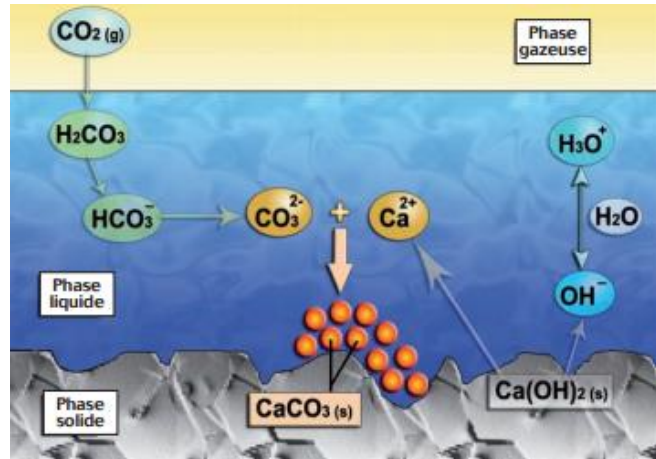


Figure 3 : Phénomène de carbonatation du béton (Source : IFFSTAR)

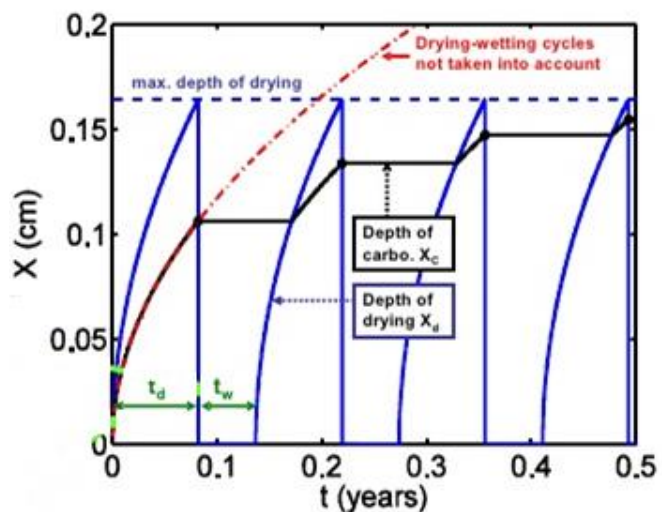
Le deuxième effet bénéfique à court terme de la carbonatation, exploitable dans les réflexions sur les traitements de façade du béton, est la formation d'une couche de carbonatation de quelques μm , de pH équivalent à celui de l'eau de mer, de texture rugueuse est favorable à l'implantation des organismes.

CARACTERISATION DE LA PROPAGATION

Le facteur classique de suivi est la profondeur de carbonatation. En première approche, on peut résumer cette profondeur à la zone où le $\text{pH} < 9$. Elle suit une loi linéaire en fonction de la vitesse de carbonatation, qui peut s'exprimer de manière simplifiée par des modèles empiriques comme :

$$e_{\text{carbonatation}} = a * \text{temps}^\lambda$$

Le paramètre a est régi par l'humidité du béton. Un milieu complètement saturé, ne permettant la pénétration du CO_2 (qui ne se diffuse quasiment qu'en phase gazeuse) présentera une vitesse de carbonatation nulle. Au contraire, un milieu complètement sec ne sera pas non plus sujet à la carbonatation : pour permettre la réaction, il est nécessaire d'avoir le CO_2 en phase aqueuse. Plus l'humidité est élevée, plus le CO_2 pourra se dissoudre. Ainsi, les études ont montré empiriquement que cette vitesse est maximale pour un taux d'humidité de 60 à 70%.



Le paramètre λ est généralement pris égal à $\frac{1}{2}$ mais peut légèrement varier en fonction des conditions de l'environnement. Notamment un cycle humidification-séchage peuvent considérablement diminuer la vitesse de carbonatation.

Figure 4 : Modèle de carbonatation du béton (Source : IFFSTAR, Mickael Thiery)

Plusieurs modèles empiriques, plus ou moins complets, ont été mis au point pour évaluer la profondeur de carbonatation d'un béton. On peut citer par exemple la méthode de Papadakis et al. (1991) :

$$e_{carbonatation} = \sqrt{\frac{2 * D_{e,C}^c * [CO_2]^0}{[CH]^0 + 3 * [CSH]^0 + 3 * [C_3S]^0 + 2 * [C_2H]^0}} * \sqrt{t}$$

Avec :

- $[CO_2]^0$: la concentration de CO_2 extérieure au contact du béton (mol/m³)
- $[.]^0$: la concentration initiale des hydrates (CH, C-S-H) et des anhydres (C_2S , C_3S) dans le béton (mol/m³). La somme de ces concentrations peut également être remplacée par la teneur portlandite pour avoir une valeur approchée (une méthode de calcul de la teneur en portlandite est proposée en 2.2.3.2., Teneur en portlandite)
- $D_{e,C}^c$: le coefficient de diffusion effectif du CO_2 gazeux dans le béton carbonaté (m²/s), en tenant compte de la saturation des pores en fonction des conditions extérieures d'humidité et de la porosité du béton, déterminé de façon empirique ou analytiques.

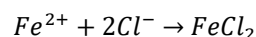
A noter que l'on ne prend en compte que la diffusion du CO_2 qu'en phase gazeuse, étant donné que celui-ci est 10^4 fois plus important au coefficient de diffusion en phase liquide.

1.4.3. PENETRATION DES CHLORURES

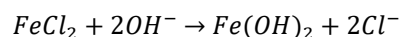
La pénétration des chlorures est l'autre phénomène conduisant rapidement à la corrosion des armatures. Il survient uniquement en milieu saturé, avec la pénétration des chlorures de l'eau de mer dans les pores du béton par phénomène de diffusion. La vitesse de pénétration est directement proportionnelle à la porosité du béton. En outre, dans des conditions d'alternance humidification – séchage (zone de marnage ou d'embruns), les chlorures peuvent migrer avec la phase liquide par capillarité, un phénomène plus rapide que la diffusion.

PHENOMENE ET PATHOLOGIE

Lorsqu'un certain seuil est atteint au niveau des armatures, à savoir $[Cl^-] = [OH^-]$ (la concentration de chlorures égale à celle de hydroxydes dans la solution interstitielle du béton), même de manière très localisée, les chlorures parviennent à pénétrer dans le film passif par échange de place avec les anions O^{2-} des oxydes de fer :



Or les chlorures de fer ainsi formés peuvent eux se dissoudre (à l'inverse des oxydes de fer) par la réaction avec les ions hydroxydes ce qui conduit à la formation d'hydroxyde de fer expansifs :



Ces chlorures sont donc relibérés et peuvent réagir à nouveau. La concentration de chlorures ne diminue donc jamais, ce qui entretient une réaction rapide dans cette zone très localisée (on parle de corrosion cavernueuse ou de corrosion par piqûre). La consommation des OH^- a l'effet de diminuer le pH de la solution interstitielle. De plus, la transformation des oxydes en chlorures de fer dissout la couche passive. Ces deux phénomènes

conduisent progressivement à la dépassement des aciers (dont les oxydes protecteurs ne sont plus stables en milieu plus acide) et à une corrosion généralisée de l'armature.

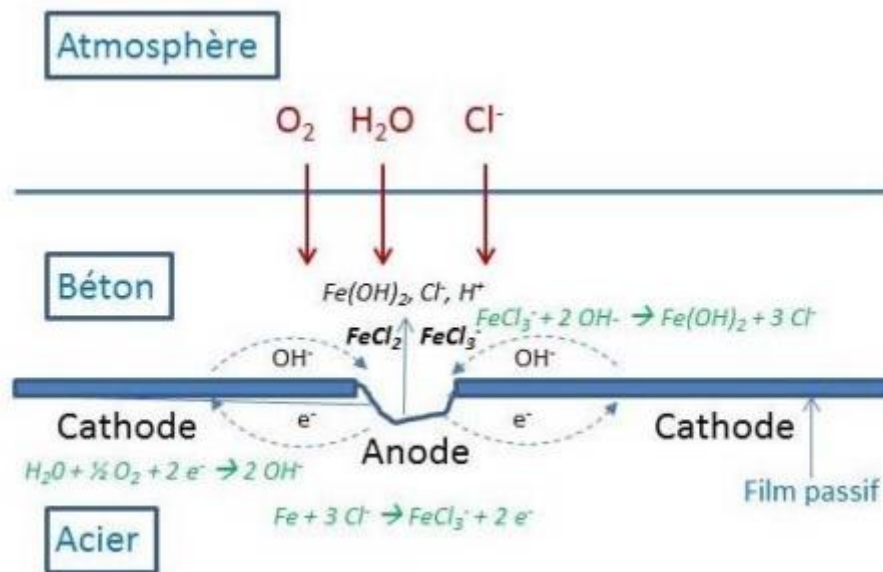


Figure 5 : Corrosion par les chlorures, mise en évidence des zones cathodiques saines et anodiques corrodées (Source : CERIB)

Cette réaction est bien une réaction d'oxydo-réduction qui nécessite la réduction d'oxygène au niveau de la cathode, c'est pourquoi en milieu très saturé la réaction est limitée.

CARACTERISATION DE LA PROPAGATION

Les chlorures peuvent provenir du béton (les chlorures présents à la formulation), ou du milieu extérieur (eau de mer, sels de déverglage). Au sein du béton, seule une partie des ions présents sont capables de pénétrer jusqu'aux armatures puis d'amorcer la corrosion. En effet, une grande partie des chlorures sont dits « liés », en ce sens qu'ils réagissent avec les hydrates du ciment (formant du $CaCl_2$) ou sont simplement adsorbés par la matrice cimentaire. C'est la différence qui est faite entre les coefficients de diffusion apparent et effectif, 2 indicateurs utilisés dans l'approche performantielle (cf. 2.2.3.2.) de la formulation des bétons et la réalisation des modèles de durabilité.

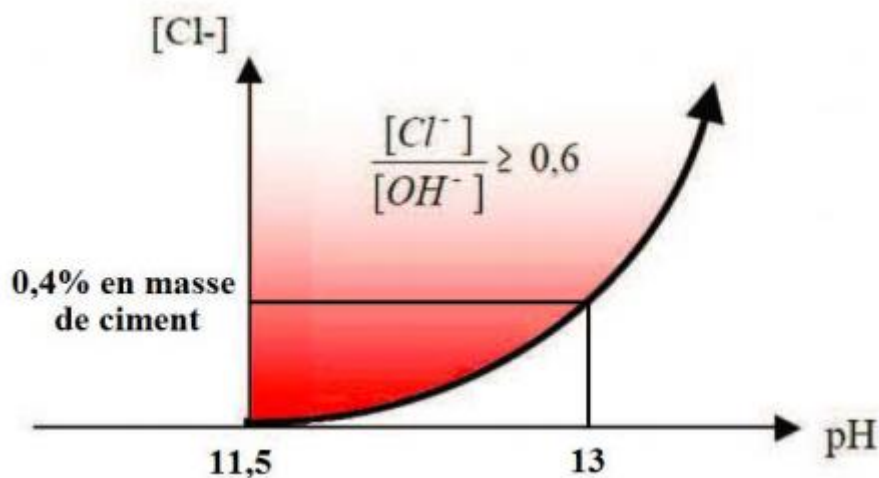


Figure 6 : Profil d'initiation de la corrosion en fonction du rapport $[Cl^-]/[OH^-]$ (Source : COTITA)

Le mécanisme de corrosion est enclenché à partir d'une concentration $[Cl^-] = [OH^-]$ (ou $[Cl^-] = 0,6[OH^-]$ selon les modèles) ce qui correspond environ à une concentration des chlorures valant 0,4% du poids du ciment à pH 13. C'est le critère adopté par la norme pour les aciers passifs (pour la précontrainte, le critère est de 0,2%). Ce critère est le seuil réglementaire, d'après la norme béton NF EN 206, à ne pas dépasser lors de la formulation du béton. En réalité cela correspond à la quantité de chlorures déjà présents sans prendre en compte la pénétration à plus long terme. Néanmoins, la plupart des modèles récents de durabilité pour des ouvrages à grande durée de vie, en particulier le pont Vasco de Gama, définissent plutôt ce seuil comme valeur limite à ne pas dépasser jusqu'à la durée de vie exigée. Viser une concentration de 0,4% de chlorures dès la formulation du béton est donc fortement déconseillé.

1.4.4. PERIODE D'INCUBATION DE LA CORROSION DES ACIERS

La prédiction des désordres et la maintenance des ouvrages imposent de définir la notion de période d'incubation. Avec tous les types de dégradations confondus, la période d'incubation est le temps pendant lequel le béton sera attaqué mais restera capable de protéger les aciers. Concrètement, pour la carbonatation ou la pénétration des chlorures, c'est le temps que mettront le front de carbonatation ou les chlorures à pénétrer jusqu'aux aciers.

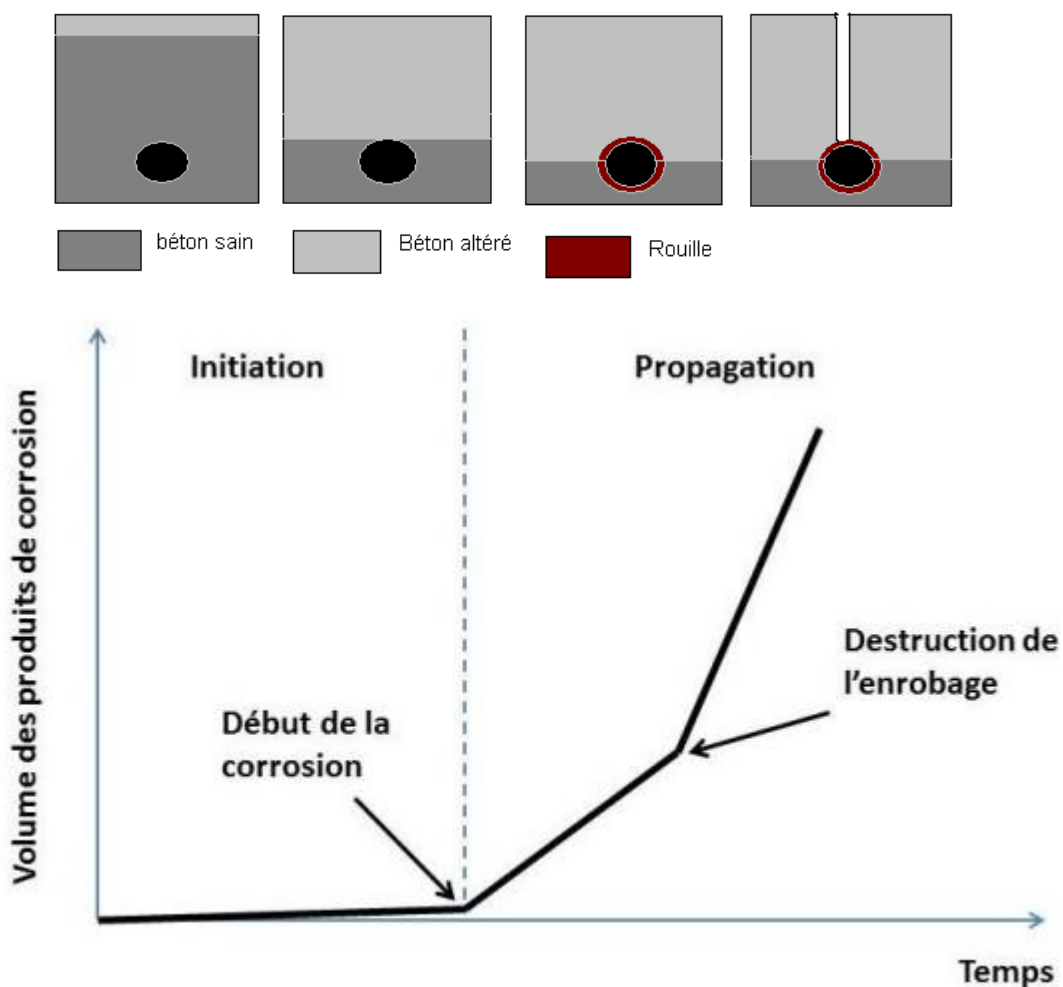


Figure 7 : Relation entre période d'incubation et durée de vie du béton (Source : CERIB)

Cette notion prend tout son sens dans l'élaboration des modèles de durabilité (notamment dans le cadre de la formulation du béton par approche performantielle, cf. 2.2.). La durée de vie de l'ouvrage est en général prise égale à cette période d'incubation. C'est ainsi que l'ouvrage est calibré pour ne pas nécessiter de maintenance importante avant l'expiration de sa durée de vie.

1.5. SCHEMA RECAPITULATIF DES PRINCIPAUX RISQUES INTERNES DU BETON SUR LA DURABILITE DES BETONS ARMES EN MILIEU MARIN

Ci-dessous est proposé un schéma récapitulatif des principaux désordres liés à l'utilisation des bétons armés en milieu marin. Ce schéma donne également un premier aperçu des principes de l'approche performantielle présentée en partie 2.2.

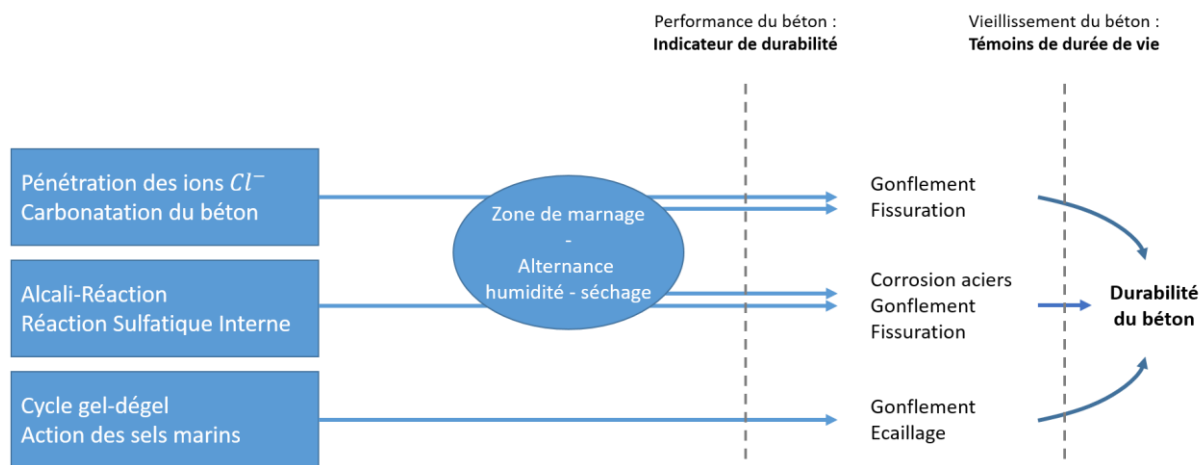


Figure 8 : Schéma récapitulatif des principaux risques sur la durabilité du béton

Ces risques sont gérés par l'adaptation de la formulation du béton, les dispositions constructives lors de la conception de la structure, les techniques de mise en œuvre du béton et les méthodes de protection, d'entretien et de réparation de l'ouvrage.

2. MAITRISE DES RISQUES DU MILIEU MARIN PAR LA FORMULATION DU BETON

Par le terme de « conception des structures à très grande durée de vie », aujourd'hui jusqu'à 150 ans, on entend la capacité de la structure à remplir ses fonctions sur la totalité de cette période, ce qui peut être bien différent de la durabilité du matériau utilisé. En effet, le matériau en lui-même n'est finalement qu'un composant et même s'il est moins durable que la durée de vie exigée pour la structure, la combinaison avec les autres composants (on pourra citer les méthodes de protection) peut lui permettre de rendre les fonctions demandées.

Malgré cela, le béton armé semble peu adapté à de telles durées de vie. C'est en tout cas l'impression qu'il donne d'après l'utilisation qu'il en est traditionnellement fait, à savoir des ouvrages prévus pour une 20aine d'années, dont la maintenance ou la réparation sera probablement chère. Pour les ouvrages en milieu marin, soumis à des agressions particulièrement intenses mais demandant des durées de vie souvent très importantes (ou bien des coûts de maintenance très faibles), il semble particulièrement inadapté. Il existe d'ailleurs en France un nombre très limité d'ouvrages maritimes en béton armé.

C'est pourquoi, si l'on cherche à utiliser le béton armé dans de telles circonstances, il est indispensable de passer par une formulation adéquate et suffisamment fiable. Cette fiabilité du béton est censée être apportée par une approche prescriptive de la formulation, i.e. par des normes et des recommandations sur les constituants,

aujourd'hui nombreuses et détaillées. Pourtant, dans le contexte en question (une très grande durée de vie et un béton très agressé) ces approches traditionnelles sont limitées par de nombreux aspects. Ces constatations ont mené les mêmes laboratoires, qui ont jusque-là développé l'approche prescriptive, à se pencher sur une approche plus adaptée, une approche performantielle, consistant cette fois à choisir un béton non pas en fonction de ses constituants mais en fonction de ses capacités et de ses performances.

2.1. FORMULATION DU BETON ARME PAR APPROCHE PRESCRIPTIVE

Traditionnellement, les mesures pour assurer la durabilité des bétons concernent des obligations de moyens, autrement dit une approche prescriptive de la durabilité. En effet, il a longtemps été plus simple de définir le béton par les proportions de ses constituants que par ses performances résultantes. Ces prescriptions sont basées sur les retours d'expériences des ouvrages réalisés jusqu'à aujourd'hui et ont été standardisées par la norme NF EN 206/CN, qui, à partir des conditions environnementales, donne les valeurs limites pour les propriétés du ciment et des granulats, le rapport E/C (eau/ciment) et le dosage minimum en ciment. Cette norme est complétée par l'Eurocode 2, donnant notamment des dispositions constructives et des valeurs limites en fonction des conditions d'utilisation de l'ouvrage (enrobage, ouverture des fissures).

La durabilité des bétons d'un ouvrage est gouvernée actuellement par un ensemble cohérent et homogène de normes qui traduisent une démarche prescriptive basée sur un concept d'obligation de moyens, Infociment²

Les prescriptions sont résumées dans le tableau NA.F.1 de la norme (valeurs limites pour la composition et les propriétés du béton en fonction de la classe d'exposition). L'hypothèse commune est une durabilité du béton d'au moins 50 ans.

Attention toutefois, dans le cas du projet Urbamer, la durabilité de l'ouvrage doit dépasser 100 ans, ce qui implique que l'approche prescriptive n'est pas adaptée (ou du moins pas suffisante) pour formuler les bétons du projet, car elle ne prend pas en compte une durée de vie aussi longue. La présentation de cette approche permet néanmoins de comparer l'étendue des méthodes de conception.

Dans les parties qui suivent, les termes « recommandations » et « prescriptions » seront régulièrement utilisés mais ne se veulent pas avoir la même signification :

- Le terme **prescriptions** est utilisé pour parler des règles données par les différentes normes françaises et européennes à appliquer dans tous les cas. Les parties qui suivent tentent d'être aussi exhaustives que possible sur ces règles.
- Les **recommandations** sont des conseils ou des « bonnes pratiques » complémentaires aux prescriptions, ou en substitution lorsqu'elles sont inexistantes. Ces conseils sont élaborés sur la base de guides, de recommandations voir de retours d'expérience.

2.1.1. CLASSES D'EXPOSITION

La norme NF EN 206/CN commence par définir des classes d'exposition en fonction des actions dues à l'environnement de l'ouvrage. Comme explicité, un ouvrage peut être soumis à plusieurs actions extérieures,

² Infociment est une base documentaire regroupant les publications de syndicats de professionnels du ciment (notamment Cimbéton). A la différence de groupes comme l'AFGC ou de laboratoires comme le LCPC, ces syndicats ont un intérêt pour faire connaître les techniques développées par les entreprises qu'ils représentent. Pour une description de l'ensemble des sources de l'étude, voir la partie Référence en fin de rapport.

donc à différentes classes d'expositions. La description complète des classes est disponible dans la section 4.1. de la norme.

Il existe 6 classes :

- X0 : aucun risque de corrosion ni d'attaque
- XC (1 à 4) : Corrosion induite par carbonatation
- XD (1 à 3) : Corrosion induite par les chlorures, ayant une origine autre que marine
- XS (1 à 3) : Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer
- XF (1 à 4) : Attaque gel/dégel avec ou sans agent de déverglaçage
- XA (1 à 3) : Attaques chimiques

Dans le cas des ouvrages maritimes, la classe X0 ne nous concerne pas. La classe XF peut être impactante uniquement dans des zones soumises au gel (pas pour tous les ouvrages maritimes, notamment en Méditerranée). La classe XD peut être impactante en particulier sur des ouvrages routiers (soumis au salage, donc des zones de gel potentiel) ou des zones industrielles. La carte des zones de gel est disponible à la figure NA.1 de l'annexe française. La carte des zones de salage est disponible à la figure NA.2 de l'annexe française.

A ces classes on rajoute parfois une classe d'abrasion, car elle peut être utilisée pour la définition des enrobages.

Ci-après sont traitées en particulier les classes XC, XS et XF. La classe XA et la classe d'abrasion le sont également à titre informatif mais sont moins communes.

2.1.1.1. CORROSION INDUITE PAR CARBONATATION

La carbonatation n'est pas le principal risque pour les ouvrages maritimes, mais il rentre tout de même en ligne de compte en particulier pour les zones soumises au marnage ou d'embruns (alternance humidité-séchage), qui positionne alors en classe XC4.

2. Corrosion induite par carbonatation		
Lorsque le béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées est exposé à l'air et à l'humidité, les différentes classes d'exposition sont classifiées ci-après :		
NOTE On entend par condition d'humidité celle du béton recouvrant les armatures ou les pièces métalliques noyées, mais, dans de nombreux cas, cette humidité peut être considérée comme le reflet de l'humidité ambiante. Dans ces cas-là, une classification fondée sur les différents milieux ambiants peut être appropriée ; il peut ne pas en être de même s'il existe une barrière entre le béton et son environnement.		
XC1	Sec ou humide en permanence	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est faible. Béton submergé en permanence dans de l'eau
XC2	Humide, rarement sec	Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau. Un grand nombre de fondations
XC3	Humidité modérée	Béton à l'intérieur de bâtiments où le taux d'humidité de l'air ambiant est moyen ou élevé. Béton extérieur abrité de la pluie.
XC4	Alternance d'humidité et de séchage	Surfaces soumises au contact de l'eau, mais n'entrant pas dans la classe d'exposition XC2.

Figure 9 : Extrait du tableau 1 de la norme NF EN 206/CN : Corrosion induite par carbonatation (Source : NF EN 206/CN)

2.1.1.2. CORROSION PAR LES CHLORURES PRESENTS DANS L'EAU DE MER

La corrosion par les chlorures présents dans l'eau de mer est, pour la plupart des paramètres du béton, le critère le plus dimensionnant. Les ouvrages maritimes littoraux ou offshore se situent généralement en classe XS2 (notamment les parties immergées) ou XS3. L'identification des parties de l'ouvrage soumises à la nuance 2 ou 3 est primordiale pour bon nombre de facteurs de formulation et de dimensionnement du béton armé.

4. Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer		
Lorsque le béton contenant une armature ou des pièces métalliques noyées est soumis au contact des chlorures présents dans l'eau de mer ou à l'action de l'air véhiculant du sel marin, les différentes classes d'exposition sont :		
XS1	Exposé à l'air véhiculant du sel marin, mais pas en contact direct avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une côte.
XS2	Immergé en permanence	Éléments de structures marines.
XS3	Zones de marnage, zones soumises à des projections ou à des embruns	Éléments de structures marines.

Figure 10 : Extrait du tableau 1 de la norme NF EN 206/CN : Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer (Source : NF EN 206/CN)

2.1.1.3. ATTAQUE GEL/DEGEL AVEC OU SANS AGENT DE DEVERGLAÇAGE

La potentialité de l'attaque au gel/dégel n'est pas courante pour tous les ouvrages maritimes. En revanche, il est nécessaire de l'identifier dans le cas où cette classe pour avoir un impact car des spécifications très contradictoires avec les classes XC ou XS peuvent être demandées (un pourcentage de vides dans le béton est souvent nécessaire, ce qui peut réduire nettement la résistance contre la pénétration des agents agressifs tels les chlorures ou le CO_2).

5. Attaque gel/dégel avec ou sans agent de déverglage		
Lorsque le béton est soumis à une attaque significative due à des cycles de gel/dégel alors qu'il est mouillé, les différentes classes d'exposition sont :		
XF1	Saturation modérée en eau sans agent de déverglage	Surfaces verticales de bétons exposées à la pluie et au gel.
XF2	Saturation modérée en eau avec agents de déverglage	Surfaces verticales de bétons des ouvrages routiers exposées au gel et à l'air véhiculant des agents de déverglage.
XF3	Forte saturation en eau, sans agent de déverglage	Surfaces horizontales de bétons exposées à la pluie et au gel.
XF4	Forte saturation en eau, avec agents de déverglage ou eau de mer.	Routes et tabliers de pont exposés aux agents de déverglage et surfaces de bétons verticales directement exposées aux projections d'agents de déverglage et au gel : Zones des structures marines soumises aux projections et exposées au gel.

Figure 11 : Extrait du tableau 1 de la norme NF EN 206/CN : Attaque gel/dégel avec ou sans gel de déverglage (Source : NF EN 206/CN)

2.1.1.4. ATTAQUE CHIMIQUE

Même si les attaques chimiques sont assez spécifiques à certaines zones (les attaques chimiques sont plus souvent considérées pour les ouvrages souterrains), les ouvrages en milieu marin sont susceptibles d'être exposés, notamment pour les parties en fiche.

Le choix de la classe se fait par rapport à la caractéristique chimique conduisant à l'agression la plus élevée. Lorsqu'au moins deux caractéristiques agressives conduisent à une même classe, l'environnement doit être classé dans la classe immédiatement supérieure, sauf si une étude spécifique démontre que ce n'est pas nécessaire.				
Caractéristique chimique	Méthode d'essai de référence	XA1	XA2	XA3
Eaux de surfaces et souterraines				
SO ₄ ²⁻ en mg/l	EN 196-2	≥ 200 et ≤ 600	> 600 et ≤ 3 000	> 3 000 et ≤ 6 000
pH	ISO 4316	≤ 6,5 et ≥ 5,5	< 5,5 et ≥ 4,5	< 4,5 et ≥ 4,0
CO ₂ agressif, en mg/l	prEN 13577:1999	≥ 15 et ≤ 40	> 40 et ≤ 100	> 100 jusqu'à saturation
NH ₄ ⁺ , en mg/l	ISO 7150-1 ou ISO 7150-2	≥ 15 et ≤ 30	> 30 et ≤ 60	> 60 et ≤ 100
Mg ²⁺ , en mg/l	ISO 7980	≥ 300 et ≤ 1 000	> 1 000 et ≤ 3 000	> 3 000 jusqu'à saturation
Sol				
SO ₄ ²⁻ mg/kg ^{a)} total	EN 196-2 ^{b)}	≥ 2 000 et ≤ 3 000 ^{c)}	> 3 000 ^{c)} et ≤ 12 000	> 12 000 et ≤ 24 000
Acidité ml/kg	DIN 4030-2	> 200 Baumann Gully	N'est pas rencontré dans la pratique	

Figure 12 : Extrait du tableau 2 de la norme NF EN 206/CN : Valeurs limites pour les classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques des sols naturels et eaux souterraines (Source : NF EN 206/CN)

Attention néanmoins, pour toutes les parties d'ouvrages en contact avec le sol (ou enterrées), la classe XA2 doit être retenue au minimum.

2.1.2. PRESCRIPTIONS REGLEMENTAIRES GENERALES SUR LE BETON ET SES CONSTITUANTS

2.1.2.1. PRESCRIPTIONS GENERALES SUR LE BETON

A partir des classes d'expositions définies par le Maître d'Ouvrage, la norme NF EN 206/CN donne des spécifications générales sur les paramètres du liant et du béton. Dans le cas spécifique des ouvrages maritimes, le CETMEF donne des prescriptions sur la base desquels le tableau de l'annexe française NA.F.1 ci-dessous a été complété :

Classe d'exposition		X0	XC4	XS2	XS3	XF4	Recommandations CETMEF (ouvrage maritime)	
							peu agressif	très agressif
Rapport E/C max	-		0,6	0,55	0,5	0,45	0,5	0,45
Classe de résistance min	-		C25/30	C30/37	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45
Teneur en liant équivalent (C+kA) min	kg/m3	150	280	330	350	340	330	385
Teneur minimale en air	%					4	non recommandé	
Nature du ciment				PM	PM		PM - ES CP (si précontrainte)	

Figure 13 : Extrait du tableau NA.F.1 de l'annexe française complété pour comparaison avec les recommandations du CETMEF pour les ouvrages maritimes (Source : CETMEF)

PM : ciment prise mer ; ES : ciment pour eaux séléniteuses (= à forte teneur en sulfates) ; CP : ciment à faible teneur en sulfure (béton avec précontrainte)

La norme donne quelques compléments, notamment sur le taux de chlorures dans le béton à la mise en œuvre. De même que pour les spécifications générales, ce tableau est complété par les recommandations du CETMEF :

Type de béton	Condition particulière	Classe de teneur en chlorures
Béton non armé (NA)		CI 1,0
Béton armé (BA) cas général		CI 0,40
Béton armé (BA) dans un ouvrage maritime		CI 0,20
Béton précontraint (BP)	par post-tension	CI 0,20
	par pré-tension	CI 0,15
Béton précontraint (BP) dans un ouvrage maritime		CI 0,15

Figure 14 : Tableau 10 de la norme NF EN 206/CN : Teneur (initiale) maximale en ions chlorures du béton, complété par les prescriptions du CETMEF (Source : CETMEF)

A noter que ce tableau donne une valeur initiale (lors de la formulation du béton) de la teneur en chlorures et ne prend pas en compte le temps d'exposition (ou la durée de vie) : un ouvrage en milieu marin serait effectivement particulièrement affecté par la pénétration de chlorures donc la teneur en chlorures évoluerait également particulièrement vite. La valeur de 0,2% convient pour une durée de vie de 50 ans (hypothèse de la norme NF EN 206). Pour rappel, le taux de chlorures à atteindre au niveau des armatures pour amorcer leur corrosion est de 0,4%, ce qui est le taux limite utilisé sur le pont Vasco de Gama pour prévoir la durée de vie de l'ouvrage (cf. 8.1.2.). Pour des ouvrages à très grande durée de vie, l'objectif est généralement de viser une teneur en chlorure initiale nulle ou extrêmement faible. La gestion de la pénétration des chlorures au jeune âge du béton est donc assez déterminante puisque c'est le moment où celui-ci est le moins étanche.

Ces prescriptions générales sur le béton peuvent être ensuite complétées par des prescriptions sur ces constituants.

2.1.2.2. PRESCRIPTIONS ET RECOMMANDATIONS GENERALES SUR LE CIMENT, SES ADDITIONS ET LES GRANULATS

Les prescriptions qui suivent utilisent les dénominations de ciments de la norme NF EN 197, présentant :

- 27 ciments courants répartis en 5 familles :
 - CEM I : Ciment Portland (uniquement du clinker)
 - CEM II : Ciment Portland composé (ajout de cendres volantes, fumées de silice, ...)
 - CEM III : Ciment de Haut Fourneau (ajout de laitier en quantité importante)
 - CEM IV : Ciment Pouzzolanique (ajout de constituants autre que laitier en quantité importante)
 - CEM V : Ciment composé (très faible proportion de clinker, plusieurs composants)
- Les spécifications sur les ciments courants, notamment les exigences de composition, mécaniques, physiques et chimiques
- Les critères de conformités des ciments

PRESCRIPTIONS SUR LES CEMENTS

Les prescriptions sur le ciment présentées ci-dessous sont notamment issues du fascicule de recommandations NF P 18-011. L'objectif est la formulation d'un béton très peu poreux/perméable³, pour être très résistant à la pénétration des chlorures, principal enjeu en milieu marin, mais également résistant à la carbonatation, et permettant des travaux à la mer (béton rapidement immergé). Globalement, le choix du ciment est demandé parmi les suivants :

³ La porosité est une caractéristique intrinsèque du matériau : elle désigne sa quantité de vide (en %)

La perméabilité K dépend du fluide et désigne sa vitesse d'écoulement à travers le matériau (en m/s). On peut définir aussi la perméabilité intrinsèque k (en m²), que l'on peut concevoir comme la surface utilisable pour l'écoulement : $k = K * \eta$ (avec η la viscosité dynamique du fluide en Pa.s)

Conditions d'exposition	Immersion totale	Zones de marée Zones aspergées
Degré d'agressivité	Moyennement agressif	Fortement agressif
Choix du ciment	CEM I avec $C_3A \leq 10\%$ CEM II/A et B avec $C_3A \leq 10\%$ CEM III/C CEM III/A et B CEM V/A et B Ciments aluminés	CEM I avec $C_3A \leq 5\%$ Ciments contenant du laitier : CEM III/C CEM III/A et B (*) CEM V/A et B (**) Ciments aluminés

Figure 15 : Recommandations pour le choix du ciment en eau de mer (Source : CETMEF)

* : avec laitier > 60%

** : avec chaux CaO du ciment < 50%

Dans le cas des ciments PM (pour travaux à la mer), on cherchera à avoir des teneurs en C_3A^4 et en SO_3 limitées car ce sont principalement eux qui réagissent et cristallisent avec les sels de mers ou forment l'ettringite conduisant à la fissuration ou l'éclatement du béton. De même, on essaiera de limiter la teneur en C_3S afin de réduire la production de portlandite $Ca(OH)_2$, sensible à la carbonatation et favorisant les pores du béton.

RECOMMANDATIONS GENERALES SUR LES ADDITIONS MINERALES

Pour améliorer les caractéristiques globales des ciments dans le cadre des ouvrages maritimes, des additions minérales spécifiques sont recommandées :

- La fumée de silice, même à faible dosage (à partir de 7% de la masse de ciment) qui interviennent par :
 - o Effet granulaire : Les particules de la fumée de silice, étant 100 à 150 fois plus petites que les particules de ciment, viennent combler les interstices entre les grains de ciment pour créer une matrice très compacte. On parle d'optimisation du fuseau granulaire.
 - Ceci conduit à une forte réduction de la perméabilité et de la porosité.
 - o Effet pouzzolanique : La fumée de silice est très fine et a des propriétés fortement pouzzolanique, ce qui veut dire qu'elle réagit facilement avec la chaux durant l'hydratation du ciment. Cela favorise la formation des silicates $C-S-H$ en diminuant la quantité de portlandite $Ca(OH)_2$. Or les $C-S-H$ sont les éléments du ciment permettant la liaison des différents composants. On a donc une matrice ferme et compacte.
 - Ceci conduit à une nette amélioration de la cohésion pour une meilleure résistance mécanique.

(Attention néanmoins lors de la mise en œuvre à conserver la fumée de silice très sèche en raison de sa forte réactivité, sans quoi elle formera des grumeaux et perdra son effet granulaire)

- Les cendres volantes à haut dosage (supérieur à environ 30% de la masse de ciment)
 - o Effet pouzzolanique et granulaire dans des proportions beaucoup plus faibles que la fumée de silice (moins réactif que le ciment)
 - o Effet de retardateur de prise en raison de la nécessité d'un pH élevé pour la réaction des cendres (dans le cas d'un béton rapidement en contact avec l'eau, son utilisation est déconseillée, bien que cet effet puisse être contré avec un accélérateur de prise).

⁴ C_3S (l'alite) et C_3A (l'aluminate) sont des constituants de base du ciment issus de la cuisson de l'argile et du calcaire. Les lettres C, S, F et A sont les abréviations pour les éléments suivants : A = Al_2O_3 (l'alumine) ; C = CaO (la chaux) ; F = Fe_2O_3 (l'hématite) ; S = SiO_2 (la silice)

- Le laitier (à environ 60% de la masse de ciment)
 - o Effet pouzzolanique et granulaire dans des proportions plus faibles que la fumée de silice
 - o Effet accélérateur de prise.
- Les pouzzolanes (métakaolin par exemple, à 15% de la masse de ciment)
 - o Effet pouzzolanique très important

(Attention, la trop forte diminution de la portlandite $Ca(OH)_2$ peut diminuer le pH. L'utilisation intensive de ces 3 additions permet d'ailleurs la création des bétons bas pH. Un pH trop bas protège cependant beaucoup moins bien les armatures par effet de passivation)

Le tableau ci-dessous résume globalement les effets des additions minérales en augmentant leurs proportions, sur l'exemple du laitier :

Dosage laitier moulu	Performance du béton obtenue
30% à 40 %	Augmentation de la durabilité.
	Augmentation de la résistance à long terme
	Perméabilité réduite
	Résistance moyenne à la pénétration des chlorures, à la résistance aux sulfates
	Résistance moyenne à l'alcali-réaction.
40% à 60 %	Augmentation de la durabilité.
	Augmentation de la résistance à long terme
	Perméabilité réduite
	Haute Résistance à la pénétration des chlorures, à la résistance aux sulfates
	Résistance à l'alcali-réaction.
	Diminution des efflorescences
	Aspect de surface du béton plus clair
60 % à 85 %	Très grande durabilité
	Augmentation de la résistance à long terme
	Très faible chaleur d'hydratation
	Haute Résistance à la pénétration des chlorures, à la résistance aux sulfates.
	Haute Résistance à l'alcali-réaction.
	Diminution des efflorescences
	Aspect de surface du béton plus clair
	Bétons bas pH

Figure 16 : Impact sur la performance du béton de l'augmentation du dosage de laitier (Source : Ecocem)

AUTRES CIMENTS ENVISAGEABLES

Enfin, on peut également envisager l'utilisation de ciments particuliers, susceptibles de convenir dans des conditions particulières de mise en œuvre notamment, ne faisant pas partie des 27 classes proposés dans la norme NF EN 197, mais dont l'utilisation est autorisée par la norme béton :

- Ciment prompt naturel CPN (PM) : prise et durcissement rapide, dosage élevé (500 à 600 kg/m³)
- Ciment sursulfaté CSS (PM et ES) : teneur en laitier > 80% et en sulfate de calcium < 20%. Ce ciment permet la stabilisation de l'ettringite. En outre, sa très forte proportion de laitier permet une consommation totale de la portlandite. On obtient donc un coefficient de diffusion des chlorures extrêmement faible. Enfin, sa très faible quantité de clinker permet une chaleur d'hydratation très faible. Dosage moyen (320 à 500 kg/m³). En contrepartie, sa résistance à 28j est très faible.
- Ciment alumineux fondu (PM) : Ce ciment est fréquemment employé pour les travaux entre marées (10 à 20 MPa en 4h). Sa composition ne permet pas la création de portlandite. Prise normale, durcissement rapide. Dosage moyen (400 kg/m³ et E/C < 0,4).

