

République Algérienne Démocratique et Populaire  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
UNIVERSITE MUSTAPHA STAMBOULI DE MASCARA  
FACULTÉ DES SCIENCES ET TECHNOLOGIE

**Polycopié de Cours**  
**DURABILITE DES MATERIAUX**

*Présenté par* : BENAOUUM FATIMA

**Ce cours est destiné aux étudiants de master LMD /Génie civil**

Algérie

2021

DURABILITE DES MATERIAUX

## **AVANT-PROPOS**

La construction a toujours été l'un des premières occupations de l'homme. A ce jour, la construction connaît une grande prospérité dans la plus part des pays.

Cependant, si le métier de construire a une grande importance pour l'homme, la durabilité des ouvrages constitue l'une de ces préoccupations essentielles dans la conception, la réalisation ou l'entretien des ouvrages de génie civil ; car les ouvrages en béton ou en béton arme ou en bois sont construits pour durer.

La durabilité est une propriété essentielle de génie des matériaux (béton, acier et bois), qui détermine la durée de service des structures. C'est pourquoi les problèmes de durabilité des matériaux ont toujours eu une place centrale dans la recherche dans le secteur de la construction.

Traditionnellement l'aptitude des matériaux de construction notamment le béton à résister à la dégradation - c'est-à-dire sa stabilité - était d'apprécier par sa résistance à la compression. Bien qu'une forte résistance soit une propriété liée étroitement à la structure poreuse, à la perméabilité et la diffusivité et par conséquent à la durabilité. Ces deux grandeurs physiques permettent de caractériser l'aptitude des bétons à résister à l'intrusion des agents agressifs.

En raison de l'interaction du béton avec des influences externes, les propriétés mécaniques et physiques du béton peuvent être menacées.

Parmi les facteurs menaçants l'attaque des produits chimiques tels que les acides qui sont nocifs pour ces matériaux.

J'ai l'intention, dans ce cours en ligne, d'aborder d'une manière générale le concept de durée de vie et de donner également et en détaille les différents mécanismes de dégradation des matériaux de construction et les différentes propositions pour les remédier de manière significative.

TABLE DES MATIERES	2
Avant-propos	7
Introduction	8
<b>Chapitre 1 Agents agressifs et modes d'action</b>	11
I.1 Classification des milieux agressifs	12
I.1.1 Généralité sur le milieu agressif	12
I.1.2 Définition des classes d'exposition	16
I.1.3 le rôle des classes d'exposition	18
I.1.4 Attaques gel / dégel avec ou sans agent de déverglaçage	21
I.1.5 Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer	25
I.1.6 Corrosion induite par carbonatation	26
I.1.7 Corrosion induite par les chlorures ayant une origine autre que marine	27
I.1.8 Attaques chimiques	28
I.1.9 Incidence de la classe d'exposition sur les seuils d'ouverture des fissures	29
I.2 Modes d'action des agents	29
I.2.1 Les agressions chimiques sur le béton	30
I.2.2. Les sollicitations mécaniques	31
I.3 Mécanismes élémentaire de l'interaction entre agents agressifs et le béton	32
I.4 Porosité et fissuration : facteurs de durabilité des bétons	33
I.4.1 Morphologie de la porosité	33
I.4.1.1 Définition	33
I.4.1.2 Distribution des tailles de pores dans le béton	34
I.4.1.3 Tortuosité et connectivité	35
I.4.1.4 Degré de saturation	37
I.4.2 Les fissure	38
I.4.2.1 Définition	38
I.4.2.2 Types de fissuration de béton	38
I.4.2.3 Cause de la fissuration du béton	39
I.4.2.4 Niveau de fissuration du béton	40

1.4.2.5 Prévenir la fissuration du béton	40
1.5 Conclusion	40
Chapitre 2 Perméabilité et diffusion dans le béton	42
2.1 Introduction	43
2.2 Structure poreuse des bétons	43
2.2.1 Définitions et caractérisation de la structure poreuse des bétons	44
2.3 Modes de transport de la matière	44
2.3.1 Porosité et perméabilité	44
2.3.2 La diffusion	48
2.3.3 L'absorption	50
2.4 Interactions eau – milieu poreux	51
2.4.1 Définition de milieu poreux	51
2.4.2 Caractéristique d'un milieu poreux	51
2.4.2.1 Paramètre d'état	52
2.4.2.2 État de l'eau dans la pâte de ciment hydraté	52
2.5 Influence de certains paramètres sur la perméabilité et la diffusivité	54
2.6 Influence de la stabilité des hydrates sur la durabilité du béton	56
2.7 Stabilité des hydrates dans les milieux agressifs	56
2.8 Conclusion	59
<b>Chapitre 3 Durabilité du béton vis-à-vis des agents agressifs</b>	60
3.1 Mécanismes de dégradation chimiques	61
3.1.1 Carbonatation du béton	61
3.1.1.1 Définition	61
3.1.1.2 Vitesse de carbonatation	62
3.1.1.3 Conséquence de la carbonatation	63
3.1.1.4 Facteurs influençant la carbonatation	64
3.1.1.5 Moyens de diagnostic	65
3.1.1.6 Essai de carbonatation	66
3.1.1.7 Traitement	67
3.1.1.8 Prévention	68
3.2. Réaction alcali-granulat	68
3.2.1 Les différents types d'alcali-réaction	69
3.2.2 Désordres dus à l'alcali-réaction	70

3.2.3 Traitements de protection et de réparation	73
3.2.3.1 Assèchement du béton	73
3.2.3.2 Imprégnation par des agents chimiques inhibiteurs	74
3.2.3.3 Relâchement des contraintes	74
3.2.3.4 Renforcement par des armatures	75
3.3 Durabilité du béton dans un environnement acide	76
3.3.1 L'attaque par les acides	76
3.3.1.1 Définition	77
3.3.1.2 Les différents types des acides	77
3.3.2 Mécanisme d'attaque des acides	81
3.3.3 Les facteurs influençant la vitesse de l'attaque acide	85
3.3.4 Essais actuels de résistance aux acides	86
3.3.5 La préconisation de la norme NBN en 206-1 (pour le choix du béton)	87
3.3.6 La recherche menée au CSTC	87
3.4 La lixiviation	90
3.4.1 Introduction	90
3.4.2 Mécanismes de dégradation	90
3.4.2.1 Descriptions de la lixiviation de pâtes, mortiers et bétons	90
3.4.2.2 Conséquences générales	92
3.4.2.3 Essai de lixiviation à pH constant	93
3.4.2.4 Prévention	94
3.5 Durabilité du béton dans un environnement sulfatique	95
3.5.1 Sources des sulfates	95
3.5.2 Mécanisme d'attaques	96
3.5.2.1 Processus d'attaque par les sulfates internes	97
3.5.2.2 Processus d'attaque par les sulfates externes	99
3.5.2.3 Facteurs influençant l'ettringite	101
3.5.2.4 Essais de résistance aux sulfates	103
3.5.2.5 Recommandations pour la prévention	104
3.5.3 Conclusion	103
3.6 Attaque des bétons par les chlorures	104
3.6.1 Pénétration et transport des chlorures au sein du béton	104

3.6.2	Les chlorure dans le béton	106
3.6.3	Seuil de concentration critique en ions chlorure	107
3.6.4	La dégradation des bétons par les chlorures	107
3.6.5	Les essais de pénétration des ions de chlores	110
3.6.5.1	Essai de migration des ions chlorure	110
3.6.5.2	Autres essais de migration	111
3.6.5.3	Influence de la microstructure et des additions minérales sur l'attaque des chlorures	112
3.6.5.4	Précaution contre la pénétration des ions chlores	113
3.6.6	Conclusion	113
3.7	Bétonnage en climat chaud	114
3.7.1	Introduction	114
3.7.2	Conséquences d'une augmentation de la température sur les bétons	114
3.7.3	Préconisations pour le bétonnage par temps chaud	118
3.7.4	Les recommandations	119
3.7.4.1	Les recommandations relatives à la formulation	119
3.7.4.2	Recommandations pour la fabrication et le transport	119
3.7.4.3	Recommandations pour le bétonnage	120
3.7.5	Protection des bétons	120
	<b>Chapitre4 Durabilité des aciers</b>	122
4.1	Corrosion des armatures	122
4.1.1	Introduction	122
4.1.2	Le milieu corrosif	122
4.1.3	La corrosion des armatures	122
4.1.3.1	Béton et corrosion	124
4.1.3.2	Mécanismes de la corrosion (les causes)	126
4.1.3.3	Corrosion dans les environnements marins	129
4.1.3.4	les conséquences de la corrosion	129
4.1.3.5	Les principales phases du diagnostic	131
4.1.3.6	les différents types de traitements	134
4.1.3.7	Les étapes de la corrosion d'une armature en acier galvanisé	134
4.1.4	Conclusion	138
4.2	Rupture des aciers par écoulement	138
4.2.1	Définition	138
4.2.2	Architecture atomique et défauts du réseau cristallins	139

4.2.3 Dislocations et leur rôle dans la déformation plastique	141
4.3Elasticité et plasticité	143
4.3.1Elasticité	143
4.3.2 Plasticité	146
4.4 Rupture des aciers par fissuration	147
4.4.1Essaismécaniques	147
4.4.2 Concept de la mécanique de la rupture et ténacité	158
4.5 Fatigue des aciers	161
4.5.1 Introduction	161
4.5.2 Notions préliminaires	162
4.5.3Types de sollicitations en fatigue	165
4.5.4 Fatigue en contact	167
4.5.5 Définitions et terminologie des contraintes	168
4.6 Exemple d'application	172
4.7 Fluage et relaxation des aciers	173
4.7.1Les définitions	173
4.7.2 Tests et mesures	174
4.7.3 Modes de fluage	175
4.7.4 Pertes par relaxation selon EN 1992-1-1	176
4.7.5 Pertes par relaxation selon l'avis technique de l'acier de précontrainte	178
4.7.6 Exemples	181
4.7.7 Conclusion	181
<b>Chapitre 5 Durabilité du bois</b>	182
5.1 Introduction	183
5.2 Définition de bois	184
5.3 Endommagement des insectes	184
5.3.1. Les insectes à larves xylophages	185
5.3.2 Les termites	190
5.3.3 Autres insectes : les nidificateurs	192
5.4 Croissance de champignon	193
5.4.1 La durabilité conférée par des produits de traitement avant mise en œuvre	196
5.4.2 La préservation des bois déjà mis en œuvre	197
5.4.3 Le futur de la préservation du bois	198
5.5 Conclusions	199
6. Remerciements	200
7. Bibliographies/ références	200

## ***Introduction général***

Aujourd'hui, la durabilité des structures en béton armé ou bien en bois est un des facteurs importants dans le domaine du génie civil et du génie industriel. Elle est influencée non seulement par les chargements mécaniques mais aussi par l'environnement. Ces influences deviennent plus importantes quand on doit garantir une durée de service pendant une grande période. Par exemple, les ponts, les tunnels, les réseaux d'assainissement ou le patrimoine bâti doivent avoir une longue durée dans le temps. Dans le cas des milieux agressifs les ouvrages en béton accueillant ces produits doivent avoir une durée de vie très longue dépendant du niveau d'agressivité de ces produits.

La longue période d'exposition impose une durabilité des ouvrages sur des périodes très longues. Ces échelles de temps rendent nécessaire une connaissance des mécanismes physicochimiques qui sont à l'origine de la dégradation des propriétés chimiques hydrodynamiques et mécaniques du béton.

Parmi les facteurs menaçants l'attaque des produits chimiques tels que les acides qui sont nocifs pour le béton.

Traditionnellement l'aptitude d'un béton à résister à la dégradation - c'est-à-dire sa stabilité - était d'apprécier par sa résistance à la compression. Bien qu'une forte résistance soit une propriété liée étroitement à la structure poreuse, à la perméabilité et la diffusivité et par conséquent à la durabilité. Ces deux grandeurs physiques permettent de caractériser l'aptitude des bétons à résister à l'intrusion des agents agressifs.

L'attaque chimique constitue un sujet d'importance croissante, en raison de la propagation des dommages des structures en béton dans les zones urbaines et industrielles. Bien que le ciment Portland ordinaire est le plus couramment utilisé dans la construction d'infrastructures, sa résistance aux attaques chimiques, tels que les sulfates est un sujet préoccupant de plus en plus à travers tout le monde.

Les altérations observées sont d'ordre chimique ou physique. Les agents chimiquement agressifs peuvent être classés en quatre catégories.

- Les gaz, d'origine naturelle où résultent de pollutions atmosphérique ;
- Les liquides inorganiques ou organiques qui, indépendamment de leurs éventuels effets purement physiques, agissent surtout par leur caractère acide ou basique, et par les ions agressifs qu'ils peuvent contenir ;
- Les solides essentiellement des sols et déchets d'origines diverses ;
- Les milieux biologiques, fermentations bactériennes aérobies ou anaérobies.

L'agression chimique entraîne presque toujours la dissolution de la chaux contenue dans la pâte de ciment, mais l'attaque des silicates et aluminates de chaux hydratés ne sont pas négligeables. Si les produits de réactions sont solubles, la matrice devient de plus en plus ouverte, la perméabilité augmente et la résistance de surface chimique diminue progressivement.

Au contraire, si les produits de réactions sont insolubles, deux cas peuvent se présenter suivant que la nouvelle phase est ou non expansive. Si les nouveaux cristaux ne sont pas ou sont très faiblement expansifs, ils comblent progressivement la porosité des bétons et ainsi diminuent la perméabilité et augmentent la durabilité.

Lorsque la nouvelle formation est expansive, elle induit des pressions plus élevées que la résistance à la rupture.

Par conséquent, les informations et les données sur le principe, les facteurs et les mesures de protection des matériaux à base de ciment contre ces attaques sont utiles. En d'autres termes La durabilité du béton s'explique en grande partie, par la difficulté qu'ont les agents agressifs à pénétrer dans les réseaux poreux des bétons. Il est possible désormais de définir des objectifs de durabilité et de choisir avec précision les caractéristiques du béton en fonction de l'agressivité du milieu dans lequel se trouve l'ouvrage et d'optimiser ses caractéristiques afin de les adapter à la durée d'utilisation souhaitée. Les spécifications concernent la nature et le dosage minimal en ciment, la compacité minimale, la valeur maximale du rapport Eau/Ciment, l'enrobage minimal des armatures et la teneur maximale en chlorures dans le béton.

Après une présentation sommaire du ciment Portland et de ses composés, on décrira le moteur de l'hydratation qui est l'évolution chimique du ciment dans l'eau et les caractéristiques des produits formés au cours de ces réactions. On montrera comment la microstructure de la pâte de ciment durcie se construit par l'hydratation. Il y est question de l'hydratation du ciment Portland, constituant de base de la plupart des bétons de structure, de la stabilité des produits d'hydratation dans différents milieux et des outils d'optimisation pour décrire l'évolution de la composition chimique du matériau dans un environnement donné.

Puis, on parlera des pathologies dues aux attaques chimiques à savoir :

- L'attaque par les sulfates ;
- L'attaque par les acides ;
- L'attaque par l'eau de mer ;
- Pénétration des ions chlore ;
- La carbonatation ;
- La corrosion des armatures ;

- L'alcali-réaction ;
- Lixiviation en eau douce.

En donnant une définition précise pour chaque phénomène, sa source, son mécanisme, les préventions et les solutions qui existent. En plus, on démontra la différence entre ces attaques et les caractéristiques de chaque pathologie.

Enfin, nous clôturons ce travail par une conclusion, qui rappelle les objectifs de notre travail, ainsi que les principales constatations obtenues.

## **Chapitre 1 : Agents agressifs et modes d'action**

## ***1.1 Classification des milieux agressifs***

### *1.1.1 Généralité sur le milieu agressif :*

La durabilité d'un béton dépend d'une multitude de caractéristiques du matériau, aussi de l'agressivité de son environnement. Un élément en béton qui subit des cycles de chargement et de déchargement ou de mouillage et de séchage, par exemple, peut se fissurer à cause de ces cycles. Des agents agressifs extérieurs pénétreront facilement dans sa matrice à travers les fissures et microfissures formées. Ces agents agressifs peuvent, par la suite, réagir avec les hydrates pour diminuer davantage la capacité portante de l'élément. La durabilité d'un ouvrage caractérise sa capacité à conserver dans les conditions prévues les fonctions d'usage pour lesquelles il a été conçu (fonctionnement structurel, sécurité, confort des usagers...etc.) et à maintenir son niveau de fiabilité et son aspect, dans son environnement, avec des frais de maintenance et d'entretien aussi réduits que possible.[1]

#### **I.1.1.1 Milieu industriel :**

L'énergie nucléaire peut être utile dans la bataille engagée pour réduire les émissions de gaz à effet de serre, mais nombreux sont ceux qui estiment que la production de déchets nucléaires pèse plus lourd que cet aspect positif. Aujourd'hui, ce sont les déchets radioactifs qui, dans l'énergie nucléaire, sont perçus comme une source de problèmes pour l'environnement. Or, les solutions existent, en particulier celle de l'enfouissement des déchets à une grande profondeur, connue sous le nom de stockage en formation géologique.

##### **a) Déchets industriels :**

Selon la définition, est considéré comme déchet radioactif « toute matière pour laquelle aucune utilisation n'est prévue, et qui contient des radionucléides en concentrations supérieures aux valeurs que les autorités compétentes considèrent comme admissibles dans des matériaux propres à une utilisation sans contrôle ».

##### **b) Classification :**

Le système de classification des déchets radioactifs ne dépend pas directement de la façon dont sont générés les déchets. Ils sont classés notamment selon les deux critères suivants :

- la durée de leur activité radioactive, qui peut être calculée à partir de leur période radioactive et qui définit la durée de nuisance.
- le niveau de radioactivité, qui conditionne la dangerosité des produits.

D'autres critères de classification font intervenir la dangerosité chimique et la nature physicochimique des déchets.

A partir des critères internationalement reconnus, différents types de déchets ont été défini, chacun nécessitant une gestion différente :

Les déchets de haute activité (HA) et les déchets de moyenne activité et à vie longue (MAVL) : ce sont principalement les déchets issus du cœur du réacteur, hautement radioactifs pendant des centaines de milliers, voire millions d'années.

- les déchets de faible et moyenne activité à vie courte (FMA-VC): ce sont principalement les déchets technologiques (gants, combinaisons, outils, etc.) qui ont été contaminés pendant leur utilisation en centrale ou dans une installation du cycle. Leur nocivité ne dépasse pas 300 ans. - les déchets de très faible activité (TFA) : ce sont principalement des matériaux activés provenant du démantèlement de sites nucléaires : ferraille, gravats, béton... Ils sont peu radioactifs mais les volumes attendus sont plus importants que ceux des autres catégories.

- les déchets de faible activité à vie longue (FA-VL) : ce sont principalement des déchets radifères et les déchets graphites. Les déchets radifères sont issus de l'industrie du radium et de ses dérivés, mais aussi de l'extraction des terres rares.

c) Stockage en formation géologique profonde :

Dans le cadre de l'étude d'un stockage en formation géologique profonde, les liants hydrauliques sont prévus pour être utilisés dans le même contexte que pour les stockages de surface : colisages, structures, barrières ouvragées. Dans ce contexte, leurs propriétés chimiques et physiques seraient mises à contribution.

Aujourd'hui, les matériaux à l'étude pour un stockage en formation géologique profonde, sont basés sur des matériaux industriellement disponibles, intégrant différentes spécifications associées aux conditions de fonctionnement en situation de stockage. Ces spécifications intègrent autant la composante géologique (perturbation du milieu géologique sur les bétons et des bétons sur le milieu géologique) que les contraintes associées au stockage de déchets radioactifs (architecture des alvéoles, radioactivité, température, composés chimiquement agressifs, transferts en phase gazeuse ou aqueuse).

Ainsi, les matériaux cimentaires sont appelés à être utilisés à la fois pour la réalisation de structures souterraines, en relation directe ou non avec les zones de stockages (puits, galeries, alvéoles de stockage, massifs d'appui de bouchon et de scellement), et pour la réalisation des colis de stockage.

Les puits d'accès (pour les personnels, le matériel ou les colis) seront " chemisés " avec du béton assurant mécaniquement la stabilité des ouvrages lors de l'exploitation du stockage. Il en est de même

pour les galeries. Le béton assure, pour ces éléments de structure, une fonction mécanique pour la sûreté d'exploitation.

d) Construction des barrières ouvragées en béton:

La barrière ouvragée (BO), qui est un élément à interposer entre les colis de déchets et le milieu géologique, est composée de matériaux tels que le bentonite (matériau de type argileux), éventuellement mélangée à du sable, et parfois du ciment, mais on peut trouver aussi le béton qui sert comme une barrière face aux agents agressifs. [3]

Donc le béton est un matériau très utilisé dans les stockages de déchets nucléaires. En effet, afin d'isoler les déchets radioactifs tant qu'ils sont potentiellement dangereux, une série de barrières de confinement est interposée entre la biosphère et les déchets : enrobage, conteneur, structure, qui peuvent être en béton, géomembranes et couches d'argile. L'analyse de sûreté d'un tel stockage impose cependant de vérifier la durabilité de chacune des barrières indépendamment des autres, dans l'environnement probable le plus agressif. Dans le cas des stockages de surface, le béton doit avoir une durabilité égale à 300 ans au contact d'une eau de ruissellement peu chargée. Il convient donc de savoir estimer le pouvoir de confinement du béton, dans ces conditions d'agression, sur ces très longues durées largement supérieures à celles considérées habituellement en Génie Civil. Des études précédentes ont permis une bonne connaissance des phénomènes mis en jeu lors de la dégradation, et donc, d'une part la modélisation correcte de la dégradation chimique [4], [5], [6], [7], et d'autre part la mise au point d'un test de dégradation accélérée [8].

Des pâtes de ciment pétrolier peuvent également servir comme barrière d'étanchéité pour la séquestration des gaz acides tels que le  $\text{CO}_2$  et le  $\text{H}_2\text{S}$  dans les puits après exploitation. Elles sont utilisées lors des opérations de forage, de bouchage et/ou d'abandon des puits. Ces pâtes se trouvent alors en présence du chargement mécanique, de la température mais aussi des fluides acides (attaque chimique) dès la mise en place.

I.1.1.2 Domaine agricole :

Les environnements agricoles et agroalimentaires sont des environnements particulièrement agressifs pour le béton des ouvrages tels que les silos de stockage des effluents d'élevage, les parois et les sols des bâtiments agroalimentaires (industries laitières), ... Or, la rétention de ces effluents dans des ouvrages de stockage étanches est maintenant obligatoire afin de limiter la pollution des ressources naturelles en eaux, problème sensible dans les zones à forte concentration agricole. La rapide dégradation de ces ouvrages, souvent réalisés en béton, souligne la nécessité de caractériser l'agression générée par les milieux agricoles et de mettre au point des liants performants. Les effluents agricoles et agroalimentaires (jus d'ensilage, lactosérum, lisiers...) sont des produits constitués initialement de

matières organiques complexes, qui, sous l'action de bactéries identifiées, sont transformés en acides organiques.

a-Effluents d'élevage :

b- différents types d'effluent d'élevage :

b.1 les effluents provenant des déjections animales

b.2 les jus d'ensilages

b.3 les effluents des installations des traites

I.1.1.3. Les attaques chimiques du béton : La durabilité est tout aussi importante que les caractéristiques mécaniques pour le matériau béton. Cette propriété est définie (dans un cadre très général) par la capacité du matériau à maintenir ses caractéristiques physiques et performances mécaniques dans des conditions de sécurité satisfaisantes pendant la durée de vie prévue pour l'ouvrage compte tenu des conditions de services existantes et de l'environnement dans lequel il évolue. Le paramètre régissant la durabilité est bien entendu la perméabilité. Plus cette dernière est réduite et mieux sa durabilité en sera augmentée. Pour évaluer la durabilité « potentielle » d'un béton, il est nécessaire de connaître les mécanismes susceptibles de conduire à sa dégradation, et la résistance du matériau vis-à-vis de ces dégradations. Les principaux processus chimiques à la base des dégradations du béton, pour la majorité des attaques chimiques, sont généralement regroupés en trois catégories [9] :

a.1. L'hydrolyse ou la lixiviation (dissolution) des hydrates.

a.2 Les échanges ioniques entre les hydrates et le milieu agressif.

a.3 La formation de produits expansifs à l'intérieur du béton

**b) Différents types des attaques chimiques du béton :**

b.1 Les attaques sulfatiques.

b.2 Attaque par les acides.

b.3 Les dégradations dues à l'eau de mer

b.4 Attaque par les ions chlorures

- Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer

- Corrosion induite par les chlorures ayant une origine autre que marine

b.5 La carbonatation

- Corrosion induite par carbonatation

b.6 L'alcali-réaction.

b.7 La lixiviation en eau douce.