RECOMMANDATIONS SUR LES GRANULATS

En ce qui concerne les granulats, les recommandations concernent quasi uniquement l'alcali-réaction. Pour cela, voir en partie 2.1.3.1.

On peut toutefois parler du principe de choix des granulats, qui est basé sur l'idée de l'optimisation granulaire. L'objectif est le remplissage le plus optimal du squelette que forment les granulats, avec des diamètres allant jusqu'à plusieurs dizaines de mm. Des méthodes d'optimisation granulaires existent comme la méthode Dreux-Gorisse ou bien en passant par des logiciels spécialisés comme Betonlab Pro, développé par le LCPC.

2.1.2.3. RECOMMANDATIONS SUR LES ADJUVANTS

Les caractéristiques globales du béton au jeune âge ainsi que sa résistance vis-à-vis de la pénétration des agents agressifs peuvent également être améliorée via l'utilisation d'adjuvants.

Par exemple un super-plastifiant réducteur d'eau, souvent utilisé dans les bétons à haute performance, qui permettent la diminution du rapport Eau/liant (de 10 à 30%) en facilitant l'hydratation du ciment, et une augmentation très importante de l'ouvrabilité du béton. Ceci est une caractéristique souvent recherchée pour les ouvrages maritimes dont les conditions de mise en œuvre, comme le coulage de pièce volumineuses et complexes, nécessitent des bétons avec une bonne ouvrabilité.

2.1.3. RECOMMANDATIONS POUR LA PREVENTION CONTRE DES DESORDRES INTERNES PARTICULIERS

L'approche prescriptive, basée sur les spécifications de la norme NF EN 206 est très limitée du point de vue de la protection contre les attaques internes au béton (alcali-réaction, RSI). Cette constatation est due au fait que les connaissances sur ces phénomènes sont relativement récentes et l'évolution des normes très lente. Ainsi, la norme, bien que précise sur les caractéristiques fondamentales du béton (rapport E/C, teneur en liant, ...), manque de réglementation sur certains sujets, dont il est laissé au Maître d'Ouvrage le choix de les prendre en compte. Heureusement, de nombreux guides existent pour donner des recommandations sur ces désordres spécifiques.

Il est important de noter que pour ces recommandations, les guides mélangent souvent approche prescriptive et approche performantielle (présentée dans la partie suivante 2.2.), qui définit des essais validant une formulation de béton vis-à-vis d'un ou plusieurs désordres (mais ne donnant pas de spécifications de formulation à proprement parler). Les désordres rentrant en compte dans cette remarque sont donc également traités du point de vue performantiel :

- En 2.2.4.3. pour l'alcali-réaction
- En 2.2.4.4. pour la RSI
- En 2.2.4.5. pour les cycles gel/dégel (déjà pris en compte dans la norme NF EN 206, mais largement complété dans l'approche performantielle)

Ces 3 parties reprennent donc certains éléments des parties suivantes (2.1.3.1 à 3.), notamment les démarches d'élaboration des recommandations.

2.1.3.1. RECOMMANDATIONS CONTRE L'ALCALI-REACTION

Les recommandations contre les risques d'alcali-réaction sont données à partir du guide du LCPC, Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction et récemment reformulées par le fascicule FD P18-464. La démarche est basée sur la définition d'un niveau de prévention pour l'ouvrage à partir d'une classe d'exposition à l'alcali-réaction, définie par le LCPC, et d'une catégorie d'ouvrage :

Niveau de prévention			Classe d'exposition au risque d'alcali-réaction			
			XAR1	XAR2	XAR3	
			Sec ou peu humide (Hr<80%)	Hr>80% ou en contact avec l'eau (avec ou sans gel)	Hr>80% avec gel et sels	Environnement marin
Catégorie d'ouvrage	Catégorie I	- Eléments non porteurs dans les bâtiments - Ouvrages provisoires (ou facilement remplaçables) - Produits préfabriqués non structurels	A	A	A	
	Catégorie II	- La plupart des ouvrages de génie civil	A	B	B	
	Catégorie III	- Ouvrages avec risque d'alcali-réaction inadmissible : centrales nucléaires, ponts exceptionnels, barrages, tunnels, ouvrages à grande durabilité	C	C	C	

Figure 17 : Niveaux de prévention contre les risques liés à l'alcali-réaction d'après le fascicule FD P18 464 et les recommandations du LCPC (Source : LCPC)

Les recommandations formulées par le LCPC en fonction du niveau de prévention sont ensuite :

- Niveau A : Pas de recommandation
- Niveau B :
 - Granulats NR (non réactifs)
 - **OU** Granulats PRP (tous les granulats) et silex > 70%
 - **OU** Bilan des alcalins satisfaisant (voir tableau ci-dessous)

Type de ciment	Teneur en alcalins
CEM I, CEM II, CEM IV	[Na2Oéq actifs béton] moyen < 3 kg/m3 de béton [Na2Oéq actifs béton] max < 3,3 kg/m3 de béton
CEM III/B	[Na2Oéq tot ciment] moyen < 1,1% masse ciment
CEM III/C	[Na2Oéq tot ciment] moyen < 2% masse ciment

Figure 18 : Niveaux de prévention contre les risques liés à l'alcali-réaction d'après le fascicule FD P18 464 et les recommandations du LCPC (Source : LCPC)

- Niveau C :
 - Granulats NR (non réactifs)
 - **OU** Granulats PRP (tous les granulats) et silex > 70%

Comme expliqué avant, il existe d'autres méthodes, notamment pour valider l'utilisation de granulats PRP en montrant que le gonflement du béton ne dépasse pas un certain seuil, relatives à l'approche performantielle (cf. 2.2.4.3.).

RECOMMANDATIONS SUR LE CIMENT ET SES ADDITIONS :

Pour la maîtrise du risque d'alcali-réaction, le principe est de remplacer le clinker du ciment Portland (basique ou Composé). Les additions conseillées en remplacement sont le laitier (qui piège et fixe les alcalins) puis les cendres volantes ou la fumée de silice (qui piègent les alcalins, seuls ou en combinaison).

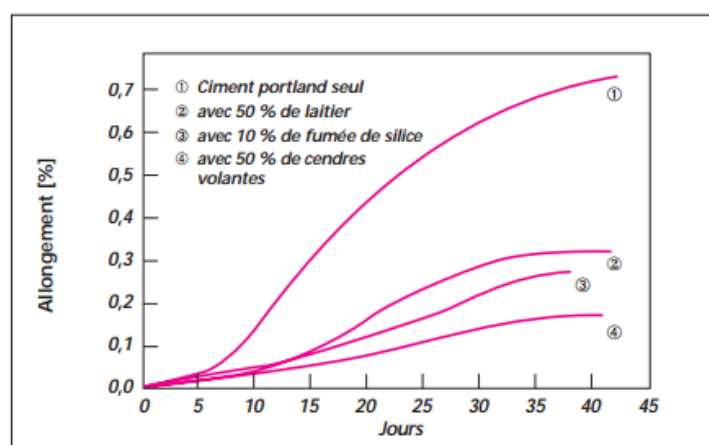


Figure 19 : Déformation d'une éprouvette de béton (caractéristique de l'alcali-réaction) pour différents types de ciments (Source : Bulletin du ciment, septembre 2000)

A noter que dans le cas de l'utilisation de cendres volantes, une proportion suffisante est nécessaire pour inhiber l'alcali-réaction à long terme (une proportion < 20% ne sera efficace que pendant quelques mois)

2.1.3.2. RECOMMANDATIONS CONTRE LA REACTION SULFATIQUE INTERNE

Les recommandations contre les risques de réaction sulfatique interne sont données à partir du guide du LCPC, Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne. La démarche est basée sur la définition d'un niveau de prévention pour l'ouvrage à partir d'une classe d'exposition à la réaction sulfatique interne, définie par le LCPC, et d'une catégorie d'ouvrage :

Niveau de prévention			Classe d'exposition au risque de réaction sulfatique interne		
			XH1	XH2	XH3
			Sec ou peu humide	Alternance humidité-séchage	Contact durable avec l'eau, zone de marnage
Catégorie d'ouvrage	Catégorie I	- Eléments non porteurs dans les bâtiments - Ouvrages provisoires (ou facilement remplaçables) - Produits préfabriqués non structurels	As	As	As
	Catégorie II	- La plupart des ouvrages de génie civil	As	Bs	Cs
	Catégorie III	- Ouvrages avec risque d'alcali-réaction inadmissible : centrales nucléaires, ponts exceptionnels, barrages, tunnels, ouvrages à grande durabilité	As	Cs	Ds

Figure 20 : Niveaux de prévention contre les risques liés à la réaction sulfatique interne d'après les recommandations de l'IFFSTAR. (Source : IFFSTAR)

Seules les classes Bs à Ds nécessitent des mesures particulières

Les recommandations formulées par le LCPC en fonction du niveau de prévention sont ensuite :

Niveau de prévention	Spécifications*		
As	Tmax < 85 °C		
Bs	Tmax < 75 °C	OU	Tmax < 85°C ET une des conditions suivantes : - maintien au-delà de 75 °C < 4h ET alcalins béton < 3 kg/m³ - Ciment ES avec : ➤ Cas des CEM I et CEM II/A : alcalins béton < 3 kg/m³ ➤ Pas de spécification pour les autres ciments - Ciment non ES de type CEM II/B, CEM III/A et CEM V avec [SO₃] < 3% et [C₃A] < 8% - Ciment CEM I avec [SO₃] < 3% et [C₃A] < 8% et avec 20% d'addition de (au choix) : ➤ Cendres volantes ➤ Laitier ➤ Pouzzolanes naturelles calcinées
Cs	Tmax < 70 °C	OU	Tmax < 80°C ET une des conditions suivantes : - maintien au-delà de 70 °C < 4h ET alcalins béton < 3 kg/m³ - Ciment ES avec : ➤ Cas des CEM I et CEM II/A : alcalins béton < 3 kg/m³ ➤ Pas de spécification pour les autres ciments - Ciment non ES de type CEM II/B, CEM III/A et CEM V avec [SO₃] < 3% et [C₃A] < 8% - Ciment CEM I avec [SO₃] < 3% et [C₃A] < 8% et avec 20% d'addition de (au choix) : ➤ Cendres volantes ➤ Laitier ➤ Pouzzolanes naturelles calcinées
Ds	Tmax < 65 °C	OU	Tmax < 75°C ET les conditions suivantes : - Ciment ES avec : - Cas des CEM I et CEM II/A : alcalins béton < 3 kg/m³ - La formulation du béton doit être validé par un laboratoire indépendant expert en RSI

Figure 21 : Spécifications sur les risques liés à la réaction sulfatique interne (Source : IFSTTAR)

*Le laboratoire IFSTTAR propose des spécifications mélangeant l'approche prescriptive avec l'approche performantielle sur les valeurs limites d'indicateurs. Ici ne sont retranscrites que les prescriptions sur la formulation. Les spécifications performantielles sont présentées en 2.2.4.4 (remarque : la température de prise et la quantité d'alcalins pourraient être considérés comme des indicateurs performantiels. Pour la lisibilité et du fait de la structure des recommandations du LCPC, ces deux paramètres sont considérés ici comme des prescriptions)

Il est important de rappeler que la réaction sulfatique interne survient en particulier pour des pièces massives (épaisseur > 1m) qui ont un faible dégagement de chaleur lors de l'hydratation. L'une des recommandations principales pour l'empêcher est donc simplement d'éviter le coulage de pièces massives.

RECOMMANDATIONS SUR LE CIMENT ET SES ADDITIONS :

Les recommandations sur l'utilisation d'additions sont déjà présentées dans le tableau des spécifications ci-dessus.

Sur le principe, le LCPC recommande l'utilisation de ciment à faible ou très faible chaleur d'hydratation (notés LH (< 270 J/g à 41h) ou VLH (< 220 J/g à 41h) selon la norme NF EN 197) ou à teneur en sulfures limitée. L'indication CP sur la désignation du ciment dans les spécifications générales de la norme NF EN 206 (cf. 2.1.2.1.) fait aussi référence à un ciment à faible chaleur d'hydratation. En revanche, il est important de noter que ces ciments s'hydratent plus lentement et acquièrent leur résistance également moins vite, ce qui peut poser un problème dans les ouvrages maritimes, notamment s'ils ont rapidement mis au contact de l'eau.

Globalement, le principe est l'utilisation d'un ciment à faible teneur en clinker (possédant une forte chaleur d'hydratation et une quantité importante de sulfures). Cela revient donc à utiliser une addition, telle que le laitier (très indiqué), la fumée de silice ou les pouzzolanes.

2.1.3.3. RECOMMANDATIONS CONTRE LES CYCLES GEL/DEGEL

Les recommandations contre les risques liés aux cycles gel/dégel sont données à partir du guide de l'IFSTTAR, Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel :

Choix du type de béton		Type de gel	
		Modéré	Sévère
Type de salage	Peu fréquent	Béton approprié*	Béton G
	Fréquent	Béton approprié avec teneur en air minimale = 4 %** ou essais de durabilité au gel	Béton G + S
	Très fréquent	Béton G + S	Béton G + S

Figure 22 : Choix du béton en fonction de l'agressivité du gel et du salage (Source : IFSTTAR)

Les dénominations G ou G+S du béton, signifiant Gel ou Gel + Sel, correspondent à des spécifications supplémentaires, concernant le ciment et les granulats notamment. La sensibilité au gel des ouvrages maritimes étant rarement les phénomènes les plus contraignants, les tableaux de recommandations de l'IFSTTAR décrivant les bétons G et G+S sont donnés ci-après sans explications supplémentaires. Pour plus de précisions, il est conseillé de se référer directement au guide très complet.

RECOMMANDATIONS SUR LE CIMENT ET SES ADDITIONS

Caractéristiques	Spécifications	
	Béton G	Béton G + S
Type et classe	CEM I ou CEM II/A et B sauf cendres volantes 42,5 N - 42,5 R** 52,5 N - 52,5 R**	CEM I PM ou ES* ou CEM II/A (S, D) PM ou ES* 42,5 N - 42,5 R** 52,5 N - 52,5 R**
Dosage minimal*** pour un béton armé ou précontraint 0/20 avec D _{max} = 20 mm	385 kg/m³*** *	385 kg/m³

Figure 23 : Recommandations sur le ciment pour les bétons G et G+S. Source : IFSTTAR

RECOMMANDATIONS SUR LES GRANULATS

Caractéristiques	Spécifications	
	Béton G	Béton G + S
Sable : friabilité* P 18-576	FS ≤ 40*	
Sable : propreté PS sur la fraction 0/2 mm limitée à 10 % de fines* P 18-597	alluvionnaires et concassés PS ≥ 70* quelle que soit la valeur de VB	
Sable : passant à 0,08 mm**	≤ 10 %	e = 3
Sable : module de finesse***	Le ≤ 2,8	e = 0,6
Gravillons : sensibilité au gel - absorption d'eau P 18-554*** *	pour chaque classe granulaire Ab ≤ 1,2 %	
Gravillons : diamètre maxi	≤ 40 mm	≤ 31,5 mm

Figure 24 : Recommandations sur les granulats pour les bétons G et G+S. (Source : IFSTTAR)

Pour plus de précisions, il est conseillé de se référer directement au guide très complet de l'IFSTTAR

2.1.3.4. RECOMMANDATIONS CONTRE L'ABRASION

La résistance à l'abrasion étant une agression assez spécifique aux ouvrages maritimes, les spécifications ne sont pas associées à des classes d'exposition vis-à-vis de cette agression spécifique. Néanmoins, le CETMEF a formulé des pistes de recommandations :

Composants	Qualité visée	Exemple	Essais
Ciment	Compacité de la matrice cimentaire	Addition d'éléments ultra-fins comme la fumée de silice	
Granulats	Densité élevée et dureté	Utilisation de granulats alumineux synthétiques. Ils se caractérisent par une densité élevée et une exceptionnelle dureté	<u>Essai Los Angeles:</u> Résistance mécanique aux chocs des granulats <u>Essai Micro-Deval:</u> Résistance mécanique à l'usure des granulats
Fibres	Résistance à la traction	Ajout de fibres métalliques	

Figure 25 : Recommandations de moyens pour améliorer la résistance à l'abrasion (Source : CETMEF)

2.2. FORMULATION DU BETON ARME PAR APPROCHE PERFORMANTIELLE

A la fin des années 1990, les textes réglementaires pour définir des spécifications sur la formulation des bétons pour les ouvrages par l'approche classique, prescriptive, qui passe par des obligations de moyens, étaient récemment achevés. Ceux-ci posaient 3 problématiques majeures : leur renouvellement lorsque des innovations sortaient, l'augmentation des exigences de durée de vie des ouvrages, que les textes réglementaires limitaient à 50 ans, et très concrètement la multiplication des référentiels prescriptifs aboutissant parfois à des exigences pour se prémunir des différents désordres du béton difficiles à concilier (par exemple entre les risques liés au gel/dégel et aux RSI). C'est ce qui a conduit à une réflexion sur une approche nouvelle de la durabilité des bétons, dans la perspective principale d'accroître la durée de vie des ouvrages.

Plutôt que l'obligation de moyens en termes de formulation, ces approches visent directement les résultats en termes de performance de durabilité. Cette démarche, qui autorise des formulations spécifiques, permet

***également de formuler des bétons à l'impact environnemental diminué,
LERM***

L'approche performantielle est basée sur l'idée que le concepteur peut, à partir d'obligations sur des performances spécifiques ou sur la performance globale uniquement, réaliser un projet qui conviendra aussi bien voire mieux au Maître d'Ouvrage que s'il avait spécifié des obligations de moyens. Cette relation différente entre Maître d'Ouvrage et concepteur a des effets bénéfiques sur le déroulement et le résultat du projet. Concrètement, elle consiste à juger de la convenance d'un béton en fonctions d'indicateurs (cf. 2.2.3.), puis de prédire son vieillissement en intégrant ces indicateurs dans des modèles prédictifs, ajustés au cours de la vie de l'ouvrage par le prélèvement de témoins de durée de vie du béton (cf. 2.2.5.).

Néanmoins, aujourd'hui encore, bien que cette approche soit devenue indispensable pour tous les projets d'ouvrages exceptionnels, les normes et textes réglementaires ne sont pas à jour et ne décrivent que très succinctement les tenants de cette approche. La norme NF EN 206/CN traite dans son annexe E et son annexe J des conditions et des conseils d'utilisation de l'approche performantielle comparative et de l'approche performantielle « absolue ». La norme NF EN 13670 et le fascicule 65, relatif aux exigences pour les structures en béton, envisagent également l'application de cette approche.

La notion d'approche performantielle est un principe très général qui pourrait s'appliquer sur toutes les parties de la conception d'un ouvrage. Ici nous ne parlerons néanmoins uniquement de cette approche dans le cas de la formulation des bétons pour les ouvrages en béton armé, qui a déjà fait l'objet de la rédaction d'articles scientifiques et de guides (de la part de l'AFGC en 2004 et du LCPC en 2010⁵ principalement, mais aussi du LERM et d'autres entités scientifiques) donnant des méthodes d'utilisation de l'approche ainsi que des retours d'expérience de son application sur des projets d'ouvrages concrets (par exemple le pont Vasco de Gama par le LERM).

2.2.1. INTERET DE L'UTILISATION DE L'APPROCHE PERFORMANTIELLE

Au-delà de la nécessité d'une nouvelle approche pour envisager des ouvrages à très grande durabilité jusqu'à 120 ou 150 ans (l'approche prescriptive fondée sur les normes usuelles telles que la NF EN 206/CN se limitent à une durabilité de 50 ans), l'approche performantielle est aussi un nouveau mode de définition des spécifications pour le Maître d'Ouvrage et une possibilité d'intégrer des aspects plus globaux dans la conception avec un effet très positif sur la maîtrise du projet et l'implication des parties.

Plus précisément, le principe d'approche performantielle peut néanmoins se diviser en deux méthodes distinctes : la méthode de conception performantielle « absolue » et la méthode de conception performantielle comparative. L'appellation « absolue » est employée par le Projet National Perfdub, créé en 2015. Ce Projet a pour objectif la démocratisation de l'utilisation de l'approche performantielle en définissant un mode d'utilisation clair : **« Il s'agit d'agréger les connaissances et le retour d'expérience, de combler les manques, dans un cadre réunissant tous les acteurs concernés de manière à ce que l'approche performantielle devienne opérationnelle et d'usage courant, ce qui n'est pas encore le cas aujourd'hui », Perfdub.** La méthode de conception « absolue » fait l'objet de la suite du rapport. Pour ce qui est de la méthode comparative, elle applique le concept plus restrictif de performance équivalente du béton : on montre à partir d'essais performantiels (sur des indicateurs également) que les performances du béton considéré sont au moins équivalentes à celles d'un béton de référence. Des marges de sécurité sont néanmoins adoptées. La norme NF EN 206/CN traite des principes de cette méthode dans l'annexe E.

⁵ L'AFGC et le LCPC ont publié à ce jour les 2 principaux guides constituant la base d'application de l'approche performantielle, essentiellement utilisé dans ce rapport :

- AFGC, Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages, 2004
- LCPC, Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton, 2010

La nouvelle approche permet, d'une part, pour le Maître d'Ouvrage, de formuler des spécifications performantielles, i.e. un niveau de performance à atteindre, pour la durabilité. Les effets sont notamment de laisser une plus grande liberté au concepteur, de permettre d'envisager des solutions innovantes et, très concrètement, de tirer pleinement profit des nouveaux concepts de formulation, tels que les Bétons Hautes Performances, les Bétons Auto-plaçant, les Béton Fibrés (ou BFUHP) ou encore les avancées sur les ciments (CEM III, CEM IV et CEM V) et les différentes additions minérales, dont les qualités sont rarement totalement prises en compte dans les textes réglementaires de l'approche prescriptive, du fait que les innovations sont régulières et les textes normatifs plus long pour se mettre à jour.

D'autre part, la durabilité à long terme est une donnée d'entrée dès la phase de conception ce qui permet une réelle optimisation du coût global de l'ouvrage et plus généralement un contrôle des critères économiques mais aussi environnementaux et esthétiques sur l'ensemble de la durée de vie spécifiée de l'ouvrage : Les indicateurs et les modèles définis en phase amont vont permettre de suivre le vieillissement de l'ouvrage jusqu'à sa « mort » programmée. Enfin, la notion de durée de vie étant inscrite dans les textes du marché ou du traité, cela permet également pour le Maître d'Ouvrage de se donner une garantie sur le critère de la durabilité.

D'un point de vue réglementaire, l'approche performantielle est permise par la norme NF EN 206/CN (paragraphe 5.3.3.) : « *Les exigences relatives aux classes d'exposition peuvent être établies en utilisant les méthodes de conception performantielle [...] et en termes de paramètres performantiels, par exemple une mesure d'écaillage dans un essai gel-dégel* ». Attention toutefois, la norme NF EN 206, même si elle encourage l'évolution des approches et l'utilisation de l'approche performantielle, avertit que les méthodes prescriptives traitent mieux certains sujets, en particulier l'alcali-réaction, la RSI ou l'abrasion.

2.2.2. DEMARCHE DE L'APPROCHE PERFORMANTIELLE

La démarche de l'approche performantielle selon l'AFGC (2004) s'entame à la réalisation du cahier des charges par le Maître d'Ouvrage et se poursuit pendant la totalité de la durée de vie de l'ouvrage. Le schéma ci-dessous retrace les étapes de la démarche en phase de conception.

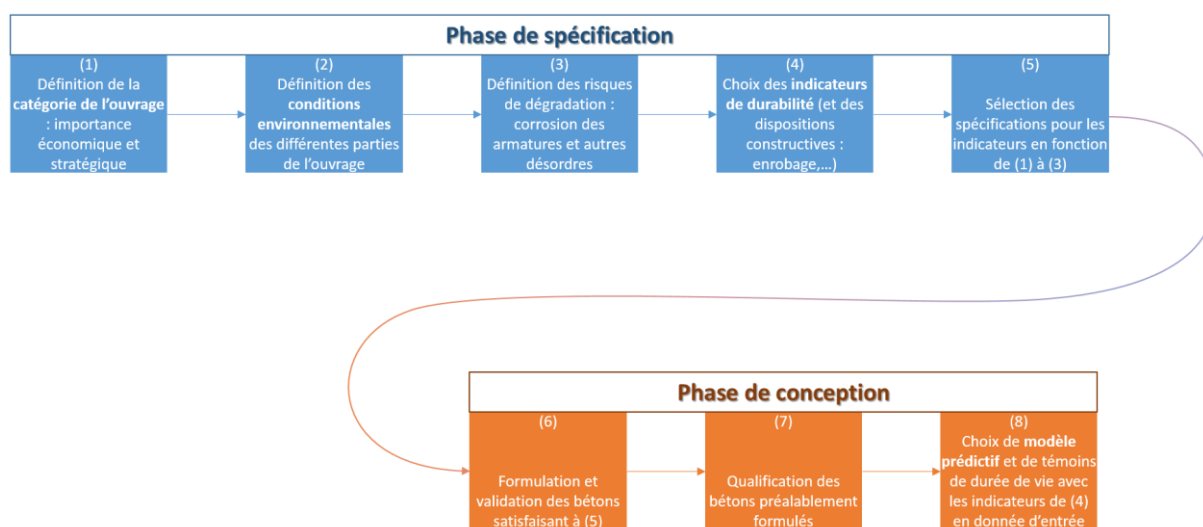


Figure 26 : Démarche de l'approche performantielle

2.2.3. INDICATEURS DE DURABILITE

Aucune norme ou texte réglementaire existant ne donne la liste complète des indicateurs de durabilité ainsi que les indicateurs à sélectionner et leurs valeurs seuil à adopter selon la durée de vie, le type et l'environnement de l'ouvrage. Le Maître d'Ouvrage a donc la liberté de choisir ses propres indicateurs. En revanche, le monde scientifique a déjà réalisé depuis les années 2000 des guides donnant les principes de l'indicateur de durabilité, en catégorisant les indicateurs en fonction des types de désordres auxquels est soumis l'ouvrage, en renseignant

des textes réglementaires de modes opératoires pour la quantification de ces indicateurs et en proposant des valeurs limites en fonction de la durée de vie et du type d'environnement de l'ouvrage.

2.2.3.1. PRINCIPE DE L'INDICATEUR DE DURABILITE

Dans son groupe de travail en 2004, l'AFGC définit l'indicateur de durabilité du béton comme :

- Un outil permettant de quantifier et de prédire la durabilité vis-à-vis d'un ou plusieurs désordres du béton
- Un outil qui doit pouvoir être déterminé par des essais validés voire normalisés

Sur cette définition, le groupe de travail a regroupé les indicateurs de durabilité en 2 types :

- Les indicateurs généraux, valables pour plusieurs dégradations (par exemple : la teneur initiale en portlandite $Ca(OH)_2$, la porosité et la perméabilité du béton ou encore la diffusion des ions chlorures Cl^- : cf. 2.2.3.2.)
- Les indicateurs spécifiques à un processus de dégradation donné (Alcali-Réaction, Réaction Sulfatique Interne, cycle gel/dégel, ... : cf. 2.2.3.3.)

2.2.3.2. INDICATEURS DE DURABILITE GENERAUX – CORROSION DES ARMATURES

Dans cette partie sont présentés les indicateurs de durabilité généraux (i.e. relatifs à la corrosion des armatures) minimums d'après l'AFGC. Ils ne sont pas redondant et nécessitent d'être complétés par les indicateurs de durabilité spécifiques (en fonction des autres principaux désordres auxquels sera soumis le béton, cf. 2.2.3.3.) et par des paramètres complémentaires (multiples, dont le choix est soumis au Maître d'Ouvrage si l'attention est portée sur la durabilité générale ou sur des désordres spécifiques, cf. 2.2.3.5.). Les 5 indicateurs de durabilité généraux sont (que l'on retrouve aussi dans les articles du LERM) :

- La porosité accessible à l'eau (P_{eau}),
- La perméabilité au gaz (K_{gaz}),
- La perméabilité à l'eau (K_{liq}),
- Le coefficient de diffusion des chlorures (D_{app} ou D_{eff}),
- La teneur en portlandite ($[Ca(OH)_2]$)

En ce qui concerne les indicateurs sur la diffusion des ions chlorures et la perméabilité du béton, il est intéressant de noter qu'ils témoignent des **propriétés de transfert du béton**. Techniquement, c'est donc ce qui détermine la période d'incubation (cf. 1.4.4.) par rapport à la vitesse la carbonatation du béton et de pénétration des ions chlorures avant la dépassement des aciers. Plus globalement, c'est ce qui détermine la capacité du béton à résister à la pénétration de tout agent agressif, car tout mécanisme de dégradation du béton, externe ou interne, fait intervenir un processus de transport gazeux ou liquide.

« Les indicateurs retenus au regard de la corrosion regardent principalement les propriétés de transferts du béton : perméabilité à l'oxygène, coefficient de diffusion des ions chlore mesuré par essai de migration sous champ électrique et porosité accessible à l'eau. Un indicateur supplémentaire est presque toujours retenu : la profondeur de carbonatation. », Gilles Martinet (ex-Directeur du LERM)

POROSITE ACCESSIBLE A L'EAU

Cet indicateur est un paramètre global ayant un impact sur la qualité du matériau vis-à-vis de la plupart des désordres du béton et sur sa résistance mécanique (La diminution de la porosité implique une diminution du rapport E/C). Néanmoins ce rapport n'est pas toujours discriminant sur les réactions internes au béton notamment.

Le principe consiste en la mesure des vides connectés avec la surface à l'intérieur de la masse du béton :

$$P_{eau} = \frac{M_{air} - M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} * 100$$

Avec M_{eau} : la pesée hydrostatique, i.e le poids du béton saturé sous l'eau

M_{air} : le poids du béton saturé dans l'air

M_{sec} : le poids du béton sec dans l'air

Méthode de détermination :

- Pesée hydrostatique proposé par l'AFPC-AFREM et la norme NF P 18-459

COEFFICIENT DE DIFFUSION (APPARENT OU EFFECTIF) DES IONS CHLORURES

Le coefficient effectif de diffusion des ions chlorures D_{eff} apparait dans la 1^{ère} loi de Fick : $J = -D_{eff} * \frac{dc_f}{dx}$ où J est le flux massique d'ions chlorures et c_f la concentration de chlorures libres en solution interstitielle du béton. Le coefficient effectif de diffusion des ions chlorures est fonction du matériau (sa composition, son âge, son état de carbonatation) et des conditions environnementales (concentration en chlorures et température).

Le coefficient apparent de diffusion des ions chlorures D_{app} apparait dans la 2^{nde} loi de Fick : $\frac{\partial c_f}{\partial t} = D_{app} * \frac{\partial^2 c_f}{\partial x^2}$ par application de la conservation de la masse. Ainsi, on peut relier D_{app} et D_{eff} par : $D_{app} = \frac{D_{eff}}{\phi + \rho * k_b}$ avec ϕ la porosité du matériau, ρ sa masse volumique sec et k_b la capacité de fixation des ions chlorures à la matrice cimentaire.

Méthode de détermination :

- Migration des ions chlorures en régime stationnaire d'après la norme XP P 18-462
- Migration des ions chlorures en régime non stationnaire
- Diffusion en régime non stationnaire
- A partir de la résistivité électrique d'un béton sain, saturé en eau

LA PERMEABILITE AU GAZ ET LA PERMEABILITE A L'EAU

La perméabilité au gaz ou à l'eau témoigne de l'aptitude du matériau à se laisser traverser sous un gradient de pression. Elle est déterminée par la loi de Darcy : $\vec{v} = -\frac{k}{\eta} * k_{r,saturation} * \vec{\nabla} p$ avec k la perméabilité intrinsèque du matériau dépendant des volumes poreux et de leur connectivité mais indépendante du fluide ($k_{r,saturation}$ est un paramètre lié à la saturation du fluide dans le matériau ; η est la viscosité dynamique du fluide).

Méthode de détermination :

- Méthode CEMBUREAU (perméabilité au gaz) d'après AFPC-AFREM ou la norme XP P 18-463
- Perméamètre à eau sous pression d'après la norme NF 12390-8 ou la norme NF-P 18-855
- Formule de Katz-Thompson (perméabilité à l'eau), faisant appel à d'autres essais (résistivité, porosimétrie au mercure)

TENEUR EN PORTLANDITE

La portlandite $Ca(OH)_2$ issue des réactions du ciment lors de son hydratation est très sensible aux agressions chimiques, ce qui en premier lieu peut produire sa lixiviation (du fait de sa solubilité sous l'action des sels marins, cf 1.2.1.).

D'une part, la portlandite est nécessaire pour l'alcali-réaction qui se produit en présence d'ions Ca^{2+} . Au fur et à mesure de l'avancement de l'alcali-réaction, la portlandite de la pâte de ciment va se dissoudre dans la solution

interstitielle pour réapprovisionner cette réaction. La teneur en portlandite a donc un rôle négatif (on peut diminuer sa teneur en favorisant la réaction de $C - S - H$, notamment par l'ajout d'additions minérales comme la fumée de silice). D'autre part, les cristaux de portlandite sont toutefois une réserve basique (avec le fort apport en ions hydroxyle OH^-) ce qui a l'effet de préserver le pH basique du béton (supérieur à 13) et donc la passivation des armatures (cf. 1.4.1.). Ceci lui confère un rôle positif.

Méthode de détermination :

- Analyse thermogravimétrique
- Calcul estimatif (AFGC) de la teneur à 28 jours en faisant l'hypothèse que seule la réaction de C_3S produit de la portlandite :

$$[Ca(OH)_2] = m_c * \frac{\%C_3S}{100} * \min\left(1; \frac{E}{0,418}\right) * 0,422 - m_s * 0,617^6$$

Avec 0,418 : le coefficient stœchiométrique pour l'hydratation totale du C_3S
 $E/C * 1/0,418$: l'avancement de l'hydratation du C_3S lorsque la teneur en eau est inférieure au coefficient stœchiométrique
 0,422 : proportion de portlandite formée par unité de masse de C_3S
 0,617 : masse de portlandite consommée à 28j par la réaction pouzzolanique de l'addition (fumée de silice ou autre)
 M_c : la masse de ciment
 M_s : la masse d'addition

2.2.3.3. INDICATEURS DE DURABILITE SPECIFIQUES

Lorsque le béton est particulièrement sensible à certains désordres via son environnement ou ses constituants spécifiques (par exemple des granulats PR), le Maître d'Ouvrage peut procéder au choix d'indicateurs spécifiques à l'un ou plusieurs de ces phénomènes de dégradation. Ci-après sont présentés des indicateurs spécifiques pour l'alcali-réaction (source AFGC), pour la Réaction Sulfatique Interne (source LCPC) et pour les cycles gel/dégel (source LCPC). Ces listes seraient à compléter avec les autres risques moins fréquents du béton, tels que les agressions externes du béton (lixiviation, agression par les sels marins, ...). Les recherches à ce sujet sont encore en cours.

- Indicateurs pour l'alcali-réaction

Au regard du risque d'alcali-réaction, les indicateurs de durabilité retenus sont :

- La quantité de silice libérée par granulats en fonction du temps (Méthode de détermination : NF P 18-594)
- Le bilan en alcalins équivalents de la formule ($[Na_2O_{eq}]$) (Méthode de détermination : Essais LPC n°48 ou GranduBé)
- La déformation de gonflement d'éprouvettes de béton (Méthode de détermination : NF P18-454)

- Indicateurs pour la réaction sulfatique interne

Au regard du risque de réaction sulfatique interne, les indicateurs de durabilité concernant les pièces critiques de l'ouvrage sont :

⁶ Voir aussi, pour un autre modèle de calcul : Véronique Baroghel-Bouny, Un modèle d'hydratation pour le calcul de la teneur en portlandite des matériaux cimentaires comme donnée d'entrée des modèles de carbonatation

- La température maximale atteinte au cœur de la partie d'ouvrage (T_{max}),
- La déformation de gonflement d'éprouvettes évaluée (Méthode de détermination : Essais LPC n° 66)
- Indicateur pour le risque lié au gel/dégel

Au regard du risque lié aux effets du gel, les paramètres de durabilité à considérer sont à choisir parmi les suivants :

- Le facteur d'espacement du réseau de bulles d'air (L_{bar}),
- La teneur en air occlus (t_{air}) sur béton frais,
- L'écaillage (Ec), (mesure de la masse écaillée sous cycle agressif),
- L'essai de performance vis-à-vis du gel interne ($\Delta\varepsilon$), mesure de l'allongement en liaison avec la mesure des fréquences de résonance (f^2/f_0^2),
- La résistance à la compression à 28 jours ($f_{c,28}$)

2.2.3.4. INDICATEURS DE DURABILITE DE SUBSTITUTION

Le principe des indicateurs de durabilité de substitution est de permettre de retrouver une indication similaire aux indicateurs généraux sur la durabilité, sous réserve que des données permettant de classer le béton suivant cet indicateur soient disponibles. Les indicateurs cités ci-dessous ne présentent pas toujours de protocole d'essai renseigné. Les 3 premiers sont cependant régulièrement utilisés en remplacement d'indicateurs généraux.

- La porosimétrie au mercure
 - Pouvant être utilisé à la place de la porosité à l'eau. C'est un indicateur beaucoup plus complet puisque qu'il permet d'évaluer la distribution des pores dans le matériau⁷.
- La résistivité électrique
 - Fonction de la porosité (volume des pores, connectivité), du type de ciment (résistivité des $C - S - H$), du degré d'hydratation, de la température, de la composition chimique de la solution interstitielle, du degré de carbonatation (la carbonatation modifie la microstructure ce qui augmente généralement la résistivité) et de la quantité de chlorures (la présence d'ions diminue la résistivité). Concrètement, la résistivité électrique, l'inverse de la conductivité, est souvent utilisée pour évaluer le coefficient de diffusion effectif des chlorures
- La quantité électrique
 - On détermine la quantité d'ions chlorures qui passent à travers le béton selon un essai normalisé dans les normes américaines (essai AASHTO T227 ou ASTM C 1202). Cet indicateur donne une information qualitative sur la capacité du matériau à se laisser pénétrer par les chlorures, donc peut éventuellement substituer au coefficient de diffusion des ions chlorures. Toutefois, il ne permet pas de réaliser de modèle prédictif de la durée de vie (cf. 2.2.5.)
- Coefficient de diffusion du CO_2
- Coefficient de diffusion de l'eau tritiée
- Coefficient d'absorption capillaire

Beaucoup d'autres indicateurs peuvent venir compléter cette liste.

2.2.3.5. PARAMETRES COMPLEMENTAIRES

Les paramètres complémentaires sont souvent importants dans la méthode de détermination des indicateurs ainsi que pour les modèles prédictifs de la durée de vie. En revanche, ils ne sont pas des indicateurs en soit.

⁷ La porosité au mercure donne une indication très complète sur la porosité du matériau et permet notamment d'obtenir le rayon de percolation des pores indispensable au calcul de la formule de Katz-Thompson pour la perméabilité à l'eau. La méthode est expliquée dans Estimation de la perméabilité des matériaux cimentaires par porosimétrie au mercure, Mickaël Thierry

Voici quelques exemples de paramètres complémentaires généraux : le degré d'hydratation du ciment, la nature des hydrates, la teneur en $C - S - H$, le taux de saturation en eau, la résistance mécanique en traction, ...