Les nouveaux textes normatifs relatifs au béton prennent en compte la durabilité en s'appuyant sur la notion des classes d'exposition. [9]

1.1.2 Définition des classes d'exposition :

Ces classes traduisent les actions dues à l'environnement auxquelles le béton de l'ouvrage ou de chaque partie d'ouvrage, et les armatures vont être exposés pendant la durée d'utilisation de la structure. Actions physiques et chimiques auxquelles la structure est exposée en plus des actions mécaniques[3]. Le maître d'ouvrage doit définir les actions dues à l'environnement auxquelles le béton de l'ouvrage ou de chaque partie d'ouvrage va être exposé pendant la durée d'utilisation de la structure, en application de l'Eurocode 2, de la norme NF EN 206/CN et du fascicule 65 du CCTG (pour les ouvrages de Génie Civil).

Nota : La spécification de la durée d'utilisation de l'ouvrage et des classes d'exposition est de la responsabilité du maître d'ouvrage qui se trouve ainsi engagé dans l'expression des risques de dégradation et des conditions d'exploitation de la structure qu'il commande

Prescrire un béton durable nécessite donc d'apprécier, dès sa conception, l'ensemble des contraintes environnementales et les agressions et attaques potentielles qu'il aura à subir pendant toute sa durée d'utilisation.

La détermination des classes d'exposition permet d'optimiser la formulation et les performances du béton et sa durabilité en sélectionnant avec précision les formulations, les caractéristiques et les propriétés parfaitement adaptées aux environnements dans lesquels il va se trouver. La norme NF EN 206/CN, en conformité avec l'Eurocode 2 (norme NF EN 1992-1-1), définit (article 4.1 : Classes d'exposition en fonction des actions dues à l'environnement) 18 classes d'exposition regroupées par risque de corrosion (XC, XD, XS) et d'attaques du béton (XF, XA) dépendant des actions et conditions environnementales auxquelles les bétons de l'ouvrage ou de la partie de l'ouvrage vont être soumis pendant leur durée d'utilisation.

*Tableau I.1 Classes d'exposition des bétons selon le risque de corrosion.[9]*

Risque de corrosion	Classe d'exposition	
	XO	Aucun risque de corrosion ou d'attaque
	XC1 à XC4	Corrosion induite par carbonatation
	XD1 à XD3	Corrosion induite par les chlorures ayant une origine autre que marine
	XS1 à XS3	Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer
Attaques	XF1 à XF4	Attaque gel/dégel avec ou sans agent de déverglaçage
	XA1 à XA3	Attaque chimique

Les normes NF EN 206/CN et NF EN 1992-1-1 décrivent, pour chaque classe d'exposition, l'environnement et le type de béton concerné et donne à titre informatif des exemples d'ouvrages ou de parties d'ouvrages.

A chaque classe d'exposition correspondent des spécifications sur la composition des bétons sous forme d'exigences minimales et de valeurs limites à respecter. Si plusieurs classes d'exposition sont spécifiées pour un même béton, il doit respecter toutes les exigences prévues pour chaque classe d'exposition. Les spécifications concernent en particulier la nature et le dosage minimal en ciment, la valeur maximale du rapport eau/liant équivalent la classe de résistance du béton, la teneur maximale en chlorures ainsi que l'enrobage des armatures.

Nota : En France, la désignation des classes d'exposition doit être suivie du sigle (F) car leur définition a été adaptée au contexte climatique et géographique français.

Nota : Les actions dues à l'environnement correspondent à des actions physiques et chimiques auxquelles le béton est exposé, qui entraînent des effets sur le béton et les armatures et qui ne sont pas considérées comme des charges pour la conception de la structure. [9]

### I.1.3 le rôle des classes d'exposition :

a) Les classes d'exposition permettent au stade de la conception du projet :

- de déterminer l'enrobage nécessaire pour assurer la durabilité «  $c_{\min,dur}$  » (NF EN 1992 section 4).
- de définir la valeur limite de l'ouverture maximale calculée des fissures (NF EN 1992 section 7).
- de déterminer la résistance minimale du béton de la partie d'ouvrage considérée (NF EN 1992 annexe E).

Au stade de l'étude, de la commande puis de la fabrication du béton

- Selon l'approche « prescriptive » de la norme NF EN 206/CN (tableaux NAF1 à NAF4), de déterminer les spécifications du béton et les limites dans la composition du béton et/ou des prescriptions dans le choix des matériaux
- Selon l'approche performantielle, de déterminer des indicateurs et des seuils à satisfaire pour assurer la durabilité du béton. [9]

**Tableau I.2** Classes d'exposition des bétons selon la norme NF EN 206/CN.

Classe d'exposition	Description de l'environnement	Béton concerne
XO	Aucun risque de corrosion ou d'attaque	béton non armé ou béton en environnement très sec
XC	Corrosion induite par carbonatation	Béton contenant des armatures ou des pièce métallique noyé e exposée a l'aire et à l'humidité
XC1	Sec ou humide en permanence	
XC2	Humide rarement sec	
XC3	Humide modéré	
XC4	Alternance d'humidité et de séchage	
XD	Corrosion induite par les chlorures ayant une origine autre que marine	Béton contenant des armatures ou des pièce métallique noyé soumis au contact D'une eau ayant une origine autre que marine contenant des chlorures, y compris

XD1	Humide modéré	Des sel de deverglacage.
XD2	Humide rarement sec	
XD3	Alternance d'humidité et de séchage	
XS	Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer	Béton contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées soumis au contact des chlorures présent dans l'eau de mer ou à l'action de l'aire véhiculant du sel marin
XS1	exposée a l'aire véhiculant du sel marin mais pas en contact direct avec l'eau de mer	
XS2	Immergé en permanence	
XS3	Zone de marnage, zone soumis à des projections et a des embruns	
XF	Attaque gel/dégel avec ou sans agent de deverglacage	Béton soumis à une attaque significative à des cycles gel/dégel alors qu'il est mouillé
XF1	Saturation modéré en eau sans agent de deverglacage	
XF2	Saturation modere en eau avec agent de deverglacage	
XF3	Forte saturation en eau avec agent de deverglacage	
XA	Attaque chimiques	Béton exposé aux Attaque chimiques se produisant dans les sols naturel, les eaux de surface et / les eaux souterraines
XA1	Environnement à faible agressivité chimique	
XA2	Environnement d'agressivité chimique modéré	
XA3	Environnement à forte agressivité chimique	

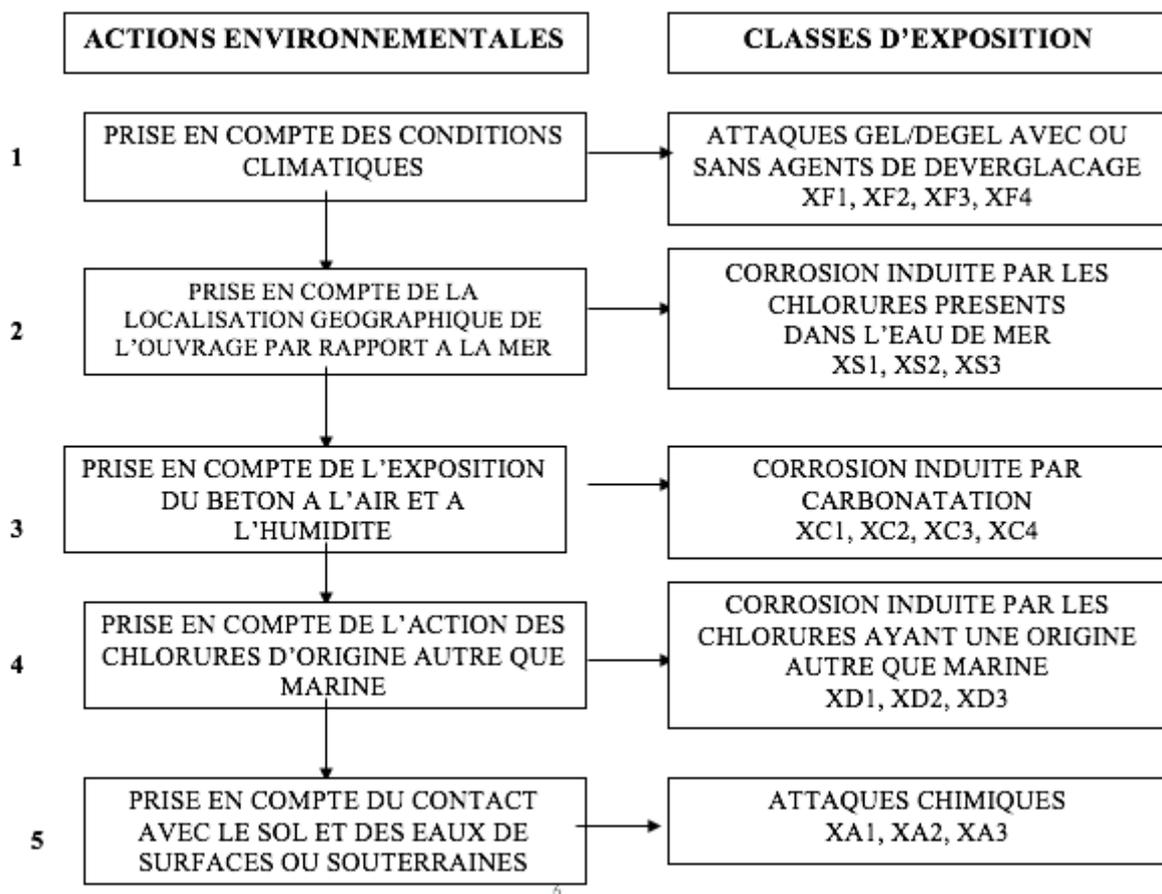
Nota : La classe « XO » concerne les bétons ne comportant aucun risque de corrosion, ni d'attaque. Cette classe ne peut concerner que les bétons non armés, ou faiblement armés avec un enrobage d'au moins 5 cm à condition qu'ils ne soient soumis ni au gel, ni à l'abrasion, ni à des attaques chimiques.

b) Détermination des classes d'exposition : La détermination rigoureuse des classes d'expositions auxquelles est soumis le béton de chaque partie d'ouvrage nécessite une analyse par étapes successives de l'ensemble des actions environnementales potentielles.

Cette démarche peut être décomposée en cinq étapes.

- Etape 1 : prise en compte des conditions climatiques,
- Etape 2 : prise en compte de la localisation géographique de l'ouvrage par rapport à la mer
- Etape 3 : prise en compte de l'exposition du béton à l'air et à l'humidité
- Etape 4 : prise en compte de l'action des chlorures d'origine autre que marine
- Etape 5 : prise en compte du contact avec le sol et des eaux de surface ou souterraines.

c) Synoptique pour la détermination des classes d'exposition [9] :



Chaque béton d'une partie d'ouvrage peut être soumis pendant sa durée d'utilisation à plusieurs actions environnementales. Il convient donc, pour chaque partie d'ouvrage ayant une cohérence constructive de déterminer la combinaison des classes d'exposition pour prendre en compte avec précision l'ensemble des actions environnementales auxquelles est soumis chaque béton [9].

- Valeurs limites pour la composition et les propriétés du béton :

La norme EN 206 fixe dans une annexe informative les valeurs limites spécifiées applicables pour la composition et les propriétés du béton.[9]

La norme NF EN 206/CN complète ces dispositions par des valeurs limites applicables en France et rend celles-ci normatives dans quatre tableaux (NA.F.1 à NA.F.4).

La durabilité du béton aux diverses conditions environnementales auxquelles il est soumis pendant la durée d'utilisation prévue de la structure impose pour chaque classe d'exposition le respect d'exigences, en particulier sur la composition et les caractéristiques du béton.

Les exigences relatives à chaque classe d'exposition doivent être spécifiées en termes de :

- rapport maximal  $\text{eau}_{\text{efficace}} / \text{liant}_{\text{équivalent}}$
- dosage minimal en liant équivalent
- classe de résistance minimale à la compression du béton
- teneur minimale en air dans le béton (le cas échéant)
- type et classe de constituants permis
- rapport A/A+C (notion de liant équivalent)

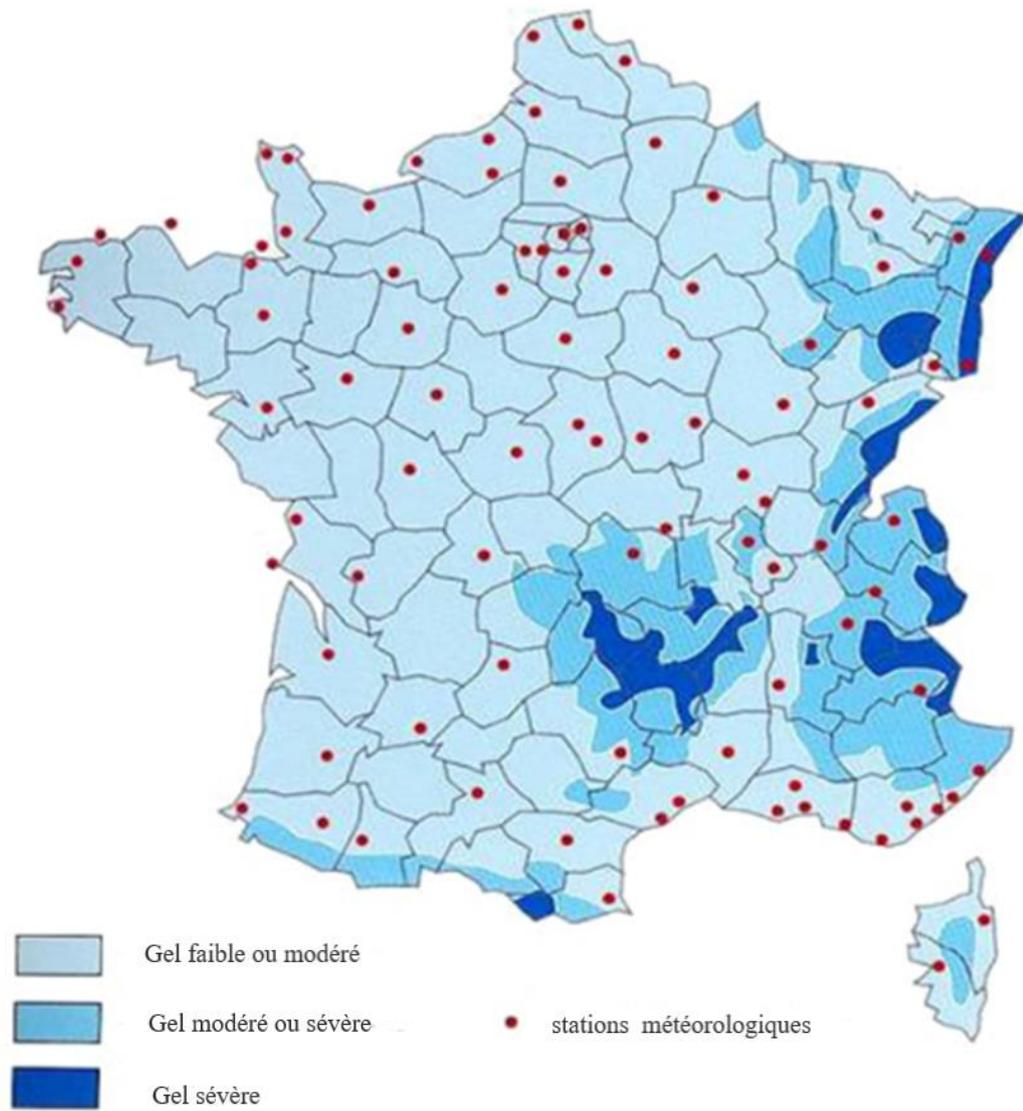
Le béton doit respecter toutes les valeurs limites applicables pour la composition et les propriétés du béton pour chaque classe d'exposition et donc la sélection des plus sévères exigences et spécifications.

#### I.1.4 Attaques gel / dégel avec ou sans agent de déverglaçage :

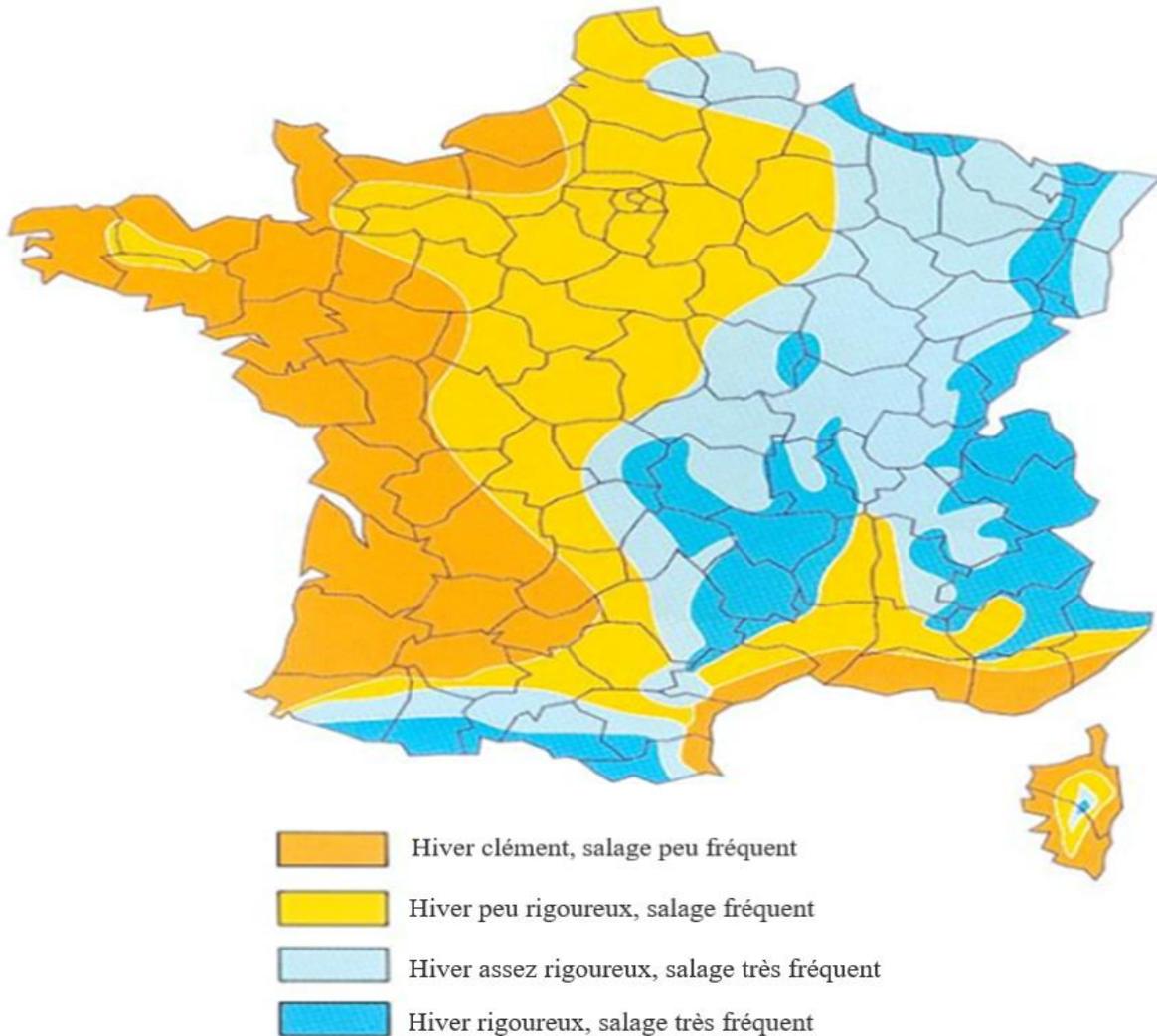
La norme NF EN 206/CN définit 4 classes d'exposition (XF1, XF2, XF3 et XF4) pour les bétons soumis à une attaque des cycles gel/dégel avec ou sans agents de déverglaçage.

1. XF1 : gel faible ou modéré sans agent de déverglaçage.
  2. XF2 : gel faible ou modéré avec agent de déverglaçage.
  3. XF 3 : gel sévère sans agent de déverglaçage.
  4. XF4 : gel sévère avec agent de déverglaçage.
- Carte de gel

*Note* : cette carte des zones de gel/dégel en France a été établie suivant un classement en trois catégories (gel faible, gel modéré, gel sévère) à partir de données statistiques de stations météorologiques de Météo France couvrant le territoire national.



- Carte de salage



a) Précisions de l'Annexe Nationale de l'Eurocode 2

- salage « peu fréquent » :  $n < 10$  (n étant la moyenne annuelle du nombre de jours de salage estimée sur les 10 dernières années)
- Salage « fréquent » :  $10 \leq n < 30$
- Salage « très fréquent » :  $n \geq 30$

Pour les ouvrages d'art :

- zones « exposées » ou « très exposées » : parties situées à moins de 6 m (horizontalement ou verticalement) de la chaussée salée (selon fréquence de salage).

- Éléments « très exposés » : corniches, longrines d’ancrage des dispositifs de retenue, solins des joints de dilatation

Nota : la sévérité des exigences à respecter est croissante de XF1 à XF4

Nota : Selon les parties d’ouvrage c’est le salage de la voie franchie et/ou celui de la voie portée qui est à considérer.

b) Précisions de la norme NF EN 206/CN : article NA. 4.1.6.

En France, le choix de la classe d’exposition au gel-dégel est déterminé par rapport à l’intensité de gel et la fréquence de salage et non par l’état de saturation du béton (voir carte de gel et de salage).

Sauf spécification particulière notamment fondée sur l’état de saturation en eau du béton (par exemple surface horizontale ou non), les classes d’exposition XF1, XF2, XF3 et XF4 sont indiquées dans la carte donnant les zones de gel et dans le Tableau NA.1.

Nota : Les classes XF2 et XF4 couvrent les risques de corrosion liées aux chlorures véhiculés par les sels de déverglaçage (Il n’y a pas de besoin de recourir à des classes XD).

**Tableau I.3.** *Classes d’exposition des bétons selon la norme NF EN 206/CN.*

Salage Gel	Aucun	Peu fréquent	Fréquent	Très fréquent
Faible ou modéré	XF1	XF1	XF2	XF2
Sévère	XF3	XF3	XF4	XF4

A défaut de spécifications particulières, on se référera au classement de la carte de gel et du Tableau NA.1 complété par le fascicule de documentation FDP 18-326.

Pour les classes XF2, XF3, XF4, l’utilisation des essais de performances (XP P 18-424 ou XP P 18-425) et le respect des seuils associés peuvent se substituer aux obligations concernant la teneur en air.

Les bétons soumis à la classe d’exposition XF2 peuvent être formulés de deux façons :

- Avec une teneur en air occlus égale ou supérieure à 4%
- Avec une teneur en air occlus inférieur à 4%, et les spécifications correspondent à la classe d’exposition XD3.

### I.1.5 Corrosion induite par les chlorures présents dans l'eau de mer :

Les classes XS1 à XS3 sont relatives à la corrosion des armatures induite par les chlorures présents dans l'eau de mer. Elles concernent donc les bétons contenant des armatures soumis au contact des chlorures présents dans l'eau de mer ou à l'action de l'air véhiculant du sel marin.

Tous les ouvrages situés à proximité des côtes ou les structures marines sont donc concernées par ce type d'actions environnementales.

**Tableau I.4** La sévérité des exigences est croissante de XS1 à XS3.

Classe d'exposition	Description de l'environnement	Exemple informatifs
XS1	Exposés à l'aire véhiculant du sol marin, mais pas en contact directement avec l'eau de mer	Structures sur ou à proximité d'une cote
XS2	Immergée en permanence	Elément de structures marines
XS3	Zone de marnage Zone soumise à des projections ou à des embruns	Eléments de structures marines

- Précisions de la norme NF EN 206/CN : article NA.4.1.5

Pour les ouvrages en béton armé ou précontraint et en l'absence de spécifications particulières, sont à classer :

- en XS1 : les éléments de structures, non en contact avec l'eau de mer et non exposés aux embruns mais directement exposés à l'air salin (ce sont des éléments situés à moins de 1 km de la côte)
- en XS2 : les éléments de structures marines immergés en permanence
- en XS3 : les éléments de structures marines en zone de marnage et/ou exposés aux embruns (ce sont en général ceux situés à moins de 100 m de la côte)

Les éléments en béton non armé situés, en zone de marnage et/ou exposés aux embruns (ce sont en général ceux situés à moins de 100 m de la côte) sont à classer en XA1 pour prendre en compte l'agressivité chimique de l'eau de mer.

*Nota* : en cas de conditions particulières (telles que la topographie), les distances précitées pourront être portées à 5 km pour la classe XS1 et à 500 m pour la classe XS3.

### I.1.6 Corrosion induite par carbonatation :

La carbonatation du béton est prise en compte par les classes d'exposition XC1 à XC4 corrosion induite par carbonatation.

Les classes XC1 à XC4 prennent en compte l'exposition du béton à l'air et à l'humidité en distinguant le degré d'humidité de l'environnement et l'alternance d'humidité et de séchage.

*Nota* : La vitesse de carbonatation est :

- faible si l'environnement est toujours sec ou toujours humide (classes XC1 et XC2)
- forte s'il y a alternance d'humidité et de séchage (classes XC3 et XC4)

**Tableau I.5** *Classe d'exposition en fonction de sévérité de l'environnement.*

Classe d'exposition	Description de l'environnement	Exemples informatifs pour les ouvrages en site maritime
XC1	Sec ou humide en permanence	-Béton submergé en permanence dans de l'eau
XC2	Humide, rarement sec	-Surfaces de béton soumises au contact à long terme de l'eau  -Fondation
XC3	Humidité modérée	-Béton extérieur abrité de la pluie
XC4	Alternance d'humidité de de séchage	-Surface soumises au contact de l'eau, mais n'entrent pas dans la classe d'exposition XC2  -Béton extérieur exposé à la pluie

La sévérité des exigences est croissante de XC1 à XC4

Précisions de la norme NF EN 206/CN : article na.4.1.3

En l'absence de spécifications particulières, sont à classer :

- En XC1 : les parties de bâtiments à l'abri de la pluie, à l'exception des parties classées en XC3 (1) C'est le cas notamment de certaines parties d'ouvrages industriels, de buanderies, de papeteries, de locaux de piscine
- En XC2 : les parties de bâtiments au contact de l'eau à long terme : c'est le cas notamment des fondations en zone humide, des réservoirs, des bassins de piscines, etc.
- En XC3 : les parties de bâtiments à l'abri de la pluie mais non closes, ou exposées à des condensations importantes à la fois par leur fréquence et leur durée
- En XC4 : les parties aériennes d'ouvrages d'art et les parties extérieures des bâtiments non protégées de la pluie, comme par exemple les façades, les pignons et les parties saillantes à l'extérieur (\*\*), y compris les retours de ces parties concernées par les cheminements et/ou rejaillissements d'eau.

(\*\*) Une peinture ou un simple enduit ne constitue pas une protection suffisante. Seuls peuvent être pris en compte les revêtements adhérents justifiés vis-à-vis de la pénétration des agents agressifs pendant la durée d'utilisation de projet.

**I.1.7 Corrosion induite par les chlorures ayant une origine autre que marine :** Lorsque le béton contenant des armatures est soumis au contact d'une eau contenant des chlorures (d'origine autre que marine, par exemple des eaux industrielles) ou des sels de déverglaçage), il fait l'objet des classes d'exposition XD1 à XD3, corrosion induite par les chlorures ayant une origine autre que marine, en fonction du type d'humidité.

Nota : La sévérité des exigences est croissante de XD1 à XD3

Précisions de la norme NF EN 206/CN : article na. 4.1.4

En l'absence de spécifications particulières, sont à classer :

- en XD1 : Les surfaces modérément humides exposées à des chlorures transportés par voie aérienne
- en XD2 : les piscines ou les parties exposées aux eaux industrielles et contenant des chlorures
- en XD3 : les parties d'ouvrages soumises à des projections fréquentes et très fréquentes et contenant des chlorures, et sous réserve d'absence de revêtement d'étanchéité assurant la protection du béton. C'est le cas notamment des parties supérieures des dalles et rampes de parcs de stationnements de véhicules ne comportant pas de revêtement pouvant assurer la protection du béton pendant la durée de vie du projet.

Les classes XF2 et XF4 couvrent les risques de corrosion liés aux chlorures véhiculés par les sels de déverglaçage et il n'est donc pas nécessaire de leur combiner les classes XD pour s'en prémunir.

- Prévention : la prévention vis-à-vis des risques de corrosion permet en particulier de déterminer l'enrobage nécessaire des armatures. La prévention vis-à-vis des attaques permet en particulier de déterminer le dosage en ciment et le type de ciment adapté.

#### 1.1.8 Attaques chimiques

Lorsque le béton est au contact d'un sol naturel, des eaux de surfaces ou des eaux souterraines, il peut faire l'objet, selon le niveau d'agressivité du sol et des eaux, à l'une des classes : XA1, XA2 et XA3 correspondant respectivement à des environnements à faible, modérée ou forte agressivité chimique.

- XA1 Environnement à faible agressivité chimique
- XA2 Environnement d'agressivité chimique modérée
- XA3 Environnement à forte agressivité chimique

Le tableau 2 de la norme NF EN 206/CN définit les valeurs limites correspondant aux attaques chimiques des sols naturels ( $\text{SO}_4^{2-}$ , acidité) et des eaux de surfaces et souterraines ( $\text{SO}_4^{2-}$ , pH,  $\text{CO}_2$ ,  $\text{NH}_4^+$ ,  $\text{Mg}^{2+}$ ).

Ce tableau permet de déterminer la classe d'exposition en fonction des caractéristiques chimiques correspondant à l'agressivité la plus élevée.

Lorsqu'au moins deux caractéristiques agressives correspondent 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 dans ce cas.

Le Fascicule de Documentation FD P 18-011 (bétons classification des environnements agressifs) fournit des recommandations complémentaires des exigences de la norme NF EN 201/CN, pour les bétons soumis aux environnements chimiques agressifs.

Nota : La sévérité des exigences est croissante de XA1 à XA3

Une analyse chimique détaillée doit être fournie par le maître d'ouvrage (sol et eau, le cas échéant incidences de l'exploitation)

Nota : Il s'agit principalement d'agressions chimiques vis-à-vis du béton, indépendamment de leur agressivité ou non vis-à-vis des armatures

Nota : Les réactions chimiques internes ne sont pas traitées par cette classe, mais font appel aux méthodologies nationales :

- Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction, LCPC 1994.
- Recommandations pour la prévention des désordres dus à la réaction sulfatique interne, LCPC 2007.
- Fascicule FD P 18-011 pour le choix du type de liant.

Bétons : définitions et classification des environnements chimiquement

Agressifs : Recommandations pour la formulation des bétons

NOTE : Pour les environnements agressifs dans les milieux industriels, une étude spécifique est nécessaire pour déterminer l'exposition du béton.

NOTE : La seule imposition d'une classe XA ne permet pas de déterminer l'enrobage conformément à la norme NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-2/NA. Il convient de préciser les classes d'exposition retenues vis-à-vis des risques de corrosion des armatures.

#### 1.1.9 Incidence de la classe d'exposition sur les seuils d'ouverture des fissures

Aux états limites de service, les seuils d'ouverture des fissures sont fonction de la classe d'exposition.

**Tableau I.6** Classe d'exposition en fonction de type d'armature. [2]

Classe d'exposition	Élément en béton armé et élément en béton précontraint à armatures non adhérentes	Élément en béton précontraint avec armatures adhérentes
	Combinaison quasi-permanente des charges	Combinaison fréquente des charges
X0, XC1	0.4	0,2
XC2, XC3, XC4	0.3	0,2
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3	0.2	décompression

Extrait du tableau 7.1 NF de la norme NF EN 1992-1-1: valeurs recommandées de  $W_{max}$  (mm) ouverture des fissures en fonction de la classe d'exposition.

#### 1.2 Modes d'action des agents

La durabilité du béton est très souvent liée à sa capacité d'empêchement des agents agressifs de pénétrer à travers sa porosité. Certains environnements sont agressifs pour le béton, ils peuvent occasionner des attaques acides importantes. Des gonflements et l'éclatement du béton,... c'est notamment le cas des zones soumises au gel, des environnements marins, industriels et agricoles.

### I.2.1 Les agressions chimiques sur le béton

Seul la nature du sol et/ou la nature des produits stockés, les eaux qui ruissellent ou qui stagnent sur les structures peuvent être chargées de sels minéraux plus ou moins agressifs pour le béton. Les milieux les plus agressifs pour le béton sont soit salins (chlorures, nitrates et surtout sulfates de sodium, de calcium et de magnésium), soit acides.

Le fascicule de documentation FD P18-011 [10] et ses normes associées définissent les différents environnements agressifs et leurs modes d'action sur le béton. Pour les bétons en environnement marin, on peut retenir les éléments agressifs ci-dessous.

– L'action du dioxyde de carbone : Le dioxyde de carbone soluble dans l'eau de mer est présent sous la forme d'un acide amphotère d'hydrogénocarbonate. Par réaction avec la portlandite, il se forme de la calcite insoluble ayant une fonction satisfaisante vis-à-vis de la durabilité puisque la formation de ce produit non expansif diminue la porosité accessible à l'eau. Le phénomène de carbonatation accroît donc la durabilité du béton vis-à-vis des agressions chimiques (sur le béton seul) d'origine externe.

– L'action des chlorures, des sulfates et du magnésium contenus dans l'eau de mer : Dans l'eau de mer, les sels les plus néfastes sont les chlorures de magnésium et les sulfates de magnésium.

• L'ion chlorure, du fait de sa concentration élevée (ion majoritaire dans l'eau de mer) et de sa diffusion facilitée par une faible charge et un encombrement limité, peut réagir avec le matériau en profondeur. Les sels de chlorure présents naturellement dans l'eau de mer, notamment les chlorures de magnésium  $MgCl_2$  et les chlorures de calcium  $CaCl_2$  sont agressifs vis-à-vis du béton. Le chlorure de magnésium  $MgCl_2$  réagit avec la portlandite  $Ca(OH)_2$  et provoque la dissolution (ou lixiviation) du liant. Le chlorure de calcium  $CaCl_2$  réagit avec l'aluminate tricalcique  $C_3A$  (provenant du clinker) et conduit à la formation d'un chloro-aluminate de chaux puis d'ettringite, voire même de thaumasite (en présence de silice dissoute et de carbonates), qui sont des gels expansifs pouvant générer des gonflements, des fissurations et des éclatements du béton.

• Les sulfates forment des produits insolubles en présence d'aluminate et de chaux. Leur agressivité résulte essentiellement des contraintes de traction importantes développées par la formation d'ettringite (ou sel de Candlot). Ces sels à caractère expansif conduisent à un gonflement du béton et à sa fissuration. Les fissures produites sont généralement assez fines et surtout organisées sous forme de faïençage. L'intensité de l'attaque dépend de la concentration en sulfates en contact avec le béton (dans l'eau de mer cette concentration est modérée, voire élevée, de l'ordre de celle qui s'est révélée nuisible au béton dans les eaux souterraines) et du ciment (nature du ciment et rapport E/C).

• Dans les climats froids, l'agressivité des sulfates est accrue. Elle diminue légèrement dans les climats chauds, alors que l'intensité des autres attaques augmente. Au total, l'intensité de l'attaque par l'eau de mer des bétons est plus sévère dans les climats chauds. Dès les années 50, les premières

réglementations en matière de protection des ouvrages contre l'attaque sulfatique recommandaient l'utilisation de béton à faible E/C, à taux de  $C_3A$  limité, etc. L'objectif de ces recommandations était de limiter la quantité d'aluminates réactifs et de ralentir la diffusion des sulfates depuis le milieu externe. A noter que les sulfates peuvent également provenir des sols en contact avec le béton (cas des fondations et des soutènements).

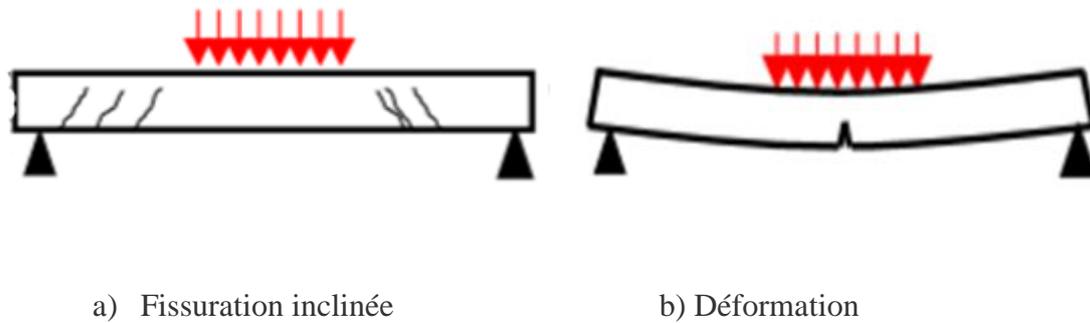
- Enfin, le magnésium réagit chimiquement avec les produits à base de calcium et se substitue à celui-ci, ce qui conduit à la formation de produit (brucite et M-S-H) n'ayant plus de propriétés liantes. Cette réaction chimique est lente mais peut aboutir à la perte de cohésion du liant et par conséquent à une diminution des propriétés mécaniques du béton (limitée à quelques centimètres de profondeur).

- Les autres attaques : Les principaux agents agressifs sont les gaz d'origine industrielle (soufre, azote, vapeur de chlore, etc.), les liquides qui peuvent contenir des ions agressifs (chlorures, sulfates) et avoir un pH relativement faible (acide) et les solides (sols, résidus industriels). Dissolution, lessivage, lixiviation sont autant de mécanismes provoqués par ces produits. Ils se traduisent par une perte de cohésion du liant et par conséquent une diminution des propriétés mécaniques du béton et une altération des propriétés protectrices du béton d'enrobage des armatures. De par sa composition, le béton peut ainsi présenter une sensibilité vis-à-vis des solutions acides telles que notamment les eaux industrielles contenant des acides organiques. La probabilité d'occurrence de ce phénomène est directement liée à la nature de l'exploitation de l'infrastructure portuaire. Les risques sont ainsi plus élevés sur les ouvrages de chargement et de déchargement, de stockage de produits en vrac mais aussi sur les ouvrages en contact avec une eau polluée.

Remarque : Le développement des algues et mollusques marins à la surface du béton est généralement considéré comme bénéfique. En effet il maintient une humidité qui s'oppose à la pénétration des gaz et de l'oxygène en particulier. Exceptionnellement, certains mollusques ayant une affinité particulière pour les marnes peuvent détruire les granulats qui en sont constitués (phénomène déjà rencontré dans la zone du golfe persique).

I.2.2 Les sollicitations mécaniques : Les charges d'exploitation sur un quai sont souvent « agressives » mécaniquement et difficilement maîtrisées (Figure 1.1) : grues sur rail, sur patins, sur pneus, stockage en vrac, stockage de conteneurs, amarrage, accostage de navires, chocs, etc.

Les structures en béton armé sont dimensionnées de telle sorte que la fissuration du béton soit maîtrisée en limitant les contraintes de traction dans les armatures en acier. L'acier travaille donc en dessous de sa limite élastique pour diminuer l'ouverture des fissures. La surexploitation des ouvrages peut donc ne pas se manifester par des désordres importants (déplacements, fracturation) mais accentuer la fissuration (nombre et ouverture des fissures) qui accélère la pénétration des agents agressifs (les chlorures par exemple) et diminue par conséquent la durée de vie de l'ouvrage.



**Figure 1.1.** Les sollicitations mécaniques.

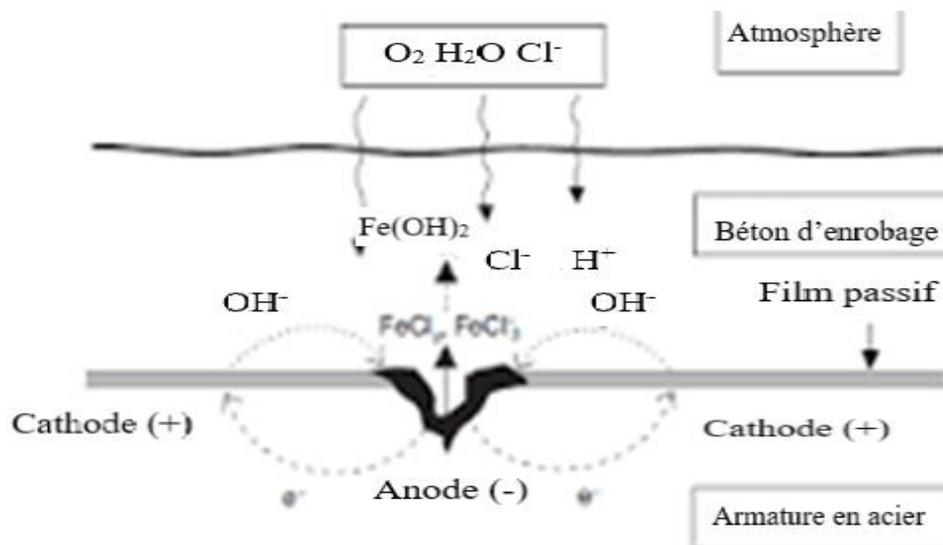
Le phénomène d'abrasion peut dans certains cas réduire significativement l'enrobage des armatures et donc favoriser le processus de corrosion des armatures.

Les ouvrages extérieurs tels que les ouvrages de protection contre la mer (digues, brise-lames, etc.) sont exposés aux actions mécaniques de la mer : houles, abrasion.

Remarque : l'évolution économique des ports peut entraîner une redistribution des contraintes de service (augmentation du trafic, augmentation des outillages) ainsi que des changements de type d'usage radical. Cette évolution de l'usage des structures peut être à l'origine d'apparition de dégradations affectant les matériaux et de désordres affectant les structures. [11]

*1.3 Mécanismes élémentaire de l'interaction entre agents agressifs et le béton :*

On peut résumer les mécanismes élémentaires de l'interaction entre agents agressifs et le béton par ces figures illustres ci-dessous :



**Figure I.2.** Agents agressifs et le béton.[12]

#### 1.4 Porosité et fissuration :

- facteurs de durabilité des bétons :

##### 1.4.1. Morphologie de la porosité :

La durabilité du béton est en grande partie fonction de la difficulté qu'ont les agents agressifs à pénétrer dans le réseau poreux du béton ;

##### 1.4.1.1 Définition :

La porosité : correspondant au volume relatif des vides présents dans la roche (nombre sans dimension).

Un milieu poreux peut être considéré comme étant la superposition d'une matrice solide et de vides. Ces vides, appelés plus communément (pores), peuvent être ou non connectés entre eux. Lorsque leur répartition dans l'espace forme un réseau complexe et connecté, à travers lequel un transfert de masse est possible depuis l'extérieur du volume poreux considéré, on parle de porosité (ouverte). Ces pores sont en principe, tous qui sont en communication avec l'atmosphère, soit directement, soit de proche en proche. Par contre, les pores qui sont isolés ou les autres réseaux présents ne communiquant pas avec l'extérieur, constituent ce que l'on nomme (fermée).

Le remplissage par les hydrates des espaces situés entre les grains de ciment anhydre initiaux entraîne l'apparition de vides dont la forme finale est très complexe et tortueuse. De plus, pour des raisons de maniabilité et de facilité de mise en place lors de la fabrication des bétons courants, une quantité d'eau nettement supérieure (environ le double) à celle nécessaire pour assurer la réaction d'hydratation du ciment (20 à 25% du poids de ciment) est introduite. L'ensemble de cette eau entraîne une porosité d'autant plus importante qu'elle est en excès.

Schématiquement, le béton durci peut être considéré comme un matériau triphasique à quatre constituants :

- le squelette pour la phase solide (indice  $s$ ), de masse  $m_s$  et de volume  $v_s$ ,
- l'eau pour la phase liquide (indice  $l$ ), de masse  $m_l$  et de volume  $v_l$ ,
- l'air sec (indice  $as$ ),
- la vapeur d'eau (indice  $vp$ ),

L'air sec et la vapeur d'eau constituent la troisième phase (gazeuse) de masse  $m_g$  et de volume  $v_g$ .

Le volume poreux  $v_p$  sera donc égale à :  $v_p = v_l + v_g$  (1.1)

La porosité volumique totale (qui tient compte de la totalité des vides à l'intérieure du milieu poreux)

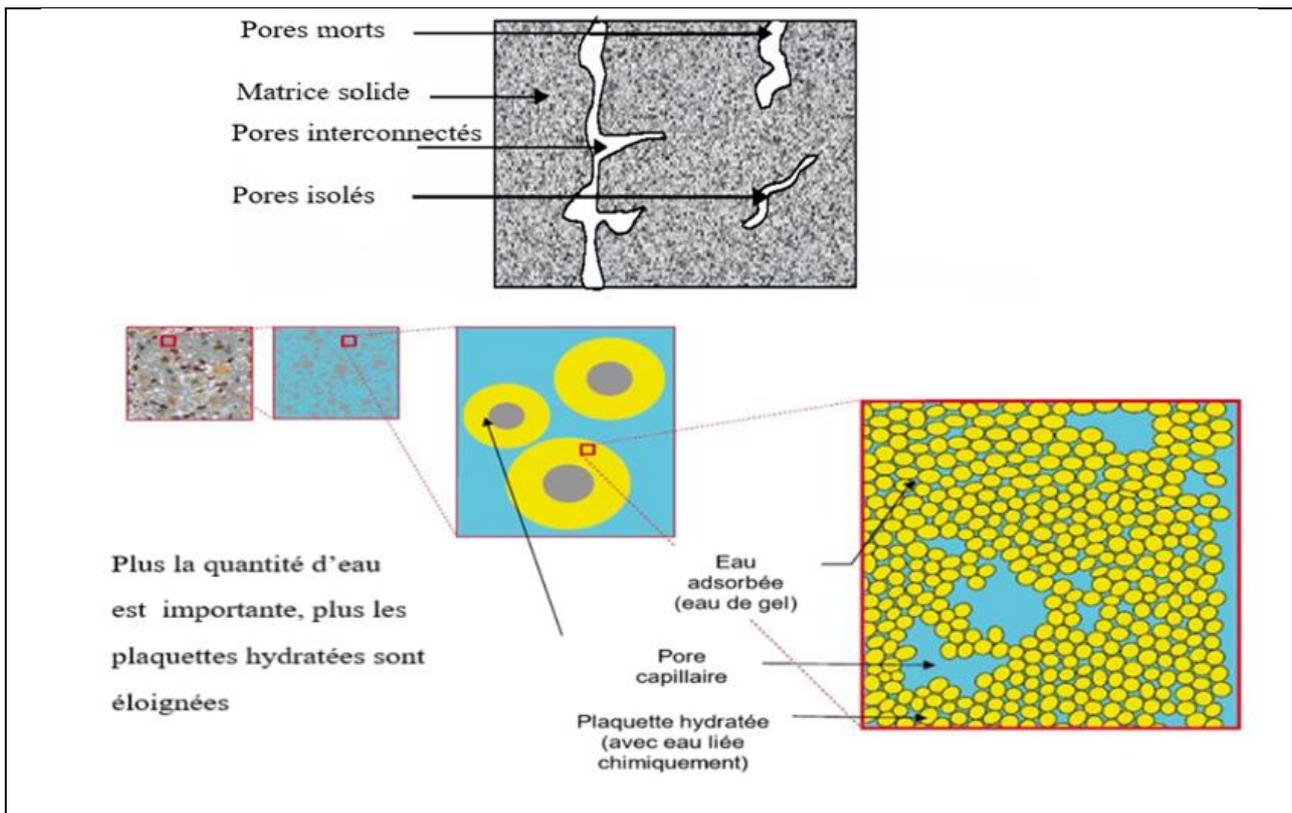
est alors définie par :  $n_1 = \frac{v_p}{v_t}$  (1.2)

L'indice des vides est défini comme le rapport du volume des vides ( $v_v$ ) sur le volume de solide ( $v_s$ ) :

$$e = \frac{v_v}{v_s} \quad (1.3)$$

On constate trois groupes de pores (Figure 1.3) :

- Les pores interconnectés qui forment un espace continu dans le milieu poreux et participent au transport de matière à travers le matériau.
- Les pores aveugles ou bras morts qui sont connectés uniquement par une voie. Ils peuvent donc être accessibles à un fluide extérieur mais ne participent pas au transport de matière à travers le matériau
- Les pores isolés qui ne communiquent pas avec le milieu extérieur.