2.2.3.6. TABLEAU RECAPITULATIF DES INDICATEURS DE DURABILITE

	Indicateur		Principe	Méthode de détermination	Commentaire
Indicateurs de durabilité généraux (corrosion des armatures)	Peau (%)	Porosité accessible à l'eau	Mesure des vides connectés dans le béton	Norme NF EN 18-459	
	Dapp (m ² /s)	Coefficient de diffusion apparent des ions chlorures		Norme XP P 18-462	
	Deff (m ² /s)	Coefficient de diffusion effectif des ions chlorures			
	Kgaz (m ²)	Perméabilité au gaz	Mesure du flux de gaz (resp. d'eau) traversant le béton lorsqu'il est soumis à un gradient de pression	Méthode LCPC n°58 (Projet de norme en cours)	
	Kliq (m ²)	Perméabilité à l'eau		Norme NF P 18-855	
	[Ca(OH) ₂] (mol/L)	Teneur en portlandite		Analyse thermogravimétrique	
Indicateur de durabilité de substitution	ρ	Résistivité électrique	Mesurer la résistivité électrique d'un béton saturé		Substitue à : - le coefficient de diffusion des chlorures - la porosité à l'eau
		Quantité électrique	Mesure de la quantité d'ions chlorures passant à travers le béton	Norme AASHTO T227 Norme ASTM C 1202	Substitue au : - coefficient de diffusion des chlorures
		Porosimétrie au mercure	Evaluer la répartition des vides en fonction de leur taille		Substitue à : - la porosité à l'eau
Indicateur de durabilité spécifique à l'alcali réaction	SiO ₂ /Na ₂ O (-)	Quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps	Evaluer la potentialité de réaction des granulats avec le ciment (PR, PRP, NR)	Norme NF P 18-594	
	[Na ₂ O _{eq}] (mol/L)	Bilan en alcalins équivalents		Méthode LCPC n°48	
	Δε (μm/m)	Déformation de gonflement du béton	Mesure du gonflement du béton après 5 mois soumis à des conditions accélérant le phénomène d'alcali réaction	Norme NF P 18-454	
Indicateur de durabilité spécifique à la réaction sulfatique interne	T _{max} (°C)	Température maximale atteinte au cœur du béton			
	Δε (μm/m)	Déformation de gonflement du béton	Mesure du gonflement du béton après 12 mois soumis à des conditions accélérant le phénomène de réaction sulfatique interne	Méthode LCPC n°66	
Indicateur de durabilité spécifique au cycle gel/dégel	L _{bar}	Facteur d'espacement des bulles d'air			
	t _{air}	Teneur en air occlus			

Figure 27 : Tableau récapitulatif des indicateurs de durabilité

2.2.4. SPECIFICATIONS SUR LES INDICATEURS DE DURABILITE EN FONCTION DE LA CLASSE D'ENVIRONNEMENT ET DE LA DUREE DE VIE EXIGEE

2.2.4.1. TYPE D'ENVIRONNEMENT AGISSANT SUR LES DIFFERENTS DESORDRES DU BETON ET NIVEAU D'EXIGENCE

TYPE D'ENVIRONNEMENT

Pour quantifier les spécifications (ou les attentes) sur les indicateurs de durabilité retenus dans l'étape précédente, l'approche performantielle propose, similairement à l'approche prescriptive, la définition d'un type (ou classe) d'environnement associé à chaque désordre du béton. L'AFGC propose donc des classes pour :

- Les environnements agissant sur la corrosion des armatures
- Les environnements agissant sur l'alcali-réaction
- Les environnements agissant sur la réaction sulfatique interne

NIVEAU D'EXIGENCE

L'approche performantielle définit en général un niveau d'exigence en fonction du type d'ouvrage (Bâtiment, Ouvrage d'art courant, non courant ou exceptionnel, grands ouvrages, ...) et de la durée de vie visée. A noter que le niveau d'exigence maximal prend en compte une durée de vie de plus de 120 ans.

2.2.4.2. SPECIFICATIONS VIS-A-VIS DE LA CORROSION DES ARMATURES (INDICATEURS GENERAUX)

Comme expliqué dans la partie 2.2.3., la corrosion des armatures est évaluée par les indicateurs généraux regroupant les deux origines de la corrosion, à savoir la carbonatation du béton et la pénétration des chlorures. Le tableau ci-dessous, issu du guide de l'AFGC, donne les spécifications pour les indicateurs généraux en fonction du type d'environnement et du niveau d'exigence de l'ouvrage.

> 120 ans Ouvrages dits exceptionnels	de 100 à 120 ans Grands ouvrages	de 50 à 100 ans Bâtiment et Ouvrages de génie civil Niveau 3	de 30 à 50 ans Bâtiment	< 30 ans	Durée de vie exigée / Catégorie d'ouvrage /		Type d'environnement ↓	
Niveau 5	Niveau 4	Niveau 3	Niveau 2	Niveau 1	← Niveau d'exigence			
• $P_{eau} < 9$ • $K_{gaz} < 10$	• $P_{eau} < 12$ • $K_{gaz} < 100$	• $P_{eau} < 14$ ⁽⁶⁾	• $P_{eau} < 16$	• $P_{eau} < 16$	Sec et très sec (HR<65%) ou humide en permanence		1	Corrosion induite par carbonatation (e = 30 mm)
• $P_{eau} < 9$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 12$ • $K_{gaz} < 100$	• $P_{eau} < 14$ ⁽⁶⁾	• $P_{eau} < 16$	• $P_{eau} < 16$	Humide (HR>80%)		2	
• $P_{eau} < 9$ • $K_{gaz} < 10$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 9$ • $K_{gaz} < 10$ ⁽⁴⁾	• $P_{eau} < 12$ ⁽⁷⁾ • $K_{gaz} < 100$ ⁽⁸⁾	• $P_{eau} < 14$ ⁽⁵⁾	• $P_{eau} < 15$	Modérément humide (65<HR<80%)		3	
• $P_{eau} < 9$ • $D_{app(mig)} < 1$ • $K_{gaz} < 10$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 9$ • $K_{gaz} < 10$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 12$ ⁽⁷⁾ • $K_{liq} < 0,1$ ⁽⁹⁾	• $P_{eau} < 14$ ⁽⁶⁾	• $P_{eau} < 16$	Cycles fréquents d'humidification-séchage		4	
• $P_{eau} < 9$ • $D_{app(mig)} < 10$ • $K_{gaz} < 10$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 12$ • $D_{app(mig)} < 20$ • $K_{liq} < 0,1$ ⁽³⁾	• $P_{eau} < 14$	• $P_{eau} < 15$	• $P_{eau} < 16$	5.1 [Cl] faible ⁽¹⁾	Exposition aux sels marins ou de déverglaçage	5	Corrosion induite par les chlorures (e = 50 mm)
• $P_{eau} < 9$ • $D_{app(mig)} < 1$ • $K_{gaz} < 10$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 9$ • $D_{app(mig)} < 1$ • $K_{gaz} < 10$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 11$ • $D_{app(mig)} < 2$ • $K_{liq} < 0,1$ ⁽³⁾	• $P_{eau} < 11$	• $P_{eau} < 14$	5.2 [Cl] forte ⁽²⁾			
• $P_{eau} < 9$ • $D_{app(mig)} < 1$	• $P_{eau} < 12$ • $D_{app(mig)} < 5$	• $P_{eau} < 13$ • $D_{app(mig)} < 7$	• $P_{eau} < 13$	• $P_{eau} < 15$	Immersion dans l'eau contenant des chlorures		6	
• $P_{eau} < 9$ • $D_{app(mig)} < 1$ • $K_{gaz} < 10$ • $K_{liq} < 0,01$	• $P_{eau} < 10$ • $D_{app(mig)} < 2$ • $K_{gaz} < 100$ • $K_{liq} < 0,05$	• $P_{eau} < 11$ • $D_{app(mig)} < 3$ • $K_{liq} < 0,1$ ⁽³⁾	• $P_{eau} < 11$	• $P_{eau} < 14$	Zone de marnage		7	

Figure 28 : Spécifications performantielles vis-à-vis de la corrosion des armatures (Source : AFGC)

(Peau en %, Dapp en 10^{-12} m²/s, Kgaz en 10^{-18} m², Kliq en 10^{-18} m²)

Indicateurs de durabilité sélectionnés et valeurs limites [...] en fonction du type d'environnement et de la durée de vie exigée, dans le cas où l'enrobage satisfait aux valeurs réglementaires

Ces valeurs [...] sont généralement susceptibles d'évoluer en fonction du retour d'expérience et du développement de méthodes ou de modèles plus précis.

- (1) Concentration des chlorures libres en surface $c_{s,eq} < 10 \text{ g.L}^{-1}$
- (2) Concentration des chlorures libres en surface $c_{s,eq} > 100 \text{ g.L}^{-1}$
- (3) Ou : $K_{gaz} < 100 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$
- (4) Ou : $K_{liq} < 0,01 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$
- (5) Ou : $P_{eau} < 15 \%$ et $[\text{Ca}(\text{OH})_2] > 25\%$
- (6) Ou : $P_{eau} < 16 \%$ et $[\text{Ca}(\text{OH})_2] > 25\%$
- (7) Ou : $P_{eau} < 14 \%$ et $[\text{Ca}(\text{OH})_2] > 25\%$
- (8) Ou : $K_{gaz} < 300 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ et $[\text{Ca}(\text{OH})_2] > 25\%$
- (9) Ou : $K_{gaz} < 300 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$ et $[\text{Ca}(\text{OH})_2] > 25\%$ Ou : $K_{gaz} < 100 \cdot 10^{-18} \text{ m}^2$

D'autres guides donnent des spécifications sur des indicateurs non traités par l'AFGC. On citera notamment les recommandations CETMEF, donnant notamment les spécifications sur la résistivité du béton, pouvant compléter la liste AFGC voire y substituer :

	Classe de durabilité potentielle				
Indicateurs de durabilité	Très faible	Faible	Moyenne	Elevée	Très élevée
Porosité accessible à l'eau – P_{eau} (%)	> 16	14 à 16	12 à 14	9 à 12	6 à 9
Coefficient de diffusion des chlorures – D_{app} ($10^{-12} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$)	> 50	10 à 50	5 à 10	1 à 5	< 1
Résistivité électrique ($\Omega \cdot \text{m}$)	< 50	50 à 100	100 à 250	250 à 1000	> 1000

Figure 29 : Spécifications sur les indicateurs de durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures d'après le CETMEF (Source : COTITA)

Notons que ce tableau est défini uniquement en fonction de la catégorie d'ouvrage (Très faible : 30 ans à Très élevée : >120 ans)

2.2.4.3. SPECIFICATIONS VIS-A-VIS DE L'ALCALI-REACTION

Les spécifications performantielles vis-à-vis de l'alcali-réaction présentées ici sont proposées par l'AFGC et s'inspirent des Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction du LCPC. Cependant ces recommandations ont la vocation d'être préventives. Pour suivre la logique de la démarche, l'AFGC les a donc transformées pour les rendre prédictives (il s'agit de vérifier si une formulation est apte pour un niveau d'exigence donné, pas d'imposer l'utilisation d'un certain type de formulation, notamment de granulats).

Ci-contre sont donnés les niveaux de prévention du LCPC, en fonction du type d'environnement et du niveau d'exigence.

Dans ces spécifications, l'AFGC considère l'alcali-réaction comme un désordre potentiel uniquement lorsque le niveau de prévention (A, B ou C), est supérieur à B. Dans ce cas, le groupe de travail a donné l'organigramme d'utilisation des indicateurs spécifiques pour l'alcali-réaction (cf. 2.2.3.3.) suivant :

Type d'environnement → Durée de vie exigée / Niveau d'exigence ↓	1 (sec ou modérément humide)	2 (cycles d'humid.- séchage)	3 (immersion ou présence de sels)
de 5 à 50 ans			
Niveau 1	A	A	A
de 50 à 100 ans			
Niveau 2	A	B	B
> 120 ans			
Niveau 3	C	C	C

Figure 30 : Niveaux de prévention contre l'alcali-réaction (Source : LCPC)

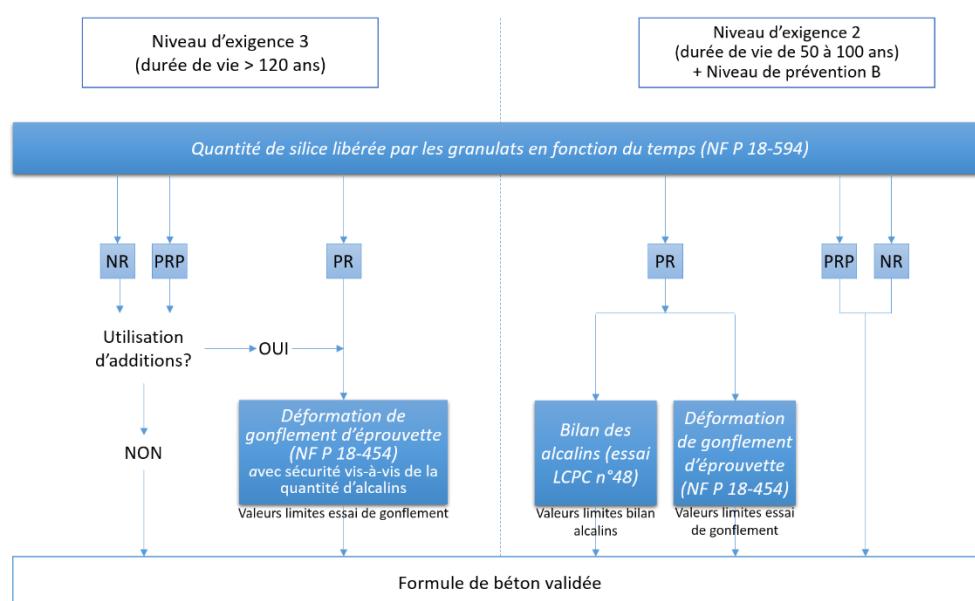


Figure 31 : Organigramme d'utilisation des indicateurs de durabilité spécifiques pour l'alcali-réaction (Source : AFGC)

« Sécurité vis-à-vis de la quantité d'alcalins » : on doit avoir une marge de 2 kg/m³ de dosage en alcalins par rapport au dosage limite selon la norme NF P 18-454.

La qualification des granulats, ou la quantité de silice libérée par les granulats en fonction du temps se fait d'après la norme NF P 18-594. Suite à cet essai, une différence est à noter entre un ouvrage de niveau d'exigence 3 (durée de vie > 120 ans) avec un niveau de prévention C et un ouvrage de niveau d'exigence 2 (durée de vie entre 50 et 100 ans) avec un niveau de prévention B, à savoir la prise en compte de l'utilisation d'additions dans la formule de béton. En effet, l'addition peut avoir à long terme un effet néfaste sur la réactivité dans le béton. Ainsi, des granulats NR ou PRP devront dans tous les cas être soumis à un essai de déformation de gonflement, dont les valeurs limites sont présentées ci-dessous et détaillées dans la norme NF P 18-454 :

Type de ciment	Teneur en alcalins
CEM I sans addition minérale	Déformation < 200 µm/m (0,02%) à 3 ou 5 mois (selon granulat)
Autres formules de béton	➤ Evolution déformation mois 3, 4 et 5 : (1) 2 mois sur 3 < 25 µm/m (2) Somme des 3 mois < 100 µm/m ET déformation < 200 µm/m (0,02%) à 5 mois OU ➤ Déformation < 300 µm/m à 12 mois

Figure 32 : Valeurs limites à l'essai de gonflement du béton vis-à-vis de l'alcali-réaction (Source : AFGC)

De même, pour le bilan des alcalins, les valeurs limites en fonction du type de ciment utilisé, détaillées dans les Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction (méthode LCPC n°48), et déjà présentées dans l'approche prescriptive (cf. 2.1.3.1.) sont rappelées ci-dessous et :

Type de ciment	Teneur en alcalins
CEM I, CEM II, CEM IV	$[Na_2O_{\text{eq}} \text{ actifs béton}] \text{ moyen} < 3 \text{ kg/m}^3 \text{ de béton}$ $[Na_2O_{\text{eq}} \text{ actifs béton}] \text{ max} < 3,3 \text{ kg/m}^3 \text{ de béton}$
CEM III/B	$[Na_2O_{\text{eq}} \text{ tot ciment}] \text{ moyen} < 1,1\% \text{ masse ciment}$
CEM III/C	$[Na_2O_{\text{eq}} \text{ tot ciment}] \text{ moyen} < 2\% \text{ masse ciment}$

Figure 33 : Valeurs limites pour le bilan en alcalin du béton vis-à-vis de l'alcali-réaction (Source : AFGC)

2.2.4.4. SPECIFICATIONS VIS-A-VIS DE LA REACTION SULFATIQUE INTERNE

Les types d'environnement et les niveaux d'exigences proposés pour les spécifications vis-à-vis de la RSI, issus des Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne sont résumés dans les tableaux ci-dessous :

Niveau de prévention			Classe d'exposition au risque de réaction sulfatique interne		
			XH1	XH2	XH3
			Sec ou peu humide	Alternance humidité-séchage	Contact durable avec l'eau, zone de marnage
Catégorie d'ouvrage	Catégorie I	- Eléments non porteurs dans les bâtiments - Ouvrages provisoires (ou facilement remplaçables) - Produits préfabriqués non structurels	As	As	As
	Catégorie II	- La plupart des ouvrages de génie civil	As	Bs	Cs
	Catégorie III	- Ouvrages avec risque de RSI inadmissible : centrales nucléaires, ponts exceptionnels, barrages, tunnels, ouvrages à grande durabilité	As	Cs	Ds

Figure 34 : Niveaux de prévention contre les risques liés à la RSI (Source : IFFSTAR)

Niveau de prévention	Spécifications*		
As	Tmax < 85 °C		
Bs	Tmax < 75 °C	OU	Tmax < 85°C ET une des conditions suivantes : - maintien au-delà de 75 °C < 4h ET alcalins béton < 3 kg/m3 - essai de performance LCPC n°66 satisfaisant vis-à-vis du couple formule de béton – température (T=85°C)
Cs	Tmax < 70 °C	OU	Tmax < 80°C ET une des conditions suivantes : - maintien au-delà de 70 °C < 4h ET alcalins béton < 3 kg/m3 - essai de performance LCPC n°66 satisfaisant vis-à-vis du couple formule de béton – température (T=80°C)
Ds	Tmax < 65 °C		Il est possible d'utiliser Tmax<75°C dans le cas où l'on respecte des conditions d'ordre prescriptives (cf. 2.1.3.2.)

Figure 35 : Spécifications contre les risques liés à la RSI (Source : IFFSTAR)

*Les spécifications sont prévues pour des bétons coulés en place. Le laboratoire IFSTTAR propose des spécifications mélangeant l'approche prescriptive (utilisation de ciment type ES par exemple) avec l'approche performantielle sur les valeurs limites d'indicateurs. Ici ne sont retranscrites que les spécifications ayant trait aux valeurs limites sur les indicateurs.

2.2.4.5. SPECIFICATIONS VIS-A-VIS DES CYCLES GEL/DEGEL

Les spécifications vis-à-vis des cycles gel/dégel en fonction des types d'environnement sont résumées dans le tableau ci-dessous :

	Zone de gel modéré	Zone de gel sévère
Salage peu fréquent	XF 1 Pas de spécifications propres au gel (se reporter au tableau corrosion – classe XC4)	XF3 (G) $L_{\text{bar}} \leq 250 \mu\text{m}$ $\Delta\epsilon \leq 400 \mu\text{m/m}$ $f^2/f_0^2 \geq 75\%$ $f_{c_{28}} \geq 30 \text{ MPa}$
Salage fréquent	XD3 (se reporter au tableau corrosion) XD3 + XF2 pour les éléments très exposés (teneur en air $\geq 4\%$)	XF4 (G+S) $L_{\text{bar}} \leq 200 \mu\text{m}$ $E_c \leq 600 \text{ g/m}^2$ $\Delta\epsilon \leq 400 \mu\text{m/m}$ $f^2/f_0^2 \geq 75\%$ $f_{c_{28}} \geq 35 \text{ MPa}$
Salage très fréquent	XF4 (G+S)	XF4 (G+S)

Figure 36 : Spécifications performantielles vis-à-vis des risques de gel/dégel (Source : AFGC)

Les notations G et G+S correspondent à des spécifications prescriptives sur le béton

2.2.4.6. SPECIFICATIONS VIS-A-VIS DE L'ABRASION

Même pour les agressions par abrasion, des méthodes performantielles sont développées pour qualifier la tenue des ouvrages, notamment par la Compagnie Nationale du Rhône :

Abrasion	Essais sur métaux anti-usure	Attaque sur éprouvette d'un jet d'eau chargé de sable - L'indice d'abrasion est donné en référence à l'empreinte équivalente sur le verre
Choc	Essais de tenue aux chocs	Mesure du volume d'une empreinte due aux chocs d'une boule métallique sur une éprouvette

Figure 37 : Essais performantiels pour qualifier la résistance à l'abrasion d'un béton (Source CNR)

A partir de ces essais, il a été défini des indices permettant la comparaison entre les matériaux :

- Abrasion :

$$I_a = \frac{V_{\text{empreinte d'une éprouvette soumise à un jet de sable humide sous un angle de } 45^\circ \text{ pendant } 1 \text{ h}}{V_{\text{empreinte d'une éprouvette de référence en verre}}}$$

Les bétons classiques ont un indice entre 2 et 3. Les bétons conçus spécialement peuvent atteindre des indices inférieurs à 1 (plus résistant que le verre).

- Choc :

$$I_a = V_{\text{empreinte en cm}^3 \text{ d'une éprouvette soumise 2700 fois à la chute d'une bille d'acier d'une hauteur d'un mètre}}$$

Les bétons classiques ont un indice entre 300 et 400. Les bétons conçus spécialement peuvent atteindre des indices inférieurs à 180.

Ces essais n'ont pour objet que de caractériser la résistance des matériaux. Toutefois, aucune spécification performantielle ni guide de recommandation n'a encore été validé par la communauté scientifique. Ces indices sont donc indicatifs.

2.2.5. MODELES PREDICTIFS ET TEMOINS DE LA DUREE DE VIE

A partir des indicateurs sélectionnés, il s'agit enfin de prévoir la durée de vie réelle de l'ouvrage à partir des essais et des valeurs des indicateurs sur le béton formulé. On parle de modèle de durée de vie.

Il est important de noter que parmi les ouvrages ayant utilisé l'approche performantielle, en raison notamment du nombre de mesures à réaliser pour confirmer les modèles à long terme, les retours d'expérience ne sont utilisables uniquement lorsque l'ouvrage est déjà en service depuis un certain temps. Peu de retours d'expérience exploitables sont donc disponibles.

Dans le cas du pont Vasco de Gama, le LERM a réalisé le modèle prédictif de la pénétration des chlorures dans les piles et les caissons au contact de l'eau de mer, notamment à partir de l'indicateur de diffusion des ions chlorures. Le seul et unique critère de durabilité du modèle sur cet ouvrage était (et est toujours) un taux inférieur à 0,4% de chlorures **libres** par rapport à la masse de ciment au niveau des armatures après 120 ans à partir de la mise en service. Dans la norme NF EN 206/CN, il est prescrit un taux inférieur à 0,4% de chlorures **totaux** par rapport à la masse de ciment⁸. Le modèle est donc conforme.

Ci-dessous est disponible une présentation du LERM donnant la représentation graphique du modèle de durabilité du pont Vasco de Gama. Il est à noter que le modèle prend en compte la présence éventuelle de fissures ou de difficultés de mise en œuvre, néanmoins il est clairement indiqué que la durabilité de 120 ans de l'ouvrage ne serait pas respectée dans l'un de ces 2 cas (cf. partie 8.1.2.).

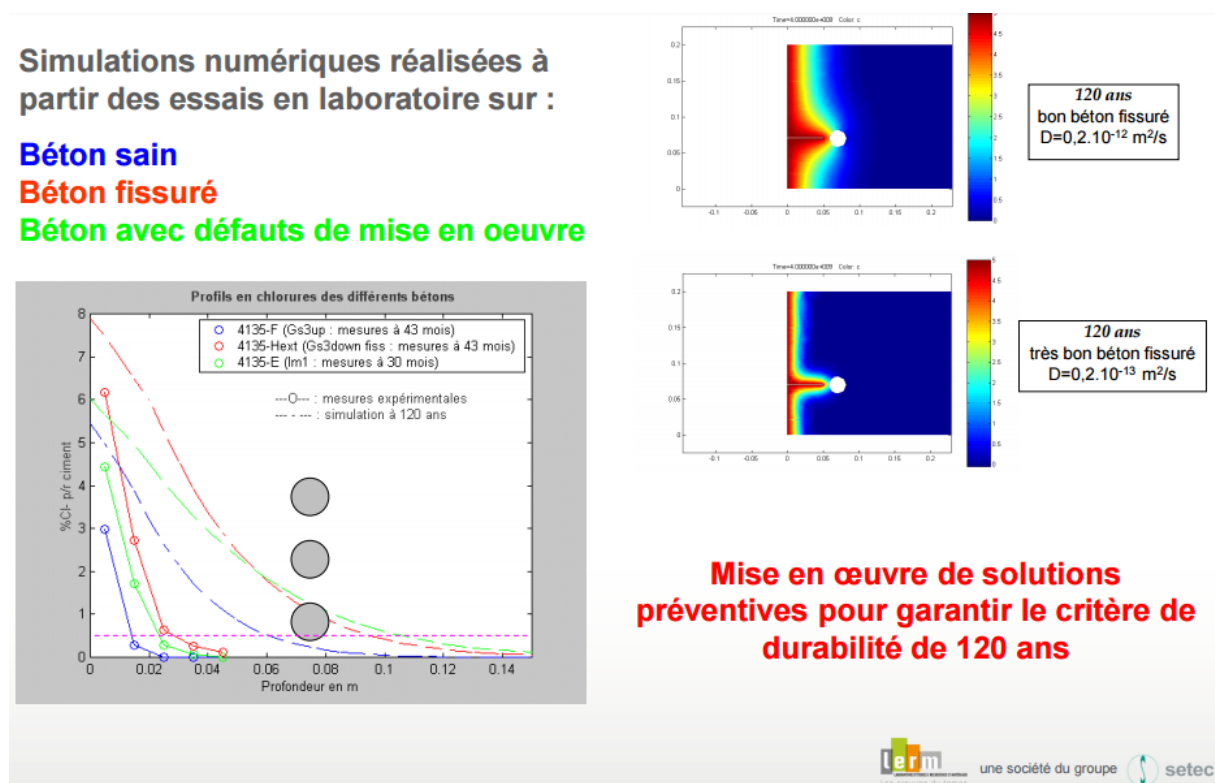


Figure 38 : Présentation du modèle prédictif sur la pénétration des chlorures dans le béton des piles du pont Vasco de Gama, LERM (Source : LERM, novembre 2013)

⁸ Le taux de 0,4% de la norme NF EN 206 est une prescription à respecter à la formulation. Ici le LERM vise un taux inférieur à 0,4% après 120 ans.

3. MAITRISE DES RISQUES DU MILIEU MARIN PAR LES DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

Les dispositions constructives, à savoir l'ouverture des fissures et les enrobages, sont très liées à la formulation du béton. On pourrait d'ailleurs imaginer que l'approche performantielle de formulation du béton puisse également permettre de définir ces dispositions constructives indépendamment de la norme NF EN 206/CN et de l'Eurocode 2, à l'image de la précision du modèle de durabilité du LERM et par une formulation « sur-mesure » du béton par cette approche. Cela permettrait une démarche globale, technique et économique, de la conception de l'ouvrage. Malheureusement, la réglementation actuelle, bien qu'elle se soit assouplie sur la formulation du béton, ne permet pas l'intégration des dispositions constructives à l'approche performantielle.

3.1. SEUILS D'OUVERTURE DES FISSURES

3.1.1. PRINCIPES DE LIMITATION DE L'OUVERTURE DES FISSURES

Les fissures représentent une zone de faiblesse pour la pénétration des agents agressifs à l'origine des désordres du béton. Dans le cas du modèle de durée de vie des piles du pont Vasco de Gama, réalisé par le LERM, on constate l'augmentation importante du coefficient de diffusion des chlorures dans ces zones de faiblesses. Cependant, le fonctionnement du béton armé est lié à l'apparition de fissures. On ne peut donc pas s'en affranchir.

On peut toutefois limiter leur apparition et diminuer leur taille par la conception structurelle de l'ouvrage et la formulation et la mise en œuvre du béton. La norme NF EN 206/CN et l'Eurocode 2 donnent des seuils maximums d'ouverture de fissures en fonction de l'environnement, i.e. de l'agressivité du milieu d'après les mêmes classes que celles utilisées dans l'approche prescriptive pour la formulation du béton. La réglementation ne tient néanmoins pas compte de la formulation et de la mise en œuvre du béton pour définir les seuils. Leur respect est assuré par le calcul béton armé de la structure, selon les formules analytiques de l'Eurocode 2. Elles mettent en avant que la diminution de l'ouverture des fissures est directement influencée par une augmentation de la quantité d'aciers et une réduction du centre de gravité des armatures. Ce centre de gravité est fonction du nombre de lits d'armatures (donc de la quantité d'aciers également), de leur espacement et de l'enrobage. Mais ce dernier devant être suffisant pour retarder l'arrivée des agents agressifs au niveau des armatures (cf. 3.2.), il faut tout de même s'assurer d'un enrobage minimal réglementaire.

3.1.2. VALEURS REGLEMENTAIRES ET DE RETOURS D'EXPERIENCE POUR L'OUVERTURE DES FISSURES

CALCUL REGLEMENTAIRE

Les seuils réglementaires pour l'ouverture des fissures sont résumés en un tableau de l'Eurocode 2 :

Classe d'exposition	Éléments en béton armé et éléments en béton précontraint sans armatures adhérentes	Éléments en béton précontraint avec armatures adhérentes
	Combinaison quasi-permanente de charges	Combinaison fréquente de charges
X0, XC1	0,40 ⁽²⁾	0,20 ⁽²⁾
XC2, XC3, XC4	0,30 ⁽³⁾	0,20 ⁽⁴⁾
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3, XD3 ⁽⁵⁾	0,20	Décompression ⁽⁶⁾

Figure 39 : Valeurs recommandées pour l'ouverture des fissures en mm d'après l'Annexe Nationale Française de l'Eurocode 2 (Tableau 7.1.) pour une durée de vie de 50 ans (Source : Eurocode 2)

Les classes d'exposition XC, XD et XS sont expliquées et détaillées dans la partie 2.1.1. (Les ouvrages maritimes sont généralement classés en XS2 ou XS3, ce qui implique une ouverture de fissure < 0,3 mm)

Dans le cas de l'utilisation d'acier inox, la valeur réglementaire d'ouverture maximale des fissures pour les classes X0 et XC1 est de 0,40. Pour toutes les autres classe, cette valeur est de 0,35 mm plutôt que 0,30 mm ou 0,20 mm pour l'acier classique.

3.2. ENROBAGE DES ARMATURES

Avant de donner les exigences réglementaires et les recommandations complémentaires pour le calcul des enrobages, voici quelques ordres de grandeur d'enrobages (pour des aciers classiques) en fonction des zones d'un ouvrage maritimes. Ces ordres de grandeur sont donnés à titre indicatif par le CETMEF :

- Parties immergées constamment : 50 mm
- Zones de marnages : 70 mm
- Zones soumises à l'abrasion ou aux chocs : 100 mm
- Parties enterrées : 70 mm à 90 mm

3.2.1. PRINCIPES DE RESPECT DES ENROBAGES

L'enrobage est le principal paramètre constructif qui détermine la période d'incubation (c'est-à-dire le temps de pénétration des agents agressifs jusqu'aux armatures) du béton armé. C'est donc un paramètre directement lié à la durée de vie exigée de l'ouvrage. Néanmoins, l'augmentation de l'enrobage a aussi l'effet d'augmenter l'ouverture des fissures à quantité d'armatures constante (cf. 3.1.1.).

Des enrobages trop faibles impliquent donc une épaisseur plus petite à traverser mais également une pénétration plus lente des agents agressifs. Des enrobages trop importants impliquent à l'inverse une épaisseur plus grande à traverser mais également une pénétration plus rapide des agents agressifs.

Les problèmes de fissuration auxquels risque de conduire, un enrobage nominal supérieur à 50 mm. Dans le cas d'environnement agressif, l'utilisation d'armatures inox peut permettre de conserver un enrobage inférieur à 50 mm, Eurocode 2.

L'enrobage est donc un paramètre à ajuster en fonction de la durée de vie exigée et de la quantité d'armatures. En pratique, la structure et la quantité d'armatures sont plutôt calculées en fonction des enrobages réglementaires. De même que pour l'ouverture des fissures, la norme NF EN 206/CN et l'Eurocode 2 donnent des enrobages minimums (ou optimaux) en fonction de l'environnement (cf. 3.1.2.), i.e. de l'agressivité du milieu

d'après les mêmes classes que celles utilisées dans l'approche prescriptive pour la formulation du béton. La réglementation ne tient néanmoins pas compte de la formulation et de la mise en œuvre du béton pour définir les seuils.

3.2.2. VALEURS RÉGLEMENTAIRES ET DE RETOURS D'EXPERIENCE POUR LES ENROBAGES

CALCUL RÉGLEMENTAIRE

Les épaisseurs d'enrobages réglementaires se calculent d'après la formule de l'Eurocode 2 :

$$C_{nom} = \max(C_{min,b}; C_{min,dur}; 10 \text{ mm}) - \Delta C_{dur,st} + \Delta C_{dev}$$

Avec $C_{min,b}$: l'enrobage minimal pour assurer l'adhérence des aciers dans le béton (non-dimensionnant)
 $C_{min,dur}$: l'enrobage minimal pour assurer la durabilité vis-à-vis des conditions environnementales (cf. le premier tableau ci-dessous)
 $\Delta C_{dur,st}$: réduction de l'enrobage, par exemple dans le cas de l'utilisation d'inox (cf. le deuxième tableau ci-dessous)
 ΔC_{dev} : marge de sécurité réglementaire de 10 mm (cette valeur peut être réduite à la liberté du concepteur dans certaines conditions de mise en œuvre du béton).

$C_{min, dur}$ mm	CLASSE D'EXPOSITION						
Classe liée à la structure	$XC0$	$XC1$	$XC2$ $XC3$	$XC4$	$XD1$ $XD2$	$XD3$ $XS2$	$XD3$ $XS3$
$S1$	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

Figure 40 : Valeurs réglementaires de $C_{min,dur}$ en mm en fonction de la classe d'exposition (XC, XD, XS) et de la classe structurale (S1 à S6) (Source : Eurocode 2)

Les classes d'exposition XC, XD et XS sont expliquées et détaillées dans la partie 2.1.1. (Les ouvrages maritimes sont généralement classés en XS2 ou XS3). Les classes structurales dépendent uniquement du type d'ouvrage (de courant, S1, à exceptionnel, S6).

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

Figure 41 : Possibilités de majoration ou de minoration du niveau d'exigence pour le calcul de l'enrobage⁹ (Source : Eurocode 2)

MAJORATION DES ENROBAGES SOUS CONTRAINTES PARTICULIERES

Les récentes mises à jour des Eurocodes permettent de prendre en compte certaines actions mécaniques sur le béton de surface et prescrivent des majorations d'enrobages.

ABRASION DU BETON

Dans le cas d'ouvrages maritimes en particulier, l'abrasion du béton (cf. 1.1.) peut être un facteur important de la dégradation du béton de surface. Il convient donc de majorer l'enrobage des valeurs prescrites par l'Eurocode 2 dans le tableau ci-contre.

PAREMENTS IRRÉGULIERS

La création de parements irréguliers en surface du béton doit faire l'objet d'une majoration de l'enrobage de 5 mm. C'est le cas pour des bétons à granulats apparents ou d'un béton strié par exemple

Classes d'abrasion		
Classes d'abrasion	Conditions	Valeurs des coefficients
XM1	Abrasion modérée : • frottements d'amarres ou de chaînes, • sédiments charriés par la houle.	$k_1 = 5 \text{ mm}$
XM2	Abrasion importante : • coques de navires pouvant glisser sur un front d'accostage.	$k_2 = 10 \text{ mm}$
XM3	Abrasion extrême : • godets de chargeurs de produits en vrac.	$k_3 = 15 \text{ mm}$

Figure 42 : Tableau des valeurs de majoration d'enrobage à appliquer en fonction de la classe d'abrasion de la partie d'ouvrage (Source : Cimbéton)

BETON COULE AU CONTACT DE SURFACES IRRÉGULIÈRES

⁹ Exemple : Dans le cas d'un ouvrage maritime de type exceptionnel d'une durée de vie exigée > 100 ans, le niveau d'exigence nécessaire est S6, quel que soit la classe de résistance du béton et la maîtrise de la qualité de production du béton (Durée d'utilisation > 100 ans : +2 ; Classe de résistance > C45/55 ou C70/85 : -1/-2 ; enrobage compact généralement pour des pièces préfabriquées uniquement : 0. Bilan final : +2 -1/-2 = 0).

Dans le cas d'un béton coulé au contact de surfaces irrégulières, i.e. au contact du sol, une majoration de k_1 pour des surfaces préparées (avec un béton de propreté par exemple) ou k_2 pour des surfaces non préparées doit être appliquée aux enrobages. L'Annexe Nationale Française donne $k_1 = 30$ mm et $k_2 = 65$ mm.

COMPARAISON AUX RECENTS RETOURS D'EXPERIENCE

De même que pour l'ouverture des fissures, les récents retours d'expérience ont montré que les concepteurs ont tendance à augmenter encore les enrobages réglementaires. En particulier sur l'extension du port de la Condamine à Monaco en 2002 (prévue pour une durée de vie de 100 ans, cf. 8.2.2.) les enrobages sont de 70 mm (au lieu de 65mm).

Bien que cela puisse poser un problème vis-à-vis de l'ouverture des fissures, l'augmentation des enrobages pour le port de la Condamine est néanmoins liée à des attaques externes au béton, telles que l'abrasion (cf. 1.1.), la lixiviation du béton de surface (cf. 1.2.1. et 1.2.2.) ou les agressions biologiques (cf.1.2.4.) dû à l'environnement marin mais qui n'est pas pris en compte dans les enrobages réglementaires des Eurocodes (à la date du projet, en 2002). De plus, cela permet de disposer d'une marge supplémentaire pour la période d'incubation (due à la pénétration des agents agressifs), quitte à augmenter, si nécessaire, la quantité d'armatures.

4. MAITRISE DES RISQUES DU MILIEU MARIN PAR LA MISE EN ŒUVRE DU BETON

L'étape de mise en œuvre du béton, si elle ne constitue pas une étape où l'on peut améliorer ses caractéristiques, peut malheureusement en devenir une où la qualité du béton sera potentiellement réduite. Au jeune âge, le béton est encore loin de posséder les caractéristiques mécaniques, physiques et chimiques prévues dans sa formulation. Il faut en général plusieurs semaines pour que les réactions d'hydratation du béton soient suffisamment avancées pour qu'il présente les caractéristiques prédites. Les ouvrages maritimes sont particulièrement sensibles à cette problématique puisqu'ils impliquent souvent la mise en contact rapide du béton avec l'eau de mer, parfois après quelques heures seulement. Des méthodes de protection ou de cure du béton lors de la mise en œuvre sont donc indispensables.

Peu d'éléments sont présentés sur les recommandations de mise en œuvre du béton, notamment car les méthodes de cure sont souvent très dépendant des contraintes de chantier et qu'il existe peu de règles communes. Quelques pistes sont proposées ci-après, mais ne sont parfois pas spécifiques aux ouvrages maritimes. Toutefois, d'après le Guide d'utilisation du béton en site maritime du CETMEF, quelques mesures existent pour éviter les risques d'alcali-réaction ou de RSI qui pourraient être induit par une mauvaise maîtrise du béton au jeune âge.

4.1. RISQUES LIES AU MURISSEMENT DU BETON

Le béton au jeune âge nécessite plusieurs jours, voire plusieurs semaines, pour acquérir ses caractéristiques finales. Cette période critique pendant laquelle on va réaliser la cure du béton, souvent évaluée à 28 jours, dépend de la cinétique d'hydratation du béton, donc majoritairement du ciment et des additions choisies. Globalement on peut résumer ici que le béton sera mûre lorsqu'il aura atteint sa résistance mécanique finale et sa porosité finale. Entre temps, certains risques sont à maîtriser.

Avant d'atteindre sa porosité prévue, un béton, quelle que soit la rapidité de la réaction d'hydratation, est très poreux au jeune âge. Ainsi, c'est une période où les agents agressifs, en particulier le CO_2 et les chlorures de l'eau

de mer, peuvent pénétrer beaucoup plus aisément. On peut donc se retrouver avec un béton déjà totalement contaminé à 28 jours. Il est donc indispensable de prévoir une méthode pour étanchéifier le béton, le temps qu'il atteigne la porosité prévue.

L'autre risque à maîtriser est lié à la cinétique de la réaction d'hydratation du béton. Celle-ci étant exothermique, elle peut entraîner la fissuration du béton notamment par des phénomènes de traction et compression liés à la dilatation du béton durci et par un apport insuffisant en eau pour permettre à la réaction de se produire de manière homogène. Un béton fissuré peut ensuite rapidement perdre ses caractéristiques de durabilité. Il est donc important de contrôler la réaction avec le principe que plus celle-ci est rapide, plus elle sera susceptible de fissurer le béton.

4.2. RECOMMANDATIONS GENERALES SUR LA MISE EN ŒUVRE DU BETON

Les éléments donnés ici sont très succincts car il existe peu de sources donnant des recommandations sur la mise en œuvre du béton armé. Cela traduit le fait que la pratique appartient aujourd'hui aux entreprises qui possèdent chacune leurs méthodes qu'elles partagent difficilement.

Comme pour tous les ouvrages en béton, les recommandations sur la mise en œuvre concernent notamment le temps de malaxage (objectif d'un mélange homogène), le temps et l'intensité de vibration (objectif d'assurer la compacité tout en évitant la ségrégation des granulats) et les épaisseurs de coulage (généralement autour de 50 cm), les méthodes de coffrage et la cure. Ces paramètres dépendent totalement du ciment, des additions mais aussi des adjuvants choisis. On remarquera à propos que les ouvrages maritimes nécessitant souvent le coulage de pièces volumineuses et complexes, l'ouvrabilité, c'est-à-dire la facilité de mise en œuvre du béton, est un paramètre essentiel à contrôler.