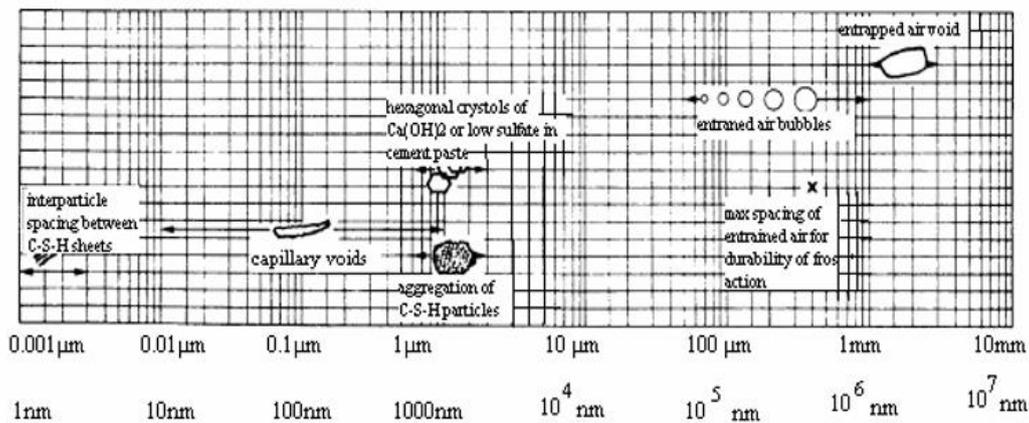
**Figure 1.3.** Représentation schématique d'un solide poreux.[28] [15]

#### 1.4.1.2 Distribution des tailles de pores dans le béton :

a. pores relatifs aux capillaires: Les pores capillaires sont les vestiges des espaces intergranulaires de la pâte fraîche. Ils peuvent être ou non remplis d'eau et leur volume décroît au cours de l'hydratation pour un rapport eau/ciment donné. Leur volume et leur dimension, à un âge donné, diminuent avec le rapport E/C. La représentation schématique, permet de visualiser le type de répartition pométrique susceptible d'exister au sein d'une pâte de ciment durcie.

b. pores relatifs aux hydrates: Cette porosité concerne une échelle encore plus petite, celle du gel C-S-H. Les représentations qui en sont faites distinguent, en général, deux types de pores : - les pores interlamellaires (ou inter-cristallites) qui sont situés entre les particules de gel, - les pores inter-feuillets (ou intra-cristallites) qui sont situés à l'intérieur même des particules de gel, il s'agit d'espaces extrêmement petits (quelques angströms).

c. autres : Pour la description de la totalité de l'espace poral du béton, il convient d'ajouter les vides dus aux inclusions d'air (provenant de l'air occlus pendant le malaxage ou de l'air entraînée par un adjuvant). Cette classe de porosité est généralement considérée comme étant une porosité fermée n'ayant que peu d'importance au regard des transferts hydriques. Il sera fait abstraction, des fissures (> 100 µm) qui relèvent d'un champ d'investigation relatif le plus souvent à des chargements mécaniques et /ou thermiques. La figure (1.4) illustre les différentes formes des pores.



**Figure 1.4.** Illustration des différentes formes de porosité dans la pâte de ciment durcie donnée par. [13]

#### 1.4.1.3 Tortuosité et connectivité :

- La tortuosité  $\tau$ , est définie par le rapport entre la distance parcourue par le fluide ( $L_e$ ) et la distance effective du déplacement ( $L_1$ ). Selon d'autres auteurs, elle est définie par le carré de ce rapport. Cette dernière définition est celle proposée par. [14]

$$\tau = \left( \frac{L_e}{L_1} \right)^2 \quad (1.4)$$

Avec :

$L_1$  = Longueur moyenne du parcours

$L_e$  = Longueur de l'échantillon

Un matériau poreux constitué d'un réseau de pores fortement tortueux et discontinu est généralement très imperméable aux agents agressifs.

- La connectivité  $C_1$  est un paramètre topologique qui définit le degré avec lequel une structure poreuse est connectée. Elle est définie grâce à la relation suivante :

$$C_1 = b - n + 1 \quad (1.5)$$

Avec :

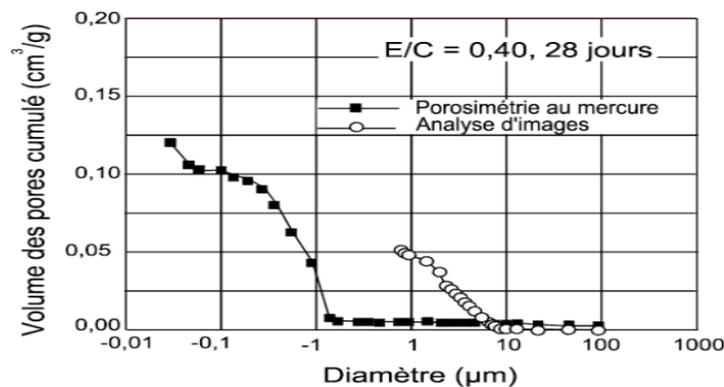
$b$  : Nombre de branches (ou d'orifices d'une cavité).

$n$  : Nombre de nœuds (ou de cavité).

Le degré d'interconnexions des pores dépend du rapport E/C et du degré d'avancement de l'hydratation.

À mesure que progresse la réaction entre l'eau et le ciment, des hydrates se forment à la surface des grains de ciment ou précipitent dans les espaces intergranulaires. Après un certain temps, tous les espaces entre les grains seront segmentés par une paroi d'hydrates (la porosité capillaire devient discontinue), ce qui produit une chute brutale de la perméabilité.

La tortuosité n'est pas mesurable car il n'est pas possible de mesurer la longueur  $L_e$  mais elle peut être calculée dans certains cas simples (sphères empilées de même diamètre). Dans un milieu poreux, elle est comprise entre 1 et 3 [16]. Dans les milieux homogènes isotropes,  $T$  est une fonction de la porosité ouverte et peut être prise entre 1 et 3. Pour la plupart des arrangements compacts,  $T$  est proche de 1,15. [17]



**Figure I.5.** Structure poreuse d'une pâte de ciment Portland (E/C = 0,40, 28 jours). [18]

Comparaison entre les données de porosimètre au mercure et d'analyse d'images, d'après : Le porosimètre à mercure permet aussi d'évaluer la porosité ouverte, le volume des vides ouverts étant calculé par le volume total de mercure injecté dans l'échantillon à haute

pression. Les valeurs obtenues ainsi sont systématiquement inférieures à celles mesurées à l'eau [19]. Ce résultat est généralement expliqué par le fait que le prosimètre à mercure ne comptabilise pas les très petits pores car la pression maximale appliquée est limitée alors que tous les pores sont en principe accessibles à l'eau.

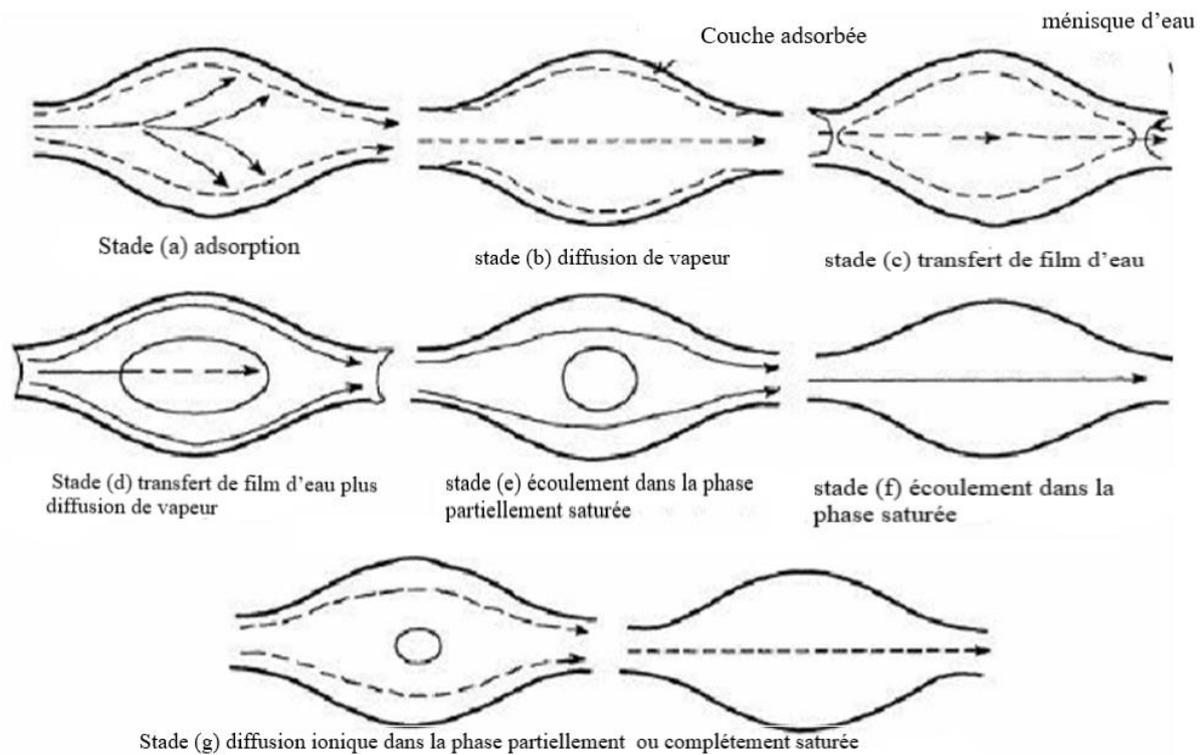
#### 1.4.1.4 Degré de saturation :

- Le degré de saturation du réseau de pores capillaire exerce une grande influence sur les perméabilités du béton (Figure 1.6).

- Un réseau de pores capillaires faiblement saturé (stades a, b et c) facilite le passage des gaz par diffusion en phase gazeuse. (diffusion de vapeur, O<sub>2</sub> ou CO<sub>2</sub>). L'écoulement de la phase liquide et la diffusion ionique sont très lents.

- Plus le degré de saturation du réseau de pores s'accroît, plus le passage des gaz est difficile car, en certains endroits, la diffusion doit se faire à travers la phase liquide. Un réseau de pores fortement saturé (stade e) devient pratiquement imperméable aux gaz.

- Dans les réseaux de pores fortement saturés (stades e, f et g) l'écoulement de la phase liquide (eau) devient beaucoup plus facile et la diffusion des ions en solution est beaucoup plus rapide en raison de la grande disponibilité de la phase liquide.



**Figure 1.6.** Modèles idéalisés du mouvement de l'eau et des ions dans les pores du béton. [20]

## I.4.2 Les fissure :

Bien qu'étant reconnu pour son excellente résistance, le béton ne traverse pas le temps et les intempéries sans que l'effet ne se fasse ressentir. Des fissures apparaissent ainsi sur sa surface

### 1.4.2.1 Définition :

La fissuration du béton est la rupture des éléments qui le constituent. Elle se caractérise par l'observation de quelques ouvertures du mur bétonné ou le craquelage de ce dernier.

La fissuration peut porter préjudice quant à la durée du béton. En effet, celui-ci est exposé aux attaques d'agents agressifs, le rendant de ce fait fragile.

Le plus souvent, la fissuration du béton est un phénomène normal et prévu par l'ingénieur en charge de sa construction.

Cependant, il existe également des fissurations imprévues qui constituent la plupart du temps un problème auquel il faut trouver les bonnes solutions.



**Figure I.7** : la fissuration du béton. [30]

### 1.4.2.2 Types de fissuration de béton

La fissuration imprévue du béton varie suivant plusieurs types. On a ainsi des fissures qui peuvent être liées au ressuage, des fissures de traction et des fissures de retraits.

Les fissures de retrait sont entre autres : des retraits de plastique, des retraits de durcissement et des retraits thermiques.

- La fissuration du béton par ressuage : elle s'observe le plus souvent lors du séchage du béton et consiste en la formation d'eau à sa surface par entassement. Les fissures peuvent être ainsi liées au ressuage au cas où l'entassement du béton serait empêché par des cailloux ou tout autre élément.
- Les fissures du béton liées au retrait de plastique : le retrait de plastique se veut lors de l'évaporation de l'eau de la partie apparente du béton. Lors du durcissement de celui-ci, le retrait des plastiques est empêché par les différents éléments, entraînant ainsi sa fissure.

- Les fissures du béton liées au retrait thermique : elles sont causées par la réaction qui a lieu par le contact entre le ciment et l'eau. C'est une réaction exothermique, et de ce fait, elle s'accompagne de chaleur. Celle-ci peut conduire à la contraction du béton et engendrer des fissurations.
- Les fissures de traction : elles apparaissent le plus souvent lorsque les éléments du béton sont issus de coffrage glissant. En effet, en cas d'incompatibilité entre le coffrage glissant et le mélange de béton suivant les contraintes de traction, le béton rencontre des fissures. Il est donc important à cet effet de disposer d'une quantité suffisante de ciment dans le béton. Évitez toutefois de faire en excès. Les fissures de traction sont à prendre au sérieux, car elles sont pour la plupart assez ouvertes.



**Figure I.8.** Réseaux de fissures de surface.

#### 1.4.2.3 Cause de la fissuration du béton :

La détérioration naturelle du béton est avant toute chose due:

- À l'effet du temps;
- Aux intempéries.

En ce qui concerne la fissuration du béton, nous retiendrons essentiellement comme causes:

-L'excès d'eau dans le mélange :Pour la préparation de votre béton, il est important de respecter la quantité d'eau nécessaire à la mise au point du mélange au risque de se retrouver avec un béton exposé au risque de fissuration.

-L'assèchement rapide du béton :Un béton qui sèche vite est un béton qui, dans la mesure du possible, se fissurera. La quantité d'eau à utiliser intervient également ici. L'utilisation de la cure est conseillée pour éviter un séchage rapide.

-La résistance du béton : Les bétons varient en fonction de leur résistance. Les bétons moins résistants ont tendance à se fissurer assez vite. Le choix des éléments primordiaux est donc très important.

-L'utilisation de joints : Il est essentiel d'utiliser les joints si l'on désire garder le béton à l'abri des fissures.

Les causes ci-dessus sont celles relevant de la fissure naturelle et prévue du béton. Il est important de veiller à ce que cette fissuration du béton reste minimale.

#### 1.4.2.4 Niveau de fissuration du béton :

Il n'existe vraiment pas un niveau de fissure d'un adobe en béton. Vos jugements se porteront suivant les points ci-dessous:

-La taille

Les petites fissures légères sont normales. Mais, lorsqu'elles ont une grande taille, alors elles deviennent préoccupantes.

-La conception faite à propos de la fissure

Quelle est votre perception de cette fissure ? Est-elle trop grande, dérangeante ? Nécessite-t-elle l'intervention d'un spécialiste ou pas ?

-La sécurité

C'est sans doute l'aspect le plus important. Vous essayerez de remarquer si la fissure de votre adobe est profonde et d'appréhender son évolution à travers le temps.

#### 1.4.2.5 Prévenir la fissuration du béton :

Lors de la conception d'un béton, il est essentiel de considérer la fissuration de ce dernier. À cet effet, certaines mesures devront être prises. Il faudra ainsi:

- Prévoir des joints de dilatation pour minimiser cette fissuration du béton;
- Éviter les excès d'eau dans la préparation du béton;
- Disposer d'armature et de fibre en vue de préparer le béton à un quelconque traînage.

La cure de béton est également essentielle lors de sa préparation en vue d'éviter l'évaporation rapide de l'eau.

Notez qu'une nouvelle forme préventive des fissures consiste en l'utilisation des bétons autoréparants.

#### 1.5 Conclusion :

Un ouvrage peut être soumis à de multiples agressions engendrées par l'action des sels ou des gaz en solution dans l'eau (eaux souterraines, eaux de mer, pluie, etc.). Les eaux peuvent être chargées en sels minéraux les plus divers en fonction des sols traversés. Les milieux les plus agressifs sont soit acides, soit salins (chlorures, nitrates, et surtout sulfates de sodium, de calcium ou de magnésium). L'agressivité des milieux dans lesquels peuvent se trouver les ouvrages en béton est liée à la présence d'eau et à l'aptitude de celle-ci à réagir avec certains minéraux de la matrice cimentaire du

béton. En effet, les agents agressifs dissous dans l'eau constituent une solution chimiquement agressive pour le béton qui peut provoquer plusieurs types de phénomènes lorsque la formulation du béton n'est pas optimisée.

Dans des conditions normales, les armatures enrobées d'un béton compact et non fissuré sont protégées naturellement des risques de corrosion par un phénomène de passivation qui résulte de la création, à la surface de l'acier, d'une pellicule protectrice  $Fe_2O_3CaO$  (dite de passivation).

## **Chapitre 2 : Perméabilité et diffusion dans le béton**

## ***2.1 Introduction***

La durabilité du béton est en grande partie fonction de la difficulté qu'ont les agents agressifs à pénétrer dans le réseau poreux du béton.

Dans ce chapitre nous présenterons en premier lieu la structure poreuse des bétons. Deux grandeurs physiques permettent de caractériser l'aptitude des bétons à résister à l'intrusion des agents agressifs : la perméabilité et la diffusion. Ces deux grandeurs correspondent à deux mécanismes bien distincts de transport de matière : la perméabilité décrit un écoulement qui se produit sous gradient de pression et la diffusion un transport à l'échelle moléculaire sous gradient de concentration.

Nous présenterons les lois qui relient ces deux grandeurs aux caractéristiques poreuses des matériaux.

C'est grâce à elles que l'ingénieur peut trouver des moyens d'action, moyens qui concernent le choix des composants, la formulation et les conditions d'hydratation.

Parmi ces moyens, nous présenterons ceux offerts grâce à la diversité des ciments en étudiant le rôle des additions minérales. Nous montrerons aussi l'importance de la qualité de la cure.

Le transport de matière à travers le réseau poreux des bétons dépend aussi de l'état d'humidité du matériau. Par exemple les espèces ioniques ne peuvent diffuser dans le béton que par le liquide interstitiel contenu dans les pores alors que le dioxyde de carbone diffuse beaucoup plus vite dans l'air que dans l'eau. Nous terminerons donc ce chapitre par une présentation du séchage du béton.

Dans certaines dégradations, le transport de matière reste en grande partie interne au béton (cas de gel-dégel par exemple) : même dans ce cas, les dégradations susceptibles d'affecter le béton sont surtout dépendantes des possibilités de transfert interne.

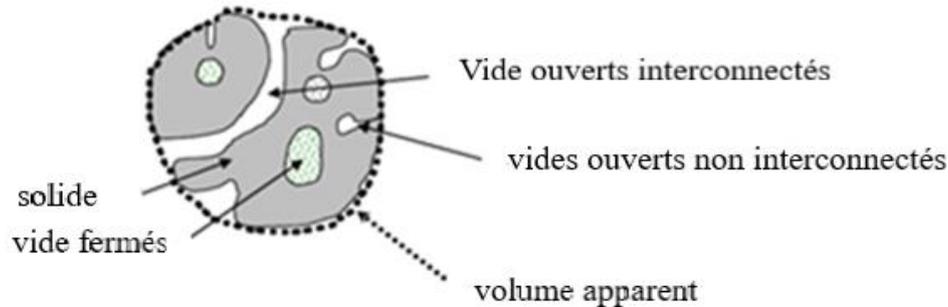
## ***2.2 Structure poreuse des bétons***

Dans la littérature il est montré que les agressions chimiques résultent du déséquilibre entre la solution interstitielle contenue dans les vides de la structure poreuse du béton et son environnement. La durabilité du béton est ainsi intimement liée à ses capacités d'échanges avec le milieu l'extérieur qui sont conditionnées par la nature des phases en présence mais aussi par les caractéristiques de sa structure poreuse. La recherche d'une forte compacité sera toujours une condition nécessaire pour une bonne durabilité. Le béton étant un matériau composite associant une phase granulaire et une phase liante, sa structure poreuse dépend de l'arrangement granulaire et de la structuration de la phase liante. Concevoir un béton durable consistera donc à optimiser le squelette granulaire et à rechercher une phase liante dense, ceci en conciliant les autres impératifs de fabrication, notamment des propriétés à l'état frais compatibles avec les moyens de mise en œuvre.

## 2.2.1 Définitions et caractérisation de la structure poreuse des bétons :

### a. Description de la structure poreuse d'un matériau, définitions

Le béton est un matériau polyphasique. Il est composé d'une phase solide, d'une phase liquide et d'une phase gazeuse. Le solide est constitué des granulats, des hydrates et des parties du liant non hydratées. La phase liquide est la solution interstitielle et la phase gazeuse est un mélange d'air et de vapeur d'eau. Schématiquement, le béton, matériau poreux, peut être représenté selon la figure 2.1.



**Figure 2.1.** Description schématique d'un matériau poreux.

## 2.3 Modes de transport de la matière

### 2.3.1 Porosité et perméabilité

Tout d'abord, il faut mentionner que c'est l'arrangement des différents produits de l'hydratation qui définit la porosité de la pâte de ciment. Ainsi, l'analyse de la microstructure de la pâte de ciment à partir de la porosimétrie mercure fait distinguer essentiellement deux types de pores : les pores capillaires et les pores des gels ou des hydrates. Les premiers (pores capillaires) sont de l'ordre de  $1\ \mu\text{m}$  et peuvent contenir de l'eau dans les conditions saturées. Cette porosité peut être affectée par le rapport E/C. Les pores des gels ou des hydrates sont à l'échelle nanométrique (serait d'environ 26 %). Elle dépend du ratio initial E/C et des conditions de cure. Hansen propose un même ordre de grandeur de cette porosité d'environ 28 % (Hansen, 1986). Dans de tels solides, la taille des pores peut être exprimée en termes de rayon hydraulique qui est le rapport entre section mouillée et périmètre mouillée [21]. Connaissant la porosité de la pâte de ciment et la surface spécifique du gel qu'elle contient, on peut calculer le rayon hydraulique. Les mesures ont montré que le coefficient de perméabilité du gel lui-même est d'environ  $7 \cdot 10^{-11}$  darcys. La perméabilité de l'ensemble de la pâte dépend surtout de sa porosité capillaire du fait que la résistance à l'écoulement des cavités capillaires est plus petite que celle du gel. En substance, cette revue de la littérature a permis de montrer que la perméabilité des matériaux granulaires dépend de la porosité, de la taille et de la forme des pores. Dans le cas d'un béton, cette porosité prend des formes diverses (porosités des granulats et de la pâte de ciment, auréoles de transition, voire, comme cela sera exposé par la suite dans le cas de béton dans

une structure en service, fissuration). Les phénomènes de transport dans les bétons en sont rendus d'autant plus complexes à appréhender.

**a** - relation entre la résistance et la porosité : plus faible est la porosité, plus grande est la résistance.

L'ingénieur dispose de trois types de moyen pour réduire la porosité de béton ;

-sur le mélange granulaire :

-sur la suspension pâteuse :

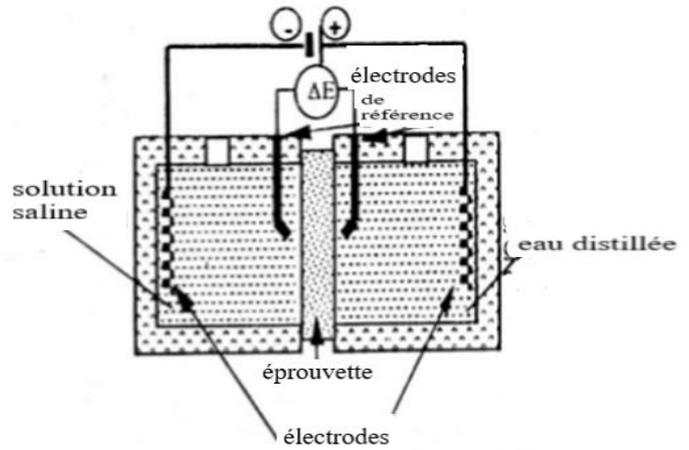
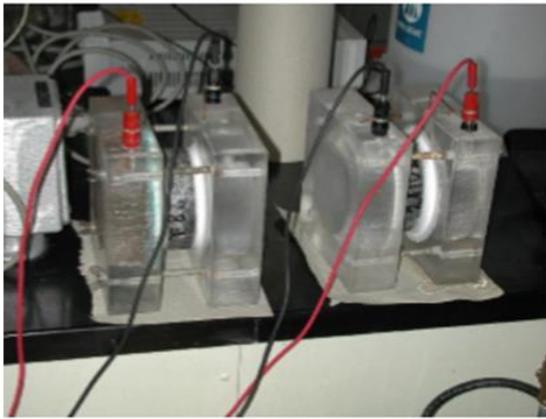
-sur le durcissement ;

**b** -Transport de matière :

**b. 1** - Détermination de la perméabilité du béton :

Perméabilité des bétons : La perméabilité est la mesure de la migration d'eau à travers le béton. Un béton perméable ouvre la porte aux différents agents agressifs extérieurs qui sont la principale cause de la corrosion des armatures et de la dégradation du béton. À l'inverse, un béton étanche ou très peu perméable est un béton durable. Selon les résultats trouvés par certains, la perméabilité d'une pâte de ciment tenue continuellement humide de rapport E/L de 0,3 à 0,7, varie de  $0,1 \times 10^{-12}$  à  $120 \times 10^{-12}$  cm/s alors que celle des granulats varie de  $1,7 \times 10^{-9}$  à  $3,5 \times 10^{-13}$  cm/s. La perméabilité du béton de bonne qualité est d'environ  $1 \times 10^{-10}$  cm/s.

Plusieurs essais sont exécutés pour mesurer la perméabilité des bétons, Un seul est toutefois normalisé. L'essai ASTM C1202 consiste à mesurer la perméabilité aux ions chlorures d'un béton. La diffusion des ions chlorures permet d'évaluer l'interconnectivité des pores dans le béton. C'est un essai rapide servant à mesurer la capacité du béton à résister à la pénétration des chlorures par détermination de la conductance électrique, exprimé par la charge électrique totale. Cet essai est effectué sur des éprouvettes de 95 mm de diamètre et 50 mm d'épaisseur. Ces éprouvettes sont extraites à partir d'un cylindre de 100 mm de diamètre sur 200 mm de hauteur. L'éprouvette est placée dans une cellule de perméabilité de telle façon que l'une des faces circulaires baigne dans une solution de 3% de chlorure de sodium (NaCl) dans laquelle se trouve une électrode (cathode) émettrice d'électrons. L'autre face circulaire baigne dans une solution de soude (0,3N de NaOH) où se trouve une autre électrode (anode) qui boucle le circuit. Une différence de potentielle (ddp) de 60 volts est maintenue entre les deux extrémités de l'éprouvette. L'essai consiste à mesurer la charge électrique totale, exprimée en coulombs qui passe à travers l'éprouvette pendant 6 heures. La charge mesurée exprime la diffusion des ions chlore à travers l'échantillon. Les résultats sont interprétés par référence aux valeurs du tableau qui exprime le niveau de diffusion des ions chlorures dans l'échantillon en fonction de la charge.

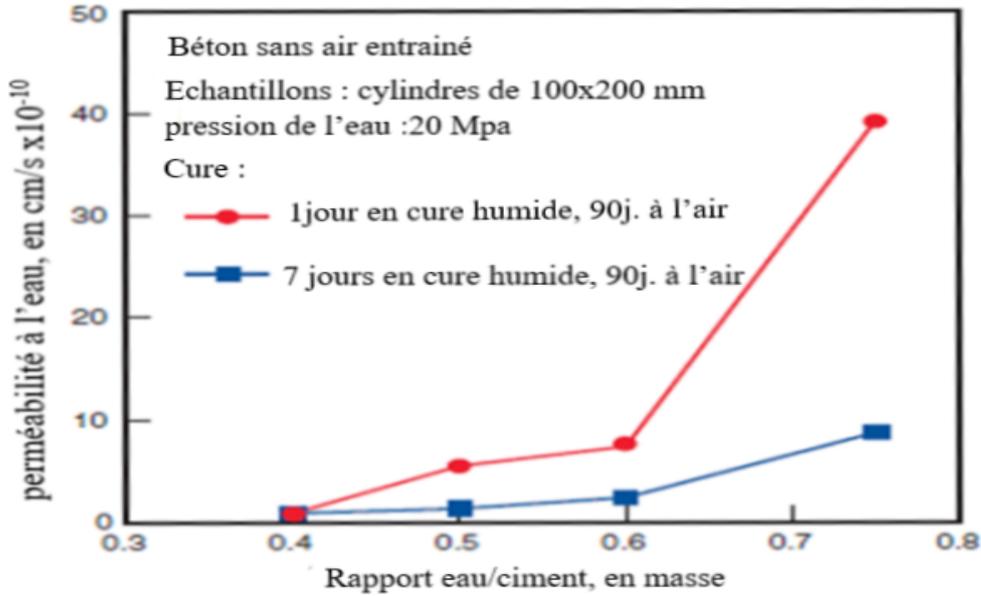


**Figure 2.2.** Principe d'essai de détermination de la perméabilité du béton.

**Tableau 2.1.** Diffusion des ions chlorures (exprimé en charge en coulombs)

Charge en coulombs	Diffusions des ions chlorures
> 4000	Elevée
2000-4000	Moyenne
1000-2000	Faible
100-1000	Très faible
<100	Négligeable

D'autres essais tels que la mesure la perméabilité d'un béton soumis à une pression d'eau. La figure donne la relation entre la perméabilité, le rapport eau/ciment et la cure initiale des éprouvettes cylindriques de 100x200 mm après 90 jours de séchage à l'air.



**Figure 2.3.** La relation entre la perméabilité, le rapport eau/ciment et la cure initiale des éprouvettes cylindriques de 100x200 mm après 90 jours de séchage à l'air.

b.2 Détermination de la perméabilité à l'oxygène : La présente expérience a pour objet de définir l'essai de perméabilité à l'oxygène des corps d'épreuve en béton durci. L'essai consiste à soumettre un corps d'épreuve cylindrique à un gradient de pression constant. La perméabilité est déterminée à partir de la mesure du flux en régime permanent. Pour la détermination de la perméabilité au gaz spécifique d'un béton donné, les éprouvettes sont recouvertes sur leurs faces latérales d'un film en papier aluminium adhésif et sont étuvés à 105 °C jusqu'à masse constante. L'appareillage utilisé est un perméamétrie à charge constante composé d'une cellule permettant de mesurer la perméabilité de corps d'épreuve de diamètre 15 cm, d'un dispositif comprenant une bouteille d'oxygène et une bouteille d'air industriel munies de détendeurs pouvant maintenir le niveau de pression et de trois débitmètres à bulle. La formule suivante donne la perméabilité de chaque corps d'épreuve :

$$K = \frac{2 \times P_a \times Q \times L \times \mu}{A \times (P_0^2 - P_a^2)} \quad (2.1)$$

Avec :

$$Q = \frac{V}{t_{moy}} \quad (2.2)$$

L : épaisseur du corps d'épreuve

k : perméabilité

P<sub>0</sub> : Pression absolue à l'entrée

$P_a$  : Pression atmosphérique

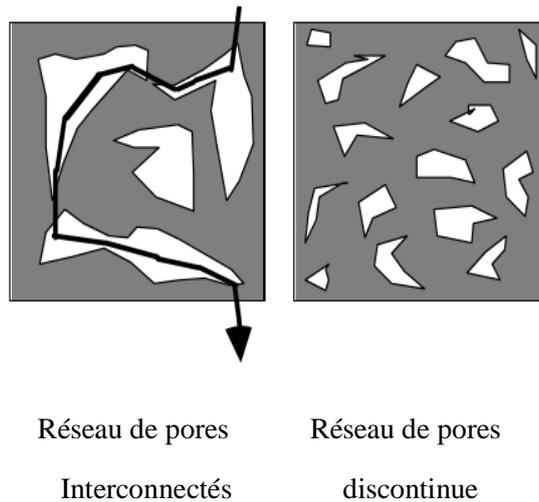
$Q$  : débit volumique

$A$  : section du corps d'épreuve

$V$  : portion volumique entre deux repères du débitmètre à bulle  $t_{moy}$  : moyenne des temps de parcours

$\mu$  : Viscosité dynamique de l'oxygène ( $2,02 \times 10^{-5}$  Pa s à 20 °C) Toutes les variables sont en unités S.I.

En général, il est préférable que le réseau de pores capillaires soit constitué de pores les plus petits possibles car le degré d'interconnexion y est plus faible. La perméabilité de la pâte s'en trouve alors considérablement diminuée car il y a très peu de chemins préférentiels pour le passage des liquides, des gaz ou des ions potentiellement agressifs (Fig 2.11)



**Figure 2.4.** Influence du degré d'interconnectivité sur la perméabilité de la pâte 65. [23]

### 2.3.2 La diffusion

Il y a deux façons de transporter des particules d'un point à un autre :

- le transport par déplacement macroscopique de matière : c'est la convection
- le transport à l'échelle microscopique, sans déplacement macro de matière : c'est la diffusion.

Le transport de masse par un fluide, ou le transport de charge par un au mouvement ordonnée des électrons dans un fil de cuivre sont des phénomènes de type convectif. L'agitation d'une cuillère pour mélanger le sucre d'un café est un exemple de transport de particules par convection. Dans ces trois cas, il existe une cause macroscopique qui a pour conséquence un mouvement macroscopique des porteurs.

- Sur ces trois exemples, identifier les causes macroscopiques responsables du transport

Lorsqu'on observe un transport de particules sans action macroscopique extérieure, c'est que le « moteur » du phénomène est nécessairement microscopique : c'est le mouvement désordonné des constituants microscopiques de la matière (atomes, molécules, ions, électrons, etc.) qui génère ce transport de particules.

- Définition du transport diffusif

Un transport est qualifié de « diffusif » s'il n'est associé à aucun mouvement macroscopique de matière. L'agitation thermique est le moteur des phénomènes de diffusion.

Remarque : Le mot « diffusion » existe dans d'autres domaines de la physique, en optique par exemple, où son sens n'est pas le même. En optique, la diffusion désigne une interaction entre la lumière et la matière. La lumière diffuse sur tel milieu signifie : la lumière « rebondit » sur tel milieu, en cédant de l'énergie (diffusion inélastique) ou non (diffusion élastique). La dénomination commune de ces deux phénomènes provient vraisemblablement de la racine « diffus » du mot diffusion. Dans les deux cas, elle désigne le fait que la grandeur observable est répartie de manière diffuse, i.e. dans toutes les directions (cf. tâche d'encre « diffuse » sur un buvard) (cf. lumière « diffuse » d'un nuage renvoyant la lumière du soleil).

Les particules peuvent diffuser dans un gaz, un liquide ou un solide (agitation thermique existe toujours). Exemples de diffusions de particules : - diffusion d'encre dans l'eau ou sur un buvard - parfum dans une pièce - ions dans les piles et électrolyseurs - constituants chimiques dans un bécher - impuretés dopantes dans les semi-conducteurs. [22]

- Cause et conséquence de la diffusion

La cause de la diffusion est la non-uniformité de la densité volumique (ou concentration) de particules. La diffusion tend à homogénéiser la concentration en particules.

Définition densité volumique  $n$  de particules (ou « concentration »)  $dN=ndt$

Remarque 1: cette « concentration » n'a pas la même unité qu'en chimie !

Remarque 2: Lorsque l'on souhaite homogénéiser l'odeur d'un parfum dans une pièce, on préfère agiter l'air pour que ça aille plus vite, car on sait intuitivement que le phénomène de diffusion est un phénomène plutôt lent à grande échelle.

- Conclusion et perspectives

Les indicateurs de durabilité et en particulier le coefficient de diffusion sont aujourd'hui des paramètres indispensables dans l'évaluation des durées de vie des ouvrages en béton armé. Ils jouent un rôle majeur dans la modélisation des structures et dans la détermination de l'épaisseur d'enrobage qui répond aux exigences demandées. Reste à noter que les modes opératoires ainsi que les solutions analytiques ne sont désormais pas standards. La résolution analytique représente une vaste gamme de

méthodologies allant des plus simples aux plus compliquées mais qui sont toutes basées sur des approximations [23].

### 2.3.3 L'absorption

L'absorption d'eau par immersion est donc le résultat des mouvements capillaires dans les pores du béton qui sont ouverts sur le milieu ambiant. Elle est déterminée par immersion d'une éprouvette de béton dans l'eau jusqu'à masse constante et en mesurant l'augmentation de masse. Elle est exprimée en pourcentage de la masse sèche de l'éprouvette. Etant une image de la porosité, l'absorption d'eau est utilisée comme un indicateur de la qualité du béton.

- La différence entre l'absorption et l'adsorption

L'absorption est un phénomène général dans lequel un absorbant pénètre complètement dans le corps d'un solide ou d'un liquide pour former un composé ou une solution. Par ailleurs, l'adsorption est un phénomène de surface dans lequel les molécules d'un adsorbant ne se concentrent qu'à la surface d'un adsorbant.

- Essais d'absorption capillaire (sportivité)

Mode opératoire :

L'absorption se mesure en faisant sécher à l'étuve les échantillons du mortier jusqu'à l'obtention d'une masse constante, puis en l'immergeant dans l'eau et en mesurant l'augmentation de sa masse.

L'augmentation de la masse dans le temps peut être décrite par l'équation suivante :  $M_{\text{eau}}(t) = WSt^{\frac{1}{2}}$

Où:

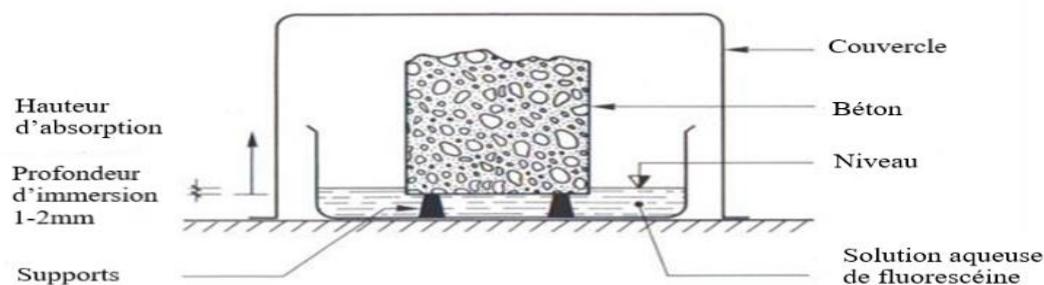
$M_{\text{eau}}$ : masse d'eau adsorbée,

$W$  : coefficient d'adsorption en  $[g/m^2 \cdot s^{1/2}]$ ,

$S$ : section en contact avec l'eau.

$t$  : le temps écoulé (s)

Le coefficient d'adsorption d'eau par capillarité  $w$  est calculé d'après l'eau adsorbée entre 1 et 24 heures, sur la base d'une régression linéaire (Figure 2.5).



**Figure 2.5.** Essai d'absorption capillaire des éprouvettes

- La relation entre le coefficient d'absorption et la perméabilité :

Le tableau suivant présente l'état de perméabilité de béton selon la valeur de coefficient d'adsorption de béton.

**Tableau 2.2.** Echelle proposée par le laboratoire des matériaux de construction (LMC), permettant d'établir la perméabilité en fonction du coefficient d'adsorption  $W$

200	400	600	800	1000	1200	1400	1600	
Très faible	Faible		Moyenne		Forte		Très forte	

## 2.4 Interactions eau – milieu poreux

### 2.4.1 Définition de milieu poreux

Un milieu poreux peut être considéré comme étant la superposition d'une matrice solide et de vides. Ces vides, appelés plus communément (pores), peuvent être ou non connectés entre eux. Lorsque leur répartition dans l'espace forme un réseau complexe et connecté, à travers lequel un transfert de masse est possible depuis l'extérieur du volume poreux considéré, on parle de porosité (ouverte). Ces pores sont en principe, tous qui sont en communication avec l'atmosphère, soit directement, soit de proche en proche. Par contre, les pores qui sont isolés ou les autres réseaux présents ne communiquant pas avec l'extérieur, constituent ce que l'on nomme (fermée).

Le remplissage par les hydrates des espaces situés entre les grains de ciment anhydre initiaux entraîne l'apparition de vides dont la forme finale est très complexe et tortueuse. De plus, pour des raisons de maniabilité et de facilité de mise en place lors de la fabrication des bétons courants, une quantité d'eau nettement supérieure (environ le double) à celle nécessaire pour assurer la réaction d'hydratation du ciment (20 à 25% du poids de ciment) est introduite. L'ensemble de cette eau entraîne une porosité d'autant plus importante qu'elle est en excès.

Schématiquement, le béton durci peut être considéré comme un matériau triphasique à quatre constituants :

- le squelette pour la phase solide (indice  $s$ ), de masse  $m_s$  et de volume  $v_s$ ,
- l'eau pour la phase liquide (indice  $l$ ), de masse  $m_l$  et de volume  $v_l$ ,
- l'air sec (indice  $a_s$ ),
- la vapeur d'eau (indice  $v_p$ ), (voir chapitre I. §1.4.1)

## 2.4.2 Caractéristique d'un milieu poreux

### 2.4.2.1 Paramètre d'état :

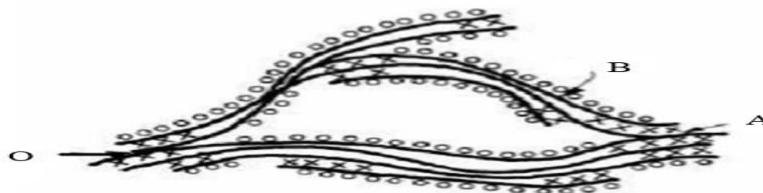
Le tableau (2.3) décrit les paramètres d'état pour caractériser un milieu:

**Tableau 2.3:** paramètres d'état pour caractériser un milieu. [12]

Paramètres	Notation	Formulation
<b>Paramètres extensifs</b>		
Volume de la phase i	$V_i$	$V_s, V_l, V_g$
Masse de la phase i	$m_i$	$m_s, m_l, m_g$
Masse totale ou apparente	$m_t$	$m_t = m_s + m_l + m_g$
<b>Paramètres intensifs</b>		
Masse volume de la phase i, à la température	$\varphi_i$	$\varphi_i = m_i / V_i$
Masse volumique sèche	$\varphi_0$	$\varphi_0 = m_i / V_i$
Apparente du solide		
Masse volumique apparente à saturation	$\varphi_{sat}$	$\varphi_{sat} = (m_s + m_l) / V_t$ avec $m_g = 0, v_g = 0$

### 2.4.2.2 État de l'eau dans la pâte de ciment hydraté

Dans la pâte de ciment hydraté, on retrouve de l'eau sous différentes formes. Cette eau interviendra différemment dans les processus liés à la durabilité, en fonction de sa localisation et de son état (Fig. 2.6).



**Figure 2.6.** Représentation schématique des feuillets de C-S-H. A - Interparticle bonds, X - interlayer hydrate water, B - tobermorite sheets, O - physically adsorbed water. [59]

a. L'eau combinée chimiquement (densité  $\sim 1,2$ )

Cette eau fait partie intégrante des C-S-H. Elle représente environ 23% du poids de ciment qui a réagi. Elle est très stable et on ne peut l'évaporer qu'en décomposant le C-S-H à haute température.

b. L'eau zéolitique (interlayer) (densité  $\sim 1,0$ )

Cette eau n'est pas chimiquement combinée dans la structure des C-S-H mais elle est retenue entre les feuillets de C-S-H par des liens hydrogène. Pour l'évaporer il faut que le taux d'humidité s'abaisse au-dessous de 30%, ce qui provoque un très fort retrait de la pâte.

c. L'eau adsorbée (densité  $\sim 1,0$ )

Cette eau est physiquement liée sur la surface des solides (surtout sur les parois des capillaires ou des pores de gel). On croit qu'une couche d'environ 6 molécules d'eau ( $15 \text{ \AA}$ ) peut être retenue par des liens hydrogène. Une grande partie de l'eau adsorbée peut être retirée si le taux d'humidité est inférieur à 50%. Cette perte d'eau est en grande partie responsable du retrait de la pâte ou du béton.

d. L'eau des capillaires :

Il s'agit du surplus d'eau qui n'a pas pu réagir avec le ciment. Selon la taille des capillaires, cette eau peut être plus ou moins libre en raison de l'importance des forces de surface.

d.1. Eau libre :

L'eau libre est contenue dans les plus gros capillaires ( $> 0,05 \text{ }\mu\text{m}$ ). Son départ ne cause pas de changement de volume important (retrait).

- L'eau libre dans les bétons –équilibre avec l'air humide

Dans l'air humide, les surfaces solides sont couvertes de molécules d'eau : c'est le phénomène d'adsorption.

Dans tout milieu gazeux, les solides fixent temporairement des molécules gazeuses selon deux types d'interactions :

- Par des liaisons chimiques : c'est l'adsorption chimique,
- Par des liaisons intermoléculaires de Van der Waals : c'est l'adsorption physique.

Lorsque l'espèce adsorbée se trouve en équilibre avec la phase gazeuse, sa concentration superficielle sur un solide dépend de la nature du gaz et du solide ainsi que de la pression du gaz (ou de la pression partielle de la vapeur d'eau dans le cas de l'air humide) et de la température. A température fixée, le nombre de couches de molécules de vapeur d'eau adsorbées sur la surface d'un solide dans l'air humide est une fonction croissante de la pression partielle de l'eau, donc de

l'humidité relative. Les énergies de liaison (d'adsorption) de ces diverses couches d'eau diminuent avec la distance au solide, ce qui limite la quantité d'eau fixée.

Le tracé des isothermes de sorption permet de décrire ce phénomène. Dans les pores des matériaux poreux, les résultats diffèrent de ceux obtenus sur solides lisses : au-delà d'une certaine humidité, l'augmentation de l'épaisseur des couches d'eau adsorbées conduit à une condensation de l'eau dans les pores, c'est la condensation capillaire. Si  $\theta$  est l'angle de raccordement entre l'eau et le solide, la relation entre l'humidité relative  $\Psi$  et le rayon  $r$  des pores dans lesquels la vapeur d'eau se condense est donné par l'équation de Kelvin-Laplace :

$$\ln \Psi = \frac{2\sigma M \cos \theta}{rRT \rho_l} \quad (2.3)$$

$M$  est la masse molaire de l'eau,  $\rho_l$  sa masse volumique à l'état liquide,  $\sigma$  sa tension superficielle,  $R$  la constante des gaz parfaits et  $T$  la température absolue.[71]

#### d.2. Non libre

Cette eau est contenue dans les plus petits capillaires (0,05  $\mu\text{m}$  à 0,005  $\mu\text{m}$ ). Elle y est retenue par des tensions capillaires. Il faut abaisser le taux d'humidité en dessous de 90% pour qu'elle commence à s'évaporer. Elle a beaucoup d'influence sur le retrait de la pâte.

#### **2.5 Influence de certains paramètres sur la perméabilité et la diffusivité**

Deux grandeurs physiques permettent de caractériser l'aptitude des bétons à résister à l'intrusion des agents agressifs : la perméabilité et la diffusivité. Ces deux grandeurs correspondent à deux mécanismes bien distincts de transport de matière : la perméabilité décrit un écoulement qui se produit sous gradient de pression et la diffusion un transport à l'échelle moléculaire sous gradient de concentration. Les transports par diffusion peuvent se faire sous deux formes : en phase liquide ou en phase gazeuse.

La perméabilité et la diffusivité, qui dépend de l'interconnexion des pores capillaires, sont des paramètres de second ordre vis-vis de la durabilité.

- influence du dosage en eau et du dosage

Pour le ciment portland ordinaire il existe un rapport E/C au-delà duquel le réseau de capillaires reste toujours interconnecté, le rapport E/C, dont la valeur est voisine de 0.7, est appelé premier rapport critique, il dépend de la nature de ciment. On ne dépassant pas ce rapport on tire profit des propriétés des anhydres de ciment. On obtient ainsi par rapport à un béton qui aurait un rapport E/C un peu supérieure, une très forte réduction de la perméabilité du béton durci.