QUELQUES METHODES SUR LE COFFRAGE

En ce qui concerne le coffrage, on peut citer les méthodes permettant de refroidir le béton lors de la réaction d'hydratation (éviter les risques de RSI) ou pour améliorer les caractéristiques du béton d'enrobage. Dans cette catégorie, on citera en particulier l'utilisation d'un textile de coffrage ZEMDRAIN^{®10} qui, par un effet de drain, va chasser rapidement l'eau en surface du béton pour empêchant tout bullage et amenant à une porosité quasi nulle sur. A l'inverse, les coffrages conventionnels ont souvent l'effet inverse en apportant un trop plein d'eau en surface.

¹⁰ Produit de la société EGCO notamment utilisé sur des ouvrages récents comme plusieurs tunnel des projet Stuttgart 21 et Stuttgart – Ulm dans l'optique d'assurer des durabilités de 100 ans. Voir le site : <http://www.egco.info/egco/produkte/schalungstechnik/schalungsbahn-zemdrain.php> proposant des brochures en français notamment.

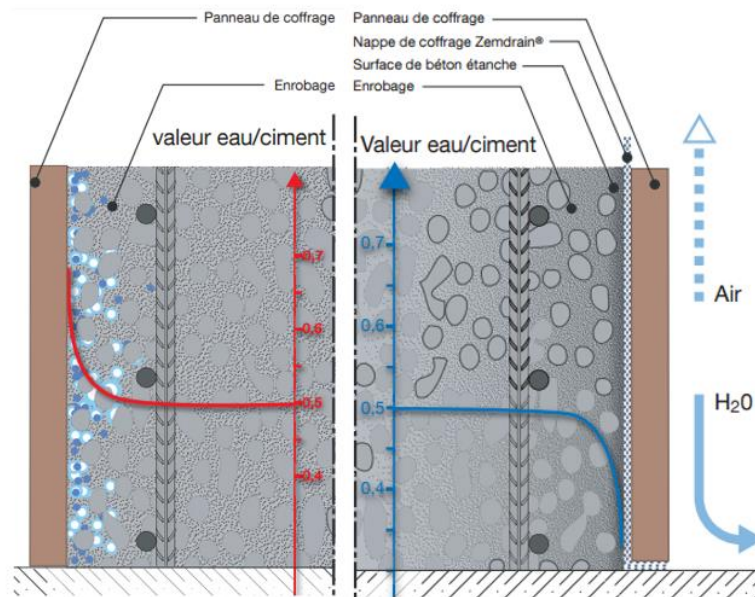


Figure 43 : Effet du textile de coffrage drainant sur l'imperméabilité du béton de surface (Source : EGCO)

A droite, la solution sans textile drainant. A gauche, la solution avec textile drainant

Cette opération a un effet sur la teneur qui augmente sur les parements sur une épaisseur de 20 mm. L'effet semble très intéressant sur la plupart des pathologies du béton. Par exemple, des études ont montré que pour un béton présentant un coefficient de base de diffusion des chlorures de $11 * 10^{-12} m^2/s$, cette valeur passe à $5 * 10^{-12} m^2/s$ après mise en place de ce textile de coffrage. Attention, nous sommes tout de même encore loin du seuil recommandé par l'AFGC, de $1 * 10^{-12} m^2/s$. L'intérêt n'est donc pas entièrement confirmé. Cette technologie a déjà été utilisée sur plusieurs types d'ouvrages en particulier marins, tels que des jetées ou des murs de refoulement.



Figure 44 : Photo d'un béton coffré avec un textile drainant (Source : EGCO)

Le parement présente des caractéristiques de perméabilité quasi nulle sur 20 mm.

QUELQUES METHODES SUR LA CURE

En ce qui concerne la cure, il n'existe pas réellement de norme pour déterminer le type de méthode à utiliser. Dans notre cas, on citera 2 principes : la cure humide, qui consiste à conserver une humidité relative importante (> 80%) en surface du béton, et la cure étanche, afin d'empêcher la pénétration pendant la prise du béton. La durée de cure dépend elle aussi du ciment et du temps de prise. Globalement, il est conseillé par le CSTC, pour les bétons utilisés en dehors des classes d'exposition X0 et XC1, de prévoir une durée de cure correspondant au moins au temps nécessaire pour que la résistance à la surface du béton atteigne 50 % de la résistance en compression finale.

Un autre aspect à ne pas négliger pendant la mise en œuvre du béton est le respect des enrobages. Tous les modèles de durabilité qui auront été réalisés pour le béton n'auront plus de sens si l'enrobage prévu n'est pas celui constaté sur l'ouvrage terminé. On citera ici l'exemple du pont Vasco de Gama dont la cage d'armatures s'est déplacé de plusieurs cm à certains endroits, malgré que l'ouvrage ait été conçu par l'approche performantielle.

4.3. METHODES SPECIQUES POUR LIMITER LES RISQUES DE REACTIONS INTERNES

La survenance des désordres internes du béton, à savoir l'alcali-réaction et la réaction sulfatique interne, est souvent liée à des défauts de mise en œuvre du béton. En effet, d'une part ces réactions dépendent fortement des composants utilisés dans la formulation, et d'autre part, elles sont souvent symptomatiques d'une pénétration importante d'eau. Des guides de recommandations français ou étrangers donnent donc des indications sur les méthodes pour limiter ces risques.

METHODES POUR LIMITER LE RISQUE D'ALCALI-REACTION

Le site Techni.ch propose des principes concrets, qui s'appliquent à tous les types d'ouvrages en contact constant avec l'eau :

- Empêcher l'arrivée d'humidité grâce à un drainage ou à des systèmes d'étanchéité. Pour cela, on citera la cure étanche, déjà évoquée plus haut pour imperméabiliser le béton tant que celui-ci est trop poreux.
- Dimensionner de façon à ce que les éventuelles fissures soient réparties favorablement.

METHODES POUR LIMITER LE RISQUE DE REACTION SULFATIQUE INTERNE

Les recommandations utilisées dans cette partie sont principalement celles données par l'IFFSTAR Limiter les contacts avec l'eau dans Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne. Le principe de maîtrise du risque de RSI à la mise en œuvre du béton repose sur la limitation de l'élévation de température liée à l'hydratation. Rappelons d'abord que la meilleure méthode pour maîtriser ce risque et de limiter l'épaisseur des pièces de béton (on parle généralement du seuil de 1 m d'épaisseur). Toutefois, il existe d'autres techniques pour réduire la température de prise :

- Gâcher le béton avec de l'eau froide en remplaçant même une partie de l'eau par de la glace
- Refroidir les granulats avant gâchage en évitant de les placer au soleil voire en pulvérisant de l'eau sur les plus petits.

5. MAITRISE DES RISQUES DU MILIEU MARIN PAR LA PROTECTION ET L'ENTRETIEN DE LA STRUCTURE EN PLACE

Quelle que soient les exigences mises à la réalisation de l'ouvrage, les phénomènes de dégradation du béton auront toujours lieu. En prenant l'exemple de la corrosion des armatures, les méthodes de formulation auront permis, en tenant d'une bonne mise en œuvre, de prédire une la période d'incubation avant l'amorçage de la corrosion. Le risque de désordre existe donc toujours est sa maîtrise passe par un suivi et des méthodes de protection ou de réparation.

5.1. SUIVI DE L'OUVRAGE

Outre les méthodes visuelles, la connaissance des caractéristiques du béton a permis d'évaluer l'état à l'intérieur du béton, et en particulier des armatures, à partir de plusieurs mesures non destructives. Les mesures présentées ci-dessous sont reprises du rapport Corrosion des armatures : intérêt des inhibiteurs de corrosion et méthodologie pour le suivi durant la vie de l'ouvrage, de Jonathan Mai-Nhu (CERIB), toutefois, d'autres méthodes existent :

LES MESURES DE POTENTIEL D'ELECTRODE

La technique consiste à mesurer le potentiel de corrosion de l'acier par rapport à une électrode de référence. Plus ce potentiel est négatif, plus le risque est important (cf. tableau ci-dessous). Lorsqu'un réseau important d'armatures est à mesurer, les résultats peuvent se présenter sous la forme d'une cartographie de potentiels. Toutefois, cette mesure identifie l'état de corrosion sans donner d'indications sur la vitesse.

Cuivre/sulfate de cuivre Cu/CuSO ₄	Argent/Chlorure d'argent Ag/AgCl	Électrode normale à hydrogène	Électrode au calomel saturé en KCl	Probabilité de corrosion des armatures
> - 200 mV	> - 100 mV	+ 120 mV	> - 80 mV	Faible (< 10 % de risque de corrosion)
- 200 à - 350 mV	- 100 à - 250 mV	+120 à - 30 mV	- 80 à - 230 mV	Niveau de risque de corrosion intermédiaire
< - 350 mV	< - 250 mV	- 30 mV	< - 230 mV	Élevée (> 90 % de risque de corrosion)
< - 500 mV	< - 400 mV	< - 180 mV	< - 380 mV	Corrosion sévère

Figure 45 : Risque de corrosion en fonction du potentiel mesuré aux armatures pour différents types d'électrodes selon la norme américaine ASTM C876 (Source : CERIB)

LES MESURES DE RESISTIVITE

La technique de mesure de la résistivité consiste à appliquer un courant I entre deux électrodes (cf. schéma ci-dessous : les 2 électrodes extérieures) et à mesurer le potentiel U entre les deux autres électrodes (les électrodes intérieures). Le rapport U/I permet d'obtenir la résistance R du matériau, puis sa résistivité. Un béton dont la résistivité électrique est élevée présentera un faible risque de corrosion comparé à un béton dont la résistivité électrique est faible et dans lequel le courant peut aisément circuler entre les surfaces anodiques et cathodiques.

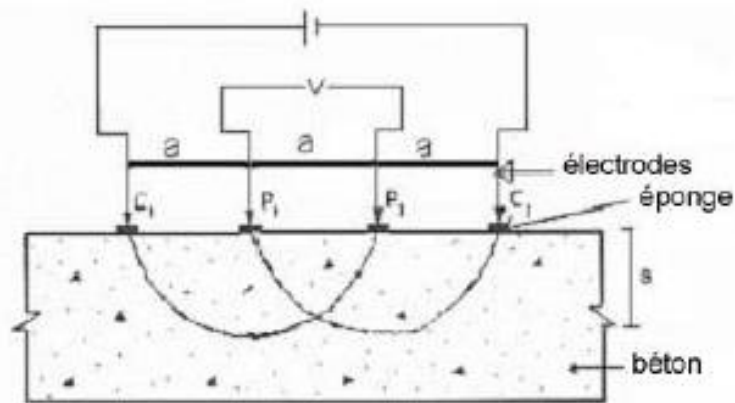


Figure 46 : Méthode de mesure de la résistivité 4 pointes (Source : CERIB)

5.2. PRINCIPES DE PROTECTION ET DE REPARATION DES OUVRAGES EN BETON ARME

Des textes réglementaires traitent des méthodes de protection et de réparation du béton. En particulier, la norme NF EN 1504 répartit les méthodes de protection et de réparation en 2 catégories, l'entretien des défauts du béton et la protection des armatures, regroupant 11 principes.

Il va de soi que l'un des principaux facteurs pour obtenir un béton armé protégé est ***la qualité du béton lui-même : augmentation réfléchie des enrobages et amélioration de la compacité du béton pour limiter les échanges avec le milieu extérieur, LERM.***

A chaque origine de désordre du béton identifiée en première partie du rapport sont associés ci-dessous les principes de protection et de réparation ainsi que les méthodes plus concrètes. Ces associations sont réalisées à partir de la documentation de laboratoires publics, en particulier le CETMEF, et d'entreprises privées, notamment SIKA. Les méthodes de protection et de réparation réglementaires en fonction des désordres observés sont disponibles en détail dans la norme NF EN 1504.

Type de dégradation		Désordres	Méthodes de protection		Méthodes de réparation	
			Principe(s) d'après la norme NF EN 1504	Méthodes	Principe(s) d'après la norme NF EN 1504	Méthodes
Actions mécaniques	Chargements prévus ou non en conception, courants ou exceptionnels (séismes)	Fissuration	La fissuration du béton sous n'importe quel chargement est inévitable. Elle peut être limitée en phase de conception		- 1 : Protection contre toute pénétration - 3 : Restauration du béton - 4 : Renforcement structural	Colmatage des fissures, transformation des fissures en joints, injection ou colmatage dans les fissures. Application manuelle, projection ou coulage d'un nouveau béton ou mortier, remplacement d'éléments. Ajout ou remplacement d'armatures, collage de plaque de renforcement, ajout de précontrainte.
	Abrasion/Choc	Eclatement	- 4 : Renforcement structural - 5 : Augmentation de la résistance physique	Ravêtement, imprégnation du béton ou ajout de mortier	- 3 : Restauration du béton - 4 : Renforcement structural	
Actions de l'environnement	Réaction des constituants du ciment avec l'eau de mer sur la surface du béton	Lixiviation et Eclatement	- 1 : Protection contre toute pénétration - 2 : Contrôle du taux d'humidité	Ravêtement, imprégnation du béton ou ajout de mortier	- 3 : Restauration du béton	Application manuelle, projection ou coulage d'un nouveau béton ou mortier
	Cristallisation des sels dissous	Eclatement				
	Cycles gel/dégel	Fissuration et Ecaillage	- 1 : Protection contre toute pénétration - 2 : Contrôle du taux d'humidité - 5 : Augmentation de la résistance physique	Imprégnation hydrophobe, revêtement, ajout de mortier ou de béton	- 3 : Restauration du béton - 5 : Augmentation de la résistance physique	Ajout de mortier ou de béton, revêtement à base de ciment
	Agression biologique		- 1 : Protection contre toute pénétration - 2 : Contrôle du taux d'humidité - 6 : Résistance aux produits chimiques	Revêtement réactif ou imprégnation du béton, ajout de mortier ou de béton	- 3 : Restauration du béton - 6 : Résistance aux produits chimiques	Projection ou coulage d'un nouveau mortier ou béton. Revêtement à base de ciment
Réactions internes au béton	Alcali-réaction	Eclatement	- 1 : Protection contre toute pénétration - 2 : Contrôle du taux d'humidité	Imprégnation hydrophobe, revêtement (élastique ou non), application de membrane	- 3 : Restauration du béton	Application manuelle, projection ou coulage d'un nouveau béton ou mortier
	Réaction sulfatique interne	Eclatement				
Dégradation des aciers	Carbonatation du béton	Corrosion des aciers Eclatement	- 1 : Protection contre toute pénétration - 2 : Contrôle du taux d'humidité - 7 : Préservation ou restauration de la passivité - 8 : Augmentation de la résistivité	Revêtement du béton, imprégnation (hydrophobe ou autre). Traitement électrochimique. Ré-alcalisation (électrochimique ou par diffusion) du béton carbonaté, extraction électrochimique des chlorures. Application d'un potentiel électrotrique (par courant galvanique ou imposé). Application d'inhibiteur de corrosion dans ou sur le béton ou sur les armatures.	- 3 : Restauration du béton - 4 : Renforcement structural - 7 : Préservation ou restauration de la passivité - 10 : Protection cathodique	Application manuelle, projection ou coulage d'un nouveau béton ou mortier, remplacement d'éléments. Ajout d'armatures, collage de plaque de renforcement Remplacement du béton contaminé (chlorures, carbonatation).
	Pénétration des chlorures		- 9 : Contrôle cathodique - 10 : Protection cathodique - 11 : Contrôle des zones anodiques			

Figure 47 : Principes de réparation et de protection du béton d'après la norme NF EN 1504 et les recommandations du CETMEF, du STRRES et de l'entreprise spécialisée SIKA

Les parties suivantes traitent directement des méthodes de protection et de réparation applicables aux ouvrages maritimes et à leurs principales dégradations.

5.3. METHODES DE PROTECTION ET DE REPARATION CONTRE LES DESORDRES DU BETON ARME

Dans cette partie sont traités les désordres liés aux désordres du béton, en particulier l'alcali-réaction, l'action des cycles gel/dégel et la fissuration. Pour la plupart des méthodes présentées, seul un aperçu est donné. Pour plus de précisions, il est conseillé de se référer au guide du CETMEF : Réparation des bétons altérés (2011).

5.3.1. INJECTION OU CALFEUTREMENT DES FISSURES

L'injection des fissures est une méthode générale à tous les ouvrages en béton armé, dont l'apparition de fissures est liée à son fonctionnement. L'injection peut se faire avec du mortier, du béton ou des résines et peut être réalisée à très court terme étant donné que les fissures apparaissent rapidement.

Cette opération est souvent réalisée pour un aspect purement esthétique. Dans le cas des ouvrages maritimes les fissures sont cependant un accès privilégié pour les chlorures ou le CO₂ (à l'origine de la carbonatation). Ainsi, notamment dans le cas de l'élaboration de modèles prédictifs pour les ouvrages à grande durée de vie, afin de garder une modélisation viable, il est parfois nécessaire de procéder à l'injection des fissures toute au long de la vie de l'ouvrage.

5.3.2. REVETEMENT

Les revêtements de surface sont des matériaux conçus pour améliorer la surface du béton, afin d'augmenter la résistance ou l'étanchéité face aux agents agressifs externes. Cela permet également de colmater les fissures de surface avec un revêtement élastique étanche et résistant à la carbonatation. Ce système peut supporter les mouvements thermiques et dynamiques dans les structures soumises à d'importantes amplitudes thermiques, à des vibrations ou dans les cas où les joints sont inadaptés ou insuffisants.

5.3.3. IMPREGNATION

A la différence d'un revêtement, une imprégnation va protéger le béton en pénétrant dans les pores sur une épaisseur plus ou moins importante. Néanmoins, on peut toujours différencier 2 types d'imprégnations.

5.3.3.1. IMPREGNATION HYDROPHOBE

Une imprégnation hydrophobe est un traitement du béton qui modifie ses propriétés de surface. Les pores et les capillaires ne sont pas remplis, mais seulement fermés par un film hydrophobe. Le principe est de réduire la tension de surface de l'eau et d'empêcher son passage dans les pores.

5.3.3.2. IMPREGNATION DE RENFORCEMENT

Une imprégnation de renforcement est un traitement du béton qui réduit la porosité et renforce la surface. Les pores et capillaires sont donc partiellement ou totalement remplis. Le principe de ce type de traitement consiste généralement en un film mince discontinu de 10 à 100 microns d'épaisseur. Il bloque les pores contre toute pénétration d'agents agressifs.

5.3.4. NETTOYAGE ET TRAITEMENT DES ARMATURES PAR METHODE DESTRUCTIVE

Lorsque la corrosion a été initiée, la méthode de réparation la plus commune est le nettoyage des armatures et le retrait du béton contaminé ou endommagé, qui sera remplacé par un mortier ou un béton spécialement formulé. Il est important de procéder à un enlèvement de l'ensemble du béton contaminé (donc à identifier au préalable). En effet, même lorsqu'un béton armé est bien nettoyé des zones toujours contaminées ou moins bien traitées perdurent à côté des zones bien traitées et le phénomène de pile électrochimique s'intensifie en ces

zones non traitées, donc la corrosion y est accélérée. Ainsi, souvent quelques années après ce type de réparations on constate une reprise parfois plus intense de la corrosion dans ou aux abords de ces zones traitées.

Phases de réalisation :

1. Enlèvement du béton dégradé. L'attention est portée sur la sensibilité de la microfissuration lors de cette opération.
2. Nettoyage des armatures (l'élimination de l'oxydation peut se faire par brossage métallique, repiquage, sablage ou grenaillage) et éventuellement application d'un passivant ou inhibiteur de corrosion sur les armatures directement
3. Reconstitution du béton avec :
 - Un liant hydraulique classique ou modifié par polymères (LHM). Cette méthode est néanmoins inadaptée sous l'eau.
 - Une résine synthétique. Néanmoins ces résines ont un effet passivant bien moindre. En revanche, leur porosité est quasiment nulle (de plus la surface de l'acier peut avoir été traitée par un passivant).

5.3.5. PROTECTION ET ENTRETIEN PAR PROCEDE ELECTROCHIMIQUE

Les méthodes destructives de nettoyage et traitement des armatures ne sont pas toujours une solution envisageable, d'un point de vue économique mais aussi technique. En particulier dans les ouvrages maritimes, les travaux de réparation des armatures par destruction et reconstitution du béton sont souvent très problématiques. Avant d'en arriver à cette solution extrême, il existe néanmoins d'autres méthodes conservatives de protection ou, dans le cadre d'un suivi attentif de l'ouvrage, d'entretien des armatures par procédé électrochimique.

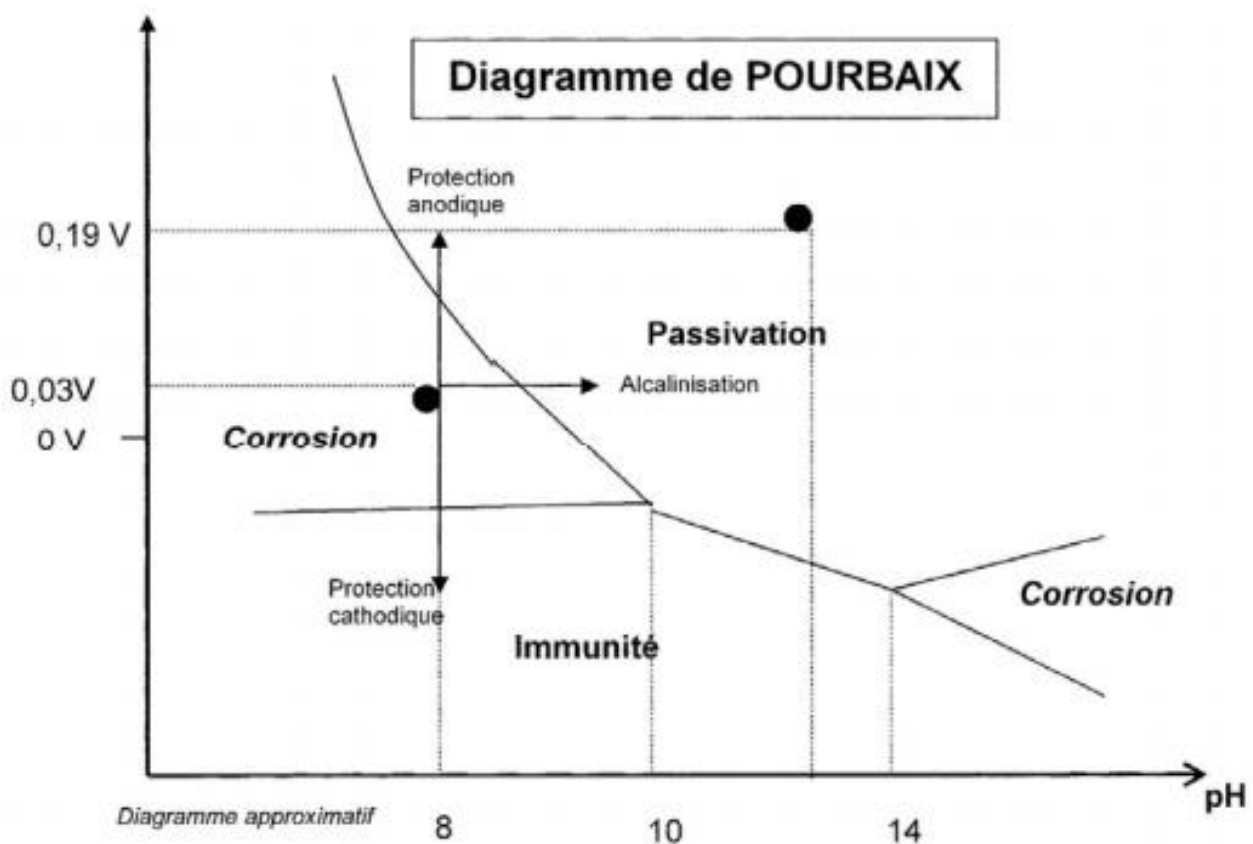


Figure 48 : Diagramme potentiel-pH de l'acier (à 25°C, réalisé par analogie avec le diagramme du fer à $[Fe^{2+}] = 10^{-6}$ mol/L) : zones de passivité, de corrosion ou d'immunité (Source : CERIB)

Le tableau ci-dessus est repris de la partie 1.4.1. Il résume les différentes méthodes de protection électrochimique pour protéger les aciers. Ainsi, on peut réaliser :

- Une protection cathodique (diminution du potentiel de l'armature jusqu'à l'immunité) : par courant galvanique ou imposé
- Une protection anodique (augmentation du potentiel à l'armature jusqu'à la passivité) : par déchloruration (ou extraction électrochimique des chlorures) ou par inhibiteur de corrosion.
- Une alcalinisation (rehaussement du pH au niveau des armatures) : par ré-alcalinisation des aciers ou par déchloruration.

A noter que protection cathodique par courant galvanique ou imposé, déchloruration et réalcalinisation s'effectuent par application d'un courant galvanique ou imposé.

5.3.5.1. RE-ALCALINISATION

La ré-alcalinisation est une mesure préventive ou curative temporaire, à utiliser pour réhabiliter un béton carbonaté. Pour mémoire, la carbonatation du béton (i.e. la réaction du CO_2 pénétrant par la porosité du béton avec la portlandite du ciment, cf. 1.4.2.) a pour effet la diminution du pH et la dépassivation des armatures. L'objectif de la ré-alcalinisation est donc le rehaussement du pH pour recréer cette couche passive sur les aciers.

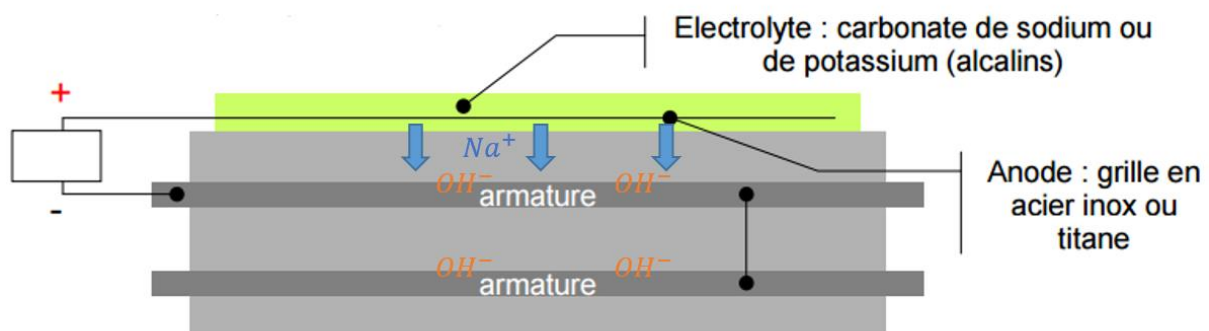


Figure 49 : Principe de ré-alcalinisation des aciers par courant imposé (Source : COTITA)

La méthode est la création d'un courant entre les armatures et une anode (en métal plus noble dans le cas d'un courant imposé, ou en métal moins noble dans le cas d'une anode galvanique) noyée dans un électrolyte composé d'alcalins en surface du béton. La pile ainsi créée va faire migrer les alcalins (par exemple Na^+ ou K^+) dans le béton vers les armatures où des ions hydroxydes OH^- seront libérés. Cette libération est à l'origine de l'augmentation du pH.

Comme pour toutes les opérations électrochimiques sur les armatures, il est nécessaire de prévoir une connexion entre l'anode et les aciers dans le béton.

A noter que cette méthode est peu efficace avec des bétons très compacts ou d'enrobage importants étant donné que la réaction nécessite la pénétration des alcalins jusqu'aux armatures. Cette remarque est aussi valable dans le cas de la combinaison avec une pénétration de chlorures qui bouchent les pores du béton. De plus, l'attention est portée sur deux effets secondaires de la réaction : d'une part l'apport d'alcalins dans le béton peut favoriser l'alcali-réaction, il est donc nécessaire de s'assurer de la non-réactivité des granulats (à prévoir dès la formulation du béton). D'autre part, le courant de polarisation des armatures crée également de l'hydrogène H_2 qui peut, en quantité suffisante, nettement fragiliser les armatures (en particulier dans le cas de la précontrainte).

5.3.5.2. EXTRACTION ELECTROCHIMIQUE DES CHLORURES

L'extraction électrochimique des chlorures, ou déchloruration, est une mesure préventive ou curative temporaire, à utiliser pour réhabiliter un béton infiltré par les chlorures. Pour mémoire, la pénétration des chlorures au niveau des armatures a un effet à partir d'une certaine concentration (réglementairement : 0,4% de la masse de ciment) par modification puis dissolution de la couche passive (composée de $\text{Fe}(\text{OH})_2$) entraînant la diminution du pH (cf. 1.4.3.). L'objectif de la déchloruration est donc l'extraction des chlorures et l'augmentation du pH.

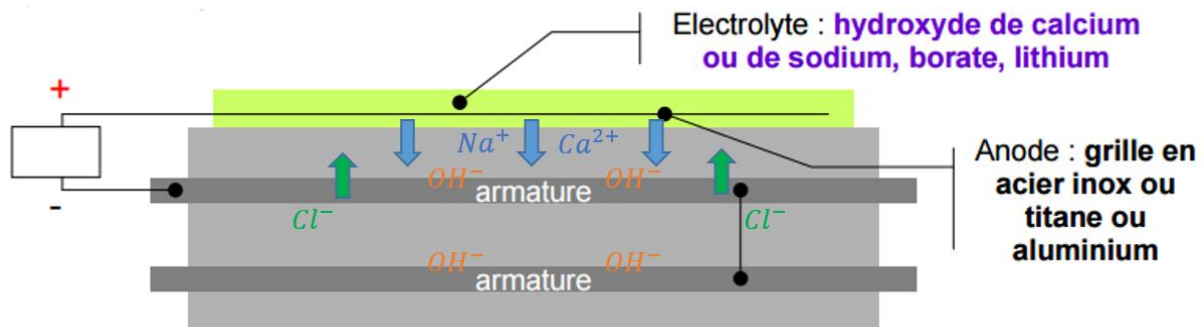


Figure 50 : Principe de déchloruration des aciers par courant imposé (Source : COTITA)

La méthode est la création d'un courant entre les armatures et une anode (en métal plus noble dans le cas d'un courant imposé, ou en métal moins noble dans le cas d'une anode galvanique) noyée dans un électrolyte composé d'alcalins en surface du béton. La pile ainsi créée va faire migrer les alcalins (par exemple Na^+ et Ca^{2+}) dans le béton vers les armatures ou des ions hydroxydes OH^- seront libérés. Cette libération est à l'origine de l'augmentation du pH. De plus, la différence de potentiel imposée entraîne la migration des ions chlorures Cl^- vers l'anode à travers l'enrobage.

Comme pour toutes les opérations électrochimiques sur les armatures, il est nécessaire de prévoir une connexion entre l'anode et les aciers dans le béton.

A noter que cette méthode est peu efficace avec des bétons très compacts ou d'enrobage importants étant donné que la réaction nécessite la pénétration des alcalins jusqu'aux armatures. De même, la méthode est paradoxalement moins efficace lorsque la quantité de chlorures est trop importante car ils bouchent les pores par lesquels s'infiltrent les alcalins. De plus, l'attention est portée sur deux effets secondaires de la réaction : d'une part l'apport d'alcalins dans le béton peut favoriser l'alcali-réaction, il est donc nécessaire de s'assurer de la non-réactivité des granulats (à prévoir dès la formulation du béton). D'autre part, le courant de polarisation des armatures crée également de l'hydrogène H_2 qui peut, en quantité suffisante, nettement fragiliser les armatures (en particulier dans le cas de la précontrainte).

5.3.5.3. PROTECTION CATHODIQUE PAR COURANT GALVANIQUE OU IMPOSE

La protection cathodique par courant galvanique ou imposé est une mesure préventive (même si elle peut être appliquée après une certaine durée de vie de l'ouvrage) permanente. Indépendamment des causes de la corrosion des armatures, l'objectif est de l'arrêter abaissant le potentiel électrochimique de l'ensemble des armatures pour empêcher la création de zone anodique et cathodiques sur les aciers et ainsi annuler les courants de corrosion. Elle est réglementée dans la norme NF EN 12696 pour les bétons armés.

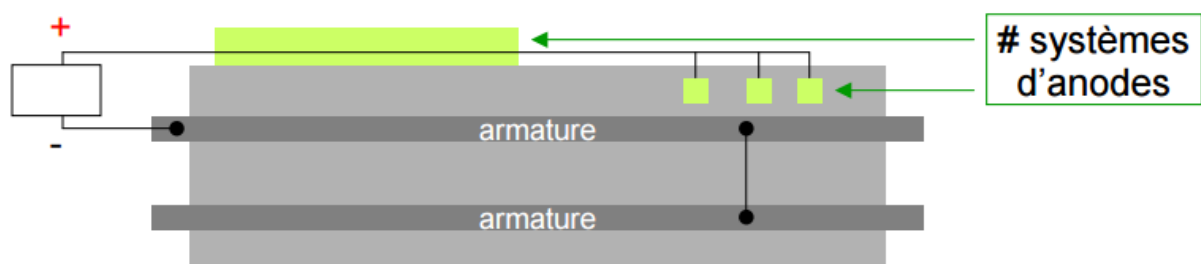


Figure 51 : Principe de protection cathodique par courant imposé (Source : COTITA)

La méthode est la création d'un courant entre les armatures et une anode qui peut être placée en parement ou directement dans le béton. Dans le premier cas, l'électrolyte qui entoure l'anode peut avoir des caractéristiques spécifiques, tandis que dans le deuxième cas, le béton lui-même joue le rôle de l'électrolyte en contact direct avec l'anode. Etant donné le principe de prévention ou d'inhibition du processus de corrosion, l'utilisation du béton comme électrolyte est tout à fait convenable.

On peut différencier protection et prévention cathodique par une nuance d'objectif, à savoir empêcher l'apparition de (nouveaux) site(s) de corrosion dans le cas de la prévention ou arrêter la corrosion dans les sites déjà actifs dans le cas de la protection. Du point de vue de la mise en œuvre, la différence réside dans le courant à appliquer pour remplir efficacement l'objectif :

Objectif	Description	Densité de courant (mA/m ²)	Type de protection cathodique
Prévention cathodique	Empêcher l'apparition de nouveaux sites de corrosion	0,2 à 2	Protection cathodique : - Par courant imposé - Par courant galvanique
Protection cathodique	Arrêter la corrosion déjà active	2 à 20	Protection cathodique : - Par courant imposé

Figure 52 : Niveaux de protection et prescriptions de la densité de courant à appliquer et du type de protection à adopter d'après la norme NF EN 12696

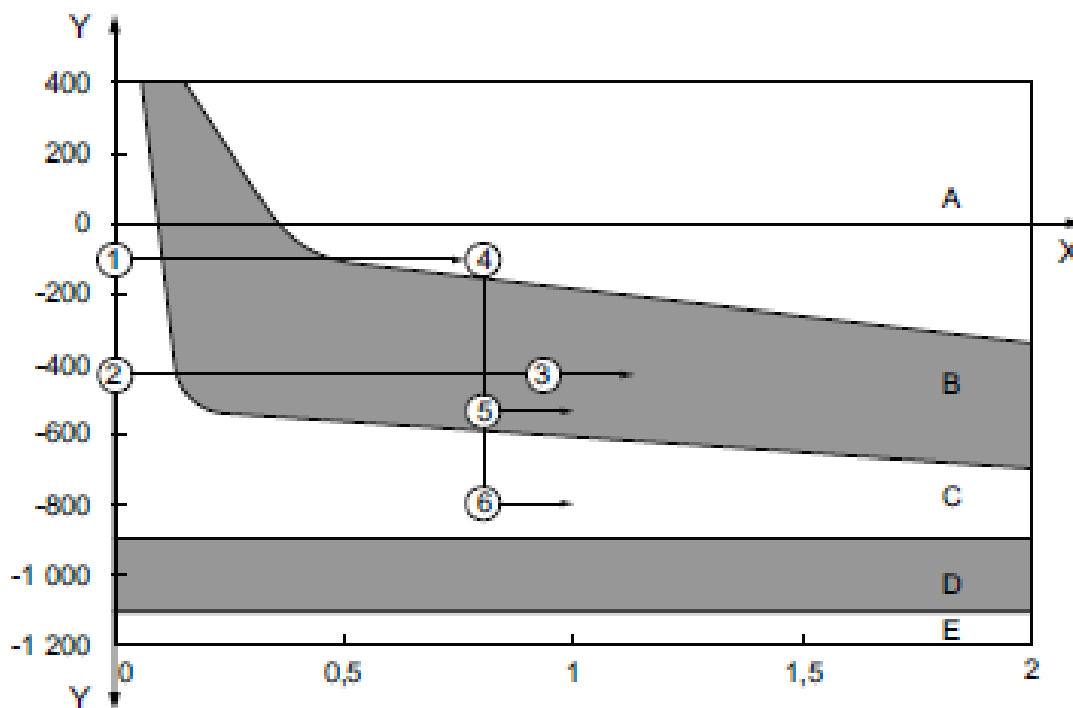


Figure 53 : Zones d'états de corrosion des armatures (Source : NF EN 12696)

Abscisse : w_{cl} (teneur en chlorures) en %. Ordonnée : Potentiel de l'armature.

Potentiel d'une armature dans le béton sans agression ~ -100mV (Point (1))

Zone A : La piquûration s'amorce et se propage

Zone B : La piquûration ne peut pas s'amorcer mais elle peut se propager

Zone C : La piquûration ne s'amorce pas et ne se propage pas

Zone D : Fragilisation de l'acier par dégagement d'hydrogène

Pour observer une corrosion, il faut dans tous les cas que l'acier soit d'abord passé en zone A pour avoir une amorce. Puis s'il retombe en zone B, l'acier continue à se corroder. Ainsi :

Le schéma de la prévention cathodique : 1 – 2 – 3

Le schéma de la protection cathodique restaurant la passivité : 1 – 4 – 6

Le schéma de la protection cathodique ralentissant la corrosion : 1 – 2 – 5

Pour procéder à la mise en place d'une protection cathodique, le CETMEF émet également les recommandations suivantes :

- Les anodes doivent être placées à la surface du béton, à au moins 20 mm des armatures. Cela permet d'éviter les court-circuit.
- Il faut s'assurer de la continuité électrique de toutes les armatures.
- Les courants mis en œuvre étant faibles, il faut aussi s'assurer que d'autres sources ne viennent pas perturber l'installation (présence d'éléments métalliques, mises à la terre, courants vagabonds, protections cathodiques voisines, etc.).
- L'attention est aussi portée sur le potentiel aux armatures, notamment la limite supérieure qui ne doit pas dépasser -900mV auquel cas une réaction de dégagement de H₂ serait amorcée et fragiliserait les armatures.

- Dans le cas des bétons immergés (donc pour les ouvrages maritimes), l'appauvrissement de l'oxygène dû à la saturation en eau diminue naturellement le potentiel aux armatures. Le potentiel à appliquer n'a donc pas besoin d'être aussi important que pour les bétons émergés.

PROTECTION CATHODIQUE PAR COURANT GALVANIQUE

La protection cathodique par courant galvanique est basée sur le principe de l'anode sacrificielle. Concrètement, les armatures en acier sont reliées à une anode placée dans un électrolyte composé d'un métal moins noble. Typiquement ces anodes pourront être en zinc. Un courant de corrosion galvanique va se créer entre l'acier et le métal moins noble, qui va se corroder, tandis que l'acier, en tant que cathode, sera protégé.

PROTECTION CATHODIQUE A COURANT IMPOSE

La protection cathodique à courant imposé relie les aciers à protéger à une anode, d'un métal dont la noblesse est proche de celle de l'acier, placée dans un électrolyte. Typiquement, cette anode pourra être en titane. L'apport de courant pour faire des aciers la cathode sera assuré par un générateur extérieur.

5.3.5.4. INHIBITEUR DE CORROSION

Inhibiteur de corrosion : « Substance chimique ajoutée au système de corrosion à une concentration choisie pour son efficacité, et qui entraîne une diminution de la vitesse de corrosion sans modifier de manière significative la concentration d'aucun agent corrosif contenu dans le milieu agressif », norme ISO 8044.

Les inhibiteurs de corrosion peuvent agir au niveau des armatures sur deux aspects, à savoir la vitesse de pénétration des agents agressifs (chlorures ou gaz carbonique) ou de l'oxygène dissous, le carburant de la réaction cathodique, et la résistance électrique du béton. Ils sont utiles pour la protection des armatures, dans ce cas ils sont utilisés comme adjuvants lors de la formulation du béton voir directement appliqués sur les armatures, ou leur réparation, dans ce cas ils sont appliqués par imprégnation sur le béton. D'après la définition réglementaire de la norme ISO 8044, un inhibiteur de corrosion présente les fonctions suivantes :

- Diminuer la vitesse de corrosion d'un métal sans en modifier les caractéristiques physico-chimiques, en particulier la résistance mécanique
- Être stable en présence des autres constituants du milieu, en particulier vis-à-vis des oxydants
- Être stable aux températures d'utilisation

L'efficacité et la fiabilité des inhibiteurs de corrosion sont aujourd'hui encore à l'étude. Celles-ci ont néanmoins montrées que l'action des inhibiteurs déjà développés était très efficace dans le cas de corrosion initié par carbonatation, beaucoup moins dans le cas de la pénétration des chlorures.

On différencie les types d'inhibiteurs de corrosion en fonction de leur nature chimique, minérale ou organique, et de leur mode d'action, anodique ou cathodique.