- Influence du granulat

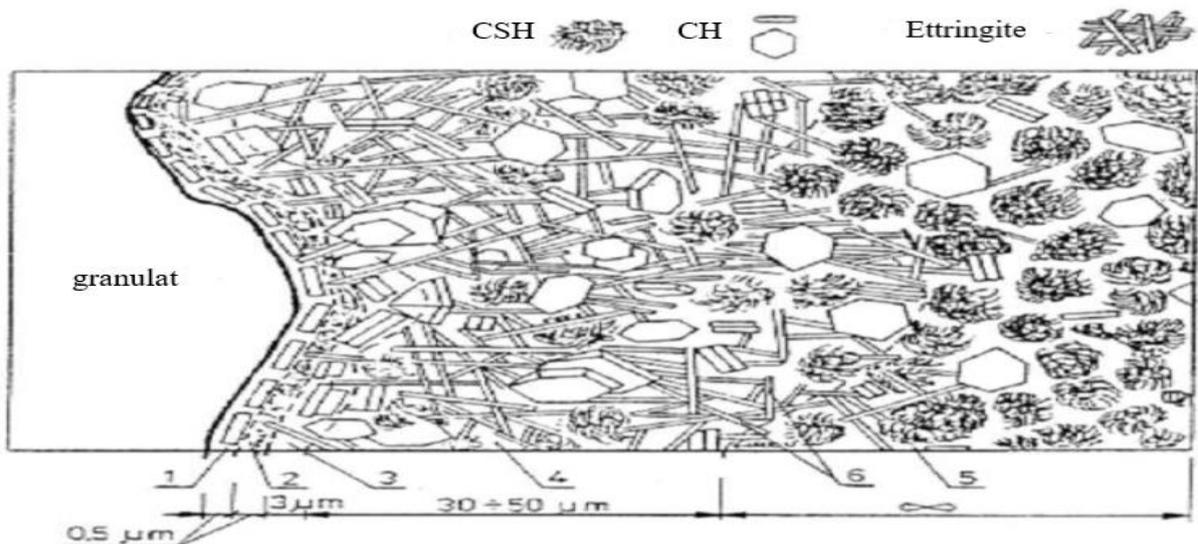
Au voisinage de l'interface pâte-granulat, les conditions locales de l'hydratation sont modifiées dès le début des réactions à cause de la présence d'un excès d'eau, soit à l'effet de paroi, soit au ressuage. Il en résulte, d'une part, une augmentation locale du volume des pores dans lequel les hydrates peuvent se développer et d'autre part, la formation d'un gradient de teneur en eau. La structuration de la pâte de ciment est ainsi modifiée, sur une distance de quelques dizaines de micromètre. Cette zone interraciale influencée par la présence des granulats est appelée auréole de transition (figure 2.7).

L'interface pâte-granulat doit donc, par le fait de sa porosité plus élevée, accélérer les transports de matières. Mais les granulats introduisent aussi d'autres effets qui ne sont pas tous dans le même sens :

-l'effet de paroi introduit par les granulats sur les grains de ciment ralentit les transports dans cette région.

-dans l'analyse entre pâte et béton, il ne faut pas sous-estimer la contribution apportée par la perméabilité intrinsèque des granulats.

A même rapport E/C, la perméabilité augmente avec la dimension maximale des granulats.



**Figure 2.7.** Modèle de la morphologie de l'auréole de transition d'un béton [Diamond 96][71],

Nous présentons dans (la figure 2.7) le modèle de Diamond [Diamond 96], pour lequel

Nous observons une zone de pâte hydrate particulière autour des granulats. Sa première couche est composée de cristaux de portlandite orientés perpendiculairement aux granulats. La deuxième couche d'épaisseur 0,5µm, est composée de feuillets de C-S-H. Après la deuxième couche, c'est la zone de forte porosité avec des grains de grande dimension et de faible cohésion. Cette zone est une zone de faiblesse lors de sollicitations mécaniques.

- Influence des additions minérale et des adjuvants

La diminution de porosité et de la taille des pores, ainsi que la transformation de la portlandite en CSH, expliquent l'importante amélioration de résistance qui découle de l'utilisation conjointe de fumées de silice et de fluidifiant.

Les cendres volante, les laitiers et en particulier les fumées de silice modifient la texture des hydrate et réduisent la dimension des pores capillaires : leur usage permet de réduire la perméabilité à porosité constante et d'améliorer encore la durabilité.

- Influence de la cure

On utilise la cure pour éviter que l'eau ne s'évapore avant l'hydratation complète des grains de ciment, et l'augmentation de la durée de la cure se traduit par une diminution de la perméabilité et d'améliorer encore la compacité de béton.

### *2.6 Influence de la stabilité des hydrates sur la durabilité du béton*

La stabilité chimique des hydrates est fonction des conditions dans lesquels ils se trouvent. Elle peut être évaluée à partir d'une approche thermodynamique qui permet de connaître les états d'équilibre à partir de l'analyse de la solubilité des phases solides dans l'environnement considéré. L'aspect cinétique de la stabilité ou de la transformation des hydrates dans le béton est principalement estimé à travers une approche de transport réactif qui met en jeu les lois classiques de transport de masse. Généralement, seul un gradient de concentration est présent, et donc les lois de Fick gouvernent la cinétique de la dégradation, et l'épaisseur de béton dégradée évolue en fonction de la racine du temps. Les approches thermodynamiques et les aspects cinétiques sont présentés dans deux cas : l'attaque par l'eau pure et l'attaque sulfatique externe. Ces exemples illustrent les possibilités offertes par la modélisation pour décrire les dégradations du béton par des attaques chimiques.

### *2.7 Stabilité des hydrates dans les milieux agressifs*

L'agressivité des milieux dans lesquels peuvent se trouver les ouvrages en béton est liée à la présence d'eau et à l'aptitude de celle-ci à réagir avec certains minéraux de la matrice cimentaire du béton. En effet, les agents agressifs dissous dans l'eau constituent une solution chimiquement agressive pour le béton qui peut provoquer plusieurs types de phénomènes lorsque la formulation du béton n'est pas optimisée.

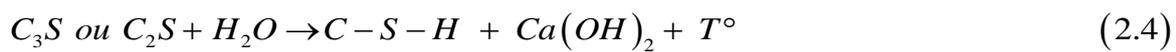
Le béton présente un caractère basique élevé induit par les composés hydratés de la pâte de ciment (la phase interstitielle contenue dans le béton a un pH très élevé). Il peut donc présenter une certaine réactivité vis-à-vis des solutions acides telles que les pluies acides, les eaux naturelles chargées en dioxyde de carbone, les eaux résiduaires, les eaux des industries agroalimentaires ou industrielles contenant des acides organiques, les eaux chargées en acides minéraux, mais aussi les eaux pures.

Pour bien comprendre la Stabilité des hydrates dans les milieux agressifs, il est donc important de comprendre la structure de base de la pâte de ciment hydraté.

- Rappel sur la structure de la pâte de ciment hydraté

La pâte de ciment hydraté est le résultat de la réaction chimique entre l'eau et le ciment (la réaction d'hydratation). C'est un processus chimique complexe où les principaux composés du ciment  $C_3S$ ,  $C_2S$ ,  $C_3A$ ,  $C_4AF$  réagissent pour former de nouveaux composés insolubles qui durcissent avec le temps. C'est surtout l'hydratation du  $C_3S$  et du  $C_2S$  qui participent le plus au développement de la résistance en produisant des  $C-S-H$ .

Très sommairement la réaction d'hydratation du  $C_3S$  et du  $C_2S$  est la suivante:



Les hydrates les plus importants sont les C-S-H, un composé nonstoichiométrique. Il s'agit d'un gel qui influence la plupart des propriétés de la pâte. La réaction du  $C_3A$  avec l'eau est très violente (beaucoup de chaleur) et elle doit être contrôlée par les sulfates (gypse:  $CS-H_2$  ou anhydrite:  $CS-$ ).

- La réaction du  $C_3A$  forme des sulfoaluminates dont la forme la plus connue est l'ettringite ( $3CaO.Al_2O_3.CaSO_4.31H_2O$ ).

La pâte de ciment hydraté est formée par

- Les hydrates ( $C-S-H$ ,  $Ca(OH)_2$ , sulfoaluminates)

- Des grains de ciment non-hydraté - Des espaces capillaires - Des bulles d'air

- La réaction du  $C_4AF$  dégage peu de chaleur et participe peu au développement de la résistance.

La figure (2.8) montre une représentation schématique d'une pâte de ciment partiellement hydratée.

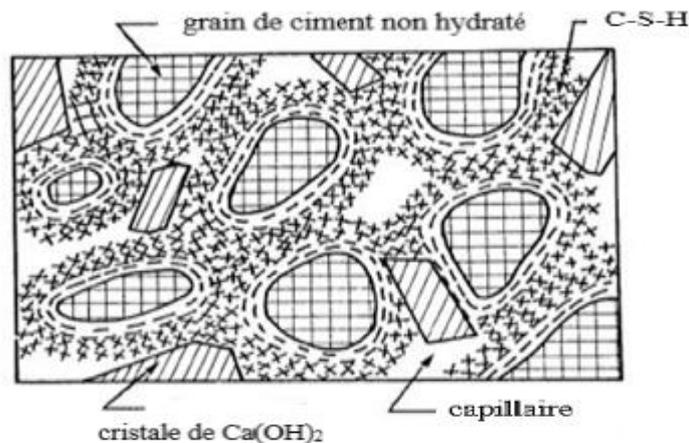
On y retrouve:

-Des grains de ciment (10 à 80  $\mu m$  au départ) partiellement hydratés et recouverts d'une couche d'hydrates.

- Des capillaires remplis ou partiellement remplis d'eau.

-Des hydrates (surtout des  $C-S-H$  et de la chaux qui remplissent graduellement les espaces entre les grains de ciment.

-Les pores de gel ne sont pas représentés (trop petits !) et les bulles d'air sont trop grandes pour apparaître sur cette figure.



**Figure 2.8.** Représentation schématique de la pâte de ciment hydratée. [42]

Les hydrates les plus importants sont les C-S-H, un composé nonstoichiométrique. Il s'agit d'un gel qui influence la plupart des propriétés de la pâte.

Les principaux hydrates : Les hydrates comprennent ;

- Les silicates de calcium hydratés (C-S-H)
- Les aluminates hydratés- La chaux hydratée (portlandite)
- De l'eau adsorbée sur certains cristaux - Des impuretés.

- Le  $C-S-H$  occupent entre 50% et 60% du volume solide d'une pâte de ciment complètement hydratée.

- Le  $C-S-H$  est un gel solide qui a les propriétés d'un corps solide.

Il a une structure en feuillet, formée de cristaux très petits et mal cristallisés. La surface spécifique des C-S-H est très élevée (100 à 700 m<sup>2</sup>/g). La cohésion des  $C-S-H$  est due, en partie, aux forces de Van der Waals entre les particules colloïdales des C-S-H.

La cohésion des  $C-S-H$  est due, en partie, aux forces de Van der Waals entre les particules colloïdales des  $C-S-H$ .

Le pH de la solution interstitielle contenant les C-S-H est très alcalin (voisin de 13). À des pH plus faibles, il peut y avoir lixiviation des ions Ca<sup>2+</sup>. Les C-S-H subissent alors des transformations qui peuvent augmenter leur porosité et diminuer les propriétés mécaniques.

Sachant que le gel de C-S-H est poreux ; ces pores, sont en fait les espaces qui contiennent de l'eau adsorbée sur les surfaces entre les feuillets.

- La porosité du gel de C-S-H représente environ 28% du volume total du gel.

-La chaux hydratée (CH ou portlandite) : Elle occupe de 20 à 25% du volume des solides de la pâte de ciment complètement hydratée.

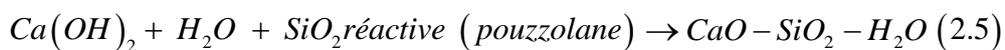
- La portlandite a une morphologie hexagonale prismatique (la morphologie est très variable en fonction des paramètres de composition du béton, Elle est produite à la suite de l'hydratation du  $C_3S$  et  $C_2S$ . Dans la pâte de ciment hydraté, elle devient instable (lixiviation) lorsque le pH devient inférieur à environ 12,5. Elle participe peu au développement de la résistance du béton.

Les aluminates hydratés : Ils occupent de 15 à 20 % du volume solide de la pâte de ciment hydraté. •  
On les retrouve généralement sous deux formes :

- Ettringite (trisulfoaluminates) aiguilles prismatiques
- Monosulfoaluminates (plaquettes hexagonales).

## 2.8 Conclusion

Après avoir rappelé les propriétés des hydrates ; soi-disant des avantages ou bien des inconvénients on constate que même une très faible quantité d'hydrates peut permettre de combler les espaces intergranulaires ce qui permet d'empêcher la pénétration des agents agressifs due au milieu agressif. C'est en partie ce qui explique que les bétons avec E/C faible développent très rapidement leur résistance on constate aussi que l'insolubilité des portlandites fait partie de l'instabilité des hydrates dans les milieux agressifs, l'insolubilité des portlandites explique l'augmentation de la porosité interne du béton et de la pâte de ciment hydraté ce qui permet de diminuer nombreuses propriétés du béton notamment dans les milieux agressifs, mais l'addition des ajouts comme la pouzzolane permet de former des C-S-H stables dans l'eau selon la réaction suivante :



(La réaction pouzzolanique forme des C – S – H stables dans l'eau).

### ***Chapitre 3 : Durabilité du béton vis-à-vis des agents agressifs***

### 3.1 Mécanismes de dégradation chimiques

La durabilité du béton est très souvent liée à sa capacité d'empêchement des agents agressifs de pénétrer à travers sa porosité. Certains environnements sont agressifs pour le béton, ils peuvent occasionner des attaques acides importantes. Des gonflements et l'éclatement du béton, ... c'est notamment le cas des zones soumises au gel, des environnements marins, industriels et agricoles.

#### 3.1.1 Carbonatation du béton

##### 3.1.1.1 Définition de carbonatation

L'air constitue le milieu ambiant est toujours supposé inerte, c'est-à-dire ne réagit pas avec la pâte de ciment hydraté. Cependant, dans la réalité, l'air contient du dioxyde de carbone  $\text{CO}_2$  à un taux moyen de 0.03 en volume qui, en présence d'humidité réagit avec le ciment hydraté. Ce taux est plus important en milieu urbain qu'en milieu rural. La réaction chimique provoquée par la pénétration du  $\text{CO}_2$  transforme les produits d'hydratation, notamment le dioxyde de calcium (portlandite)  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  et à un degré moindre les CSH, en carbonate de calcium  $\text{CaCO}_3$ .

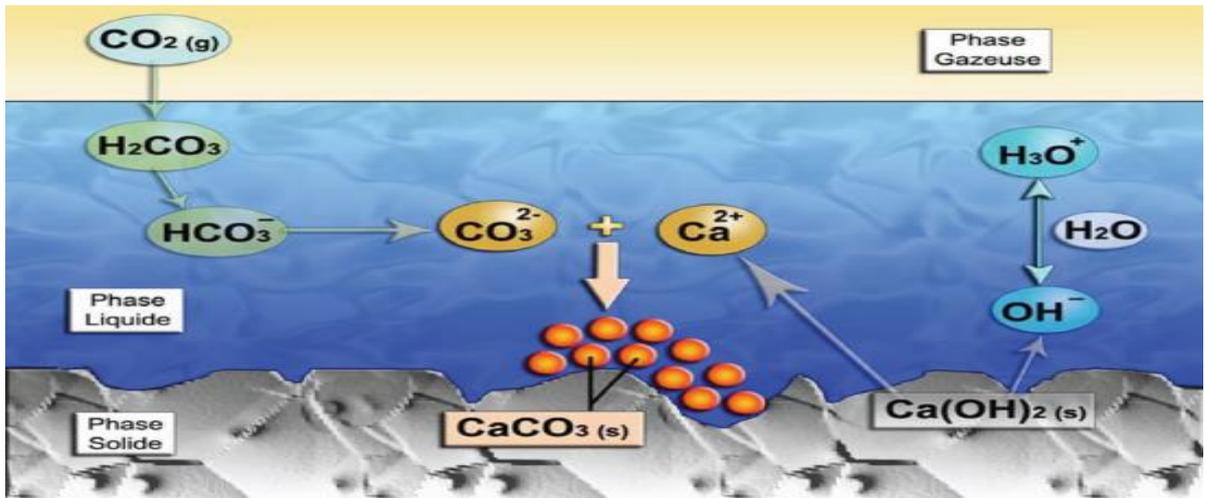
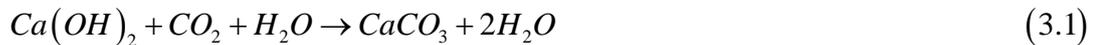


Figure 3.1: mécanisme de carbonatation de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ . [71]

### 3.1.1.2 Vitesse de carbonatation

Afin d'évaluer le stade de vieillissement d'un béton en vue de sa réparation, il peut être intéressant de connaître jusqu'où, à un moment donné, c'est-à-dire la limite de protection existant encore par rapport aux emplacements des armatures. Comme beaucoup de paramètres interfèrent sur la vitesse de carbonatation, seule une détermination expérimentale peut donner une information importante. La vitesse de progression du front de carbonatation diminue avec le temps (Fig. 3.1), parce que le CO<sub>2</sub> doit diffuser à travers la zone de surface du béton déjà carbonatée. Cette vitesse dépend des caractéristiques du matériau (porosité, nature du ciment, etc.). L'humidité relative du milieu environnant, qui détermine la teneur en eau du béton conformément aux isothermes de désorption et d'adsorption de vapeur d'eau qui lui-même varie en fonction de la distance à partir de la surface, est un paramètre également fondamental. Pour que la carbonatation soit maximale, l'humidité relative doit être :

- suffisamment faible pour que la phase gazeuse connectée permettant la diffusion du gaz carbonique soit présente angströms (en phase liquide, la diffusion est 104 fois plus lente),

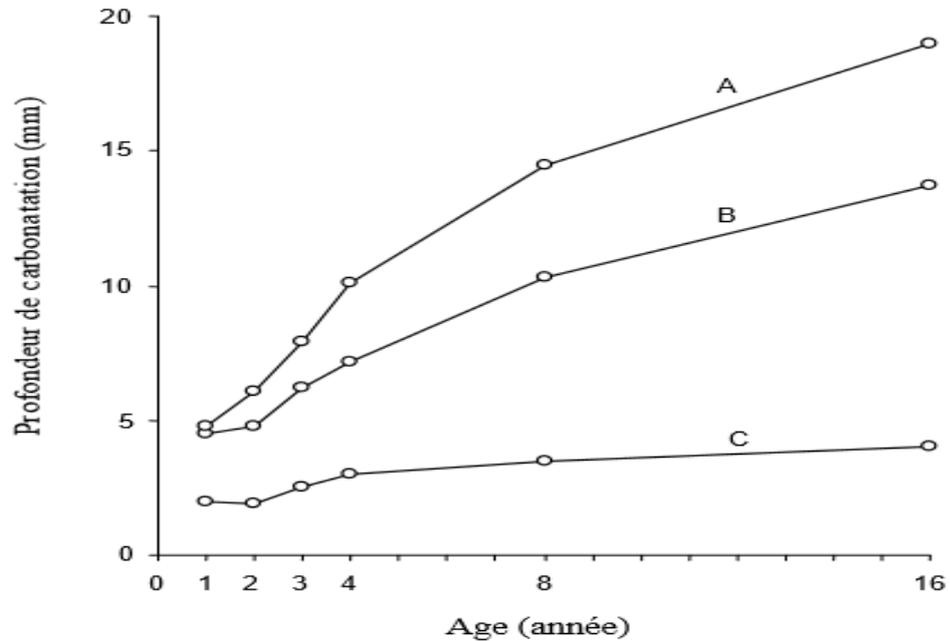
- suffisamment importante pour que la réaction de carbonatation proprement dite, que ne peut être réalisée qu'en phase aqueuse, puisse avoir lieu. La carbonatation est donc maximale lorsque l'humidité relative est comprise entre 40 et 70%. Ce domaine correspond en moyenne à quelques couches d'eau adsorbées sur la surface du solide. La carbonatation ne se produit donc pas dans un béton totalement sec et elle s'arrête à un niveau où le béton est complètement saturé en eau. La profondeur de la carbonatation augmente proportionnellement à la racine carrée du temps, ce qui est caractéristique des mécanismes d'absorption plutôt que diffusion, mais la carbonatation suppose une interaction entre le CO<sub>2</sub> et le réseau poreux. Il est donc possible d'exprimer en millimètre la profondeur de carbonatation, D<sub>1</sub>, de la façon suivante :

$$D_1 = K t^{0.5} \quad (3.2)$$

Où :

- K : coefficient de carbonatation en mm/an<sup>0.5</sup>.

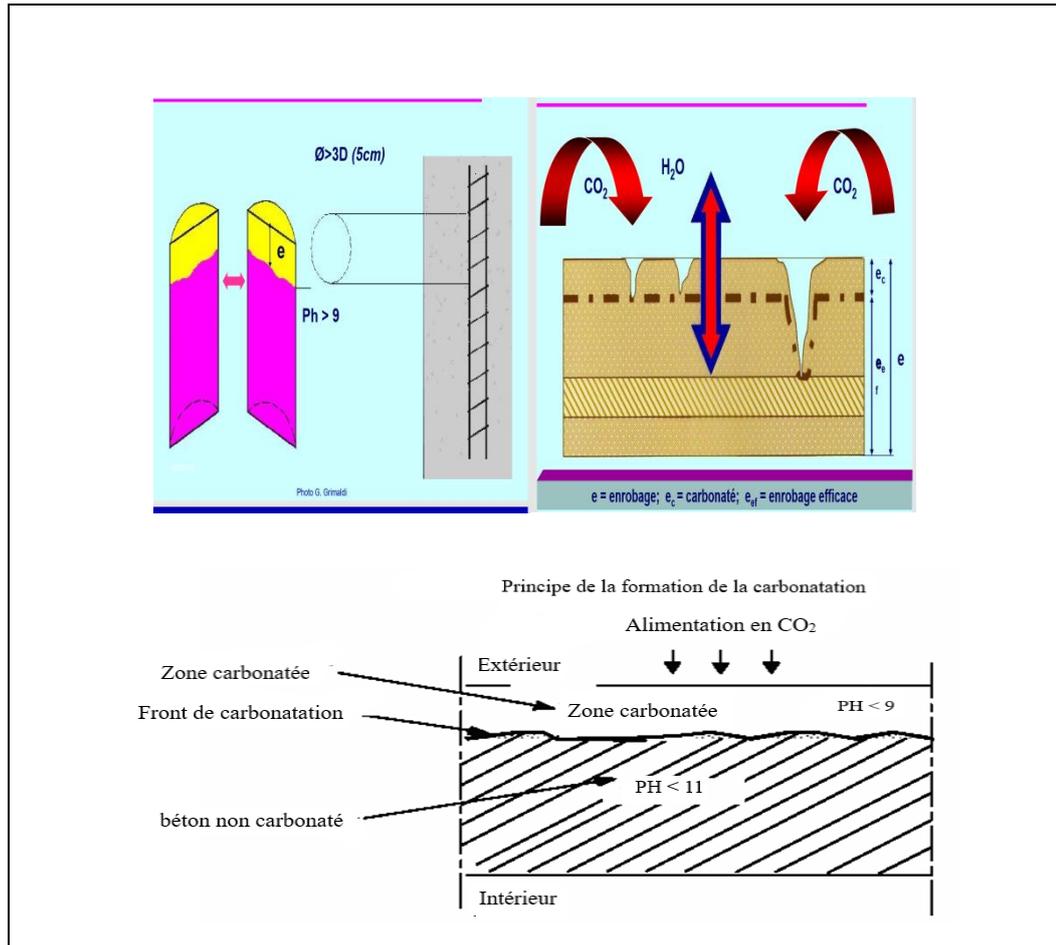
- t : temps d'exposition en année.



**Figure 3.2:** Progression de la carbonatation de bétons en fonction du temps d'exposition sous différentes conditions: (A) °C et 65 H.R. ; (B) à l'extérieur, protégé des intempéries ; (C) surface horizontale à l'extérieur en Allemagne. Les valeurs représentent les moyennes obtenus sur des bétons de rapports eau/ciment de 0.45; 0.60 ; 0.80 mûris dans l'eau pendant 7 jours [24].