LES INHIBITEURS MINÉRAUX ANODIQUES

- Action : Réaction avec les agents agressifs pour former une couche insoluble passivante à la surface des aciers.
- Effet : Réduction de la vitesse de réaction par augmentation de l'énergie nécessaire à la réaction d'oxydation du métal ($\text{Fe} \rightarrow \text{Fe}^{n+} + n\text{e}^-$)
- Remarques sur la mise en œuvre : Une concentration importante est nécessaire, car un apport trop faible aurait tendance à ne protéger que certaines parties des aciers (création de surfaces très cathodique) et d'accélérer la corrosion des surfaces non protégées (restées anodiques, cf. 1.4.1.). Concrètement, ces inhibiteurs peuvent avoir un effet d'intensification de la corrosion par piqûre.
- Types d'inhibiteurs minéraux anodiques : les ions oxydants (pour agir en l'absence d'oxygène) et les ions non oxydants (libération d' OH^- et augmentation du pH)

LES INHIBITEURS MINÉRAUX CATHODIQUES

- Action : Précipitation à la surface des zones cathodiques d'un sel par une réaction avec les ions hydroxydes OH⁻ (issus de la réaction cathodique : $2H_2O + O_2 + 4e^- \rightarrow 4OH^-$)
- Effet : La consommation des ions OH⁻ réduisent la réaction d'oxydo-réduction globale. On a également la formation d'un précipité passivant à la surface des zones cathodiques de l'acier.
- Remarques sur la mise en œuvre : Cet inhibiteur ne peut pas entraîner de corrosion par piqûre à l'inverse des inhibiteurs anodiques mais sont beaucoup moins efficaces.
- Types d'inhibiteurs minéraux cathodiques : composés aminés, phosphates, carbonates de calcium ou sels (hydroxydes de zinc ou de calcium).

Il est important de remarquer également que les inhibiteurs minéraux sont généralement toxiques vis-à-vis de l'environnement, problématique à prendre en compte notamment en milieu marin.

LES INHIBITEURS ORGANIQUES

- Action : Adsorption sur les surfaces anodiques et cathodiques du métal de composés (dérivés de l'industrie pétrolière).
- Effet : Formation d'un film protecteur insoluble et adhérent d'une épaisseur pouvant aller jusqu'à plusieurs dizaines de nm.
- Remarques sur la mise en œuvre : Ces inhibiteurs peuvent réagir avec n'importe quelle surface de par leur capacité à être adsorbé, en particulier les granulats du béton.
- Types d'inhibiteurs organiques : composés azotés, composés soufrés.

5.3.6. USAGE D'ARMATURES RESISTANTES A LA CORROSION : L'INOX

Ce n'est pas une méthode de protection en soi, mais cette alternative mérite d'être rappelée ici car on peut considérer qu'elle permet de s'affranchir, sur décision du maître d'ouvrage, de la plupart des moyens de protection. L'intérêt des armatures inox est largement abordé dans la suite du rapport.

6. ANALYSE DE L'INTERET DES RECENTES INNOVATIONS SUR LE BETON ARME POUR LES OUVRAGES MARITIMES

L'approche performantielle permet de réfléchir à des bétons innovants. Ci-après les exemples des armatures inox et du BFUHP qui semblent être aujourd'hui des innovations pertinentes aux problématiques des ouvrages maritimes.

6.1. UTILISATION DE BFUHP

Le BFUHP est une solution innovante, ayant déjà fait l'objet de nombreuses recherches, utilisée depuis quelques temps déjà comme matériau structurel pour des ouvrages emblématiques. Les plus connus sont la MuCEM de Marseille ou la gare de péage du Viaduc de Millau. Ses qualités mécaniques révolutionnant l'utilisation du béton ainsi que ses caractéristiques physiques et chimiques (faible porosité, forte densité, forte alcalinité) amènent aujourd'hui à imaginer une utilisation pour des ouvrages maritimes. Le CETMEF a d'ailleurs réalisé en 2011 une étude comparative sur l'extension du quai de Kergroise au port de Lorient pour évaluer l'opportunité de son utilisation. Un ouvrage du CETMEF, Utilisation des bétons fibrés à ultra haute performance en site maritime (2011), a été publié sur ce sujet, faisant lui-même référence à un ouvrage traitant des qualités de durabilité du BFUHP, Recommandations pour les Bétons fibrés à ultra-hautes performances (2002), de l'AFGC et du SETRA.

Cette partie cherche donc à qualifier le BFUHP et à identifier ses avantages à la lumière des problématiques identifiées dans les parties précédentes. La particularité de cette innovation est qu'elle remplace à la fois le béton et les armatures, grâce aux fibres métalliques ou en polymères.

6.1.1. CARACTERISTIQUES TECHNIQUES DU BFUHP

Le BFUHP se différencie des bétons « ordinaires » sur 4 aspects :

- Une résistance en compression très élevée (>150 MPa)
- L'utilisation de fibres métalliques ou polymères, pour remplacer les armatures passives ou actives en donnant une résistance en traction élevée et homogène au béton (2 à 11% du volume)
- Un dosage en liant et en additions très fort ($C = 700$ à 1000 kg/m^3 et $E/C < 0,2$ contre $C = 350 \text{ kg/m}^3$ et $E/C = 0,4$ pour des bétons classiques + utilisation de fumée de silice à 20 – 30 %)
- Un ajustement très maîtrisé de la courbe granulométrique ($D_{\max} = 7\text{mm}$ et indice des vides réduit au maximum)

Etant donné leur relative jeunesse, les BFUHP ne sont pas encore pris en compte dans les textes réglementaires. Ainsi, leur utilisation est cantonnée à une formulation par approche performantielle. A ce sujet, l'ouvrage de l'AFGC représente encore aujourd'hui une référence pour les recommandations de formulation. Pour évaluer ses qualités pour répondre à des exigences de très grande durabilité, il semble intéressant de comparer ses caractéristiques physiques avec les bétons formulés d'après les recommandations performantielles pour les bétons « classiques » présentés en partie 2.2.

Indicateur	Béton classique formulé pour une durabilité > 100 ans Classe XS3, XC4	Béton BFUHP Ductal®
Porosité à l'eau (%)	< 9	1,5 à 6
Perméabilité à l'air (m2)	< 10^{-17}	10^{-19}
Coefficient de diffusion des chlorures (m2/s)	< 10^{-12}	$2 * 10^{-14}$

Figure 54 : Comparaison des caractéristiques d'un BFUHP Ductal® (formulé par Bouygues) avec un béton formulé par approche performantielle, suivant les spécifications d'indicateur de durabilité de l'AFGC

Cette comparaison montre déjà que le BFUHP est capable de remplir les objectifs d'un béton à très grande durée de vie, mais en plus qu'il est capable de rester viable sur des durées beaucoup plus longues. Pour comparaison, un coefficient diffusion des chlorures de $2 * 10^{-14} \text{ m}^2/\text{s}$ signifie grossièrement que la vitesse de pénétration des chlorures est à 2% de celle d'un béton classique formulé selon les critères très stricts du guide de l'AFGC – CEFACOR. Par exemple, la profondeur de la carbonatation après un essai de vieillissement accéléré d'une éprouvette sur un mois serait de l'ordre de 1 mm pour un béton formulé par le guide de l'AFGC et de moins de 0,1 mm pour un BFUHP.

6.1.2. PROBLEMATIQUES LIEES AUX PARTICULARITES DU BFUHP

Du fait de ses particularités par rapport à un béton classique, plusieurs questions sur des risques techniques liés à son utilisation ressortent régulièrement, notamment en raison de la relative jeunesse de ce matériau. A la différence des bétons classiques, dont les désordres tels que l'alcali-réaction n'ont été compris et observés que récemment, le BFUHP ne bénéficie pas de retours d'expérience de plusieurs dizaines d'années. Ces questionnements concernent, le plus souvent (d'après AFGC, 2002) :

- La stabilité dans le temps des adjuvants présents en grande quantité (par rapport à ce qui existait jusqu'à présent).

Les BFUHP présente une proportion d'adjuvant pour le gâchage extrêmement important en comparaison des bétons classiques. Cette disposition est indispensable, car étant donné le faible dosage en eau, les adjuvants permettent d'assurer l'ouvrabilité du béton, sans quoi sa rhéologie ne serait assurée que quelques minutes. Ces adjuvants agissent chimiquement en se fixant sur les surfaces minérales pour réduire l'interaction entre les particules. Lorsque la prise est faite (après 7j les adjuvants sont quasiment tous fixés), les adjuvants restent ensuite stables du moment que le béton est sain, i.e. dont le pH reste basique. La diminution du pH peut entraîner le relargage de molécules d'adjuvants dans les pores, par exemple lors de la carbonatation. Néanmoins, aucune réaction n'a été montrée entre les CSH (la matrice du béton) et les adjuvants relargués dans les pores.

- Phénomènes de gonflement et fissuration par hydratation du clinker résiduel.

L'hydratation complète du ciment se fait à un rapport E/C supérieur à 0,418. Dans le cas des BFUHP, le rapport est seulement de 0,3, ce qui implique donc la présence de clinker résiduel qui présente de nombreux avantages mécaniques et chimiques.

Mais, ce clinker non hydraté à la prise du béton peut, suite à une pénétration d'eau, réagir à plus long terme. La réaction d'hydratation du clinker produit des hydrates plus volumineux que les grains de clinker initiaux. On estime que pour 1 cm³ de clinker, on obtient 2,18 cm³ d'hydrates. Ainsi, dans un béton déjà durci, le clinker produit en première approche un gonflement du béton. En réalité, la théorie (Le Chatelier) et l'expérience montrent que la précipitation des hydrates peut se faire loin du site de réaction. A l'endroit où 1cm³ de clinker est hydraté, on aura 1cm³ d'hydrates, les 1,18cm³ restant précipiteront dans les pores ou les fissures par lesquels les hydrates sont arrivés. (Remarque : même à E/C > 0,418, l'hydratation du clinker n'est en réalité jamais complète, car tous les grains de clinker n'ont pas nécessairement été en contact avec l'eau).

Au contraire, cette hydratation différée du clinker par pénétration d'eau dans les fissures du béton a un effet très positif sur la résistance au vieillissement du BFUHP puisque cela permet une cicatrisation de ces fissures.

Globalement, le reste de clinker non hydraté a un triple effet positif par

- Augmentation module d'Young (les grains de clinker ont un module proche de 120 GPa)
- Cicatrisation des fissures
- Maintien du pH alcalin, grâce à la réserve de clinker non hydraté donc d'alcalins potentiels.

- Agressions chimiques des fibres métalliques et des fibres polymères

La principale distinction technique entre les bétons armés classiques et le BFUHP est le positionnement des armatures. Dans un béton classique, elles sont regroupées derrière un enrobage de béton dont l'épaisseur est contrôlée. Dans un BFUHP, elles sont réparties de façon aléatoire dans la totalité de la matrice. Il est donc légitime de se poser des questions sur la tenue à la corrosion de ces fibres, notamment celle proche de la surface du béton. Globalement, la formulation chimique du béton est déjà l'une des solutions du problème : grâce au clinker, comme expliqué précédemment, les armatures sont particulièrement bien protégées en raison d'un milieu basique stable sous les agressions chimiques (phénomène de passivation des armatures). De plus, le béton est très compact, la diffusion des chlorures et la vitesse de carbonatation très faibles offrent une très grande résistivité et une vitesse de corrosion extrêmement faible.

	B30 / C30	B80 / C80	Ductal®
Vitesse de corrosion des armatures (µm/an) <i>Rate of reinforcement corrosion (µm/year)</i>	1,2	0,25	< 0,01
Résistivité - Resistivity (kW.cm)	16	96	1133

Figure 55 : Vitesse de corrosion et résistivité comparative entre le Ductal et les bétons ordinaires (Source : AFGC)

Les fibres polymères présentent les mêmes risques de corrosion que les fibres métalliques à ceci près qu'elles sont aussi sensibles aux UV. Le BFUHP aux fibres polymères a d'ailleurs été utilisé en avant-première pour réaliser la protection acoustique de la gare TGV de Monaco en 1999. Du fait de la compacité de la matrice, cette sensibilité aux UV reste limitée. Néanmoins, pour les fibres qui sortiraient de la matrice de béton, il est conseillé de les brûler ce qui a pour effet de les liquéfier et de les faire remplir les capillaires du béton.

6.1.3. REPONSES TECHNIQUES APORTEES PAR LE BFUHP – OPPORTUNITE D'UTILISATION DU BFUHP SELON LES SPECIALISTES

Etant donné ses nombreuses qualités mécaniques et chimiques, l'utilisation du BFUHP est tout à fait envisageable dans les ouvrages maritimes à très grande durée de vie. En plus de leur imperméabilité, ces bétons présentent également des avantages vis-à-vis d'agressions mécaniques très spécifiques, comme l'abrasion.

Gel-dégel : – module résiduel après 300 cycles – perte de masse après 300 cycles	100 % < 10 g/m³
Abrasion (coefficient CNR)	1,3
Carbonation : pénétration sur 15 mm	> 12 000 ans

Figure 56 : Propriétés secondaires du BFUHP (Source : Cimbéton¹¹)

Oltre sa très grande résistance à la pénétration d'agents agressifs, le BFUHP présente des qualités qui conviennent beaucoup à l'environnement marin, notamment sa résistance à l'abrasion.

Ainsi, selon les termes de Cimbéton, les bétons fibrés sont « **particulièrement adaptés aux environnements sévères tels que de fortes variations d'hygrométrie ou des agressions chimiques par des ions chlorures. Ils permettent d'envisager la réalisation d'ouvrages offrant des grandes durées de service** ».

Le CETMEF, dans son ouvrage sur le port de Lorient donne un avis similaire. Il reconnaît néanmoins la rareté des ouvrages maritimes en BFUHP (d'après Jean-Yves Le Ven, Directeur du CETMEF (2009-2013)). Ceci s'explique par le coût très élevé du BFUHP, conçu pour être utilisé à petite dose alors que les ouvrages maritimes, par leur envergure, nécessitent souvent des quantités de béton importantes. En revanche, on peut envisager beaucoup plus facilement de l'utiliser pour la réparation des ouvrages.

¹¹ Cimbéton est un syndicat professionnel regroupant des entreprises productrices de ciments et de béton. A la différence de groupes comme l'AFGC ou de laboratoires comme le LCPC, ces syndicats ont un intérêt pour faire connaître les techniques développées par les entreprises qu'ils représentent. Pour une description de l'ensemble des sources de l'étude, voir la partie Référence en fin de rapport

6.2. UTILISATION D'ARMATURES EN ACIER INOXYDABLE

« L'utilisation d'acier inoxydable devient une alternative très sérieuse pour la zone de marnage, dès lors qu'une exigence particulièrement élevée de durée de vie est requise. Cette utilisation doit faire l'objet d'un bilan global, qui prend en compte les contraintes techniques mais aussi l'environnement économique du projet. », LERM

Les armatures en aciers inoxydables constituent pour les ouvrages en béton armé, et particulièrement pour les ouvrages présentant un fort risque de dégradation par corrosion des aciers, l'innovation incontournable mise sur la table pour une partie majeure des grands projets d'infrastructures. La raison est notamment la réflexion récurrente entre coût d'investissement et coût global de l'infrastructure. En effet, lorsque l'on réalise un ouvrage en béton armé, il faut s'attendre à ce que sa durée de vie soit à priori « faible », i.e. une vingtaine d'années, après quoi d'importants travaux de réparation seront nécessaires si l'on veut prolonger cette durée. Jusqu'à la fin du 20^{ième} siècle, on pensait pourtant que le béton était un matériau extrêmement durable et l'on ne pensait devoir intervenir de sitôt. Ainsi peu voire aucune stratégie n'était imaginée pour gérer son vieillissement. Or, depuis les années 1990, et l'explosion de la quantité d'ouvrages défaillant, l'état d'esprit évolue pour envisager des structures en béton armé durables. On cherche à fixer ce nouveau paramètre qu'est la durabilité et on se fixe l'objectif de formuler des bétons dont la durée de vie atteindrait 100 ans voire 120 ans. C'est dans cette optique qu'ont alors été développés l'approche performantielle, les modèles de durée de vie et que certaines dégradations du béton ont été plus largement étudiées. Pour citer un exemple marquant, le phénomène de la carbonatation n'a commencé à être compris et considéré par des mesures sur la conception des ouvrages que dans les années 2000. On s'est alors aperçu que 70 à 80% des pathologies du béton étaient liées à la corrosion des armatures. Dans cette veine de la compréhension des phénomènes et de la tentative de donner la fonction de matériau durable au béton armé, on s'est également largement penché sur les possibilités de l'acier inoxydable comme armature, déjà utilisé dans beaucoup d'autres domaines. Des groupes spécialisés comme Arminox, groupe danois créé en 1950, se sont mis assez récemment à l'inox pour béton armé (la branche française, dont l'activité est centrée sur l'inox pour béton armé, a été créée en 2013 seulement) et développe aujourd'hui des produits élaborés et qui concurrencent largement les aciers classique « carbone ». Aujourd'hui, les pays d'Amérique du Nord ont déjà complètement adopté les armatures en inox et ont étendu leur utilisation en passant à des ouvrages d'exposition et de niveau d'exigence de durabilité élevés à moyens, estimant rapidement le coût de revient plus intéressant. Selon Jean-Pierre Belmont, fondateur d'Arminox¹² France, « l'inox est devenu un standard aux USA ». La France en revanche reste encore aujourd'hui plus frileuse et n'a pas réussi à démontrer totalement l'efficacité et la fiabilité des armatures inox.

¹² Arminox est une société productrice d'inox, son avis et donc à relativiser. Il apparaît malgré tout important de montrer à cette partie du rapport que l'inox n'est pas seulement un matériau de laboratoire mais possède déjà des références mondiales intéressantes, que ce soit sur le plan de l'efficacité technique que de l'intérêt économique.

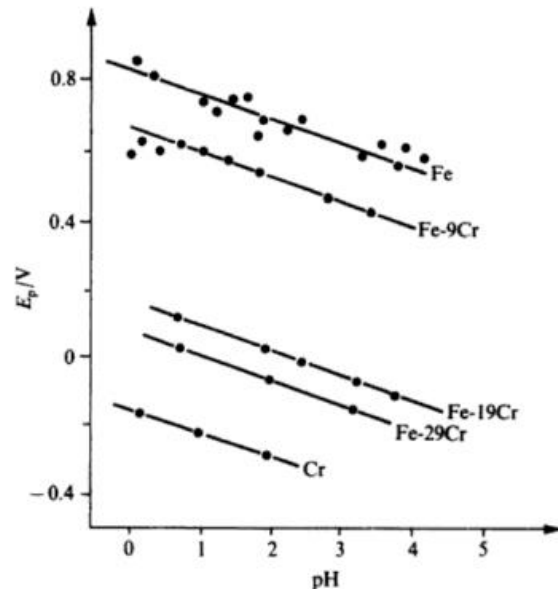
6.2.1. PRINCIPES DE L'ACIER INOX ET UTILISATION PRATIQUE

6.2.1.1. PASSIVITE ACCRUE : PROTECTION CONTRE LA CORROSION GENERALISEE

La dénomination d'acier inox désigne règlementairement des aciers dont la teneur en chrome est d'au moins 10,5% et de carbone d'au plus 1,2%. Tout comme des aciers classiques en carbone, les aciers inox se protègent de la corrosion par la formation d'une couche de surface dite passive, à partir d'oxydes de chrome. La différence avec les aciers classiques, sur lesquels la couche passive est composée d'oxydes de fer, est que cette couche d'oxyde de chrome est beaucoup plus stable. Alors qu'à l'air ambiant, sous un pH de 7, les oxydes de fer se dissolvent, les oxydes de chromes eux restent stables. Le diagramme ci-contre illustre cette différence importante. Plus la teneur en chrome est importante, plus la passivation de l'acier est efficace.

Figure 57 : Potentiel de passivation (ou seuils de passivité) de différents alliages en fonction de l'acidité du milieu (Source : EPFL)

Le fer pur nécessite un potentiel important pour être passivé ($> 0,4$ V à pH 7) ; le chrome pur est naturellement passif et stable (d'après Corrosion et chimie de surface des matériaux, EPFL)



Ainsi, dans le béton, le passage d'un pH de 13 à 8 (après carbonatation par exemple) entraînera la corrosion généralisée par dépassement des aciers carbonés, tandis que les aciers inox n'ont pas de corrosion généralisée avant un pH de 2,5.

6.2.1.2. SENSIBILITE A LA CORROSION PAR PIQURE

Malgré une couche passivante très stable, les aciers inox ne sont pas aussi résistants aux mécanismes de corrosion par piqûre (pénétration des chlorures, cf. 1.4.3.) qui surviennent par dissolution de la couche passivante indépendamment du pH. Or, même si cette corrosion par piqûre entraîne une corrosion généralisée beaucoup plus lente que pour des aciers carbone (la corrosion par piqûre crée une pile électrochimique qui diminue le potentiel du métal et peut le faire passer sous le seuil de passivité, à pH constant), puisque le seuil de passivité d'un alliage Fer-Chrome reste inatteignable, cela provoque une fragilisation de l'armature, difficilement détectable à court terme par les méthodes de suivi.

C'est pourquoi l'attention est largement portée sur ce point pour les aciers inox : l'utilisation de telles armatures ayant vocation à réduire les moyens de suivi et de protection complémentaires (indispensables pour les aciers classiques), il est indispensable de pouvoir justifier de la bonne résistance des inox au phénomène de corrosion par piqûre. C'est pourquoi, les sidérurgistes utilisent l'indicateur PREN : Pitting Resistance Equivalent Number (ou résistance équivalente à la corrosion par piqûre), mettant en relation les matériaux utilisés dans l'alliage d'inox avec la résistance à la corrosion par piqûre.

$$PREN = \%Cr + 3,3 * \%Mo + 16 * \%N$$

En effet, des études ont montré qu'il existe une relation empirique de proportionnalité entre le PREN et la quantité de Chrome, de Molybdène et l'Azote : même lorsque l'acier est mis à nu, il doit être soumis à une différence de potentiel suffisante (supérieure à son potentiel de corrosion, ou plus précisément, de corrosion par piqûre E_{piq}). Plus la teneur en molybdène ou en azote est élevée, plus son potentiel augmente. L'indicateur PREN traduit donc le fait qu'augmenter de 1% la teneur en azote est équivalent, vis-à-vis de E_{piq} , à augmenter d'environ 4,8% la teneur en molybdène ou de 16% la teneur en chrome. La valeur en azote est cependant difficilement

ajustable car son augmentation au-dessus des valeurs seuils des différentes classes d'inox conduit à une perte de propriétés mécaniques.

L'indice PREN s'échelonne de 0 à 60. Différents guides donnent des valeurs seuils à partir desquels on peut considérer que l'inox est résistant à la corrosion par piqûre. Globalement, on peut donc estimer que des PREN supérieurs à 30 donnent une résistance suffisante pour une utilisation dans un béton armé en milieu marin.

Attention néanmoins, cette valeur est indicative et n'a pas vraiment vocation à valider l'utilisation d'un inox par rapport à un autre, notamment car les valeurs des coefficients peuvent varier selon les sources (de 16 à 30 pour l'azote d'après différentes publications scientifiques) et les synergies entre les composants ne sont pas prises en compte.

6.2.1.3. CLASSIFICATION DES INOX

Les aciers inox sont classés en 4 familles selon leur structure cristalline, qui détermine leurs aptitudes générales en particuliers sur les caractéristiques mécaniques :

- Les aciers martensitiques : contenant 12 à 18% de chrome et une forte teneur en carbone (près de 1,2%)
Ce sont les inox les moins élaborés.
- Les aciers ferritiques : la teneur en carbone est largement diminuée (moins de 0,1%). Ils possèdent une très bonne résistance mécanique.
- Les aciers austénitiques : la teneur en chrome aux alentours de 18% est complétée par une forte quantité de nickel (8 à 10%). Ce sont les aciers inox avec la meilleure résistance à la corrosion. Ils ont également un fort allongement à la rupture.
- Les aciers duplex ou austéno-ferritiques : il s'agit de combiner les atouts des aciers ferritiques et austénitiques. Ce sont les aciers inox avec les meilleures résistances mécaniques (jusqu'à 800MPa). Ils sont très indiqués pour un usage en milieu marin.

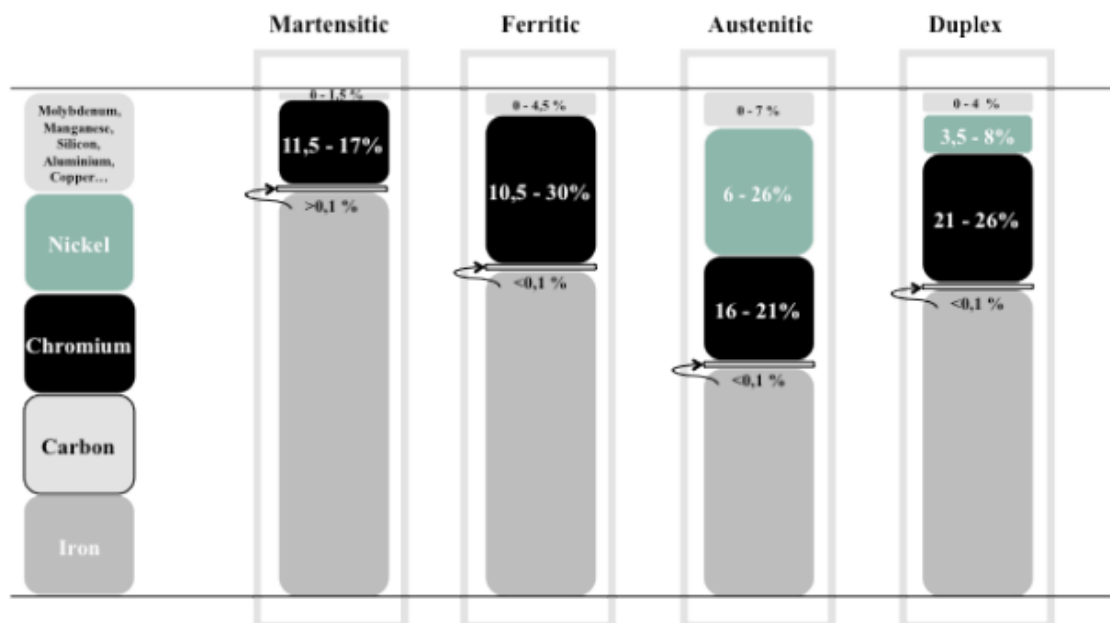


Figure 58 : Représentation des différentes familles d'inox, différenciées en fonction des proportions des différents éléments. Source : Université de Liège)

Issu de l'ouvrage : Stainless steel in structures in view of sustainability, Barbara Rossi

Puis à l'intérieur de chaque famille, il existe des nuances d'inox en fonction des variations de teneurs en chrome et nickel et de l'ajout de différents métaux. Tous ces inox sont désignés selon la norme NF EN 10088 par une désignation symbolique (cf. ci-dessous) et une désignation numérique commençant par 1.XXXX (le 1 correspond à l'acier, les 2 chiffres suivants dépendent de la quantité de nickel et de molybdène, et les deux derniers sont délivrés par le CEN).

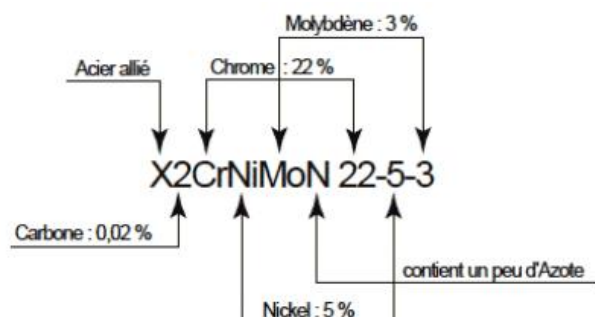


Figure 59 : Exemple de désignation selon la norme NF EN 10088 d'un acier inox (Source : Cimbéton)

Pour le calcul de béton armé, les aciers inox peuvent aussi être désignés par InE235, InE500, InE650 ou InE800 en fonction de leur résistance mécanique (235, 500, 650 ou 800 MPa).

Famille d'inox	Nuances d'inox		Limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 % en MPa			
	symbolique	numérique	235	500	650	800
Ferritique	X3CrNb17	1.4511	InE235	*	*	*
Austénitique	X5CrNi18-10	1.4301	*	InE500	InE650	*
Austénitique	X5CrNiMo17-12-2	1.4401	*	InE500	InE650	*
Austénitique	X3CrNiMo17-13-3	1.4436	*	InE500	InE650	*
Austénitique	X6CrNiMoTi17-12-2	1.4571	*	InE500	InE650	*
Austénitique	X1CrNiMoCu25-20-5	1.4539	*	InE500	InE650	*
Austénitique	X8CrMnCuNb17-8-3	1.4597	*	InE500	InE650	*
Austéno-ferritique	X2CrNiMoN22-5-3	1.4462	*	InE500	InE650	InE800

Figure 60 : Caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'inox (Source : Cimbéton)

Seuls les austéno-ferritiques peuvent offrir une résistance allant jusqu'à 800 MPa.

Il est important de remarquer que c'est l'un des principaux avantages de l'inox sur les armatures classiques. La composition de son alliage peut le rendre beaucoup plus résistant que l'acier carbone, ce qui justifie de son intérêt économique.

6.2.1.4. SÉLECTION DE L'ACIER INOX

Les nuances d'inox sont, conformément à la norme NF EN 10088, plus ou moins adaptées aux différents types d'agressions (en fonction des classes d'exposition de la norme NF EN 206). Ci-dessous, le tableau donne les nuances d'armatures inox conseillées d'après le guide Le béton armé d'inox, de Cimbéton. Pour les bétons correspondant aux classes XC, XD, XS, XF ou XA, l'utilisation des armatures inox est considérée comme une mesure de protection envisageable voir « la mieux adaptée ».

Classe d'exposition		Nuance d'inox conseillée			Autre nuance possible
		1.4511	1.4301/ 1.4311 ou 1.4597	1.4462	1.4539
XO : aucun risque de corrosion ni d'attaque					
XC : corrosion induite par la carbonatation					
	XC1	x			
	XC2		x		
	XC3		x		
	XC4		x		
XD : corrosion induite par les chlorures					
	XD1		x		
	XD2		x		
	XD3		x		
XS : corrosion induite par les chlorures en mer					
	XS1		x		
	XS2			x	x
	XS3			x	x
XF : attaque gel/dégel					
	XF1		x		
	XF2		x		
	XF3		x		
	XF4			x	x
XA : attaques chimiques					
	XA1		x		
	XA2		x		
	XA3			x	x

Figure 61 : Nuances d'inox optimales pour chaque classe d'exposition (Source : Cimbéton)

Pour un béton en milieu marin, la nuance conseillée est un inox duplex 1.4462

Le guide d'utilisation de l'inox de Cimbéton conseille l'utilisation de l'acier inox en substitution totale ou partielle des armatures carbone, notamment « dans les zones particulièrement sollicitées et exposées à des risques importants de corrosion » ou dans les « zones inaccessibles et pour lesquelles les opérations de maintenance sont impossibles ». On notera à propos que l'inox 1.4462 du tableau ci-dessus est l'une des nuances proposées par l'entreprise Bouygues dans le dossier d'Avant-Projet pour l'extension en mer de l'Anse du Portier. Néanmoins ce n'est pas celle qui semble vouloir être retenue.

Il est également très ludique de faire la comparaison des recommandations françaises avec les recommandations étrangères. On parlera ici de la version Britannique des Eurocodes, interprété par l'ISSF (International Stainless Steel Forum), donnant des recommandations de sélection de nuances en fonction des conditions d'utilisation.

Nuance en accord avec le BS EN 10088-1	Conditions d'utilisation			
	Structures en acier conçues pour une grande durée de vie (>50 ans) ou dont la maintenance est impossible (inaccessibilité, ...)	Structures en acier exposées aux chlorures et non protégées par du béton ou un traitement étanche	Ecrous et pièces fortement sollicitées exposées aux chlorures	Armatures exposées aux chlorures et protégées par un béton spécialement conçu sur des exigences de durabilité
1.4301	1	1	5	3
1.4162	1	1	5	3
1.4436	2	2	1	1
1.4429	2	2	1	1
1.4362	2	2	1	1
1.4462	2	2	1	1
1.4529	4	4	4	4
1.4501	4	4	4	4

Figure 62 : Recommandations sur les nuances d'inox à utiliser selon l'ISSF (Source : ISSF)

Remarque : ces recommandations mélangent l'utilisation d'acier nu et d'acier pour béton armé. Toutefois la 4^{ème} classe est très proche de la classe XS3.

1 : Choix approprié vis-à-vis des risques de corrosion et du coût

2 : Surspécification pour ces conditions

3 : Peut être adapté mais nécessite l'avis d'un spécialiste

4 : Approprié pour des applications précises, sur avis d'un spécialiste

5 : Inapproprié

UTILITE DES ELEMENTS CLASSIQUES DE L'INOX

Ce petit paragraphe a pour ambition de donner quelques indications sur l'utilité des différents éléments présents ou non dans les différentes nuances d'inox.

- Nickel : c'est ce qui permet à l'inox de gagner en résistance. Contrairement à des aciers classiques (résistance de 500 MPa), l'inox peut donc monter jusqu'à des résistances de 800 MPa. La nuance duplex 1.4462 contient notamment une proportion importante de Nickel (6%). Toutefois, cette proportion peut monter jusqu'à 7% pour les inox les plus résistants. L'inconvénient du Nickel est du surcoût qu'il engendre sur le prix de l'acier¹³.
- Azote : cet élément permet une augmentation très importante de la résistance à la corrosion par piqûre ou caverneuse de l'inox. De plus, cela donne à l'acier des meilleures propriétés de soudage. Toutefois, une quantité trop importante peut rendre l'inox plus fragile.
- Molybdène : c'est le principal élément utilisé pour améliorer la résistance de l'inox à tout type de corrosion. Son efficacité a notamment été prouvée dans des milieux acides ou chargés en ions (notamment les chlorures).

6.2.1.5. L'ACIER INOX DANS L'EUROCODE 2

Les armatures inox sont également citées dans les Eurocodes, notamment l'Eurocode 2 qui permet des réductions d'enrobage et d'ouverture de fissure dans le cas de leur utilisation. Ces tolérances réglementaires sont aussi essentielles pour justifier de l'intérêt économique de l'inox.

¹³ Une recherche a été menée dans cette étude pour évaluer quantitativement le surcoût lié au nickel. Mais aucune source suffisamment n'a permis de produire la moindre conclusion.

$C_{dur,st}$	Classe d'exposition						
Classe liée à la structure	X0	XC1	XC2 XC3	XC4	XD1 XS1	XD2 XS2	XD3 XS3
S1	0	0	0	0	0	0	0
S2	0	0	0	0	0	0	5
S3	0	0	0	0	0	5	10
S4	0	0	0	0	5	10	15
S5	0	0	0	5	10	15	20
S6	0	0	5	10	15	20	25

Figure 63 : Valeur recommandée de réduction de l'enrobage (terme $C_{dur,st}$) en fonction de la classe d'exposition (Source : Eurocodes)

Classe d'exposition	Éléments en béton armé et éléments en béton précontraint sans armatures adhérentes	Armatures passives Inox
	Combinaison quasi-permanente de charges	Combinaison quasi-permanente de charges
X0, XC1	0,40 ⁽²⁾	0,4
XC2, XC3, XC4	0,30 ⁽³⁾	0,35
XD1, XD2, XS1, XS2, XS3, XD3 ⁽⁵⁾	0,20	

Figure 64 : Seuils d'ouverture des fissures réglementaire selon l'Eurocode 2

6.2.2. AVANTAGES DE L'ACIER INOX

Les avantages de l'acier inox se regroupent en 2 principales catégories, à savoir, les avantages sur la durabilité et les avantages mécaniques.

En ce qui concerne les avantages sur la durabilité, l'inox permet, comme expliqué plus haut, l'augmentation de la passivité des armatures donc une bien meilleure résistance vis-à-vis des processus de corrosion. De manière générale, dans le traitement de leur dénomination, l'ensemble des processus de corrosion sont pris en compte (par exemple, la classe PREN). C'est pour cela qu'on peut considérer les armatures inox comme une méthode de protection des armatures à part entière puisqu'à la différence des aciers carbone classiques, la protection contre la corrosion générale et les corrosions particulières (la corrosion par piqûre est l'exemple le plus connu, mais aussi la corrosion sous contrainte, ...) est un paramètre d'entrée au choix de la nuance d'inox.

Du point de vue des caractéristiques mécaniques, là encore l'inox possède des avantages intéressants (c'est d'ailleurs ce qui lui donne son intérêt économique, au-delà des considérations techniques).

Le premier aspect est sa résistance mécanique pouvant aller jusqu'à 800MPa. En réalité, cette résistance mécanique accrue est liée à la protection contre un autre type de corrosion, la corrosion sous contrainte, qui nécessite d'élever la résistance mécanique et la déformation à la rupture de l'acier.

Puis on peut citer l'aspect des dispositions constructives : la réduction des enrobages jusqu'à 25mm. Le tableau sur les valeurs recommandées de réduction des enrobages résume en fait un point sur lequel l'Eurocode veut attirer l'attention du concepteur. Des enrobages supérieurs à 50mm peuvent causer des problèmes de fissuration qui impliqueront, d'une part d'augmenter sensiblement la quantité d'acier à utiliser afin de réduire leur ouverture, donc d'augmenter par la même la quantité d'acier susceptible de se corroder et nécessitant une protection (à priori cathodique), et d'autre part le risque de pénétration d'agents agressifs par des fissures qui seront, malgré le calcul réglementaire, d'autant plus ouvertes. Les valeurs recommandées de réduction d'enrobage pour les aciers inox traduisent donc la volonté de l'Eurocode de conserver un enrobage maximum de 50mm.

Enfin, accroissement des caractéristiques mécaniques du matériau peuvent avoir de nombreux autres avantages dans le cas de sollicitations singulières. On citera pour exemple la très bonne résistance aux séismes de l'inox, en particulier des inox duplex (par exemple le 1.4301) avec une grande teneur en nickel (10%) et la présence de molybdène et ce pour plusieurs raisons. Tout d'abord sa résistance mécanique (800 MPa), sa ductilité de l'inox et les très grandes déformations plastiques qu'il peut supporter (déformation à la rupture jusqu'à 0,3 voire 0,4%). Puis sa grande capacité d'absorption d'énergie et sa très bonne résistance à la fatigue et aux cycles du séisme.

6.2.3. INCONVENIENTS DE L'ACIER INOX

Malgré les nombreux atouts et réponses que l'inox peut donner aux problématiques rencontrées actuellement sur les projets d'ouvrages de grande durée de vie dans des environnements agressifs, la frilosité sur son utilisation est certainement due à ces quelques inconvénients techniques, pour lesquels on connaît déjà souvent les solutions mais dont la pratique dépasse parfois la théorie.

Le principal défaut de l'utilisation, dans le cas de son association la plus commune avec des aciers carbone uniquement pour les zones les plus exposées pour améliorer sa viabilité économique, est le couplage galvanique avec les autres métaux. Globalement, deux métaux ne se corrodant pas avec la même facilité ont une caractéristique qui les différencie particulièrement, à savoir leur potentiel. Ainsi, si on les met en contact (dans un électrolyte qui peut être l'eau ou simplement la solution interstitielle du béton), leur différence de potentiel crée une pile électrochimique qui amorce le transfert d'électrons de l'anode (le métal qui se corrode le plus facilement, avec le potentiel le plus bas, le plus électronégatif, aussi appelé le métal le moins noble) vers la cathode (le métal le plus noble) et le transfert des cations (le Fe^{2+} dans le cas de l'acier) dans la solution interstitielle, qui crée donc un processus de corrosion galvanique.

TYPE DE MATERIAUX TYPE OF MATERIALS	DDP / Potential difference (VOLT)	Platine (Pt), Or (Au), Graphite (C)	Rhodium	Argent (Ag)	Titane (Ti)	Acier inox - 18% Chrome, 8% nickel (passif) (Cr)	Monel Nickel (Ni), Cuivre (Cu)	Acier chromé (18%), Laiton (La)	Chrome / Acier inox - 13% chrome (passif) (Cr)	Etain (Sn)	Acier inox - 13% chrome (actif)	Fer (Fe)	Aluminium (Al)	Acier galvanisé / Galvanic steel	Zinc (Zn)	Alliages de Magnésium / Magnesium alloys	DIRECTION OF CORROSION
Difference De Potentiel / Potential difference (VOLT)		+0,25	+0,20	0,00	-0,15	-0,20	-0,30	-0,35	-0,45	-0,50	-0,55	-0,70	-0,75	-1,05	-1,10	-1,60	
Platine (Pt), Or (Au), Graphite (C)	+0,25	0	0,05	0,25	0,4	0,45	0,55	0,6	0,7	0,75	0,8	0,95	1	1,3	1,35	1,85	
Rhodium	+0,20	0,05	0	0,2	0,35	0,4	0,5	0,55	0,65	0,7	0,75	0,9	0,95	1,25	1,3	1,8	
Argent (Ag)	0,00	0,25	0,2	0	0,15	0,2	0,3	0,35	0,45	0,5	0,55	0,7	0,75	1,05	1,1	1,6	
Titane (Ti)	-0,15	0,4	0,35	0,15	0	0,05	0,15	0,2	0,3	0,35	0,4	0,55	0,6	0,9	0,95	1,45	
Acier inox - 18% Chrome, 8% nickel (passif) (Cr)	-0,20	0,45	0,4	0,2	0,05	0	0,1	0,15	0,25	0,3	0,35	0,5	0,55	0,85	0,9	1,4	
Monel Nickel (Ni), Cuivre (Cu)	-0,30	0,55	0,5	0,3	0,15	0,1	0	0,05	0,15	0,2	0,25	0,4	0,45	0,75	0,8	1,3	
Acier chromé (18%), Laiton (La)	-0,35	0,6	0,55	0,35	0,2	0,15	0,05	0	0,1	0,15	0,2	0,35	0,4	0,7	0,75	1,25	
Chrome / Acier inox - 13% chrome (passif) (Cr)	-0,45	0,7	0,65	0,45	0,3	0,25	0,15	0,1	0	0,05	0,1	0,25	0,3	0,6	0,65	1,15	
Etain (Sn)	-0,50	0,75	0,7	0,5	0,35	0,3	0,2	0,15	0,05	0	0,05	0,2	0,25	0,55	0,6	1,1	
Acier inox - 13% Chrome (actif)	-0,55	0,8	0,75	0,55	0,4	0,35	0,25	0,2	0,1	0,05	0	0,2	0,25	0,55	0,6	1,1	
Fer (Fe)	-0,70	0,95	0,9	0,7	0,55	0,5	0,4	0,35	0,25	0,2	0,2	0	0,05	0,35	0,4	0,9	
Aluminium (Al)	-0,75	1	0,95	0,75	0,6	0,55	0,45	0,4	0,3	0,25	0,25	0,05	0	0,3	0,35	0,85	
Acier galvanisé / Galvanic steel	-1,05	1,3	1,25	1,05	0,9	0,85	0,75	0,7	0,6	0,55	0,55	0,35	0,3	0	0,05	0,55	
Zinc (Zn)	-1,10	1,35	1,3	1,1	0,95	0,9	0,8	0,75	0,65	0,6	0,6	0,4	0,35	0,05	0	0,5	
Alliages de Magnésium / Magnesium alloys	-1,60	1,85	1,8	1,6	1,45	1,4	1,3	1,25	1,15	1,1	1,1	0,9	0,85	0,55	0,5	0	

Figure 65 : Couples galvaniques de matériaux (Source : Jacques Dubois)

Tableau des différences de potentiel entre les différents couples de matériaux. En bleu, les couples adaptés à des environnements rigoureux, salins, avec un fort niveau d'humidité. En orange, les couples adaptés à un environnement rigoureux, avec un niveau d'humidité moindre. En rouge, les couples adaptés à des conditions « intérieures » avec un faible niveau d'humidité.

Le tableau ci-dessus donne les différences de potentiel et les risques de corrosion galvanique entre les différents types de métaux. Dans notre cas, l'association d'inox passif (dont la couche passivante est formée) et de fer nous place entre une DDP (différence de potentiel) de 0,25V et une DDP de 0,5V (l'acier 1.4462 possède 22% de chrome et 5% de nickel, ce qui le situe entre les deux aciers inox proposés dans ce tableau). On se trouve donc

seulement dans la zone adaptée à un environnement rigoureux (limite supérieure de 0,3V) voire même adaptée à des conditions « intérieures » (ces conditions peuvent être obtenues avec un béton très dense). Une attention particulière doit donc être portée sur ce point.

Malgré tout, de nombreux guides rappellent que ce couplage galvanique ne peut être amorcé tant que les deux métaux en contact ne sont pas tous deux corrodés (en fait le couplage galvanique ne peut qu'accélérer la corrosion, pas l'amorcer). De plus, dans un milieu alcalin (milieu basique, cas de la solution interstitielle du béton, $\text{pH} > 13$), les potentiels pris par les deux métaux se rapprochent significativement. Néanmoins, au jeune âge du béton armé, l'alcalinité du milieu n'est pas encore à son niveau définitif. C'est donc à ce moment que la corrosion galvanique peut avoir un effet important.

D'après des études réalisées en laboratoire, retranscrites par Cimbéton, il a été montré que dans le cas de l'inox 1.4401 (17% de chrome, 12% de nickel et 2% de molybdène, donc des caractéristiques bien plus défavorables que l'inox 1.4462 adapté aux ouvrages maritimes) en couple avec des aciers carbone dans un béton placé dans des conditions de très forte concentration en chlorures (expérience en laboratoire : 3mol/L de NaCl), le courant de corrosion était toujours bien plus faible (15 fois) que dans le cas de l'utilisation d'acier carbone seuls

Enfin, pour en terminer avec les inconvénients de l'inox, il semble pertinent de revenir sur le critère économique. Bien que l'inox puisse posséder des avantages certains, permettant d'optimiser les structures et de chercher la rentabilité, il faut tout de même remarquer que l'inox reste un matériau cher, principalement les alliages fortement dosés en nickel, qui présentent les meilleures caractéristiques. La forte disponibilité de nuances d'inox est donc une nécessité.

7. EN PRATIQUE : RETOURS D'EXPERIENCE – ANALYSE CRITIQUE

Les éléments sur les retours d'expérience sont régulièrement complétés. Nécessité d'obtenir des informations fiables et suffisamment objectives.

7.1. EXEMPLES INTERNATIONAUX

7.1.1. L'ESTACADE DE PROGRESO – YUCATAN, MEXIQUE : LES ACIERS INOXYDABLES

L'estacade de Progreso, située dans la province de Yucatan au Mexique, est un ouvrage ayant la fonction de relier les quais du port de marchandise avec la terre. Il est construit en deux temps, d'abord entre 1937 et 1941 avec 2,1 km en viaduc, afin de ne pas gêner l'écoulement de l'eau, puis en 1988 sont venus se greffer plus de 4 km supplémentaires de digue. La longueur impressionnante de l'estacade est nécessaire pour permettre l'accostage de grands navires de marchandises. Du fait de la pente globalement très faible sur la côte du Yucatan, il faut littéralement plusieurs kilomètres avant que la profondeur d'eau soit suffisante.



Figure 66 : Image satellite de l'estacade de Progreso (2014), Yucatan, Mexique (Source : NASA Observatory)

Les première (1941) et deuxième parties (1988) sont facilement différenciable par leur impact sur le transport de sédiment longshore. Le viaduc de 2,1 km permet le passage des sédiments.

La deuxième particularité de cet ouvrage imposant est l'utilisation d'armatures inox pour la partie en viaduc de 2,1 km, c'est-à-dire la partie construite il y a de cela 75 ans.

En 1941, même si les désordres du béton armé n'étaient pas encore tous connus, le mécanisme de corrosion des armatures par l'attaque des sels de mer était déjà considéré comme la principale cause de l'altération du béton en milieu marin. Or, ayant peu d'idées de l'ordre de grandeur de la durée de vie du béton, le critère de conception a donc été une durée de vie illimitée. Considérant l'acier « inox » comme très logiquement inoxydable, l'emploi de cette solution technique fut retenu. Sur l'ensemble de l'estacade de 1941, 220 tonnes d'acier inox furent employées pour la réalisation du viaduc. L'inox utilisé est l'équivalent aujourd'hui d'un 1.4301, l'une des toute premières formulations d'inox pour béton armé, avec un taux de carbone de 0,05%, 18% de chrome et 10% de nickel, sans composé supplémentaire. Le béton lui est de qualité assez moyenne, de rapport E/C égal à 0,55.

Sur l'ouvrage, afin d'optimiser les coûts, il a été décidé de n'utiliser l'inox que pour les premières nappes. Le reste est composé d'acier carbone classique. Aucune protection supplémentaire n'a été prévue.

Aujourd'hui, 75 ans après, l'ouvrage impressionne encore par sa longévité, les dégâts étant quasi-inexistants. Dans un ouvrage consacré aux méthodes de protection du béton armé, Anticorrosion et durabilité dans le bâtiment, le génie civil et les ouvrages industriels (2010), le groupe CEFACOR donne le diagnostic établi après la plus récente inspection de l'ouvrage en 2010. Des mesures de la pénétration des chlorures, de la profondeur de carbonatation et de la résistivité ont été réalisées. Aucune trace de corrosion n'est identifiée sur l'ouvrage à l'exception de l'une des premières piles dont l'enrobage aurait été mal contrôlé (< 10mm. Les enrobages

réglementaires de l'inox aujourd'hui sont de 40mm) et endommagée par un choc de bateau. A ce propos, le CEFRACOR assure que l'utilisation d'un duplex 1.4462¹⁴ (plus riche en molybdène donc plus résistant à la corrosion due au chlorures) aurait empêché la corrosion de l'acier dans ces conditions.

Pour ancrer un peu plus l'estacade de Progreso comme la référence pour témoigner de l'efficacité et de la fiabilité de l'acier inox, l'ouvrage a été l'objet d'une étude ACV (Analyse du Cycle de Vie) publiée par la revue Nickel. Celle-ci compare le même ouvrage qui serait conçu avec (l'ouvrage réel) ou sans armatures inox (ouvrage fictif, dont les hypothèses de maintenance sont relativement fiables), entre 1941 et 2020. Cette analyse montre en particulier à quel point la très grande longévité de l'ouvrage (75 ans pour l'instant, donc très proche des longévités visées sur les ouvrages construits actuellement) a un impact très favorable sur le coût de l'ouvrage construit en inox. Alors que l'utilisation d'acier carbone aurait réduit de 14% le coût de construction (pourcentage proche de celui obtenu dans la partie sur l'approche en compromis performance de durabilité/coût, cf. partie 7.), après 80 ans, l'équilibre s'inverse et l'ouvrage en inox coûte 44% moins cher.

Année		Activité	Coût net actualisé (en dollars de 1941)
0	1941	Coût initial des matériaux	467 377 \$
10	1951	Travaux d'entretien n° 1	1 611 \$
25	1966	Travaux d'entretien n° 2	2 413 \$
40	1981	Travaux d'entretien n° 3	3 213 \$
50	1991	Réfection	465 046 \$
60	2001	Travaux d'entretien n° 1	1 603 \$
75	2016	Travaux d'entretien n° 2	2 401 \$
79	2020	Valeur résiduelle	-194 754 \$
		Total	748 912 \$

Année		Activité	Coût net actualisé (en dollars de 1941)
0	1941	Coût initial des matériaux	544 989 \$
44	1985	Travaux d'entretien n° 1	1 606 \$
59	2000	Travaux d'entretien n° 2	2 405 \$
74	2015	Travaux d'entretien n° 3	3 202 \$
79	2020	Valeur résiduelle	-32 185 \$
		Total	520 018 \$

Figure 67 : Coût du cycle de vie de l'estacade de Progreso (Source : Nickel Institute, Nickelmag¹⁵ Vol.29 n°1, mars 2014.)

Comparaison des coûts du cycle de vie de l'ouvrage (fictif) en acier carbone, à gauche, et de l'ouvrage (réel) en acier inox, à droite.

Et pour convaincre les derniers sceptiques, cet exemple d'utilisation d'acier présente une ultime qualité très parlante. En effet, 30 ans après la première estacade, en 1969, une seconde a été construite à 200 m à l'ouest. Sa réalisation est justifiée en partie pour des raisons touristiques, mais certainement aussi pour faire la comparaison technique avec la première estacade. Celle-ci, beaucoup plus courte, est construite de la même manière, sous forme d'un viaduc, mais cette fois avec des acier uniquement carbone. Or le résultat ne se fait pas attendre : 30 après, alors que la première estacade est naturellement dans un état inchangé, la deuxième doit être interdite car sur le point de s'écrouler. Toutes les armatures avaient largement souffert de la corrosion. Quoi qu'il en soit, cette expérience a permis de montrer la bien meilleure adaptation de l'inox aux aciers classiques dans de tels environnements. Les photos ci-dessous, très parlantes, sont régulièrement utilisées pour parler d'acier inox.

¹⁴ L'inox 1.4462 est l'une des alternatives proposées par le groupement sur le projet de Monaco.

¹⁵ Nickel Institute est une association des producteurs de nickel, intéressés par la mise en avant des produits en inox. L'ACV présentée ici est donc à relativiser. Malgré tout, l'exemple de l'estacade de Progreso est cité par beaucoup d'organisations non intéressées, en particulier l'ISSF (International Stainless Steel Forum)

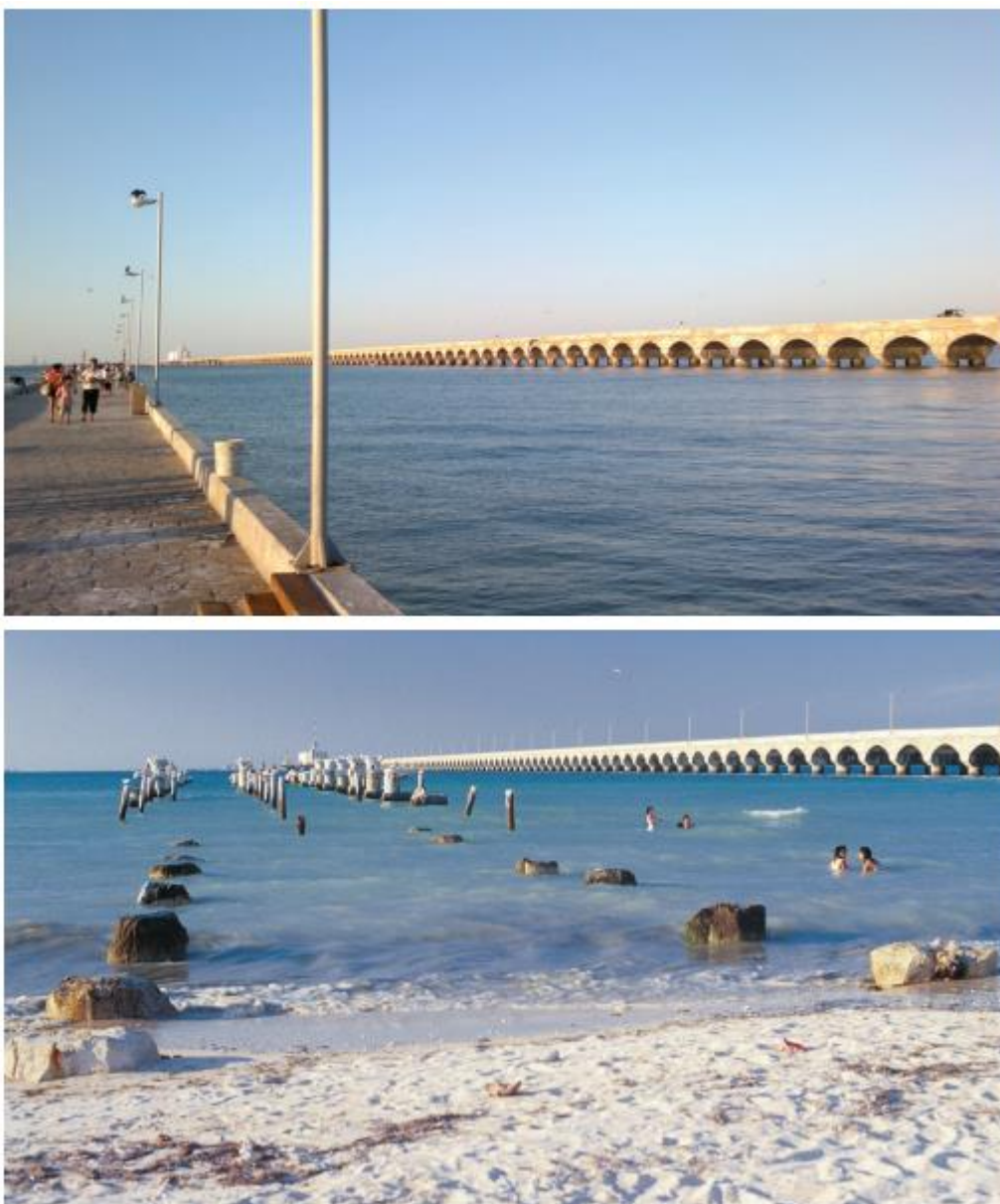


Figure 68 : Chronologie du vieillissement des 2 estacades de Progresso (Source : Nickelinstitute)

Les deux estacades des Progresso, construite en 1941 à droite et construite en 1969 à gauche. Photo prise en 1969 en haut et en 2010 en bas.

7.1.2. LE PONT VASCO DE GAMA – LISBONNE, PORTUGAL : L'APPROCHE PERFORMANTIELLE

Le pont Vasco de Gama se situe à Lisbonne au Portugal. Long de 17km dont une partie est à haubans, il a été réalisé pour enjamber l'estuaire du Tage. Sa construction a duré de 1995 à 1998 et il a coûté un peu moins 1 milliards d'euros. Sa particularité est qu'il fut l'un des tous premiers ouvrages dont la durée de vie exigée dépassait les 120 ans. Or à l'époque les outils prédictifs et autres modèles de durée de vie étaient inexistantes. Les connaissances sur une bonne partie des désordres du béton étaient également quasiment nulles. A vrai dire, la construction de ce pont a largement contribué à développer les guides de recommandations mais surtout l'approche performantielle. C'est le LERM (laboratoire indépendant à l'époque) qui s'est chargé des études de formulation du béton.

En effet, cet ouvrage est l'exemple parfait des principes de l'approche performantielle :

Pour commencer, une seule spécification était donnée au cahier des charges, à savoir « une durée de vie de 120 ans pour le béton de structure garantissant un faible coût de réparation et d'entretien ».

La première problématique fut la traduction en donnée technique de cette durée de vie. Il a été choisi de définir la durée de vie comme le temps nécessaire à l'amorce de la corrosion des armatures, i.e., à la lumière des normes en vigueur, lorsque le taux de chlorures au niveau des armatures atteint 0,4% du poids du ciment. La valeur des enrobages était choisie en fonction des prescriptions de l'ancêtre de l'Eurocode 2, la norme ENV 206, égale à 70 mm dans les zones XS3 (splash zone). A partir de ces quelques principes, la formulation du béton a donc été perçue comme une fonction de la durée de vie et de l'enrobage.

Puis la problématique suivante concerne le choix des indicateurs qui permettront de confirmer le choix d'un béton. Puisqu'il était considéré que la durée de vie était entièrement déterminée par la pénétration des chlorures, 2 indicateurs principaux ont été retenus : la perméabilité aux gaz (devant rester $< 1 \cdot 10^{-17} \text{m}^2$) et le coefficient de diffusion des ions chlorures (devant rester $< 0,4 \cdot 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$). Toutefois, le couplage entre les différentes pénétrations d'agents agressifs (notamment entre les chlorures et le CO_2) étant déjà pressenti à l'époque, mais également pour confirmer les résultats des indicateurs principaux, il a aussi été choisi de se référer à 3 indicateurs secondaires : la résistance à la pénétration des ions chlore, la porosité accessible à l'eau et la profondeur de carbonatation.

La troisième problématique concernait ensuite les bétons à formuler et à tester par les indicateurs. Pour cela, les bétons ont notamment été formulés d'après les normes portugaises. Ceci a conduit un béton avec les caractéristiques suivantes :

- Un dosage en ciment $C = 400 \text{ kg/m}^3$
- Un rapport E/C de 0,33
- Deux types de ciments ont été testés :
 - o CEM I PM de classe de résistance 42,5 MPa à 7j
 - o CEM IV PM de classe de résistance 32,5 MPa à 7j contenant 22% de cendres volantes (idée : faciliter la réaction d'hydratation par effet pouzzolanique pour diminuer la quantité de portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$ d'une part et augmenter la densité du béton d'autre part)

Enfin, la dernière problématique, essentielle, fut l'élaboration de la prédiction du béton ainsi formé à partir des indicateurs et du critère de durée de vie précédemment défini. Celui-ci a dû être créé de toutes pièces par le LERM et a permis de simuler la pénétration des chlorures dans les bétons formulés sur les 120 ans à partir des mesures des coefficients de diffusion. Il convient de noter tout de même que pour qu'elles soient suffisantes pour être en mesure d'extrapoler le modèle sur les 120 ans, il a fallu faire des mesures sur des éprouvettes de béton entre 1 et 18 mois, donc un temps d'étude relativement long. A partir de là la prédiction a été effectuée à partir de l'hypothèse d'un coefficient de diffusion constant sur les 120 ans (ce qui n'est pas réaliste car il est à son maximum en début de vie puis diminue de façon monotone, mais acceptable puisque la condition est défavorable). La valeur du coefficient de diffusion trouvée expérimentalement étant alors de $0,4 \cdot 10^{-12} \text{m}^2/\text{s}$, il a été prouvé que le taux de chlorures au niveau des armatures après 120 ans ne dépassait pas 0,4%.

Ainsi, cet exemple prouve toute la force de l'approche performantielle, car plutôt que de formuler un béton sur des prescriptions qui ont pour seule donnée d'entrée le niveau d'agressivité du milieu (la classe d'exposition) en le considérant nécessairement adéquat, on choisit nos propres données d'entrée caractéristiques de l'ouvrage, en particulier la durée de vie. Lorsque l'on utilise ce béton, on a donc la certitude qu'il remplira les fonctions sur lesquelles on l'a testé.

Remarque : De ce point de vue, le pont Vasco de Gama possède une zone d'ombre, à savoir l'impact de la fissuration qui n'a pas été pris en compte dans le modèle de pénétration et qui est pourtant une voie privilégiée

pour la pénétration d'agents agressifs. Le LERM a d'ailleurs lui-même montré, quelques années plus tard que la fissuration serait bien susceptible de faire dépasser les 0,4% de chlorures au niveau des armatures à 120 ans.

7.2. EXEMPLES EN FRANCE ET A MONACO

7.2.1. DER ATLANTIKWALL – LE MUR DE L'ATLANTIQUE : LES TRES GRANDES DUREE DE VIE

« **On ne construit pas de modèles de durabilité sans faire appel à l'expérience** », Sylvine Guédon

Comme le résume bien S. GUEDON, Docteur au LCPC et rédactrice de l'article A la recherche de la formulation originelle et de l'état de conservation de bétons du Mur de l'Atlantique, publié dans le journal du LERM (juin 2007), la durabilité d'un ouvrage construit actuellement est difficilement vérifiable. Ainsi, le réflexe est de regarder dans le passé les ouvrages construits il y a 50 ou 100 ans. Pour mémoire, les premières utilisations du béton en tant que matériau structurel remontent à 1887 (d'après Philippe TRUTTMAN, 1996), et du béton armé à 1897.

Dans la famille des grands ouvrages soumis aux contraintes de l'environnement marin, comment ne pas penser au Mur de l'Atlantique, un ensemble de 15000 Blockhaus répartis sur 2000km de côte et dont la construction commença en 1942 et fut achevée (du moins pour les 15000 Blockhaus effectivement réalisés sur les 22000 prévus) en 1944, soit il y a plus de 75 ans. Pour situer le contexte de ces Bunkers construits le long de la côte de l'Atlantique, du Danemark à l'Espagne, ils ont représenté plusieurs millions de mètres cubes de bétons, dont 750 000 m³ pour le mois d'avril 1943 uniquement. Autrement dit, c'est un ouvrage qui s'est construit rapidement et avec les moyens locaux, en particulier pour la formulation des bétons : pas de préoccupation de la compatibilité du ciment avec le sable prélevé directement sur la plage, non préalablement lavé, des temps de décoffrage non contrôlés et un gâchage à l'eau de mer. Pourtant, aujourd'hui encore les bunkers qui ne sont pas chutés dans l'eau, qui sont alors vite détruits par l'agressivité de l'eau de mer, du fait de la corrosion du socle rocheux sont toujours là, soumis à l'air marin. Dans son article, S. GUEDON pénètre donc dans la composition des bétons afin d'analyser leur formulation, d'observer leur état de vieillissement, et de la comparer aux formulations des bétons actuels.

Un premier examen global des bétons montre que ceux-ci sont dans des états de vieillissement variables, à savoir des traces de réactions alcalines et des témoins de réaction sulfatique sous forme d'aiguilles d'étringite. La gravité de ces symptômes est néanmoins variable selon les sites, ce qui laisse également présager que les bétons ne sont pas de même qualité. En outre, l'analyse des granulats utilisés permet d'en différencier 4 types, caractéristiques des carrières de la Normandie et du Nord de la France, le quartz (granulat PR, potentiellement réactif vis-à-vis de la réactivité aux alcalins), le silex (PRP, potentiellement réactif à effet de pessimum¹⁶), le calcaire/la craie (NR, non réactif¹⁷) et le quartzite (PR, potentiellement réactif¹⁸). En fonction du zonage géographique, et la carrière qui aura fourni le chantier, les bétons présenteront donc des états plus ou moins avancés de réaction interne. Pour certains échantillons du laitier a parfois été retrouvé en quantité importante dans la phase sableuse, ce qui aura énormément limité les réactions internes du béton.

Pour aller plus loin, l'article est allé faire l'inventaire détaillé des composants de la matrice cimentaire pour 3 de ces sites dans l'idée de pouvoir la comparer avec les formulations actuelles. Les trois types de ciments identifiés, ou leur équivalent actuel sont : le Ciment Portland artificiel CEM I (principalement composé de clinker), le Ciment Portland composé au laitier CEM II/S (avec clinker et laitier) et le Ciment au laitier CEM III (ou Ciment de Haut

¹⁶ Granulats potentiellement réactifs à effet de pessimum : granulats pour lesquels les effets expansifs ne se manifestent que la teneur critique pessimale est atteinte, liée au rapport SiO₂/Na₂O. Autrement dit ces granulats ne réagissent pas s'ils sont utilisés seuls ou avec des granulats de même nature.

¹⁷ Granulats non-réactifs : pouvant être utilisés sans précaution particulière

¹⁸ Granulats potentiellement réactifs : nécessitent des précautions particulières

Fourneau comportant du clinker et beaucoup de laitier). Ci-dessous le tableau récapitulatif présentant également le dosage en ciment, la porosité et quelques caractéristiques :

	Béton 986 (Hardelot-sur-Mer)	Béton 975 (Pointe du Hourdel)	Ciment 984 (Sainte Margueritte sur Mer)	Béton pour travaux à la mer (exemple sur le port Hercule, 2002)
Caractéristiques du liant/ciment	Ciment gris	Ciment gris, carbonaté et fissuré	Ciment gris-bleu (teinte due au laitier)	
Réactivité du béton	Alcali-réaction + Cristaux d'ettringite	Cristaux d'ettringite	Aucun indice de réactivité	
Type de ciment	CEM I (Ciment Portland)	CEM II/S (Ciment Portland composé au laitier)	CEM III (Ciment de laitier de Haut Fourneau)	CEM II/A – D (Ciment Portland composé à la fumée de silice)
Dosage de ciment	375 kg/m ³	385 kg/m ³	575 kg/m ³	320 kg/m ³
Porosité	16,5%	18%	19,5%	

Figure 69 : Différents bétons retrouvés sur les bunkers du mur de l'Atlantique (Source : Sylvine Guédon, LCPC)

Ainsi, bien qu'on puisse retrouver des formulations de bétons qui ont mieux résistées que d'autres, et qui confirment les progrès qui ont été fait pour limiter les agressions de réactivité interne du béton, il convient de garder en mémoire que tous les bétons du Mur de l'Atlantique présente une quantité d'armatures phénoménale (bien au-delà des ratios utilisés dans les normes actuelles), ce qui a empêché aux réactions amorcées dans le béton d'engendrer des gonflements trop importants.

7.2.2. LE PORT DE LA CONDAMINE : APPROCHE PERFORMANTIELLE ET METHODES DE PROTECTION CONTRE LA CORROSION

Le port de la Condamine est, à l'image du pont Vasco de Gama, l'un des tous premiers exemples d'application de la formulation performantielle du béton. La conception du projet s'est alors inspiré des retours d'expérience de plateformes pétrolières en Norvège, dont les critères sont très contraignant.

L'objectif ici de l'exemple du port de la Condamine, appelé aussi Port Hercule, est de fournir une comparaison proche en termes d'environnement du projet. Cela donne donc un exemple concret techniquement de formulation du béton (à partir des notes de conception de l'époque, notamment les essais de convenue) pour le projet d'extension en mer. Cependant, cette partie mériterait un avis complémentaire des concepteurs de l'époque, VINCI, qui n'a pas été obtenu à l'élaboration de ce rapport.

Deux bétons étaient testés dans les essais de convenue

- Un B54 avec un ciment CEM III/B 42,5 PM ES, autrement dit un ciment de haut fourneau (i.e. ciment au laitier), dosé à 450 kg/m³, de résistance à 28j 42,5 MPa, à prise mer (PM) et prévu pour eaux sulfatés (ES) pour limiter le risque de Réaction Sulfatique Interne. Un adjuvant a été utilisé pour permettre une meilleure ouvrabilité au coulage du béton. Le rapport E/C était de 0,34.
- Un B54 avec un ciment CEM II/A 52,5 PM CP2 avec addition de cendres volantes, dosé à 440 kg/m³, prise mer (PM) et avec teneur limité en ions sulfures (CP2). Le rapport E/C était de 0,36.

En ce qui concerne la validation des solutions l'indicateur retenu est la quantité de courant en Coulombs. Les résultats ont donné 675 Coulombs dans les hypothèses les plus défavorables (surplus de 5 L/m³ d'eau) pour le béton (2) et 1000 Coulombs pour le béton (2).

APPLICATION AU PROJET D'EXTENSION EN MER – PRATIQUES ADAPTEES AU PROJET

L'objectif de cette section est de reprendre les éléments présentés dans la section précédente qui semblent pertinents dans le cas du projet d'extension en mer de Monaco.

1. PRESENTATION DU PROJET D'EXTENSION EN MER DE MONACO

En effet, auparavant on s'intéressait à tous les cas d'ouvrages maritimes. Ici, on va réduire le champ en identifiant les particularités du projet et plus précisément des caissons. Pour se faire, commençons par visualiser le projet.

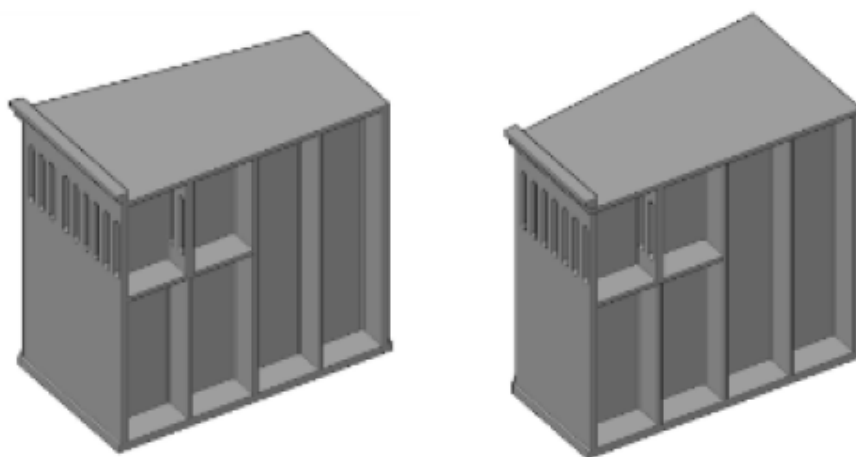


Figure 70 : Caissons du projet d'urbanisation en mer de Monaco (Source : La Gazette de Monaco, SAM Anse du Portier)

En haut : vue est du projet. A gauche : caissons de types A. A droite : caissons de type B.
La ceinture de 17 caissons visible sur la vue est une succession des caissons de type A et B

Ainsi, on peut clairement identifier les particularités suivantes :

- Ouvrage maritime en Méditerranée (eaux non soumises au gel)
- Partiellement immergé sur l'avant des caissons : partie émergée jusqu'à +7 m NGM¹⁹. Partie immergée jusqu'à - 20 m NGM. La splash zone²⁰ est calculée par le concepteur de -1,86 m NGM à + 4,04 m NGM.
- Soumis à l'agitation maritime (houle de 2,30 m d'après le concepteur)
- Exigence de durabilité : 100 ans.
- Accessibilité envisageable mais limitée à l'avant des caissons (notamment dans la zone de houle et les chambres jarlans ; en plongée pour les zones immergées). Aucune accessibilité à l'arrière des caissons (côté remblai).
- Mise en œuvre du béton par un caissonnier. Le béton se retrouvera immergé en partie environ 24h après coulage.

2. IDENTIFICATION DES DESORDRES DU BETON ARME A ENVISAGER SUR LE PROJET

Identifions maintenant les désordres auxquels sera soumis le béton armé utilisé sur le projet :

Désordre		Risque pour le projet	Commentaire
Actions mécaniques		OUI	Bien qu'il existe, ce risque reste moins important que pour un ouvrage portuaire. En revanche, l'abrasion par la houle est un désordre à prendre en considération.
Actions extérieures	Lixiviation du ciment en surface	OUI	Les eaux chargées en sels (cas de la Méditerranée) sont plus susceptibles de présenter un risque.
	Cristallisation des sels dissous	OUI	Le phénomène est amplifié dans les climats chauds où l'eau s'évapore facilement.
	Cycles gel/dégel	NON	Ce phénomène n'est pas envisageable en climat méditerranéen.
Réactions internes au béton	Alcali-réaction	OUI	Environnement humide.
	Réaction Sulfatique Interne	OUI	Le risque existe étant donné l'environnement humide. Toutefois, les pièces coulées ne font jamais plus d'1 m d'épaisseur.
Corrosion des aciers	Carbonatation du béton	OUI	Seulement dans les zones émergées. A partir de la zone de marnage, l'alternance des cycles d'humidification-séchage rend le phénomène négligeable. Cependant, même en zone émergée, le risque lié à la pénétration des chlorures est prédominant.
	Pénétration des chlorures	OUI	En particulier en splash zone.

Figure 71 : Identification des risques sur le béton armé pour le projet d'extension en mer de Monaco

■ : risque prédominant et pouvant engendrer de graves conséquences sur la structure

■ : risque existant mais présentant peu de probabilité d'occurrence ou dont les conséquences structurelles sont faibles

¹⁹ NGM est le référentiel monégasque pour le niveau de l'eau

²⁰ La splash zone est une notion légèrement plus large que la zone de marnage puisqu'elle prend en compte la zone de marnage, la zone d'éclaboussures et la zone des basses eaux

En outre, les ouvrages au contact de l'eau constituent potentiellement un habitat pour des espèces de faune et de flore marine. On peut donc imaginer que ceux-ci aient également un rôle agressif sur le béton. Cependant, aucun guide ne donne de précisions à ce sujet.

3. IDENTIFICATION DES PRATIQUES APPLICABLES AU PROJET

Avant de passer à l'identification des méthodes de maîtrise des risques à proprement parler, notons que la norme NF EN 206/CN (norme sur l'utilisation du béton), sur laquelle les « bonnes pratiques » sont fondées, est bien mentionnée dans le Cahier d'Objectifs et Performances techniques du projet. Ainsi, cette norme et toutes celles qui en découlent sont exigées dans le projet, notamment la norme NF EN 197 (norme ciment) et les Eurocodes (normes de calcul).

Pratique de la maîtrise des risques		Adaptabilité sur le projet	Commentaires
Formulation	Approche prescriptive	NON	Le Cahier des charges du projet demande une durée de vie de 100 ans, largement supérieure aux 50 ans assurés par l'approche prescriptive basée sur la norme NF EN 206/CN.
	Approche performantielle	OUI	Cette approche représente l'alternative incontournable à l'approche prescriptive. L'application de la démarche performantielle sur le projet fait l'objet de la partie suivante
Dispositions constructives	Seuil d'ouverture des fissures	OUI	Le choix de seuils de fissuration lors des calculs structurels est indispensable pour assurer au mieux les modèles prédictifs qui seront définis par l'approche performantielle
	Enrobage	OUI	De même, l'enrobage ²¹ représente lui une donnée d'entrée aux modèles prédictifs.
Mise en œuvre	Cure	OUI	Le choix adéquat de la cure du béton semble indispensable étant donné la mise en contact rapide du béton jeune avec l'eau de mer.
	Techniques de gestion des désordres internes lors du gâchage	NON	Le rapport ne présente de méthode de gâchage spécifique que pour la RSI, qui n'est à priori pas un désordre attendu sur le projet. (A priori, voir les méthodes proposées par le constructeur)
Méthodes de suivi		OUI	Le suivi de l'ouvrage ne serait-ce qu'à travers les témoins de durée de vie pour s'assurer de la viabilité du modèle de durée de vie sur les premières années est indispensable. Le suivi direct de l'état des armatures dépend de la stratégie de protection choisie par le concepteur. Toutefois, le risque de corrosion peut aussi s'évaluer par des mesures en surface du béton (cf. section 1, partie 5.1.)
Méthode de protection et de réparation	Injection des fissures	OUI	Une méthode pour l'injection sous-marine respectueuse des exigences environnementales est toutefois nécessaire.
	Revêtement	NON	L'utilité d'une telle solution semble limitée dans notre cas. Les surfaces sont en outre très importantes. Si l'on souhaite étudier cette solution, on pourrait peut-être

²¹ Dans le cas d'un ouvrage maritime du type de l'extension en mer, l'enrobage absolu à respecter sera donc au minimum de 55 mm (cf. section 1, partie 3.2.). Dans le cas du port de la Condamine (2002), l'enrobage adopté fut de 70mm avec notamment une majoration d'enrobage pour les risques d'abrasion.

		imaginer un revêtement en béton projeté sur la structure en place (cela pourrait notamment présenter un intérêt par rapport aux fonctions écologiques)
Imprégnation	OUI	Dans l'idée de rendre le béton aussi étanche à la pénétration d'agents déclencheur de corrosion, cette solution semble particulièrement adaptée. Le concepteur a déjà proposé un produit en ce sens.
Nettoyage des armatures	NON	Etant donné l'exposition de l'ouvrage, il semble difficile d'envisager un nettoyage des armatures endommagée. Cette solution, comme dans la plupart des cas, est la dernière à envisager. En ce qui concerne le traitement,
Procédé électrochimique par courant	OUI	La protection des armatures par courant galvanique (plus efficace sous l'eau) ou courant imposé est une solution pertinente régulièrement choisie. Elle présente l'intérêt qu'elle peut se décliner en protection continue ou en entretien ponctuel par ré-alcalinisation ou déchloruration. L'installation prévue dès la construction permet également le suivi des armatures.
Inhibiteur de corrosion	OUI	Solution adaptée au projet notamment par ajout dans la formulation du béton ou par application sur les armatures.
Armatures inox	OUI	Les armatures inox sont effectivement citées pour les problématiques de durabilité en milieu marin, notamment par le CETMEF. A voir si elles sont une alternative à d'autres méthodes de protection

Figure 72 : Identification des pratiques de gestion des risques sur le béton armé adaptées pour le projet d'extension en mer de Monaco

■ : Pratique indispensable sur le projet
■ : Pratique adaptée mais pas indispensable

4. APPLICATION DE L'APPROCHE PERFORMANTIELLE AU PROJET D'EXTENSION EN MER DE MONACO

Etant donné la complexité de l'approche performantielle, il semble pertinent d'aller un peu plus loin sur l'application de cette pratique au cas monégasque.

La formulation du béton sur le projet se heurte à un problème normatif. En effet, la norme de référence NF EN 206/CN pour le béton donne des prescriptions de formulation sous l'hypothèse d'une durée de vie de 50 ans. A la simple application de cette norme, le constructeur ne peut donc pas assurer la durée de vie exigée de 100 ans. Toutefois, par curiosité, on pourrait citer une formulation qui conviendrait selon cette norme :

Désignation du béton : BPS NF EN 206-1 C 35/45 XS3 (F) [...] CI 0,2

Quantité de ciment : $C_{min} = 350 \text{ kg/m}^3$

Rapport Eau/Liant équivalent (ciment + additions) : $E_{eff}/C_{max} = 0,45$

Ces spécifications ne sont pas suffisantes, pourtant l'évocation de la norme NF EN 206/CN dans le COP du projet d'extension conduit normalement à avoir un béton qui présentera à minima ces caractéristiques.

Comme largement présentée dans ce rapport, la démarche à adopter est certainement l'approche performantielle de formulation du béton. Pour résumer le principe, il s'agit de choisir un béton non pas à partir de prescriptions sur les matériaux et les quantités à utiliser mais à partir d'un ou de plusieurs critères performantiels tenant compte de la durée de vie. A titre d'exemple, le béton utilisé dans les piles du pont Vasco de Gama a été formulé selon le critère performantiel suivant :

- Moins de 0,4% (en masse de béton) d'ions chlorures au niveau des armatures après 100 ans d'exploitation.

Malgré tout, cela n'empêche pas d'être conforme à la norme NF EN 206. En règle générale, l'approche performantielle donne des formulations de béton plus contraignantes que la norme. Les seuils qu'elle fixe seront donc à priori respectés.

Pour mettre en pratique cette démarche, nous allons ici tenter de donner un amorçage possible. Rappelons le seul critère du Cahier des Charges :

- ❖ Durée de vie : > 100 ans.

4.1. CHOIX DES INDICATEURS

Pour commencer, identifions les désordres auxquels sera exposée l'infrastructure. La corrosion des aciers sera fonction de :

- La pénétration des chlorures : en zone de marnage, en zone immergée et, dans une moindre mesure, dans la zone soumise aux embruns. La zone immergée est moins sensible puisque même si les chlorures pénètrent jusqu'aux armatures, la corrosion reste extrêmement lente.
- La carbonatation : en zone émergée mais surtout en zone de marnage, où le taux d'humidité atteint l'optimum de 70% pour la vitesse de carbonatation.

Ces 2 agressions, en se couplant, peuvent accélérer le phénomène de pénétration des agents jusqu'aux armatures²². Il est donc important de les considérer ensemble en particulier dans les zones où les 2 agressions sont les plus intenses, à savoir la zone de marnage. Toutefois, la connaissance de ces phénomènes de couplage est encore en développement. Les spécifications sur les indicateurs de durabilité qui seront définis après ne prennent pas forcément bien en compte cet aspect.