### 3.1.1.3 Conséquence de la carbonatation

En ce qui concerne la durabilité, le seul inconvénient de la carbonatation est la chute du pH de la solution interstitielle dans la pâte durcie de ciment portland qui passe d'une valeur de l'ordre de 12,6 à 13,5 à une valeur d'environ 9 (Fig.1.6). Lorsque tout le  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  s'est carbonaté, la valeur du pH descend à 8,3. La conséquence de cette baisse de pH peut être décrite comme suit : La couche d'oxyde passif protège l'acier à l'égard de toute réaction avec l'oxygène et l'eau c'est-à-dire à l'égard de la formation de rouille ou de la corrosion. Cet état de l'acier est connu sous le nom de passivation. Le maintien de cette passivation nécessite un pH élevé de la solution interstitielle en contact avec la couche passivée. Donc si le front de carbonatation atteint la surface des armatures, la corrosion de ces dernières peut se produire. A condition que l'oxygène et l'humidité nécessaires soient présents. Pour cette raison, il est important de connaître la profondeur et le front de carbonatation, surtout parce que ce dernier n'avance pas de façon uniforme en raison de l'hétérogénéité du béton. La carbonatation d'une pâte de ciment durci contenant des chlorures liés a le même effet que la libération des chlorures liés et augmente le risque de corrosion. Par contre, physiquement, la carbonatation augmente l'imperméabilité en réduisant la porosité grâce au colmatage de certains pores par le carbonate  $\text{CaCO}_3$  qui occupe un volume plus important que le  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  qu'il remplace. De plus l'eau libérée par le  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  lors de la carbonatation peut contribuer à l'hydratation du ciment anhydre. Ces changements conduisent à une augmentation de la dureté et de la résistance de surface et une résistance accrue aux formes d'attaque dépendantes de la perméabilité. [25]



**Figure 3.3.** Coupe théorique d'un mur en béton. [60]

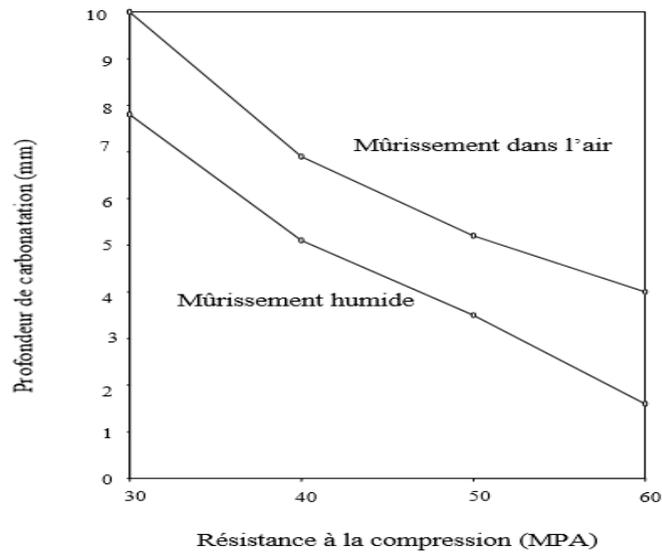
#### 3.1.1.4 Facteurs influençant la carbonatation

Les principaux paramètres qui déterminent l'avancement du front de carbonatation sont :

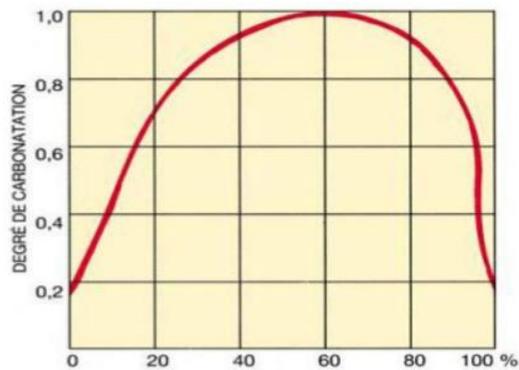
- au niveau des matériaux : la quantité de minéraux susceptibles de réagir avec le  $CO_2$ , la diffusivité de la pâte de ciment durcie, qui est fonction du réseau poreux de la pâte de ciment durcie pendant la période où la diffusion du  $CO_2$  se poursuit. Il en résulte que le type de ciment, le rapport  $e/c$  et le degré d'hydratation sont importants.

- au niveau des conditions aux limites : la concentration du  $CO_2$  dans l'atmosphère, les conditions de mûrissement du béton dans le temps constituent aussi un facteur important qui exerce une grande influence sur les propriétés du béton de surface, là où se produit la diffusion du  $CO_2$ , la température, l'alternance de cycles d'humidification- séchage. La figure 1.4 montre la profondeur de carbonatation de béton dont les résistances à la compression à 28 jours (mesurées sur des cubes normalisés) sont comprise entre 30 et 60 MPa : (a) mûris dans l'eau pendant 28 jours, (b) mûris dans l'air à 65% d'humidité relative. L'effet néfaste de l'absence de mûrissement humide, qui donne une porosité élevée, est marqué. D'autres

chercheurs ont observé que, en prolongeant la période de mûrissement humide de 1 à 3 jours, on diminue la profondeur de carbonatation d'environ 40%.



**Figure 3.4.** Relation entre la profondeur de carbonatation et la résistance à la compression de bétons après 2 ans d'exposition dans l'air à une humidité relative de 65%. [26]



**Figure 3.5.** Incidence de l'humidité relative de l'air sur la vitesse de carbonatation. [27]

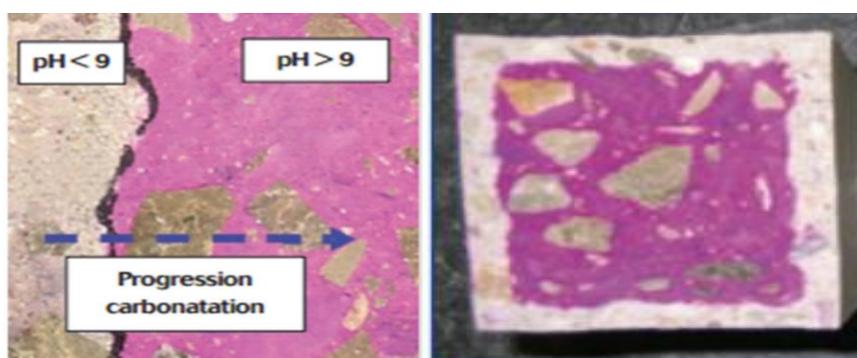
### 3.1.1.5 Moyens de diagnostic

-Phénolphtaléine (*réactif coloré*): Il est possible de réaliser un diagnostic de l'état de carbonatation du béton en prélevant depuis un parement une carotte qui est fendue en deux et sur laquelle un indicateur colorimétrique de pH (phénolphtaléine) est pulvérisé (Mesure sur une surface interne, fraîche de béton). La partie carbonatée apparaît incolore et le noyau non carbonaté, c'est-à-dire très basique, se colore en rose (la zone de virage est voisine de  $\text{pH} = 9$ ), alors cet indicateur est incolore sur béton carbonaté et rose sur béton sain.

Toutefois il est stipulé dans la réglementation européenne REACH que la phénolphthaléine a un caractère cancérigène. Son utilisation doit être limitée ou sévèrement contrôlée. C'est pourquoi la communauté scientifique se penche sur l'utilisation d'un nouvel indicateur coloré de pH.

La méthode colorimétrique ne renseigne pas sur la forme véritable du front de carbonatation comme cela est illustré où les armatures apparaissent protégées, car étant situées à l'aval du front détecté par projection de phénol -phtaléine, alors qu'en réalité le niveau de carbonatation y serait suffisant pour initier la corrosion. Pour gagner en précision, il existe des méthodes plus coûteuses telles l'analyse thermogravimétrique (réalisée sur une succession de fines tranches de matériau prélevées par sciage depuis la surface) et la gamma-densimétrie (méthode non destructive).

L'utilisation de plusieurs indicateurs colorés présentant des zones de virage de pH différentes pourrait également être une solution à condition que les contrastes de coloration entre les zones saine et carbonatée soient suffisamment marqués.

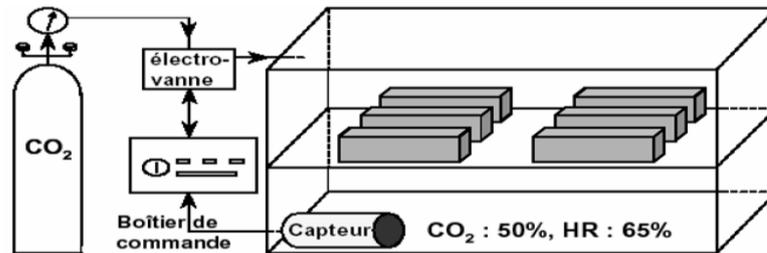


**Figure 3.6.** Section d'éprouvette partiellement carbonatée, avec mise en évidence de la Zone carbonatée (incolore) par la phénolphthaléine. [92]

### 3.1.1.6 Essai de carbonatation

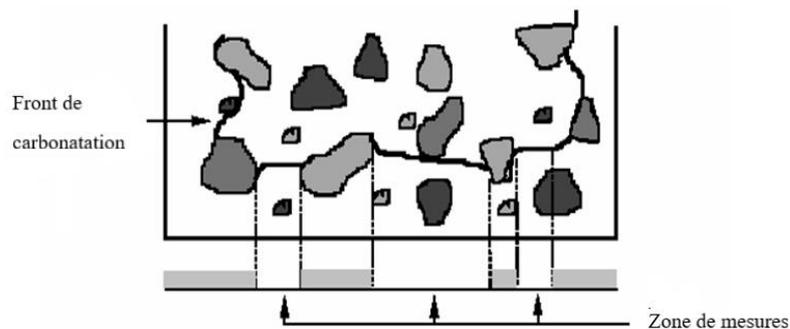
Plusieurs techniques expérimentales peuvent être effectuées pour déterminer la profondeur de carbonatation par exemple l'analyse chimique, la diffraction des rayons X, la spectroscopie infrarouge et l'analyse thermogravimétrie. Une méthode simple et courante consiste à traiter une surface de béton fraîchement rompue avec une solution de phénolphthaléine diluée dans l'alcool. Les zones non carbonatées, comportant du  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , prennent une teinte rosée, alors que la couleur n'est pas modifiée dans la zone carbonatée. Ce type d'essai est prescrit par la RILLEM. L'essai est rapide et facile à réaliser, la teinte rosée indique la présence de  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ , ce qui ne signifie pas nécessairement une absence totale de carbonatation. En effet l'essai de phénolphthaléine sert à mesurer le pH (la couleur est rose quand le pH est supérieur à 9,5), mais on ne peut pas faire la distinction entre un faible pH causé par la carbonatation ou par d'autres acides gazeux. Une application intéressante de la mesure de la profondeur de carbonatation

pourrait être d'évaluer le temps écoulé depuis la formation d'une fissure. Afin de déterminer la vitesse à laquelle un béton donné est susceptible de subir la carbonatation, on peut utiliser un essai accéléré (Fig. 3.7) consistant à exposer une éprouvette de béton à une atmosphère riche en dioxyde de carbone.



**Figure 3.7:** Schéma de l'enceinte de carbonatation accélérée.[28]

Les mesures de l'épaisseur de béton carbonaté sont réalisées après humidification des surfaces et pulvérisation d'une solution de phénolphaléine. Cette dernière révèle l'interface entre la zone saine et la zone carbonatée. Les mesures correspondent aux distances (en mm) entre la surface externe du béton et le front de coloration, en dehors de zones particulières (coins et interfaces pâte granulat) (figure 3.8).



**Figure 3.8 :** Schéma illustrant le principe des mesures.[28]

### 3.1.1.7 Traitement

Plusieurs possibilités à considérer:

- Front de carbonatation loin des armatures : on peut attendre
- Front proche mais sans avoir atteint les armatures : protection préventive du béton (voir en fonction vitesse progression)
- Front ayant atteint les armatures et armatures pas encore corrodées : protection sur parement béton
- Front ayant atteint les armatures et corrosion amorcée : méthodes particulières : méthodes électrochimiques (réalcalinisation), purge de tout le béton pollué, inhibiteurs de corrosion.

### 3.1.1.8 Prévention

– Phénomène de vieillissement naturel

– pour le ralentir il faut :

- béton compact (faible porosité et perméabilité).
- respect des enrobages.

### 3.2. Réaction alcali-granulat

La réaction alcali-silice est une pathologie des bétons qui se caractérise par une réaction chimique entre la silice amorphe ou mal cristallisée contenue dans les granulats réactifs et certains ions de la solution interstitielle. Il n'existe aucun moyen d'arrêter la réaction.

La réaction alcali-silice est une pathologie des bétons qui se caractérise au niveau local par l'attaque par les ions hydroxydes et la déstructuration du réseau siliceux contenu dans les granulats réactifs. Ces réactions conduisent à la formation de produits silico-alcalins (gels) et/ou silico-calco-alcalins riches en eau caractéristiques des alcalis-réactions. Elle est sensible à la température et la teneur en alcalins a une grande influence sur la réaction. Plus il y a d'alcalins dans la solution interstitielle, plus la concentration en ions hydroxydes est forte et plus la cinétique et l'amplitude de la réaction sont importants. De l'influence des granulats, résulte une réaction dépendant de la cinétique\* et de l'amplitude du gonflement engendré. La taille des granulats a une grande influence, il semble que l'expansion obtenue augmente avec le diamètre des granulats réactifs. L'expansion générée est directement corrélée à la prise de masse, plus elle est forte et plus le gonflement est important. Le modèle qu'à développer Jean-Michel Torrenti [5] permet même de remettre en cause la conclusion tirée par (Larive) [110] selon laquelle la réaction peut être arrêtée définitivement par manque d'eau. Cette partie permet de montrer la nécessité d'un calcul hydro-chemo-mécanique pour prédire l'évolution du gonflement libre d'éprouvettes de béton et que la description de l'état hydrique du matériau en est le point essentiel. Il existe une corrélation entre les variations de masse et le gonflement libre correspondant.

Certaines additions permettent de réduire le gonflement induit par la réaction alcali-silice. L'ajout de

fibres permet d'améliorer les caractéristiques mécaniques du béton et donc de diminuer le gonflement induit par la réaction.

Le rôle fondamental de l'humidité (80 à 85 % d'humidité relative moyenne) a été mis en évidence par de nombreux essais en laboratoire et par des constatations sur des ouvrages. Les produits de la réaction se retrouvent souvent autour des granulats, mais on les trouve aussi dans les fissures des granulats ou dans les pores et les fissures de la pâte de ciment. Le gel peut migrer au sein du béton et, lorsqu'il est suffisamment fluide, il peut s'écouler par les fissures du parement des structures. Les pressions locales induites par le gonflement du gel d'alcali-réaction ont été estimées entre 3 et 10 MPa. De telles contraintes engendrent des désordres observables au microscope optique ou électronique à balayage, il s'agit de réseaux de fissures intergranulaires (voir figure 3.11.a), de micro-fissurations des particules réactives, ou de décollements à l'interface ciment-granulats (voir figure 3.10. b).



**Figure 3.9.** Fissuration en réseau et faïençagedû à l'alcali-réaction (Guide LCPC). [5]

3.2.1 Les différents types d'alcali-réaction : On distingue trois types de réactions alcali-granulats (RAG) :

- les réactions alcali-silice. (Les plus fréquentes)
- les réactions alcali-silicate.
- les réactions alcali-carbonate.

a- Réaction alcali-silice (RAS) :

Certains granulats siliceux, lorsqu'ils sont constitués de silice amorphe, mal cristallisée ou microcristalline (par exemple des verres, de l'opale, de la calcédoine...) sont attaqués par la solution interstitielle qui occupe les pores du béton. La silice libérée réagit ensuite avec les alcalins  $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$  de cette solution interstitielle et l'on observe finalement, l'apparition de gels silico-alcalins s'ils renferment Si, Na (et ou K) ou calco-silico-alcalins s'ils contiennent, en plus, du calcium.

#### b- Réaction alcali-silicate :

La différence essentielle avec la réaction alcali-silice réside dans le fait que les granulats réactifs ne sont pas formés de silice libre mais sont des silicates variés (phyllo-silicates, tecto-silicates, sains ou altérés). En ce qui concerne les produits de la réaction, on admet qu'ils sont voisins de ceux apparus dans la réaction alcalisilice ; des études plus anciennes signalaient que l'on n'observe pas la production de gels siliceux.

#### c. Réaction alcali-carbonate :

On désigne par cette expression la réaction manifestée par des calcaires dolomitiques qui renferment des impuretés phylliteuses. Sur le plan pratique, on retiendra que les expansions causées par cette réaction sont moins importantes que celles dues aux réactions alcali-silice et alcali-silicate sauf si le béton est soumis à des ambiances hivernales rigoureuses.

#### 3.2.2 Désordres dus à l'alcali-réaction (voir les figures(3.10),(3.11), (3.12)).

La réaction entre les alcalis et la silice peut être destructrice et se manifeste sous forme de fissuration. La largeur des fissures peut varier de 0.1mm jusqu'à 10mm dans certains cas extrêmes. Les fissures pénètrent rarement à plus de 25mm, ou tout au plus 50mm. [29]. Donc la RAS va nuire à l'aspect et à la fonctionnalité de la structure plutôt qu'à son intégrité ; en particulier, la résistance à la compression du béton dans la direction des contraintes est peu modifiée. [30]La fissuration peut néanmoins faciliter la pénétration des substances agressives. Le dessin présenté par la fissuration de surface causée par la RAS est irrégulier, rappelant vaguement une immense toile d'araignée. Toutefois, ce dessin ne se distingue pas de ceux dus à l'attaque des sulfates, aux cycles de gel et de dégel, ou même à un sévère retrait plastique. Afin de s'assurer que la fissuration observée est bien due à la RAS, on peut suivre une procédure recommandée par un groupe de travail. [31]

Alors la pathologie et les manifestations externes de la réaction alcali-granat se signalent par un ou plusieurs des symptômes suivants :

- Une fissuration,
- Un faïençage à mailles plus ou moins larges ou en étoile ou une fissuration orientée suivant la direction de distribution des armatures,
- Des exsudations blanches formées de calcite et parfois de gels siliceux translucides,
- Des pustules ou cratères avec des éclatements localisés en forme de petits cônes résultant de la réaction de gros granulats superficiels qui sont visibles au fond des cratères d'éclatement,
- Des déformations,
- Des colorations ou décolorations.



a)

b)

**Figure 3.10.** *Epaufiture dues à l'alcali-réaction.*[32]



a)



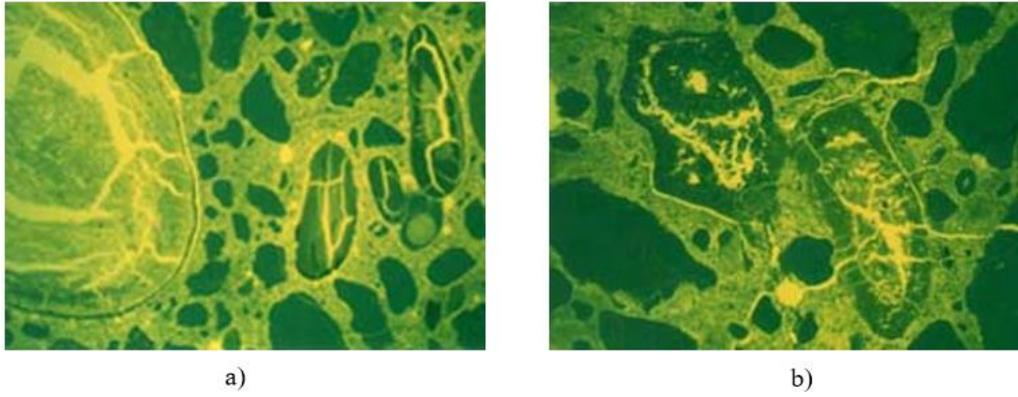
b)



c)

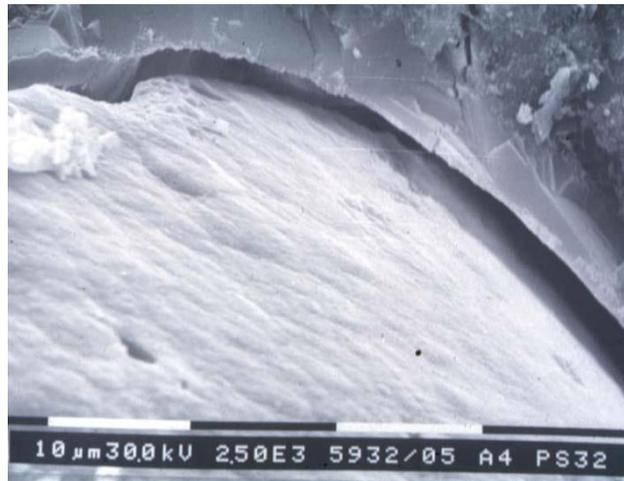
**Figure 3.11** *Fissurations provoquées par l'alcali-réaction.* [33]

a) poutre d'un bâtiment ; b) poutre de pont ; c) ruptures d'armatures[11]



**Figure 3.12** Fissures causées par la réaction alcali-silice. [33]

a) Fissures internes; b) Fissures internes et externes  
b)



**Figure 3.13** Vue au microscope électronique à balayage d'un gel d'alcali-réaction d'épaisseur 5 à 10 microns. [11]



**Figure 3.14** Gel d'alcali-réaction (agrandissement x 500)

### 3.2.3 Traitements de protection et de réparation

Il n'existe pas, à l'heure actuelle, de traitement qui assure la réparation définitive d'un ouvrage atteint d'alcali-réaction : les procédés existants ne font que prolonger la durée de vie du service. Ces traitements interviennent à deux niveaux: chimique et mécanique.

Au niveau chimique, partant du principe que le déroulement de l'alcali-réaction exige simultanément {eau + alcalins + silice soluble}, on peut soit assécher le béton soit inhiber la réaction alcali-silice. Au plan mécanique, on contrecarre l'effet des contraintes résultant de l'expansion: on opère alors soit par libération de ces contraintes soit en s'y opposant par des renforcements variés.

#### 3.2.3.1 Assèchement du béton

On dispose de plusieurs techniques pour réduire les venues d'eau dans le béton.

- Injection des fissures

Par injection d'un produit scellant, on peut obturer les fissures et réduire ainsi la pénétration, à condition que ce produit soit suffisamment souple pour suivre l'élargissement de la fissure avec le temps : on emploie souvent des résines époxydiques. Ce genre de traitement n'a qu'une efficacité très réduite car il n'empêche pas l'eau de pénétrer par les espaces interfissuraires et il ne freine pas le développement de la fissuration superficielle.

- Application de revêtements superficiels

Lorsqu'il s'agit d'une simple application de peinture, donc de faible épaisseur (<300ou400µm), le film n'est pas totalement imperméable à l'eau et il est perméable à la vapeur d'eau : le résultat est donc médiocre.

Par contre, l'application d'un revêtement plus épais (quelques millimètres), généralement sous la forme d'une membrane en matière plastique, est une pratique qui réduit considérablement la pénétration de l'eau dans le béton. L'efficacité du film protecteur est évidemment abaissée lorsqu'il est déchiré, situation à envisager au cours de son vieillissement. Cette technique a été fréquemment mise en œuvre et a montré son aptitude à prolonger la durée de service des ouvrages.

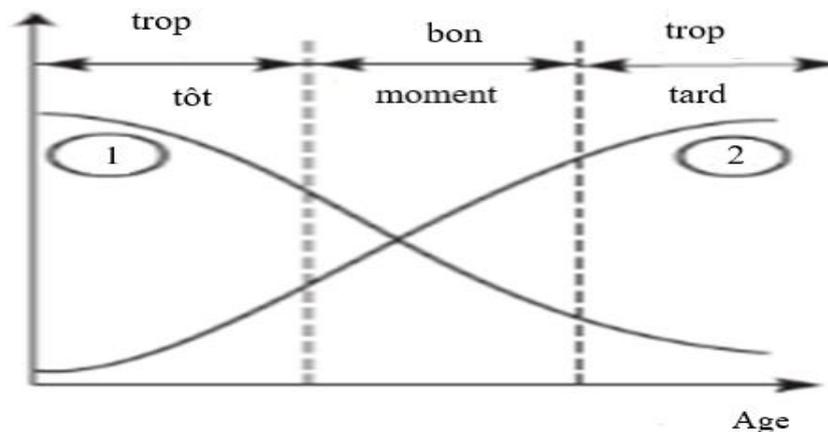
- Imprégnation par des agents hydrophobes

Plusieurs expérimentations en laboratoire et des retours de mesures in situ montreraient qu'on peut fortement diminuer l'humidité relative dans un béton et ralentir le gonflement consécutif à l'alcali-réaction par imprégnation au moyen d'une solution hydrophobe : produits essentiellement à base de silanes.