D'autres désordres peuvent apparaître en fonction des conditions environnementales mais aussi des choix de formulation du béton. Il est donc logique de les considérer aussi :

- L'alcali-réaction : les conditions humides et l'apport de sels issus de l'eau de mer sont des conditions favorables.
- La réaction sulfatique interne : la réaction est favorisée en présence d'eau. Néanmoins, on peut considérer que si les pièces de béton sont coulées avec des épaisseurs inférieures à 1m, ce risque est très limité.
- Les agressions biologiques et abrasion : dans le cas où l'on chercherait à recruter des organismes et à créer des habitats sur la surface de béton (cf. 2.), ce type d'agressions peuvent être à considérer.

²²D'après Jonathan MAI NHU, Corrosion des armatures du béton : couplage carbonatation/chlorures en présence de cycles hydriques

Le choix des indicateurs se fait donc pour chacun de ces désordres lorsqu'ils existent. Rappelons ici que nous faisons une distinction entre indicateurs généraux, ou indicateurs de corrosion, et indicateurs spécifiques. Les indicateurs généraux choisis seront : la porosité à l'eau, la perméabilité au gaz et à l'eau et le coefficient de diffusion des chlorures. Les indicateurs spécifiques sont : les indicateurs utilisés pour la caractérisation du risque d'alcali-réaction (définis par l'AFGC, cf. section 1, partie 2.2.4.3. : quantité de silice, déformation d'éprouvette, ...), les indicateurs utilisés pour la caractérisation du risque de RSI (définis par les recommandations du LCPC, cf. section 1, partie 2.2.4.4. : température de prise du béton, quantité d'alcalins).

En ce qui concerne les agressions biologiques, en fonction des conditions d'habitats des espèces qui seront recrutées sur la paroi de béton (information à obtenir auprès de spécialistes, notamment le pH et l'apport d'espèces chimiques agressives), il est plus indiqué de passer par l'approche prescriptive en définissant une classe d'agression XA, la démarche performantielle ne donnant pas de spécification sur ce type de désordre. De même, pour les problématiques d'abrasion, il n'existe pas réellement de spécification, que ce soit en approche performantielle ou prescriptive, pour la formulation du béton, bien que quelques recommandations puissent exister çà et là. Le principal paramètre permettant de prendre en compte ce désordre est la majoration de l'enrobage (cf. section 1, partie 3.2.2.).

4.2. CHOIX DES SPECIFICATIONS

A partir des indicateurs choisis, de la durée de vie exigée du Cahier des Charges et des conditions environnementales, les spécifications sur les caractéristiques du béton en découlent naturellement. Les conditions environnementales sont prises à chaque pour la zone la plus contraignante. Le tableau ci-dessous est l'application de la méthode publiée par l'AFGC²³ :

Désordre	Environnement	Indicateur	Essai associé à réaliser	Spécifications
Corrosion induite par carbonatation et/ou pénétration des chlorures	Zone de marnage, cycles fréquents d'humidification – séchage et ouvrage de niveau 4 (durée de vie de 100 à 120 ans)	Porosité à l'eau P_{eau}	NF P 18-459	$< 9 \%$
		Coefficient de diffusion apparent des chlorures D_{app}	XP P 18-462	$< 2 * 10^{-12} m^2/s$
		Perméabilité au gaz K_{gaz}	XP P 18-463	$< 1 * 10^{-17} m^2$
		Perméabilité à l'eau K_{liq}	NF 12390-8	$< 1 * 10^{-20} m^2$
Alcali-réaction	Immersion en présence de sel marins : Niveau d'exigence C	Quantité de silice libérée par les granulats : caractérisation PR, PRP ou NR	NF P 18-594	- Granulat NR ou PRP sans addition : pas de spécification - Sinon : (1) Ciment CEM I : déformation $< 0,02\%$ à 5 mois (2) Autre ciment : déformation $< 0,03\%$ à 12 mois
		Essai de déformation d'éprouvette ε	NF P 18-454	
Réaction sulfatique interne	Ouvrage de catégorie III (grande durabilité) et de classe d'exposition XH3	Température maximale de prise du béton T_{max}		$T_{max} < 65^\circ C$

²³ D'après le guide : Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages, AFGC (2004)

	(situé en zone de marnage) : Niveau de prévention Ds			
--	--	--	--	--

Figure 73 : Tableau des spécifications à adopter sur les indicateurs dans le cadre de l'exercice d'application de la méthode AFGC aux caissons du projet Urbamer

Remarque : La liste des normes d'essai n'est pas exhaustive. Pour les autres méthodes, se reporter à la section 1, partie 2.2.3. De même, les spécifications résumées ici peuvent être détaillées. Pour cela il est conseillé de se référer à la section 1, partie 2.2.4.

La méthode est donc la suivante. Le concepteur formule un béton qu'il va soumettre aux essais de laboratoire proposés ci-dessus. Ceci permettra de qualifier cette formulation de béton. Si tous les indicateurs donnent des valeurs qui conviennent aux spécifications, la formule est validée. Sinon le concepteur reprend la formulation du béton. Cette étape permet la validation du béton d'après le Cahier des Charges. Mais elle ne permet de prédire la durée de vie réelle du béton qui s'établit d'après un modèle de durée de vie évaluant l'avancement de la dégradation réelle de l'ouvrage, pouvant être basé sur le suivi de l'évolution des indicateurs ou de nouveaux paramètres appelés témoins de durée de vie (profondeur de carbonatation X_c , front de pénétration des chlorures X_d , ...)

4.3. SUIVI DE L'OUVRAGE

Le modèle de durée de vie est basé sur le temps que mettront la carbonatation ou la pénétration des chlorures à atteindre les armatures. C'est ce que l'on appelle aussi la période d'incubation. En principe, plutôt que de réaliser 2 modèles pour la carbonatation et la pénétration des chlorures, on devrait réaliser un modèle tenant compte de leur couplage, dont plusieurs études ont montré qu'il pouvait manifestement accélérer la période d'incubation. Malheureusement, aucun modèle viable n'a pour le moment été mis au point pour tenir compte de ce couplage. Il est néanmoins admis que l'un des processus de carbonatation ou de pénétration des chlorures est régulièrement prédominant sur l'autre. Dans notre cas, on fera le choix de réaliser un modèle pour la pénétration des chlorures uniquement, en sachant que c'est très probablement le premier désordre qui limitera la durée de vie de l'ouvrage

Remarque : On ne tient pas compte des désordres particuliers (alcali-réaction, RSI) dans ce modèle car on considère que les mesures prises à la formulation suffisent à les maîtriser.

L'élaboration du modèle de durée de vie tient, pour simplifier, sur la détermination et le suivi du coefficient de diffusion des chlorures, d'après la loi de Fick suivante :

$$\frac{\partial C}{\partial t} = D \frac{\partial^2 C}{\partial x^2}$$

Avec

- $C(x,t)$: la concentration de chlorures à la profondeur x du béton et à l'instant t
- $D(x,t)$: le coefficient de diffusion apparent des chlorures

Dans son modèle du pont Vasco de Gama, afin de simplifier l'étude et de se placer dans des hypothèses défavorables, le LERM a décidé de considérer le coefficient $D(x,t)$ de diffusion des chlorures comme fixe dans le temps et homogène dans la totalité du béton. En réalité, au fil du temps, ce coefficient diminue en raison de la diminution de la porosité liée à la réaction des chlorures avec le ciment, formant des sels augmentant la compacité du béton. Mais ce phénomène reste difficile à quantifier, le coefficient $D(x,t)$ utilisé est donc le coefficient de diffusion apparent initial.

Attention, le coefficient de diffusion initial correspond au coefficient évalué in situ (pas sur les essais de laboratoire) après plusieurs mois de vie de l'ouvrage. L'instant t_0 de début du modèle de durée de vie correspond donc souvent à plusieurs mois après sa réalisation, ce qui permet notamment d'évaluer le taux de chlorures initial dans le béton.

Selon ces hypothèses, on va pouvoir, à partir de la simple donnée de ce coefficient de diffusion initial, évaluer la durée de vie résiduelle de l'ouvrage. Cette durée de vie résiduelle peut être régulièrement réévaluée en refaisant un essai pour connaître la position du front de pénétration des chlorures.

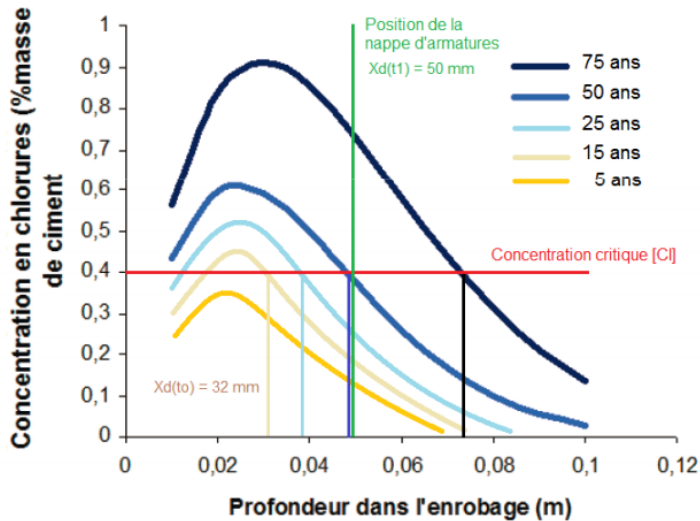


Figure 74 : Profil de pénétration des chlorures
(Source : COTITA)

Exemple de profil de pénétration des chlorures après différentes durées de vie de l'ouvrage. Sur cet exemple la durée de vie de l'ouvrage est estimée à 50 ans. A noter que le profil peut avoir différent faciès : à bosse (comme ici), caractéristique d'une zone de marnage ou monotone décroissant, caractéristique d'une immersion continue.

DISCUSSION SUR LES SPECIFICITES DU PROJET D'EXTENSION EN MER A MONACO

L'état de l'art et les bonnes pratiques établis dans la première section permet d'observer la panoplie des solutions déjà utilisées et retenues pour gérer les problèmes liés à l'utilisation du béton armé en milieu marin. Cela ne définit néanmoins pas forcément les solutions à utiliser sur le projet d'extension en mer de Monaco, en ce sens que le projet se différencie d'autres projets par beaucoup d'aspects : sa forme, ses fonctions, ses exigences mais aussi sa date de réalisation, les connaissances évoluant régulièrement. Il semble bien entendu très opportun de se fier aux retours d'expériences, lorsqu'ils existent, pour valider des choix, mais il faut garder à l'esprit que ce projet sera plus récent que tous les retours d'expérience auxquels on se référera.

Dans cette section, on va donc discuter des spécificités du projet d'extension en mer en évaluant ce qui peut avoir une influence sur la durabilité de l'infrastructure. On va donc chercher en partie à juger les choix techniques déjà proposés par le constructeur – ou en discussion – à la lumière de l'état de l'art précédemment établi.

1. CONTEXTE DU PROJET : RETOUR SUR LES FONCTIONS, LES EXIGENCES DE DURABILITE ET LES BESOINS D'INNOVATION

1.1. RAPPEL DES FONCTIONS DE L'INFRASTRUCTURE MARITIME

Les exigences de durabilité de l'infrastructure maritime, que l'on réduira ici aux 17 caissons de ceinture du remblai, sont relatives à ses fonctions. Celles-ci ont été identifiées et séparées en 2 catégories :

- Structurelles
 - Tenir le remblai
 - Protéger les superstructures et les usagers de la houle et des séismes
 - Durabilité de 100 ans
- Environnementales
 - Eco – conception : Accueillir des modules d'habitats marins (processus de réduction et compensation de l'impact écologique)

1.2. EXIGENCES DE DURABILITE

La durabilité peut aussi être vue comme une fonction des caissons, même si elle a un statut particulier car elle dépend des autres fonctions. Pour mieux comprendre, il est sans doute indispensable de revenir sur la définition de la durabilité.

Dans la première section, faisant l'état de l'art des bonnes pratiques d'utilisation du béton armé en milieu marin, nous avons choisi de ne pas dissocier les notions de durabilité et de durée de vie afin de simplifier la compréhension. Néanmoins, dans le cadre de l'analyse des propositions sur les caissons du projet d'urbanisation en mer de Monaco, cette distinction, de même que l'élargissement de la définition de la durabilité, deviennent essentielles. Cette fois, on ne limitera plus la durabilité à une durée contractuelle et fixée à la conception du projet, cette définition convenant plutôt à la notion de durée de vie, ou la Durée d'utilisation de projet, comme proposée dans l'Eurocode 0 NF EN 1990 :

« Durée pendant laquelle une structure, ou une de ses parties, est censée pouvoir être utilisée comme prévu en faisant l'objet de la maintenance escomptée, mais sans qu'il soit nécessaire d'effectuer des réparations majeures », Eurocode 0.

A l'inverse, la durabilité d'une structure n'est certainement pas un paramètre qui doit être fixé. Bien que la notion caractérise toujours la capacité de l'ouvrage **« à conserver les fonctions d'usage, pour lesquelles il a été conçu, et à maintenir son niveau de fiabilité et son aspect esthétique dans son environnement, avec des frais de maintenance et d'entretien aussi réduits que possible »**, Les ouvrages en béton : durabilité, dimensionnement et esthétique – Durabilité des ouvrages en béton, Cimbéton, améliorer la durabilité consiste en réalité à viser une durée de vie aussi grande que possible. Mais ceci étant utopique et difficile à quantifier, une autre approche est nécessaire. Lorsque l'on ne peut pas connaître la quantité exacte d'années pendant lesquels une structure peut être exploitée, on peut néanmoins chercher à définir une probabilité, ou un risque, de dégradation d'une ou plusieurs de ses fonctions après une certaine durée de vie. Assurer la durabilité de la structure consiste donc à la mise en place d'une stratégie de diminution et de maîtrise des risques de perte de fonction(s), au minimum sur la durée de vie exigée.

Ceci permet de révéler un aspect essentiel influant sur les choix de conception des caissons. La gravité des conséquences d'une perte de fonction structurelle des caissons serait telle qu'une dégradation imprévue ou irrémédiable n'est pas tolérable. Donc même si le paramètre durabilité est formulé contractuellement par une exigence sur la durée de vie de 100 ans, le réel objectif est la maîtrise du risque de dégradation même après ces 100 ans.

L'objectif de durabilité formulé par l'Etat monégasque concerne donc plus la maîtrise, i.e. la diminution, des risques que la performance pure de durée de vie sans intervention de la structure elle-même. En réalité, la signification concrète des 100 ans de durée de vie est un objectif de rentabilité sur cette durée.

Attention, diminuer le risque ne passe pas nécessairement par l'amélioration des qualités et de la durabilité de chaque composant de la structure, mais souvent par un contrôle pour anticiper les dégradations. Pour compléter les exigences de durabilité, on parle aussi parfois des concepts de fiabilité, maintenabilité et disponibilité, qui caractérisent **« l'aptitude d'un bien à accomplir une fonction jusqu'à ce qu'un état limite soit atteint »**, Norme NF X 60-500.

1.3. BESOINS EN INNOVATION

Le projet d'extension en mer de Monaco n'est pas le premier projet à avoir de telles exigences, que ce soit en termes de durabilité mais aussi d'éco-conception. Toutefois, il rentre dans la catégorie des projets qui ne peuvent pas se concevoir sur une méthode éprouvée et qui nécessite une réflexion nouvelle sur les méthodes. Très concrètement, rien que l'utilisation du béton armé en milieu marin n'est en soi pas si commune, alors souhaiter réaliser une extension urbaine en mer avec du béton armé est clairement une nouveauté. C'est pourquoi ce projet est susceptible de nécessiter de l'innovation technique notamment en termes de matériaux utilisés. Les choix seront en partie fait à l'aide des seules données disponibles, que sont des retours d'expériences parfois très peu ressemblant et des états de l'art très vastes. Mais quoiqu'il en soit, l'originalité du projet constituera pour les matériaux choisis un véritable test qui pourra servir à de nombreux autres projets.

2. ANALYSE DES POSSIBILITES D'ECO-CONCEPTION : IMPACTS SUR LA DURABILITE DE L'INFRASTRUCTURE

Outre les fonctions structurelles des caissons, ceux-ci sont soumis à une fonction environnementale non négligeable. En effet, la position de l'Etat monégasque et du gouvernement actuel conduisent à concevoir et réaliser des projets exemplaires sur le plan écologique. La réalisation de la digue flottante du port Hercule en 2002 donne déjà à Monaco une réelle légitimité de ce point de vue. On veut ici parler de l'aperçu qui a été donné du produit de l'ingénierie de construction avec les préceptes de préservation écologique et on citera l'impact très positif qu'a eu la réalisation d'une digue flottante plutôt que d'un remblai, qui aurait eu une emprise extrêmement large sur les fonds marins.

Chaque fois que l'on met du béton dans l'eau, il faut réfléchir aux formes et aux matériaux, pour obtenir une contribution au développement de la biodiversité, en plus de l'objectif propre de l'ouvrage, Martin Perrot, chef de projet en génie écologique, EGIS Eau

Ainsi, le recours aux méthodes déjà éprouvées mais aussi à l'innovation pour prendre en compte et pour gérer l'impact environnemental est très encouragé. Dans le traité du projet d'extension en mer, le Gouvernement a en ce sens demandé la sollicitation d'un comité d'experts sur des domaines variés correspondant aux différents impacts que peuvent avoir ces travaux maritimes. Les experts, au nombre de 6, sont donc spécialistes en océanographie, en faune et flore marine... mais aussi dans des domaines liés au génie civil, comme la formulation du béton ou le calcul des structures.

Ce « Comité d'Experts Environnementaux » a la vocation de formuler des possibilités d'éco-conception, à partir de la conception déjà proposée par le constructeur, afin d'apporter cette fonction environnementale. Néanmoins, cette phase de consultation d'expert, et plus globalement la fonction environnementale des caissons, a bien été prévue dès le départ du projet d'extension en mer.

2.1. OBJECTIF(S) DE L'ECO-CONCEPTION

La fonction environnementale de l'infrastructure doit notamment être assurée par une réflexion sur l'éco-conception des caissons. Avant de traiter des méthodes, il faut d'abord s'attaquer au premier mur auquel on est confronté, qui est la signification que l'on donne au terme d'« éco-conception ». Si l'on ressort la définition réglementaire donnée par l'AFNOR, la compréhension du concept reste tout aussi large :

L'éco-conception consiste à intégrer l'environnement dès la conception d'un produit ou service, et lors de toutes les étapes de son cycle de vie, AFNOR, 2004

L'imprécision du terme est sans doute liée à la généralité du concept d'« intégration de l'environnement ». Même si l'on sait globalement que l'éco-conception est lié à un objectif écologique, d'évitement, de réduction ou de compensation des impacts sur l'environnement, cela ne permet pas, puisque l'on parle de fonction, de définir justement l'unité fonctionnelle qui doit être évaluée sur la conception des caissons. Par exemple, on pourrait choisir d'évaluer l'impact carbone de la production du béton. Alors, l'objectif d'éco-conception pourrait tourner autour de l'optimisation des quantités de matériaux utilisés, de l'impact lié à leur formulation (un béton plus performant, fort en addition, sera plus polluant à fabriquer qu'un béton basique), et du rapport de l'impact à la construction sur la durée de vie. A l'inverse, si l'unité fonctionnelle était le rapport entre le nombre d'espèces marines totales avant et après le projet, les objectifs seraient tout à fait différents.

Il apparaît donc que toutes ces unités fonctionnelles pourraient bien être pertinentes. L'éco-conception consisterait donc en l'optimisation du projet en fonction de toutes ces unités. La nécessité de discrétiser, donc de choisir un nombre limité d'unités, est toutefois évident, simplement pour rendre le processus lisible mais surtout pour aboutir à une solution réalisable en pratique.

Dans le déroulement réel du projet d'urbanisation en mer, cette phase de définition a été shuntée, pour la raison principale que le processus de réflexion a été lancé, du point de vue de la recherche purement, extrêmement tard, quelques mois avant la validation des plans PRO. La phase de conception des méthodes a donc été lancée sans avoir concrètement défini cette (ces) unité(s) fonctionnelle(s). Pour garder la logique de la démarche proposée dans ce rapport, une rigueur supplémentaire va être apportée en définissant virtuellement l'unité fonctionnelle écologique des caissons comme leur capacité à recréer les habitats favorables aux différentes espèces impactées par le projet. Cette définition est somme toute assez globale (et trop abstraite pour réellement une unité fonctionnelle utilisable dans une ACV) mais tente de regrouper les solutions proposées par le comité d'experts environnementaux dans les parties suivantes.

Ces solutions tiennent en 5 thématiques :

- **Composition chimique des bétons**
- **Effets de surface**
- **Macrostructures en façade**
- Aménagement des jarlans
- Blocométrie en pied d'ouvrage

Seuls les 3 premiers points seront abordés en raison de leur impact potentiel sur la durabilité des caissons.

2.2. COMPOSITION CHIMIQUE DES BETONS : BETONS ECOLOGIQUES ET ECONCRETE®

Le béton est un milieu naturellement hostile à la colonisation d'espèces. Ceci pour 2 raisons. La première est liée à ses caractéristiques chimiques. Comme expliqué plusieurs fois dans la section précédente, le béton est un milieu alcalin dont le pH atteint 13 tant qu'il est sain. Or, que ce soit en surface ou sous la mer, les espèces de faune et de flore sont pour la quasi-totalité adaptées à des pH beaucoup plus neutres. Notamment en mer, le pH est de l'ordre de 8. Le béton est donc naturellement un support particulièrement hostile pour les espèces marines. La deuxième raison est sa texture de surface. En effet, en raison notamment de la manière dont il est traditionnellement coulé, les structures en béton sont souvent lisses, planes et très peu poreuses. Ces caractéristiques sont d'ailleurs consciemment ajustées pour améliorer la durabilité du béton en diminuant la pénétration d'agent agressifs. La faible rugosité des structures en béton est donc également défavorable à l'accroche physique des organismes.

A l'origine des réflexions, 2 types de solutions sont ressorties concernant la composition chimique des bétons, le but étant de favoriser l'accroche et le développement des organismes sur les façades des caissons.

2.2.1. AJUSTER LA COMPOSITION CHIMIQUE ET LA TEXTURE DU BETON DE STRUCTURE

Plusieurs types de béton qualifiés d'« écologiques » récemment développés ont été proposés par le Comité de Suivi Environnemental (CSE).

BETON COQUILLIER

On citera d'abord le béton coquillier. Il s'agit d'intégrer des granulats issus de coquilles broyées, venant notamment supplanter une grosse proportion de sable. L'objectif est d'augmenter sa rugosité et de diminuer

l'utilisation de matériaux extérieurs et de ciment. C'est le béton que l'on utilise le plus souvent aujourd'hui pour les récifs artificiels utilisés en pied d'ouvrage.

Pour illustrer cette utilisation, on donnera en particulier l'exemple des lests en béton coquilliers développés par RAZEL-BEC (en particulier Frédéric Martarèche²⁴) pour la fixation d'émissaire en fond marin.

<http://www.lemoniteur.fr/article/beton-eco-recifs-et-eco-cavaliers-a-base-de-coquillages-17731269>



Figure 75 : Lests d'un émissaire d'une station d'épuration à Cap d'Agde (Source : Cahiers Techniques du Bâtiment)

Malgré tout, aucune utilisation comparable aux caissons du projet d'urbanisation en mer n'en a jamais été faite. Plus généralement, il n'a jamais été réellement envisagé l'utilisation de béton coquillés pour du béton structural soumises à de fortes contraintes de durabilités. En effet, les coquilles ont plusieurs effets néfastes dans ce sens, comme l'augmentation de l'air occlus dans le béton, la diminution de la résistance mécanique et la perte d'ouvrabilité du béton en raison d'une plus faible fluidité.

D'un point de vue purement écologique, une étude d'évaluation nommée RECIFS a été lancée il y a quelques années seulement. Cette étude s'est emparée de l'exemple des lests de l'émissaire de Cap d'Agde pour évaluer l'impact sur l'implantation d'espèces marines sur le béton. Selon de récentes conclusions (Sylvain Pioch, Comparaison expérimentale de la colonisation de bétons bioactifs en milieu marin, 2015), la différence en termes de quantité d'organismes fixés sur le béton coquillé serait faible par rapport à un béton « ordinaire ». La plus-value écologique n'a donc pas encore été prouvée.

BETON BAS pH

L'autre solution envisagée serait l'utilisation d'un béton bas pH. Dans cette catégorie, un modèle de béton a retenu l'attention, à savoir le EConcrete israélien. S'inspirant d'une part de la rugosité et d'un matriçage de la paroi du béton pour favoriser le maintien des organismes mais aussi et surtout de la diminution du pH à une

²⁴ Frédéric Martarèche intervient aujourd'hui sur le projet d'urbanisation en mer à Monaco par sa société Ecoboost, chargée de la transplantation des herbiers de Posidonies.

valeur proche de celle de l'eau de mer pour créer des conditions de vie chimiquement acceptables pour les organismes, cette technologie a déjà des retours d'expériences aux USA et au Japon.

Du point de vue de la durabilité, outre le problème que peut poser la rugosité de surface si elle a un impact sur la porosité et la pénétration d'agents agressifs à court terme, le sujet principal concerne la diminution du pH à un niveau critique. En effet, les concepteurs assurent pouvoir diminuer le pH à 8 ou 9 (proche de celui de l'eau de mer). Or comme expliqué dans la première section du rapport, l'alcalinité du béton est une condition importante à la passivité des armatures. Un pH inférieur à 9 entraîne directement la dépassement de celles-ci et leur corrosion au moindre contact avec un agent agressif. L'utilisation de ce type de béton avec des armatures semble donc peu recommandé.

De plus, cela soulève une interrogation quant à l'utilité d'agir sur la chimie du béton pour favoriser l'accroche des organismes. En réalité, au contact de l'eau de mer, par réaction de lixiviation et de carbonatation du ciment dissous, le béton crée naturellement une couche de 100 à 200 µm en surface d'un pH équivalent à celui de l'eau de mer (d'après Nourredine RAFAI, LERM). Ceci est un phénomène physique tout à fait logique qui illustre le fait que les conditions chimiques ne peuvent pas changer brusquement à une interface. La cinétique de la formation de cette couche de carbonatation dépend cependant des paramètres de porosité et de rugosité de surface du béton mais aussi de la rapidité de sa prise. Ainsi, un matriçage de la paroi de béton semble déjà être une condition satisfaisante à l'obtention d'une couche de carbonatation plus rapide (quelques mois, aucune étude n'a néanmoins été menée sur le sujet).

Malgré tout, la société Econcretetech a mené des études dans le sens d'une utilisation en béton armé en comparant les indicateurs de durabilité du EONcrete²⁵ avec ceux d'un béton classique C30 (la classe d'exposition pour laquelle le béton de référence est formulé n'est pas donnée). Les résultats²⁶ sont :

	Eau/Ciment	pH	Résistance caractéristique (f_{ck} en MPa)	Poids volumique (t/m ³)	Profondeur pénétration d'eau sous pression (mm)	Quantité électrique (Coulombs)
EONcrete formulé à base de laitier	0,3	9,5 – 10,5	48,5	2,3 – 2,5	< 20	< 1000
Béton à base de ciment Portland	0,3 – 0,25	12,5 – 13,5	32	2,3 – 2,5	< 20	> 2000
Spécifications sur les indicateurs					Inconnu	< 1500

Figure 76 : Caractéristiques mécaniques et durabilité du EONcrete (Source : Econcretetech)

Les indicateurs de durabilité ne sont pas identiques à ceux présentés dans la section 1, partie 2.2. On reconnaîtra tout de même l'indicateur de la quantité électrique (en Coulombs) proposé en indicateur de substitution, évalué

²⁵ Le groupe a développé plusieurs formulations de EONcrete. Celui présentant les meilleures caractéristiques mécaniques et de durabilité est l'éco-béton à base de laitier.

²⁶ D'après l'article : [Ecologically Active Concrete for Coastal and Marine Infrastructure : Innovative Matrices and Designs](#), Shimrit Perkol-Finkel, Ido Sella

D'autres articles traitent de ce sujet :

[Harnessing urban coastal infrastructure for ecological enhancement](#), Shimrit Perkol-Finkel, Ido Sella

[Blue is the new green – Ecological enhancement of concrete based coastal and marine infrastructure](#), Shimrit Perkol-Finkel, Ido Sella

selon la norme ASTM C 1202, et l'indicateur de profondeur de pénétration d'eau sous pression, évalué selon la norme EN 12390-8.

Aucune spécification performantielle sur la quantité électrique n'a été trouvée dans la littérature française, mais la norme ASTM donne des spécifications « absolues ». Cette spécification donne une valeur maximum de 1500 Coulombs pour un béton de classe C-1²⁷ (zone de marnage), mais les classes définies par la norme ASTM ne prennent pas en compte de durée de vie. Pour une comparaison plus parlante prenons l'exemple du béton du port de la Condamine (Monaco), dont la valeur de quantité électrique ne dépassait pas 500 Coulombs. Le EConcrete semble beaucoup moins comparable tout à coup.

Pour la profondeur de pénétration de l'eau sous pression, aucune spécification performantielle n'a été trouvée. L'approche comparative avec le ciment Portland de l'article est donc la seule utilisation possible. Celle-ci semble effectivement relativement bonne bien que nous ayons peu d'éléments sur le béton Portland avec lequel on effectue la comparaison. Pour illustrer un peu mieux, prenons l'exemple d'un béton formulé pour un classe XC2 (béton de bâtiment en conditions normales). Sa profondeur de pénétration d'eau atteint 60mm. Dans notre cas, le EConcrete semble déjà bien meilleur.

Quoiqu'il en soit, en l'absence d'éléments supplémentaires de la société Econcretetech concernant l'utilisation du EConcrete, son adaptabilité à une utilisation en béton structurel n'est pas confirmée. Dans tous les cas, on pourrait envisager de l'utilisation comme panneau fixé sur les parois de béton.

2.2.2. *FIXER DES PANNEAUX OU APPLIQUER UN MATERIAUX ADAPTE SUR LA FAÇADE DES CAISSONS*

Plutôt que de faire varier la composition, l'idée ici est de garder la durabilité comme seul critère pour la formulation du béton structurel, car béton écologique et durable sont globalement contradictoires. La création d'habitats se ferait alors par le fixation d'un panneau ou l'ajout d'une couche sur la façade des caissons.

FIXATION DE PANNEAUX

Dans le cas d'une utilisation sous forme de panneaux, les solutions proposées par l'entreprise EConcrete semblent plus réalistes qu'une utilisation comme béton structurel. La société fourni quelques retours d'expérience intéressants du point de vue de l'insertion de l'infrastructure dans son milieu. Cette solution et l'analyse des difficultés engendrées vis-à-vis de la durabilité sont traités en 2.4.1.

APPLICATION D'UN GEL OU D'UN BETON

Sur avis des experts, il serait aussi possible de rendre la surface du béton plus propice à la colonisation par l'utilisation de revêtement. Le constructeur a en effet déjà prévu un revêtement pour rehausser la durabilité du béton. Ce gel-coat, sous forme de résine époxydique appliqué sous l'eau à 28 jours, a pour effet de former une couche imperméable à la surface du béton qui diminue la pénétration des agents agressifs.

L'intérêt que pourrait avoir ce revêtement, d'après le CSE, serait de présenter un pH bas, aux alentours de 8, solutionnant l'alcalinité du béton et donc sa faible capacité d'accueil. Dans le cas où le revêtement déjà proposé par le constructeur ne conviendrait pas, les experts environnementaux conseillent l'utilisation d'une couche de ferro-sulfate qui aurait prouvé son efficacité dans plusieurs publications scientifiques. La publication en référence est :

- Technology for creating an artificial seaweed community using Ferrous Sulfate – Proceedings ECOSSET 95 – Japan International Marine Science and Technology Federation, Tokyo II 487 – 494

²⁷ Equivalent de la classe XS3 dans les normes américaines. Voir le document : [Performance Specifications for Durable Concrete](http://www.nrmca.org/research/hover%20et%20al%20ci.pdf), John A. Bickley, R. Doug Hooton, and Kenneth C. Hover (<http://www.nrmca.org/research/hover%20et%20al%20ci.pdf>)

De même que pour la solution des béton bas pH, cette volonté de créer une surface plus habitable pour les organismes marins en baissant le pH laisse perplexe étant donné que le pH en surface baisse naturellement grâce à la couche de carbonatation qui se forme en surface du béton (cf. 2.2.1.). De plus, les revêtements à base de résine sont rarement prévus pour résister à l'épreuve du temps.

Du point de vue de la durabilité, dans le cas où une telle solution serait choisie, il serait concrètement plus simple que le revêtement anti-pénétration proposé par le constructeur convienne en termes de pH et de milieu d'accueil des organismes, ou bien de l'ajuster pour que celui-ci puisse remplir sa fonction de protection et sa fonction d'accueil des organismes. Cela paraît peu envisageable d'avoir 2 revêtements avec des fonctions différentes.

Cette couche supplémentaire pourrait prendre également la forme d'un béton ou d'un matériau appliqué sur une épaisseur de l'ordre du cm, plus importante qu'un revêtement classique. Le problème évoqué dans ce cas serait le risque de pollution du milieu marin autour des caissons, puisque l'application ne pourra se faire à priori qu'une fois les caissons en place, ou du moins qu'une fois le coffrage retiré. Pourtant, l'application comme prévue du produit de cure à court terme puis du revêtement époxydique après 28 jours devra bien se faire en partie sous l'eau. On peut donc imaginer que l'application d'une couche de béton ne soit pas forcément plus destructive pour l'environnement. C'est pourquoi il est intéressant de connaître la méthode d'application des produits que le constructeur a déjà prévu pour savoir si cela est transposable.

On peut pour l'instant citer la possibilité d'application par projection, ce qui est certainement le plus rapide, mais probablement le plus problématique vis-à-vis du rejet de substances dans le milieu marin. Toutefois, ce problème de rejet pourrait aussi être en partie solutionné par l'utilisation de béton coquillier, comme présenté en 2.2.1., et plus conceptuellement de béton écologique dont le rejet de particules, en particulier de liant, dans l'eau de mer serait peu polluant.

2.3. EFFETS DE SURFACE : AGIR SUR LA TEXTURE DU BETON

D'après les avis du CSE, la fixation des organismes sur le béton, même si la surface est chimiquement adéquate, nécessite une texture adaptée de la surface de béton : un matriçage ou un béton rugueux. Cet aspect représente néanmoins une réelle problématique sur projet, notamment en raison de la méthode de fabrication des caissons, prévue depuis longtemps et dont il faut s'accommoder.

Les caissons sont coulés directement en mer à l'aide d'un caissonnier. Le principe est celui d'une structure métallique portant un coffrage qui, au fur et à mesure du coulage du béton, de la prise de poids du caissonnier qui s'enfonce dans la mer, va glisser pour couler le caisson du bas vers le haut. Cette méthode de construction assez pratique, en ce sens qu'elle limite la transition entre différents modes de déplacement des caissons, donc les risques qui y sont liés, pose ici le problème que le coffrage est difficilement ajustable. Ainsi, le matriçage par exemple est complexifié car il nécessiterait d'être réalisé sur le béton à la sortie du coffrage. Quelques possibilités subsistent toutefois.

2.3.1. FAÇADES RAINUREES VERTICALEMENT

La première solution est de prendre en compte les degrés de liberté permis par le coffrage glissant. En effet, même si celui-ci restreint le matriçage horizontal, il permet tout de même le rainurage vertical. En fonction de la nécessité d'accroche, on peut ajuster 2 paramètres : la profondeur et l'écartement des rainures.

La question qui se pose est de savoir jusqu'à quel point on peut travailler cette surface de béton. En effet, du point de vue de la durabilité du béton, la pénétration d'agents agressifs dépend aussi jusqu'à un certain point de la surface de contact avec le milieu marin. Rainurer la façade revient à augmenter cette surface de contact. De

même, pour garder l'enrobage suffisant pour les armatures, il faut garder en mémoire que sa valeur devra être incrémentée de la profondeur de rainurage.

Dans le cas de coffrages à rainures importantes (> 10 mm), on peut considérer d'après l'Eurocode (cf. section 1, partie 3.2.) que l'on se place dans le contexte de parements irréguliers (une majoration de 5 mm de l'enrobage pourrait donc être appliquée). En fonction de la profondeur des rainures, on peut néanmoins considérer qu'une augmentation de l'enrobage de la même valeur soit nécessaire.

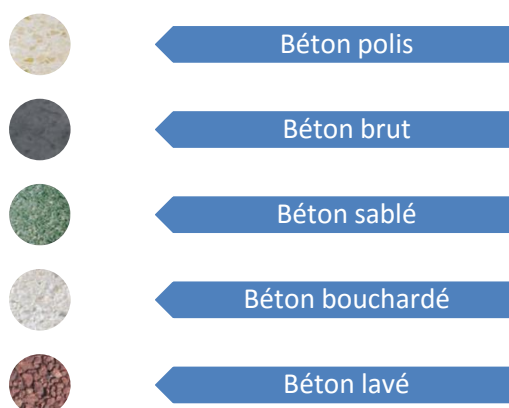
Il est donc pertinent d'examiner les limites du rainurage, en particulier sa profondeur, évaluée pour le moment entre 0,3cm et 1cm par les experts environnementaux.

2.3.2. *BETON RENDU RUGUEUX PAR TRAITEMENT DE LA FAÇADE*

De nombreux éléments de cette partie sont tirés du guide de Cimbéton, Les ouvrages en béton, durabilité, dimensionnement et esthétique, Partie 3 Maîtrise esthétique des parements, et il est conseillé de s'y référer pour avoir plus de détails sur les typologies de traitements des façades de béton.

Plutôt que d'imaginer un rainurage par le coffrage, on peut aussi envisager, comme il est souvent fait dans le bâtiment pour des questions architecturales, de traiter la façade de béton. Cette solution n'est pas réellement traitée par le CSE mais est proposée ici car c'est une alternative comparable.

On peut définir une gamme de rugosité du béton en fonction de la méthode de traitement. Du plus lisse au plus rugueux :



D'une manière générale, le traitement du béton de façade directement aura un effet plutôt néfaste sur la durabilité, d'abord parce que cela peut fragiliser le béton par la création de microfissure, en fonction de la méthode employée. En principe, une méthode permettant d'obtenir une meilleure rugosité impliquera également un risque plus important sur la qualité du béton. Par exemple le bouchardage est particulièrement générateur de microfissure. Il faut aussi prévoir l'enrobage nécessaire pour qu'après le traitement l'enrobage recherché soit bien respecté sur toute la façade.

2.4. MACROSTRUCTURES EN FAÇADE : CREER DES HABITATS SUR LES PAROIS

Enfin, la dernière possibilité proposée par le CSE est la création de macrostructure sur les façades. Ces macrostructures peuvent être réalisées dans la structure ou en ajoutant des éléments supplémentaires. Quatre possibilités sont ressorties des discussions du CSE :

- Ajouter des structures/des modules sur la façade

- Créer des cavités dans le béton
- Donner au caisson dans son ensemble une forme non lisse, avec des encorbellements
- Coloniser les chambres jarlans

2.4.1. MODULES FIXES AUX FAÇADE DE BETON

Les dispositifs ou les modules imaginés sont par exemple les panneaux EConcrete, évoqués en 2.2.2., que l'on voit cette fois comme une macrostructure et non plus simplement comme un moyen de disposer du béton bas pH. On élargit néanmoins ces dispositifs à tout type de module en béton ou dans un autre matériau, qui nécessite un moyen de fixation et qui génère des efforts sur la structure d'ensemble.



Figure 77 : Panneaux EConcrete développés par la société israélienne Econcretech (Source : Econcretetech)

Le principal point de faiblesse de cette solution, est la fixation des modules sur la paroi de béton. Cette fixation peut s'envisager par une colle adéquate ou par un ancrage métallique ou composite.

Dans le premier cas, la colle n'a pas d'impact sur la durabilité de la structure, mis à part l'impossibilité de procéder à son inspection visuelle. La question est de savoir si cette colle est bien capable de maintenir un module soumis à des efforts très variés, dans toutes les directions en raison des courants et des efforts hydrodynamiques, et à la fatigue. En effet, compenser l'impact écologique n'est pas une mesure ponctuelle, mais une fonction des caissons devant présenter la même durabilité (>100 ans) que n'importe quelle autre fonction.

Dans le cas d'une fixation par ancrage, la question est plus complexe. A la manière d'une fissure, un trou d'ancrage présente un point de passage privilégié par les agents agressifs puisqu'à cet endroit l'enrobage est moins important. A première vue, il faudrait prévoir un enrobage permettant que le fond des trous d'ancrage reste au-dessus de l'enrobage réglementaire. Cela conduirait donc à avoir des enrobages importants et la fissuration globale serait intensifiée (cf. section précédente, 3.). Une piste de résolution de ce problème pourrait être d'avoir un enrobage variable. Ainsi, dans les zones sans fixation, l'enrobage serait égal à l'enrobage optimal calculé. En s'approchant des zones de fixation, l'enrobage augmenterait progressivement. Ces sites de fixation seraient donc en bossage ou en saillie par rapport à la façade des caissons. Néanmoins, cela ne convient pas au coffrage glissant prévu par le constructeur, qui implique une structure lisse avec un enrobage régulier. De plus, ces zones resteraient des sensibles, également en raison de l'effort local qui viendra s'y appliquer et de la fissuration supplémentaire induite.

On pourrait aussi envisager que cet ancrage soit un affleurement des armatures du caisson, via une platine par exemple. C'est ce qui structurellement est le plus logique puisque cela permet aux armatures de reprendre l'effort de traction dû aux panneaux. On réduirait donc la fissuration du béton. Néanmoins, les armatures seraient donc, à cet endroit, exposés au milieu extérieur qui nécessite donc une protection particulière. Pour cela, on peut proposer de prévoir une protection cathodique particulière à cet endroit. Celle-ci doit être particulièrement bien dimensionnée puisque le fait que les armatures soient, d'un côté, immergées dans le béton et de l'autre, à l'air ambiant ou dans l'eau de mer aura tendance à nettement favoriser la réaction d'oxydo-réduction. On peut également imaginer que ces armatures affleurant soient dans un matériau différent, plus résistant, un composite par exemple.

2.4.2. CAVITES DANS LE BETON OU CAISSONS EN ENCORBELLEMENT

La solution de la création de cavités dans le béton qui compose les caissons a rapidement été évoquée. En effet, cela permettrait de créer des grandes quantités d'habitats sans rajouter de modules supplémentaires. Le problème que cela pose est la réalisation de caissons avec de telles cavités. D'abord, en raison du coffrage glissant, il est difficile de prévoir des réservations ponctuelles. Ensuite, cela pose encore une fois le problème de l'enrobage. A moins d'une optimisation plus élaborée, une cavité d'une profondeur de 10 cm nécessiterait d'augmenter l'enrobage de la même valeur.

Dans la même veine, où l'on cherche à changer la forme des caissons, il est proposé la réalisation de caissons avec des encorbellements. Ceci est rendu très complexe en raison de la réalisation par coffrage glissant. Toutefois, l'idée de l'encorbellement consiste principalement à recréer une zone de petits fonds (accueillant des espèces particulières du site). Il ne s'agirait donc pas nécessairement de réaliser plusieurs encorbellements mais peut être un unique, proche du haut des caissons, sous les chambres jarlans. Ainsi, la cinétique de construction consistant à couler le béton par coffrage glissant jusqu'aux jarlans (qui seront ensuite réalisés par des méthodes traditionnelles de coffrage), on peut proposer que ce coffrage s'arrête légèrement plus bas que les jarlans (0,5m ou 1m) pour réaliser cet encorbellement avec les chambres jarlans par les méthodes de coffrage traditionnel prévues.

2.4.3. COLONISATION DES CHAMBRES JARLANS

Enfin, la dernière thématique abordée fut la création d'habitat sans modifier la structure. Celle-ci offre en effet déjà des sites colonisables dans les chambres jarlans. Ces chambres ont tout de même quelques particularités puisqu'elles sont à priori soumis à des efforts de houle importants et changeant. Mais cela peut bien constituer un habitat viable pour certaines espèces. Pour cela, il serait nécessaire de réaliser un aménagement de ces chambres notamment par des enrochements

Du point de vue de la durabilité cette solution ne pose à priori pas de problème particulier.

3. CHOIX TECHNIQUES ET STRATEGIES ENVISAGEABLES PAR LE TITULAIRE POUR ASSURER DU RESPECT DE LA PROBLEMATIQUE DE DURABILITE DES CAISSONS

Pour assurer les fonctions structurelles sur la durée de vie prévue de 100 ans, le constructeur se doit de définir une stratégie. Celle-ci devrait être à priori présentée dans les plans soumis à la validation de l'Etat avant le lancement des travaux.

Dans cette partie, nous allons donner quelques éléments sur ce qui peut composer cette stratégie.

3.1. STRATEGIE DE FORMULATION DU BETON

La formulation du béton par l'approche performantielle semble tout à fait indispensable sur le projet. Le sujet est cependant traité dans la section précédente, partie 4. On pourrait attendre que le constructeur propose donc à l'issue de la phase PRO de conception une méthodologie d'application avec un calendrier d'essai et de validation des formules de béton et le nom d'un laboratoire certifié COFRAC pouvant réaliser ces essais, comme le LERM par exemple.

3.2. STRATEGIE DE PROTECTION DES ARMATURES CONTRE LA CORROSION

La formulation du béton par l'approche performantielle est un moyen d'améliorer la durabilité de l'ouvrage dans sa globalité. Néanmoins, elle ne consiste pas nécessairement, aux yeux des parties d'un projet de construction, une alternative pouvant substituer à toutes les autres formes de maîtrise de la durabilité et des risques. Plusieurs raisons peuvent facilement argumenter en ce sens, par exemple les hypothèses prises dans le modèle de durée de vie. Même si ces hypothèses sont très réalistes à l'échelle d'un ouvrage dans sa globalité, elles sont beaucoup moins acceptables localement, par exemple dans des zones où la fissuration peut être importante. En effet, la moindre fissure constitue un passage privilégié pour les chlorures qui ignoreront complètement l'imperméabilité de l'enrobage.

De ce point de vue, la maîtrise des risques par une stratégie de protection et d'entretien des armatures reste indispensable. Il va donc s'agir pour le constructeur de prévoir techniquement mais surtout économiquement l'entretien et/ou la réparation de l'ouvrage sur la durée de vie contractuelle. Le contexte du projet de Monaco rend cet aspect d'autant plus crucial que le constructeur n'est pas le mainteneur.

3.2.1. METHODES ET STRATEGIE

Plusieurs méthodes de protection des armatures ont déjà été évoqués ou prévues par les parties de projet, en particulier :

- L'utilisation d'armatures en inox dans les zones exposées
- La mise en place d'une protection cathodique
- L'application d'un revêtement ou d'une imprégnation sur la façade en béton (un premier revêtement pour la cure puis un second à 28j pour limiter la pénétration)

A celles-ci, cette étude rajoutera les méthodes suivantes, tenant notamment des techniques d'entretien/réparation ponctuelles :

- L'application d'inhibiteur de corrosion sur les armatures
- La mise en place d'un plan d'entretien régulier par déchloration ou ré-alcalinisation
- La mise en place d'un plan de remplacement des armatures

La stratégie de protection et d'entretien des armatures consiste donc en la combinaison d'un certain nombre de ces méthodes en fonction de leur faisabilité.

La principale problématique concernant l'élaboration de cette stratégie est de savoir quand est-ce qu'une méthode nécessite d'être complétée par une autre. En particulier, dans le cas des caissons du projet d'extension en mer de Monaco, on cherche à savoir si l'utilisation d'inox doit être complétée par une protection cathodique.

3.2.2. DISCUSSION AUTOUR DES CHOIX DU CONSTRUCTEUR

Le constructeur propose sur le projet un acier inox duplex de nuance 1.4362. Il donne aussi deux autres alternatives, les inox duplex 1.4429 et 1.4462 (pour l'explication de la désignation, cf. section 1, partie 6.2.).

Types	C		Cr		Ni		Mo		N		PREN	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
EN 1.4429	0	0,03	16	18	10	14	2	3	0,14	0,22	24,84	31,42
EN 1.4462	0	0,03	21	23	4,5	6,5	2,5	3,5	0,08	0,2	30,53	37,75
EN 1.4362	0	0,03	22	24	3,5	5,5	0,1	0,6	0,05	0,2	23,13	29,18

Vis-à-vis des fortes exigences du projet, notamment l'agressivité du milieu lié aux chlorures, on aurait plutôt tendance à choisir un inox avec un PREN plus important. Dans les 3 alternatives présentées par le constructeur, le 1.4462 semble à priori plus adapté. C'est d'ailleurs la nuance qui est conseillée dans plusieurs guides, il présente un PREN de 35 en moyenne²⁸.

L'inox est cependant accompagné dans l'actuel projet d'une protection cathodique qui remet en question l'intérêt de ce type d'acier, d'un point de vue économique mais aussi technologique puisqu'on se demande dans quelle mesure cela pourra consister en un retour d'expérience exploitable pour les projets futurs. L'opportunité économique est évaluée dans la partie suivante (3.2.3.)

3.2.3. OPPORTUNITÉ DE L'UTILISATION D'ARMATURE INOX – APPROCHE EN COMPROMIS PERFORMANCE DE DURABILITÉ/COUT GLOBAL

L'acier inox peut sembler être une alternative très intéressante pour assurer une grande durabilité du béton armé en milieu marin. Son utilisation est d'ailleurs largement conseillée par de nombreux guides, en particulier le Guide d'utilisation du béton armé en milieu marin du CETMEF, reconnu comme une référence lors de la conception d'ouvrages maritimes en béton armé. D'autres laboratoires et groupes de travail recommandent également l'utilisation d'aciers inox tels que le LERM ou le STRRES. Ces spécialistes du béton armé s'appuient d'ailleurs énormément sur le retour d'expérience de l'Estacade de Progreso, à Yucatan au Mexique, réalisée en 1937 avec du béton armé d'inox, dont la structure est aujourd'hui toujours intacte et qui constitue l'unique retour d'expérience viable du point de vue de l'ancienneté pour prouver l'effet positif des armatures en aciers inox.

La première problématique que posent les armatures inox est donc relative aux retours d'expérience. La récurrence de la référence à l'Estacade de Progreso peut laisser perplexe quant à la multiplicité des exemples aussi convaincant. Malgré tout, quelques exemples récents de l'utilisation de telles armatures existent (Pont Haynes Inlet Slough, Oregon, USA, 2004 ; Pont de Stonecutters, Hong Kong, 2009 ; Pont Hong Kong - Zhuhai – Macao, 2015), ils ne permettent pas de constituer une preuve totalement convaincante.

La deuxième problématique posée est ensuite le niveau de protection que l'acier inox est capable d'apporter et à quel point son utilisation peut substituer aux nombreuses protections traditionnelles, dont l'efficacité n'est plus à prouver, des ouvrages maritimes en béton armé. On citera en particulier la protection cathodique qui est quasi-universellement utilisée. Or ce type de protection, en plus d'assurer une protection ajustable (on peut augmenter ou diminuer le potentiel aux armatures, procéder à une extraction de chlorures ou une décarbonatation avec le même système), permet d'assurer un suivi en contrôlant l'état des armatures par des anomalies de courant dans le système. En revanche, remplacer cette protection par l'utilisation d'inox uniquement reviendrait à miser sur leur viabilité (les retours d'expérience exploitables étant encore peu nombreux) sans avoir le suivi qui permettrait de réagir si l'innovation était moins efficace que prévu. Finalement, de ce point de vue, en souhaitant diminuer le risque lié à la corrosion des armatures, il va finalement s'accroître.

²⁸ Les calculs de PREN sont des encadrements calculés pour les besoins du rapport. Plusieurs fournisseurs ou institutions spécialisées donnent des valeurs similaires à ces encadrements pour ces nuances d'inox. Voir notamment le site du British Stainless Steel Association ou la brochure Duplex Stainless Steel, Outokumpu (fabricant d'acier inox). Cette brochure donne notamment l'équivalence entre les différentes désignations internationales d'inox. La désignation française est expliquée dans la partie 6.3.1.3.

Enfin, la troisième problématique concerne l'avantage économique de leur utilisation. En rapprochant ce point des 2 premières problématiques, on pourrait imaginer qu'un usage logique de l'acier inox aujourd'hui consisterait à garder un suivi et appliquer une redondance en conservant la protection cathodique. Dans ce cas, le principal argument affiché par les promoteurs de l'inox, i.e. la réduction des coûts d'entretien, serait beaucoup moins vérifiable. Toutefois l'inox possède d'autres atouts qui pourraient faire pencher la balance en sa faveur : réglementairement, son utilisation permet une réduction des enrobages peut être très significative par rapport à des aciers carbone (en zone très exposée : 70mm pour les aciers carbone contre 40mm pour des inox). De même pour les seuils d'ouverture de fissures (en zone très exposée : 0,2mm pour des aciers carbonés contre 0,35 pour des inox). Ainsi, l'approche économique de l'utilisation de l'inox reste discutable et mérite d'être vérifiée en condition réelle

Pour illustrer la discussion, un calcul de principe a été réalisé pour évaluer l'avantage économique que pourrait donner l'inox sous des hypothèses. Ce calcul est réalisé en considérant une poutre continue à 2 travées, dont la moitié inférieure de la hauteur se trouve en classe XS3 (simulant une zone de marnage) et la moitié inférieure en zone XS2 (au-dessus de la zone de marnage). Les méthodes de calcul et les valeurs limites sont toutes tirées de la norme NF EN 206/CN et des Eurocode 0 et 2. Les paramètres différenciant l'utilisation d'acier carbone et d'inox sont, comme expliqué plus haut, l'enrobage et l'ouverture des fissures.

Trois solutions ont été envisagées :

- L'utilisation d'acier carbone uniquement
- L'utilisation d'acier inox uniquement
- L'utilisation d'acier inox dans les zones très exposée et d'acier carbone dans les zones moins exposées

Ces trois solutions ont été discrétisées selon 2 hypothèses qui sont l'ajout d'une protection cathodique ou non.

Une fourchette de 2 valeurs du prix d'inox a été utilisée : un prix défavorable à l'inox (3,30 €/kg, selon Cimbéton) et un prix plus favorable (2,40 €/kg selon stainless-steel.fr). Le prix de l'acier carbone est lui gardé à 1,2 €/kg.

Les autres hypothèses sont :

- La structure est dimensionnée pour 100 ans
- La poutre est constituée de 2 travées de 5m
- La section transversale est de 1mx1m
- Le béton armé est de masse volumique 2,5 t/m³
- Les types d'aciers utilisés sont :
 - Carbone : aciers HA
 - Inox : aciers InE800 duplex 1.4462 (aussi appelés aciers austéno-ferritiques, indiqués dans les ouvrages maritimes par le CETMEF notamment)
- Une protection cathodique pour l'ensemble de la structure est en anodes aluminium/indium dont 20 kg sont nécessaires pour protéger 100m² de béton. Le coût est de 7,5 €/kg. Les anodes sont à renouveler tous les 25 ans.

**ANALYSE COMPARATIVE (quantités et coûts) DES DIFFERENTES SOLUTIONS D'UTILISATION D'ARMATURES INOX
DANS LE CAS D'UNE POUTRE CONTINUE A DEUX TRAVEES**

Solution		SOLUTION 1 Tout Acier carbone		SOLUTION 2 Tout Acier inox		SOLUTION 3 Acier inox dans les zones XS3		Commentaires	
		Sans Pro. Catho. (réf.)	Avec Pro. Catho.	Sans Pro. Catho.	Avec Pro. Catho.	Sans Pro. Catho.	Avec Pro. Catho.		
Hypothèses									
Conditions environnementales		Fibre inférieure (et faces verticales) : Zone de marnage XS3, classe structurale S6 (durabilité 100 ans)							
Structure étudiée		Fibre supérieure : Zone XS2, classe structurale S6 Poutre continue à 2 travées (5m + 5m), section rectangulaire 1m(h)x1m(b), masse volumique 2,5 t/m3							
Commentaires sur la solution						Les aciers inox ne sont utilisés que dans les zones clés soumis au marnage (classe XS3). En revanche, lorsque les enrobages sont suffisant (>65mm), on repasse à des aciers carbone (pour les lits supérieurs d'armatures longitudinales)			
Chargement (kN/ml)	G : poids propre	25							
	G' : charges variables	170							
Combinaisons	Combinaison ELU	1,35xG+1,5xG'							
	Combinaison ELS qp et carac	G+G'							
Aciers									
Aciers longitudinaux									
Dénomination		HA		InE800 duplex 1.4462		HA	InE800 duplex 1.4462	HA	InE800 duplex 1.4462
fyk (MPa)		500		800		500	800	500	800
Aciers transversaux									
Dénomination		HA		InE800 duplex 1.4462		InE800 duplex 1.4462			
fyk (MPa)		500		800		800			
Béton									
Dénomination		C 35/45						D'après EC2 (béton pour classe d'exposition XS3)	
Résultats									
Quantités									
Béton (m3)		10		10		10			
Acier (kg)	Carbone	TOTAL	281,61	0		82,12			
	Inox	TOTAL	0	164,52		113,56			
Protection cathodique 25 ans (kg)		3,10		3,10		3,10		20kg aluminium-indium/100m2 de béton pour 25 ans	
Ratios	Acier/béton (kg/m3)	TOTAL	28	16		20			
	Inox/Acier tot		0%	100%		58%			
Coût (Hypothèse 2 : Carbone = 1,2 €/kg ; Inox = 3,3 €/kg)									
Béton	TOTAL	1 500,00 €		1 500,00 €		1 500,00 €			
Acier	Carbone	TOTAL	337,93 €	-		98,55 €			
	Inox	TOTAL	- €	542,91 €		374,74 €			
Protection cathodique (Fourniture)		TOTAL	93,00 €	93,00 €		93,00 €			
TOTAL		1 837,93 €	1 930,93 €	2 042,91 €	2 135,91 €	1 973,28 €	2 066,28 €		
		0%	0%	6%	11%	2%	7%		
Hypothèse 1 : Carbone = 1,2 €/kg ; Inox = 2,4 €/kg		1 837,93 € 0%	1 930,93 € 3%	1 894,84 € 1%	1 987,84 € 6%	1 871,08 € 0%	1 964,08 € 5%		

Figure 78 : Calcul économique comparatif de principe sur une poutre en acier carbone ou inox dans des hypothèses d'environnement marin

La solution 1 (acier carbone sans protection cathodique) est un calcul référence non réalisable.

Ce calcul permet donc de révéler un ordre de grandeur de l'intérêt de l'utilisation d'armatures inox. Ainsi, le résultat du calcul est très sensible au prix que l'on donne aux aciers inox :

- Avec une hypothèse (hypothèse 2) défavorable à l'inox (3.3 €/kg), la solution de l'acier carbone semble toujours plus intéressante (malgré la protection cathodique pour l'alternative acier carbone et pas pour l'alternative inox)
- Avec une hypothèse (hypothèse 1) plus favorable à l'inox (2,4 €/kg), l'analyse est tout à fait différente. Que ce soit pour une alternative mixte ou tout inox mais sans protection cathodique, le coût est plus intéressant, avec un léger (seulement) avantage pour l'alternative mixte.

Il faut tout de même noter que les différences de coût sont rarement très importantes (toujours < 10% pour rapport à l'alternative la moins chère, sauf 12 % dans l'hypothèse de prix défavorable à l'inox pour l'alternative

tout inox sans protection cathodique). Cette constatation est principalement due au fait que le coût du béton est le poste le plus important quelle que soit la solution (75 à 80%).

Ce calcul de principe a donc permis de mettre en valeur l'intérêt que peut avoir l'utilisation d'inox. Bien qu'il soit important de rappeler que ce calcul de principe n'est pas réaliste (en particulier sur les sommes trouvées), il permet tout même de montrer que l'utilisation d'inox, d'un point de vue économique, n'est ni largement avantageux, ni largement désavantageux. Tout dépend de la manière dont on souhaite s'en servir : en tant que méthode de protection pour l'ouvrage (donc logiquement en remplacement d'une autre méthode de protection, dans l'idée de rentabiliser son utilisation), ou en tant qu'innovation pure « en développement », dont les qualités ne peuvent être considérées comme acquises (scénario ceinture et bretelle : inox + protection cathodique). En réalité, même dans le scénario d'utilisation de l'inox comme protection complémentaire, il faut garder à l'esprit que les latitudes que permet l'inox en termes de calcul réglementaire compensent déjà assez justement une bonne partie de son surcoût, en particulier si l'on optimise son utilisation en ne l'utilisant que dans les zones clés.

Finalement, à la lumière de ce simple calcul, on serait amené à conclure qu'il n'est pas inconcevable d'utiliser l'inox tout en conservant les principes de protection traditionnels relativement sûrs, surtout s'il on en vient à se demander quel prix on est capable de donner pour fiabiliser cette innovation, dont le léger surcoût à court terme pour prouver son efficacité sur un ouvrage serait largement rentabilisé par son utilisation sans incertitude sur les futurs ouvrages.

TABLE DES ILLUSTRATIONS

Figure 1 : Projet d'extension en mer au droit de l'Anse du Portier (Source : Valode et Pistre, Le Parisien)	10
Figure 2 : Diagramme de Pourbaix du Fer à $[\text{Fe}^{2+}] = 10^{-6} \text{ mol/L}$. (Source : Université Le Mans).....	15
Figure 3 : Phénomène de carbonatation du béton (Source : IFFSTAR)	17
Figure 4 : Modèle de carbonatation du béton (Source : IFFSTAR, Mickael Thiery).....	18
Figure 5 : Corrosion par les chlorures, mise en évidence des zones cathodiques saines et anodiques corrodées (Source : CERIB).....	19
Figure 6 : Profil d'initiation de la corrosion en fonction du rapport $[\text{Cl}^-]/[\text{OH}^-]$ (Source : COTITA)	19
Figure 7 : Relation entre période d'incubation et durée de vie du béton (Source : CERIB)	20
Figure 8 : Schéma récapitulatif des principaux risques sur la durabilité du béton	21
Figure 9 : Extrait du tableau 1 de la norme NF EN 206/CN : Corrosion induite par carbonatation (Source : NF EN 206/CN)	23
Figure 10 : Extrait du tableau 1 de la norme NF EN 206/CN : Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer (Source : NF EN 206/CN)	24
Figure 11 : Extrait du tableau 1 de la norme NF EN 206/CN : Attaque gel/dégel avec ou sans gel de déverglaçage (Source : NF EN 206/CN)	24
Figure 12 : Extrait du tableau 2 de la norme NF EN 206/CN : Valeurs limites pour les classes d'exposition correspondant aux attaques chimiques des sols naturels et eaux souterraines (Source : NF EN 206/CN)	25
Figure 13 : Extrait du tableau NA.F.1 de l'annexe française complété pour comparaison avec les recommandations du CETMEF pour les ouvrages maritimes (Source : CETMEF)	25
Figure 14 : Tableau 10 de la norme NF EN 206/CN : Teneur (initiale) maximale en ions chlorures du béton, complété par les prescriptions du CETMEF (Source : CETMEF)	26
Figure 15 : Recommandations pour le choix du ciment en eau de mer (Source : CETMEF)	27
Figure 16 : Impact sur la performance du béton de l'augmentation du dosage de laitier (Source : Ecocem).....	28
Figure 17 : Niveaux de prévention contre les risques liés à l'alcali-réaction d'après le fascicule FD P18 464 et les recommandations du LCPC (Source : LCPC)	30
Figure 18 : Niveaux de prévention contre les risques liés à l'alcali-réaction d'après le fascicule FD P18 464 et les recommandations du LCPC (Source : LCPC)	30
Figure 19 : Déformation d'une éprouvette de béton (caractéristique de l'alcali-réaction) pour différents types de ciments (Source : Bulletin du ciment, septembre 2000).....	31
Figure 20 : Niveaux de prévention contre les risques liés à la réaction sulfatique interne d'après les recommandations de l'IFFSTAR. (Source : IFFSTAR)	31
Figure 21 : Spécifications sur les risques liés à la réaction sulfatique interne (Source : IFFSTAR)	32
Figure 22 : Choix du béton en fonction de l'agressivité du gel et du salage (Source : IFSTTAR).....	33
Figure 23 : Recommandations sur le ciment pour les bétons G et G+S. Source : IFSTTAR	33
Figure 24 : Recommandations sur les granulats pour les bétons G et G+S. (Source : IFSTTAR)	34
Figure 25 : Recommandations de moyens pour améliorer la résistance à l'abrasion (Source : CETMEF)	34
Figure 26 : Démarche de l'approche performantielle	36
Figure 27 : Tableau récapitulatif des indicateurs de durabilité.....	41
Figure 28 : Spécifications performantielles vis-à-vis de la corrosion des armatures (Source : AFGC)	43
Figure 29 : Spécifications sur les indicateurs de durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures d'après le CETMEF (Source : COTITA)	44
Figure 30 : Niveaux de prévention contre l'alcali-réaction (Source : LCPC)	44
Figure 31 : Organigramme d'utilisation des indicateurs de durabilité spécifiques pour l'alcali-réaction (Source : AFGC)	44
Figure 32 : Valeurs limites à l'essai de gonflement du béton vis-à-vis de l'alcali-réaction (Source : AFGC)	45
Figure 33 : Valeurs limites pour le bilan en alcalin du béton vis-à-vis de l'alcali-réaction (Source : AFGC).....	45
Figure 34 : Niveaux de prévention contre les risques liés à la RSI (Source : IFFSTAR)	46
Figure 35 : Spécifications contre les risques liés à la RSI (Source : IFFSTAR).....	46

Figure 36 : Spécifications performantielles vis-à-vis des risques de gel/dégel (Source : AFGC)	47
Figure 37 : <i>Essais performantiels pour qualifier la résistance à l'abrasion d'un béton</i> (Source CNR)	47
Figure 38 : Présentation du modèle prédictif sur la pénétration des chlorures dans le béton des piles du pont Vasco de Gama, LERM (Source : LERM, novembre 2013)	48
Figure 39 : Valeurs recommandées pour l'ouverture des fissures en mm d'après l'Annexe Nationale Française de l'Eurocode 2 (Tableau 7.1.) pour une durée de vie de 50 ans (Source : Eurocode 2)	50
Figure 40 : Valeurs réglementaires de $C_{min,dur}$ en mm en fonction de la classe d'exposition (XC, XD, XS) et de la classe structurale (S1 à S6) (Source : Eurocode 2).....	51
Figure 41 : Possibilités de majoration ou de minoration du niveau d'exigence pour le calcul de l'enrobage (Source : Eurocode 2)	52
Figure 42 : Tableau des valeurs de majoration d'enrobage à appliquer en fonction de la classe d'abrasion de la partie d'ouvrage (Source : Cimbéton)	52
Figure 43 : Effet du textile de coffrage drainant sur l'imperméabilité du béton de surface (Source : EGCO)	55
Figure 44 : Photo d'un béton coffré avec un textile drainant (Source : EGCO)	55
Figure 45 : Risque de corrosion en fonction du potentiel mesuré aux armatures pour différents types d'électrodes selon la norme américaine ASTM C876 (Source : CERIB).....	57
Figure 46 : Méthode de mesure de la résistivité 4 pointes (Source : CERIB)	58
Figure 47 : Principes de réparation et de protection du béton d'après la norme NF EN 1504 et les recommandations du CETMEF, du STRRES et de l'entreprise spécialisée SIKA	59
Figure 48 : Diagramme potentiel-pH de l'acier (à 25°C, réalisé par analogie avec le diagramme du fer à $[Fe^{2+}] = 10^{-6}$ mol/L) : zones de passivité, de corrosion ou d'immunité (Source : CERIB).....	61
Figure 49 : Principe de ré-alcalinisation des aciers par courant imposé (Source : COTITA).....	62
Figure 50 : Principe de déchloruration des aciers par courant imposé (Source : COTITA)	63
Figure 51 : Principe de protection cathodique par courant imposé (Source : COTITA)	64
Figure 52 : Niveaux de protection et prescriptions de la densité de courant à appliquer et du type de protection à adopter d'après la norme NF EN 12696	64
Figure 53 : Zones d'états de corrosion des armatures (Source : NF EN 12696)	65
Figure 54 : Comparaison des caractéristiques d'un BFUHP Ductal® (formulé par Bouygues) avec un béton formulé par approche performantielle, suivant les spécifications d'indicateur de durabilité de l'AFGC.....	68
Figure 55 : Vitesse de corrosion et résistivité comparative entre le Ductal et les bétons ordinaires (Source : AFGC)	70
Figure 56 : Propriétés secondaires du BFUHP (Source : Cimbéton)	70
Figure 57 : Potentiel de passivation (ou seuils de passivité) de différents alliages en fonction de l'acidité du milieu (Source : EPFL).....	72
Figure 58 : Représentation des différentes familles d'inox, différenciées en fonction des proportions des différents éléments. Source : Université de Liège)	73
Figure 59 : Exemple de désignation selon la norme NF EN 10088 d'un acier inox (Source : Cimbéton)	74
Figure 60 : Caractéristiques mécaniques des différentes nuances d'inox (Source : Cimbéton)	74
Figure 61 : Nuances d'inox optimales pour chaque classe d'exposition (Source : Cimbéton)	75
Figure 62 : Recommandations sur les nuances d'inox à utiliser selon l'ISSF (Source : ISSF)	76
Figure 63 : Valeur recommandée de réduction de l'enrobage (terme $C_{dur,st}$) en fonction de la classe d'exposition (Source : Eurocodes)	77
Figure 64 : Seuils d'ouverture des fissures réglementaire selon l'Eurocode 2	77
Figure 65 : Couples galvaniques de matériaux (Source : Jacques Dubois)	78
Figure 66 : Image satellite de l'estacade de Progreso (2014), Yucatan, Mexique (Source : NASA Observatory) .	80
Figure 67 : Coût du cycle de vie de l'estacade de Progreso (Source : Nickel Institute, Nickelmag Vol.29 n°1, mars 2014.)	81
Figure 68 : Chronologie du vieillissement des 2 estacades de Progreso (Source : Nickel Institute)	82

Figure 69 : Différents bétons retrouvés sur les bunkers du mur de l'Atlantique (Source : Sylvine Guédon, LCPC)	85
Figure 70 : Caissons du projet d'urbanisation en mer de Monaco (Source : La Gazette de Monaco, SAM Anse du Portier)	86
Figure 71 : Identification des risques sur le béton armé pour le projet d'extension en mer de Monaco	87
Figure 72 : Identification des pratiques de gestion des risques sur le béton armé adaptées pour le projet d'extension en mer de Monaco	89
Figure 73 : Tableau des spécifications à adopter sur les indicateurs dans le cadre de l'exercice d'application de la méthode AFGC aux caissons du projet Urbamer	92
Figure 74 : Profil de pénétration des chlorures (Source : COTITA)	93
Figure 75 : Lests d'un émissaire d'une station d'épuration à Cap d'Agde (Source : Cahiers Techniques du Bâtiment)	98
Figure 76 : Caractéristiques mécaniques et durabilité du EConcrete (Source : Econcretetech)	99
Figure 77 : Panneaux EConcrete développés par la société israélienne Econcretetech (Source : Econcretetech)	103
Figure 78 : Calcul économique comparatif de principe sur une poutre en acier carbone ou inox dans des hypothèses d'environnement marin	108

BIBLIOGRAPHIE

1. **AFGC.** *Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages. Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion et de l'alcali-réaction.* Juillet 2004.
2. **VU, Ngoc Tru.** *Contribution à l'étude de la corrosion par carbonatation du béton armé : approche expérimentale et probabiliste.* Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse. Juin 2011. Thèse de doctorat.
3. *Approche performantielle et prédictive de la durabilité des structures en béton (armé) fondée sur les indicateurs de durabilité.* **Baroghel-Bouny, Véronique.** Rennes : s.n., Octobre 2010. Journée COTITA Ouest et Normandie-Centre "L'approche performantielle".
4. **Baroghel-Bouny, Véronique.** *Développement d'une approche globale, performantielle et prédictive de la durabilité des structures en béton (armé) sur la base d'indicateurs de durabilité. Bilan et perspectives.* IFSTTAR. Décembre 2008.
5. *Approche performantielle de la durabilité des ouvrages d'art en béton. Application du guide LCPC : démarche, principes et limites.* **IFSTTAR et Godart, Bruno.** Lyon : s.n., Novembre 2011. Journée technique CETE de Lyon - COTITA Centre-Est. "Concevoir, construire et gérer des structures durables en béton".
6. *Indicateurs de durabilité. Essais et seuils.* **DIERKENS, Michaël.** Lyon : s.n., Novembre 2011. Journée technique CETE de Lyon - COTITA Centre-Est. "Concevoir, construire et gérer des structures durables en béton".
7. **LCPC.** *Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton. Application de l'approche performantielle. Recommandations provisoires.* Mars 2010.
8. **Stanish, K.D., Hooton, R.D. et Thomas, M.D.A.** *Testing the chloride penetration resistance of concrete : A literature review.* Department of Civil Engineering, University of Toronto.
9. **Geoffray, Jean-Marie, et al.** *Les bétons dans la construction.* 2e. s.l. : Techniques de l'ingénieur.
10. **Cussigh, François, et al.** *Méthodologie d'application du concept de performance équivalente des bétons.* s.l. : Fédération Nationale des Travaux Publics, Mars 2009.
11. **Grace Construction.** *Understanding AASHTO T277 and ASTM C1202 Rapid chloride permeability test.* Février 2006 : Technical Bulletin.
12. **Pollet, V. et Dooms, B.** *Corrosion des armatures induite par la carbonatation du béton : comment s'en prémunir ? Les Dossiers du CSTC.* 2007, 3.
13. **Technik und Forschung im Betonbau AG.** *Détermination rapide de la carbonatation du béton. Bulletin du ciment.* Août 1988, 8.
14. **Pollet, V. et Dooms, B.** *Prévenir la corrosion des armatures induite par la présence de chlorures dans le béton. Les Dossiers du CSTC.* 2008, 12.
15. **Cimbéton.** *Fiches techniques. G12. Les ouvrages en béton : durabilité, dimensionnement et esthétique.* s.l. : Collection Technique Cimbéton, Décembre 2008. Vol. 3.
16. —. *T47. Guide de prescription des ciments pour des constructions durables. Cas des bétons coulés en place.* s.l. : Collection technique Cimbéton, Novembre 2009.

17. —. *Documentation technique. T93. Les bétons et les ouvrages en site maritime*. s.l. : Collection Technique Cimbéton.
18. **Thauvin, B., et al.** *Altération du béton en site maritime*. CETMEF. Octobre 2011.
19. **Thauvin, B. et Menguy, M.** *Guide d'utilisation du béton en site maritime*. CETMEF. Avril 2008.
20. **Codina, Maud.** *La chimie des liants "bas pH" lors de l'hydratation*. LMDC, INSA Génie Civil Toulouse. 2007.
21. **Cimbéton.** *Solutions Béton. La fumée de silice : l'addition incontournable pour les bétons*. Janvier 2011.
22. *Les techniques électrochimiques de protection*. **Tache, Guy.** Novembre 2013. Matinée d'information du STRRES. Protection des bétons en zone littorale.
23. *Méthodes de protection contre la corrosion des ouvrages portuaires de génie civil*. **Meziani, Faroudja, et al.** Cherbourg : s.n., Juin 2012. 12^{èmes} Journées Nationales Génie Côtier.
24. **Cimbéton.** *T81. Béton armé d'inox : Le choix de la durée*. s.l. : Collection Technique Cimbéton.
25. **Société Jacques Dubois.** *Les couples galvaniques*.
26. **Mai-Nhu, Jonathan.** *Corrosion des armatures : intérêt des inhibiteurs de corrosion et méthodologies pour le suivi durant la vie de l'ouvrage*. CERIB. Décembre 2015.
27. *Réhabilitations électrochimiques*. **Thauvin, Benoit.** Avril 2014. COTITA Ouest, Nantes.
28. **Kozlowski, Albert.** *Données numériques sur les aciers inoxydables*. s.l. : Techniques de l'Ingénieur.
29. **AFGC, CEFACOR.** *Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion*. Novembre 2003.
30. **Cimbéton.** *Solutions Béton. Les armatures inox : la solution pour des ouvrages durables*. Avril 2011.
31. *A la recherche de la formulation originelle et de l'état de conservation des bétons du mur de l'Atlantique*. **Guédon, Sylvine, et al.** Porto : s.n., Juin 2007. 11th Euroseminar on Microscopy Applied to Building Materials.
32. **Nickel Institute.** Progreso Pier. Built with nickel-containing stainless steel. *Nickelmag*. Mars 2014.
33. *Progression dans les connaissances sur les phénomènes d'alcali-réaction. Etat des connaissances sur les mécanismes physico-chimiques d'alcali-réaction à travers les derniers colloques, congrès et publications*. **Hornain, H.** Octobre 1992. Journée d'étude AFPC - ITBTP.
34. **Technik und Forschung im Betonbau AG.** La carbonatation du béton. *Bulletin du ciment*. Décembre 1999.
35. **Carde, C.** La carbonatation. *Bétons le Magazine*. Février 2006.
36. **Ollivier, J.-P. et Vichot, A.** *La durabilité des bétons. Bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement*. s.l. : Presse des Ponts, 2008.
37. **Arliguie, Ginette, Hornain, Hugues et GranDuBé.** *Grandeurs associées à la durabilité des bétons*. s.l. : Presses des Ponts, 2007.
38. **Rozière, Emmanuel.** *Etude de la durabilité des bétons par une approche performantielle*. Ecole Centrale de Nantes. Novembre 2007. Thèse de doctorat.
39. **Lesquereux, Steve.** *Réactions alcali-granulats dans le béton*. Techni.ch. Décembre 2006.

40. **Baroghel-Bouny, Véronique, et al.** *Model code for service life design*. s.l. : Fédération internationale du béton, Février 2006.
41. **LERM.** 1998 : Première application de l'approche performantielle sur les bétons du pont Vasco de Gama. *doc.lerm.fr*. [En ligne] 25 Mai 2014. <http://doc.lerm.fr/1998-premiere-application-lapproche-performantielle-les-betons-du-pont-vasco-gama/>.
42. **Rossi, Barbara.** *Stainless steel in structures in view of sustainability*. University of Liège.
43. **Baroghel-Bouny, Véronique.** *Nouvelle approche de la durabilité du béton. Indicateurs et méthodes*. s.l. : Techniques de l'Ingénieur.
44. **AFGC, SETRA.** *Bétons fibré à ultra-hautes performances, Recommandations provisoires*. Janvier 2002.
45. **British Stainless Steel Association.** Duplex stainless steels - A simplified guide. *bssa.org.uk*. [En ligne]
46. **ISSF.** Propertiers of stainless steel rebar (grades, standards, properties,...). *Stainlesssteelrebar.org*. [En ligne]
47. **Mai-Nhu, Jonathan.** *Corrosion des armatures du béton : couplage carbonatation/chlorures en présence de cycles hydriques*. Université Toulouse III. Juillet 2013. Thèse de doctorat.
48. *Evaluation de la durée de vie résiduelle d'un ouvrage en service*. **Givry, Gilles.** Novembre 2013. Concevoir construire et gérer des structures durables en béton - CETE Méditerranée d'Aix-en-Provence.
49. **Cuadrado, Hector, et al.** *Réutilisation de coproduits coquilliers marins dans des bétons auto-plaçants pour des récifs artificiels*. Avril 2015.
50. **Perkol-Finkel, Shimrit et Sella, Ido.** *Ecologically Active Concrete for Coastal ans Marine Infrastructure : Innovative Matrices and Designs*. 2014.
51. **Bickley, John A., Hooton, R. Doug et Hover, C. Kenneth.** *Performance specification for durable concrete*. Septembre 2006.
52. **Outokumpu.** *Duplex stainless steel*. 2013.
53. **LCPC.** *Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne*. Aout 2007.
54. —. *Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction*. Juin 1994.
55. —. *Recommandation pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel*. Décembre 2003.
56. **Mickaël, Thiéry, Géraldine, Villain et Walid, Jaafar.** *Estimation de la perméabilité des matériaux cimentaires par porosimétrie au mercure*. 2003.
57. **CETMEF.** *Utilisation des bétons fibrés à ultra-hautes performances en site maritimes - Etude de cas*. Septembre 2011.
58. *Alençon. Arminox va consolider les ports français*. **Mousset, Yasmine.** 4 Novembre 2014, Ouest-France Entreprises.
59. **Landolt, Dieter.** *Corrosion et chimie de surface des matériaux*. s.l. : Presses polytechniques et universitaires romandes.

60. **Audisio, Sylvain et Béranger , Gérard.** *Anticorrosion et durabilité dans le bâtiment, le génie civil et les ouvrages industriels.* s.l. : Presses polytechniques et universitaires romandes, 2010.

GLOSSAIRE

Ciment : Le ciment est un liant hydraulique issu de la cuisson du calcaire et de l'argile qui forme le **clinker**. Sa composition de base est un mélange de silicates et d'aluminates de calcium, résultant de la combinaison de la chaux (CaO, notée C) avec de la silice (SiO₂, notée S), de l'alumine (Al₂O₃, notée A), et de l'oxyde de fer (Fe₂O₃, noté F). La chaux nécessaire est fournie par les roches calcaires, l'alumine, la silice et l'oxyde de fer par les argiles. Les principales phases du clinker sont l'alite (ou silicate tricalcique C₃S), l'aluminate (ou aluminate tricalcique C₃A), la belite (C₂S), la ferrite (C₄AF) et la portlandite (Ca(OH)₂).

Le ciment **Portland** (CEM I) est le produit ensuite obtenu par le broyage du clinker et le mélange avec 3 à 5 % de gypse pour lui conférer ses propriétés hydrauliques actives. Ce ciment peut ensuite être complété pour former du ciment Portland composé (CEM II) par l'ajout d'autres matériaux comme le laitier, les cendres volantes, les fillers (par exemple la fumée de silice) ou les pouzzolanes.

Ettringite : L'ettringite est un produit de l'hydratation du ciment, favorisé par les phases alumineuses (contenant de l'alumine A, voir la définition du ciment) dans le clinker. Elle existe sous plusieurs phases qui ont différentes formes, notamment d'aiguilles ou de plaques.

Réaction sulfatique interne (RSI) et alcali-réaction (RAG) : Ce sont 2 réactions internes du béton liés notamment à la composition du ciment (RAG et RSI), au type de granulats utilisés (RAG), aux conditions de mise en œuvre (RAG et RSI) et à la pénétration d'agents (RAG et RSI). Toutes deux conduisent à la déformation puis à l'éclatement du béton et peuvent se produire à court (en particulier la RSI, dès la mise en œuvre) comme à long terme.

BFUHP : le BFUHP (Béton Fibré à Ultra Hautes Performances) est un matériau à matrice cimentaire renforcé par des fibres métalliques ou polymères. La formulation passe notamment par l'utilisation d'un spectre de granulats très fins (sables, fillers et ultrafines), d'une très faible quantité d'eau ($E/C < 0,2$) et d'adjuvants superplastifiants (pour permettre l'ouvrabilité). L'objectif est d'obtenir un matériau de résistance en compression dépassant 150 MPa et de résistance en traction très élevée permettant de s'affranchir d'armatures.