### 3.2.3.2 Imprégnation par des agents chimiques inhibiteurs

Des sels de lithium pouvaient contrer les effets de l'alcali-réaction :  $\text{LiNO}_3$  est le plus sûr d'emploi. Néanmoins, comme la pénétration du lithium dans le béton est faible (au mieux 5cm), ce genre de traitement présente essentiellement un intérêt pour des ouvrages tels que des bétons de revêtement routier.

Dès lors que le degré de fissuration du béton est le facteur essentiel qui commande la profondeur de pénétration du lithium, il se pose la question suivante : à quel moment faut-il traiter un ouvrage dont la fissuration progresse avec le temps?



**Figure 3.15.** Schématisation des évolutions comparées de la dégradation et de la résistance à la pénétration de lithium. [32]

Si le traitement est appliqué trop tôt, il est inefficace car non pénétrant : trop tard implique que les dégâts sont irréversibles donc incurables.

Thomas et Stokes[32] résument la situation sur la figure ci-dessus et suggèrent que l'optimum correspond à une expansion de l'ordre de  $1.10^{-3}$ .

### 3.2.3.3 Relâchement des contraintes

Un traitement propre aux barrages, consiste à relâcher les contraintes en réalisant des saignées par sciage. Il a été appliqué, notamment, aux barrages de Beauharnois et Mactaquac (au Canada), du Chambon (en France) : dans ce dernier cas, trois campagnes de sciage (1995-1997) ont permis de réduire une contrainte de compression parasite, évaluée à 5 MPa, en diminuant l'effet « voûte » exercé sur les appuis et en redonnant à cet ouvrage son fonctionnement de barrage-poids.

### 3.2.3.4 Renforcement par des armatures

Une structure endommagée par l'alcali-réaction peut être renforcée par la pose d'armatures actives ou passives. Ces armatures constituent un réseau soit unidirectionnel, soit bi ou tri directionnel suivant l'effet recherché : une armature agit en effet de façon anisotrope et ne s'oppose qu'au gonflement suivant sa direction.

Cette technique a été employée dans des ouvrages variés : appuis de pont, piles du barrage du Temple-sur-Lot, massifs de fondation de pylônes de lignes électriques. Dans ces derniers cas, les massifs ont été épingleés par des barres d'acier Ø 25 mm et recouverts par une couche de nouveau béton ; dans les deux ans suivant la réparation la vitesse moyenne d'expansion est passée d'une valeur de 0,011 %/an (moyenne de 6 années précédant la réparation) à 0,002 % environ, soit cinq fois moins.

D'autres solutions innovantes de remplacement apparaissent : par exemple utilisation de plaques d'acier frettant l'élément endommagé, de feuilles de polymères renforcés de fibres de carbone. [71]

### 3.2.4 Conclusion

Le tableau(3.1) suivant conclue la dégradation due au cancer des bétons (l'alcali-réaction).

**Tableau 3.1.** *La dégradation due au cancer des bétons (l'alcali-réaction).*

L'alcali-réaction					
Causes (Source et origine)	Substance concernée	Mécanisme	Conséquences	Préventions et solutions	Normes et essais
Des alcalins (Na <sup>+</sup> ,K <sup>+</sup> )	La silice contenue dans les granulats réactifs	La dissolution de la silice par la solution interstitielle alcaline du béton suivie de la formation d'un gel gonflant.	Le gonflement des ouvrages atteints ;  La fissuration et la chute des caractéristiques mécaniques du béton.	Evitement des alcalins ;  Assèchement du béton ;  Imprégnation par des agents chimiques inhibiteurs.	Essais de qualification Essais Microbar P 18-588 ;  Test cinétique P 18-589 ;  Autoclave P 18-590.

### 3.3 Durabilité du béton dans un environnement acide

#### 3.3.1 L'attaque par les acides

Le principal milieu externe d'agression chimique pour le béton, c'est le milieu acide. Lorsque les acides entrent en contact avec le béton, ils dissolvent la chaux produite par l'hydratation du ciment, faisant alors progressivement diminuer le pH et ils annihilent ainsi la passivation des aciers mais aussi la résistance du béton. Plus le pH est faible, plus l'attaque est importante. Le béton, matériau basique par excellence, est très sensible aux milieux acides avec lesquels il réagit suivant la réaction bien connue :  $\text{Base} + \text{Acide} \rightarrow \text{Sel} + \text{Eau}$ .

La nocivité d'un acide dépend de la solubilité du sel qu'il forme lors de la réaction avec les hydrates du ciment.

Le béton est susceptible d'être attaqué par différents types d'acides (acide sulfurique, nitrique, phosphorique, acétique, lactique, ...). Le principal milieu externe d'agression chimique pour le béton, c'est le milieu acide. Lorsque les acides entrent en contact avec le béton, ils dissolvent la chaux produite par l'hydratation du ciment, faisant alors progressivement diminuer le pH et ils annihilent ainsi la passivation des aciers mais aussi la résistance du béton. Plus le pH est faible, plus l'attaque est importante. Le béton, matériau basique par excellence, est très sensible aux milieux acides avec lesquels il réagit suivant la réaction bien connue :  $\text{Base} + \text{Acide} \rightarrow \text{Sel} + \text{Eau}$ .

Quant aux tuyaux d'égout, ils peuvent être le siège d'un phénomène d'attaque complexe : les eaux qu'ils transportent contiennent des composés soufrés et des bactéries réductrices de sulfate qui transforment ces composés en acide sulfhydrique ( $\text{H}_2\text{S}$ ), un gaz qui s'échappe des eaux usées. Ce dernier peut ensuite être oxydé par d'autres bactéries, puis transformé en acide sulfurique ( $\text{H}_2\text{SO}_4$ ), qui attaque le béton. Ce phénomène est appelé "attaque acide bactérienne". Il se produit dans la partie supérieure des égouts sur des profondeurs pouvant parfois atteindre 6 à 12 mm par an.

L'acide sulfurique est connu comme une des sources les plus communes de dégradation. Les structures enterrées en béton peuvent en effet être attaquées par les eaux contenues dans le sol et chargées naturellement (par oxydation de minéraux comme la pyrite) ou de par le dépôt de déchets chimiques industriels

Les pluies acides constituent également une source d'agression pour les structures en béton (des pH de 5 à 3 ont été mesurés).[35]

### 3.3.1.1 Définition

Les attaques acides se font principalement suivant un mécanisme de dissolution. Suivant le cas, le phénomène de dissolution peut être accompagné de la précipitation du sel formé lors de la réaction base + acide si le sel est peu soluble. Ce sel peut avoir un effet colmatant et ralentir les réactions de dissolution.

Le produit final de dégradation par un acide peut-être un gel de silice résultant de la décalcification totale des C-S-H qui, selon Grube et al [36], peut avoir un rôle protecteur à la surface du béton et ralentir les réactions. Ces auteurs insistent également sur le fait que les conditions de transport de l'agent agressif sont plus importantes que sa concentration. Le béton présente un caractère basique élevé induit par les composés hydratés de la pâte de ciment (la phase interstitielle contenue dans le béton a un pH très élevé). Il peut donc présenter une certaine réactivité vis-à-vis des solutions acides telles que les pluies acides, les eaux naturelles chargées en dioxyde de carbone, les eaux résiduaires, les eaux des industries agroalimentaires ou industrielles contenant des acides organiques, les eaux chargées en acides minéraux, mais aussi les eaux pures.

### 3.3.1.2 Les différents types des acides

#### a. Les pluies acides (cas extrême des eaux douces)

Les pluies dites « propres » ont généralement un pH compris entre 5,6 et 7. Elles n'ont pas d'effets nocifs sur le béton réalisé suivant les règles de l'art. Par contre, les pluies dites « acides », dont le pH peut descendre jusqu'à 4 et parfois moins, sont agressives. L'occurrence de ce type de pluies est en relation principalement avec la pollution par les oxydes de soufre SO<sub>x</sub> d'origine industrielle ou domestique (combustion des charbons, fiouls, carburants) qui représentent environ un tiers de tous les oxydes de soufre de l'atmosphère. Le résultat est la formation d'acide sulfurique très hygroscopique qui se condense rapidement en gouttelettes susceptibles de contenir des métaux lourds (mercure, plomb, argent, cadmium) et des sulfates (d'ammonium, de sodium). Les oxydes d'azote NO<sub>x</sub> également présents se transforment en acide nitrique. La composition et le pH des pluies peuvent varier en fonction de la saison et des conditions locales. Les pluies acides peuvent provoquer des dégradations superficielles suivant des processus plus ou moins complexes faisant entrer en jeu des phénomènes de dissolution dus aux acides (sulfurique, nitrique, carbonique) et d'expansion dus à la cristallisation de sels, tels que le gypse (salissures des façades) ou l'ettringite.

#### b. les acides minéraux

Les acides chlorhydrique et nitrique, acides minéraux forts qui par réaction avec la chaux du ciment donnent naissance respectivement, au chlorure de calcium CaCl<sub>2</sub> et au nitrate de calcium (NO<sub>3</sub>)<sub>2</sub>Ca, sels très solubles, sont très agressifs vis à- vis des ciments Portland.

L'acide sulfurique H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub>, formé, par exemple, lors de l'oxydation de l'hydrogène sulfuré produit dans les réseaux d'assainissement ou par condensation à partir du SO<sub>2</sub> atmosphérique, est doublement agressif par

son acidité et par l'anion  $SO_4^{2-}$  qui peut conduire à la formation de sels expansifs tels que le gypse et l'ettringite.

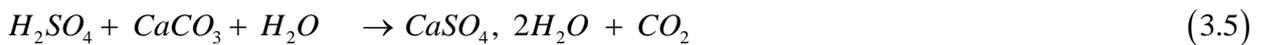
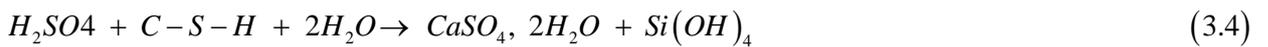
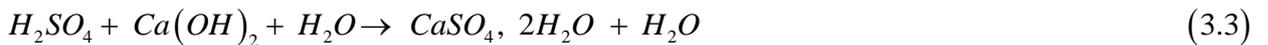
L'acide phosphorique  $H_3PO_4$ , qui entraîne la précipitation de phosphates de calcium très peu solubles, est modérément agressif, mais provoque une désintégration lente du béton.

#### b.1 Attaque due au $H_2SO_4$

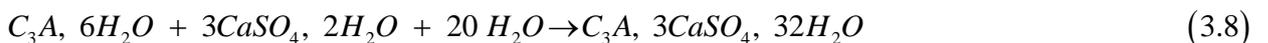
Le  $H_2SO_4$  qui se trouve dans les milieux industriels sous forme gazeuse et liquide présente un effet néfaste sur le béton, acier et même la santé des ouvriers. Sachant que le béton est de PH basic cette propriété joue un rôle très important dans la durabilité du béton, mais la présence des produits chimiques tel que  $H_2SO_4$  à proximité des constructions pose un problème réel. [37]

L'attaque de l'acide sulfurique sur le béton armé (figure (3.16 et 3.17)) se traduit par une perte de masse (détérioration), et la résistance à la compression diminue d'une manière tragique tout ça est le résultat des réactions chimiques entre l'acide et les constituants du ciment à savoir ;

D'une part la formation du gypse secondaire suite à la lixiviation (dissolution) de la portlandite ( $Ca(OH)_2$ ) et silicates de calcium hydratés C-S-H selon la notation cimentière  $C = CaO$ ,  $S = SiO_2$ ,  $H = H_2O$  et le carbonate de calcium ( $CaCO_3$ ) des ajouts selon :



D'autre part la formation de l'ettringite secondaire ; produit des réactions entre l'aluminate de calcium  $C_3A$  ( $3CaO, Al_2O_3$ ), le monosulfoaluminate tétracalcique ( $C_3A, CaSO_4, 12H_2O$ ) et l'hydrate d'alumine ( $C_3A, 6H_2O$ ) et le gypse respectivement selon :



Les solides ainsi formés possèdent deux volumes beaucoup plus grands que ceux des corps origines ; il en résulte donc une expansion qui peut conduire à la détérioration donc l'attaque du béton par le  $H_2SO_4$  peut engendrer une lixiviation du béton et une dépassivation des armatures en réduisant le PH de la solution interstitielle qui protège les armatures.



**Figure 3.16.** Carotte de béton (320 kg/m<sup>3</sup> de ciment CEM I 42,5 R, E/C 0,5) soumise pendant 27 jours à des cycles d'attaque à l'acide acétique (pH 4,5). A titre de comparaison, à droite, une carotte de béton identique, non soumise aux essais



**Figure 3.17.** Evolutions de dégradation des éprouvettes en mortier de ciment dans des milieux acides à différentes concentration. [38]

Autre exemple d'attaque : la dégradation chimique des structures en béton exposées à des substances agricoles. On trouve de l'acide acétique et lactique dans les liquides qui se forment à l'intérieur des silos lors de la fermentation des aliments. [39], sur le sol des étables ou des porcheries en présence d'eau (salive). Des pH de 3,8 ont été mesurés dans des liquides de fermentation d'aliments pour porcs. [40]

Les engrais chimiques et les eaux usées industrielles, quant à eux, contiennent souvent des sels agressifs, tels que le sel d'ammonium et le sel de magnésium, qui décomposent le ciment durci. Le sel d'ammonium réagit avec l'hydroxyde de calcium pour former l'ammoniac, un gaz volatil qui s'échappe du béton. Une situation d'équilibre ne pouvant s'instaurer, la réaction se poursuit indéfiniment

### b.2. Attaque sulfatique externe

Les sulfates, source de cette attaque, ont des origines naturelles mais aussi accidentelles, notamment la pollution industrielle : - Les sols peuvent contenir naturellement une quantité de sulfates (de 0.01 à 0.05%). Dans le cas des sols constitués de roches gypseuses, cette teneur peut être supérieure à 5%.

- Les eaux souterraines séléniteuses proviennent de la dissolution de nappes de gypse. Elles peuvent aussi provenir de la dissolution de tous les sulfates alcalins.

- L'eau de mer est naturellement chargée en sulfates, le tableau. 3.2 représente la composition ionique de la mer méditerranéenne.

*Le tableau3.2. La composition ionique de la mer méditerranéenne.[41]*

Espèce ionique	Méditerranée (g/l)
Cl <sup>-</sup>	21.4
Br <sup>-</sup>	0.07
SO <sub>4</sub> <sup>-2</sup>	3.06
CO <sub>3</sub> <sup>-2</sup>	
Na <sup>+</sup>	11.6
K <sup>+</sup>	0.4
Ca <sup>+2</sup>	0.47
Mg <sup>+2</sup>	1.87

Les ions sulfatiques ne sont pas passifs vis-à-vis de la matrice cimentaire et conduisent à la formation de certains composés chimiques expansifs tels que : L'étringite secondaire, le gypse secondaire et la thaumasite. Ces composés provoquent le gonflement du béton créant en son sein des tensions qui engendrent des fissurations.

### b.3 les acides organiques

On les rencontre fréquemment dans les effluents rejetés par les industries chimiques (fabriques d'engrais, papeteries, teintureries, tanneries...) et agroalimentaires (vinaigreries, laiteries, fromageries, distilleries, conserveries, élevages...).

Ils sont généralement moins agressifs que les acides minéraux. Ils peuvent dans certains cas avoir un effet colmatant sur le béton : c'est le cas par exemple, de l'acide tartrique (cuves à vin) ou de l'acide oxalique. Les acides organiques tels que les acides acétique, lactique, butyrique, formique, contenus dans certaines eaux usées, attaquent les constituants calciques du ciment.

Ces acides faibles, peu dissociés, sont généralement modérément agressifs et provoquent des dégradations lentes. Toutefois leur neutralisation par les ions alcalins ( $\text{Na}^+$ ,  $\text{K}^+$ ) et alcalino-terreux ( $\text{Ca}^{2+}$ ) entraîne la permanence de la dissociation de l'acide et corrélativement une augmentation de son agressivité par production cumulée d'ions  $\text{H}^+$ . Des dégradations importantes du béton ont pu être observées en milieu agricole dans des silos ou cuves destinés à contenir les fourrages, fumiers, purins et sur des dallages d'étables (érosion, déchaussement des granulats, pertes de masses, mise à nu des aciers...). [71]

De façon générale, l'attaque chimique du béton prend la forme d'une décomposition des produits de l'hydratation et de la formation de nouveaux composés qui, s'ils sont solubles peuvent être lessivés et qui, s'ils sont insolubles, peuvent être préjudiciables in situ.

Le  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  est l'hydrate le plus vulnérable, mais les C-S-H peuvent aussi être attaqués. Les granulats calcaires sont également vulnérables.

Le béton est aussi attaqué par l'eau contenant de  $\text{CO}_2$  libre, telles les eaux minérales, qui peuvent aussi contenir du sulfure d'hydrogène. Tout le  $\text{CO}_2$  n'est pas agressif par ce qu'une partie de ce  $\text{CO}_2$  est nécessaire pour former et stabiliser le bicarbonate de calcium dans la solution.

Quoique les eaux usées domestiques elles-mêmes soient alcalines et n'attaquent pas le béton, on a observé dans plusieurs cas, d'importants désordres dans des égouts, en particulier à des températures assez élevées, lorsque des composés contenant du soufre sont transformés en  $\text{H}_2\text{S}$  par des bactéries anaérobies. Ce composé n'est pas en lui-même un agent destructeur, mais il est dissout par le mince film d'humidité recouvrant la surface du béton et subit une oxydation par les bactéries anaérobies, ce qui produit finalement de l'acide sulfurique. L'attaque apparaît donc au-dessus de l'eau à l'intérieur de la canalisation. La pâte de ciment durci est dissoute graduellement provoquant une détérioration progressive du béton. Une forme d'attaque assez similaire peut survenir sur les réservoirs de stockage pétroliers en haute mer.[43]

3.3.2 Mécanisme d'attaque des acides : Le béton est très alcalin en nature, il est extrêmement susceptible à l'attaque de l'acide. Le mécanisme pour ce processus est très simple. De façon générale, les réactions chimiques et/ou l'élimination physique n'endommage qu'un ou deux composants de la pâte de ciment. Le tableau 3.3: mentionne les composants du béton menacés par la corrosion.

**Tableau 3.3.** Les composants du béton menacés par la corrosion

Composants du béton	Désignation	Formule chimique
Pâte de ciment	Hydroxyde de calcium (CH)	$Ca(OH)_2$
	Silicate de calcium hydraté (CSH)	$3CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3H_2O$
	Aluminate de calcium hydraté	$3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O$
	Aluminate de calcium ferrique hydraté	$6CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3 \cdot 12H_2O$
Granulats	Calcaire (Carbonate de calcium)	$CaCO_3$
	Dolomite	$CaMg(CO_3)_2$
	Grès amorphe	$SiO_2 \cdot xH_2O$

On distingue deux types de détérioration:

i- L'agression résolvante ;

ii- Le gonflement.

**i- Agression résolvante :**

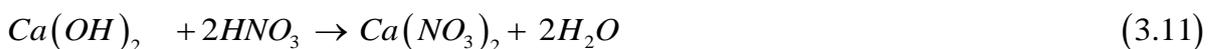
Lorsqu'il y a suffisamment d'eau en qualité de fluide de transport, les composants de la pâte de ciment sont détachés de la surface par l'eau douce ou les substances chimiques nuisibles qu'elle contient. Les granulats non-solubles et des parties de la pâte de ciment durcie sont alors mis à nu, ils se forment une surface en forme de "béton lavé" et la porosité augmente. L'attaque par l'acide est provoquée par la réaction d'un acide et la partie d'hydroxyde de calcium ( $Ca(OH)_2$ ) de la pâte de ciment qui produit un sous-produit de sel de calcium fortement soluble. Ces sels de calcium solubles sont facilement enlevés de la pâte de ciment affaiblissant de ce fait la structure de la pâte dans l'ensemble. Cette réaction de base est montrée ci-dessous :



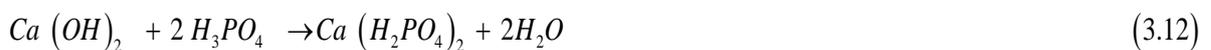
Par exemple :



Hydroxyde de calcium + acide chlorhydrique  $\rightarrow$  chlorure de calcium + eau



Hydroxyde de calcium + acide nitrique  $\rightarrow$  nitrate de calcium + eau



Hydroxyde de calcium + acide orthophosphorique  $\rightarrow$  hydrogène phosphate de calcium

Des acides plus agressifs tels que les acides chlorhydriques, acétiques, nitriques, et sulfuriques produisent les sels de calcium qui sont très solubles. Les acides moins agressifs tels que les acides phosphoriques et humiques produisent des sels de calcium avec une faible solubilité. Ces sels de basse solubilité peuvent agir en tant qu'inhibiteur partiel au processus global en bloquant les pores dans la pâte de ciment par lesquels l'eau passe. Ceci réduit la quantité de sels de calcium qui entrent dans la solution et retardent le processus global. Un cas plus agressif et plus destructif d'attaque par l'acide se produit lorsque le béton est exposé à l'acide sulfurique. Le sel de calcium produit par la réaction de l'acide sulfurique et de l'hydroxyde de calcium est un sulfate de calcium qui cause alternativement une dégradation accrue due à l'attaque de sulfate. Ce processus est illustré ci-dessous :

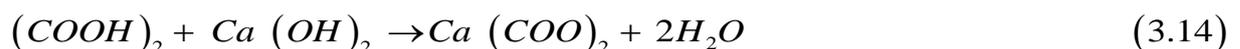


Acide sulfurique + hydroxyde de calcium → sulfate de calcium + eau.

(Le produit de sulfate de calcium contribue à l'attaque de sulfate).

La dissolution de l'hydroxyde de calcium provoquée par l'attaque acide procède en deux phases. La première phase étant la réaction acide-hydroxyde de calcium dans la pâte de ciment. La deuxième phase étant la réaction acide-silicate de calcium hydraté, cette phase ne commencera pas jusqu'à ce que tout l'hydroxyde de calcium soit consommé. La dissolution de silicate de calcium hydraté, dans les cas les plus avancés de l'attaque par l'acide, peut endommager considérablement le béton. Les attaques acides sont, dans leur principe, similaires au phénomène de lixiviation. En effet, l'acide réagit avec la portlandite qui est dissoute, puis avec les autres hydrates qui sont décalcifiés. On mettra de côté ici l'action des acides forts comme l'acide chlorhydrique ou l'acide nitrique, qui dissolvent entièrement le béton, conduisent à un recul de l'interface matériau-acide, et pour lesquels une protection de surface du béton est absolument nécessaire.

La nocivité de l'attaque acide dépend essentiellement de la solubilité du sel formé par réaction avec la portlandite. Par exemple, pour l'acide oxalique on a:



Le sel formé (oxalate de calcium) est insoluble dans l'eau et donc le béton n'est pas endommagé. C'est aussi le cas avec les acides phosphorique et tartrique. Le cas de l'acide carbonique (solution aqueuse de CO<sub>2</sub>) est un peu particulier. En effet, comme dans le cas du CO<sub>2</sub> sous forme gazeuse, l'acide carbonique réagit avec la portlandite pour former de la calcite. Mais, s'il y a du CO<sub>2</sub> en excès et si l'eau est douce, la calcite va réagir avec l'acide carbonique pour donner du bicarbonate de calcium très soluble dans l'eau (165g/l). Il y a alors lixiviation. L'agressivité d'une eau contenant du gaz carbonique dépend donc de la quantité de gaz dissous et de la dureté de l'eau.[44]



Le tableau (3.4) résume quelques solubilités des sels de calcium formés à partir différentes attaques acides.

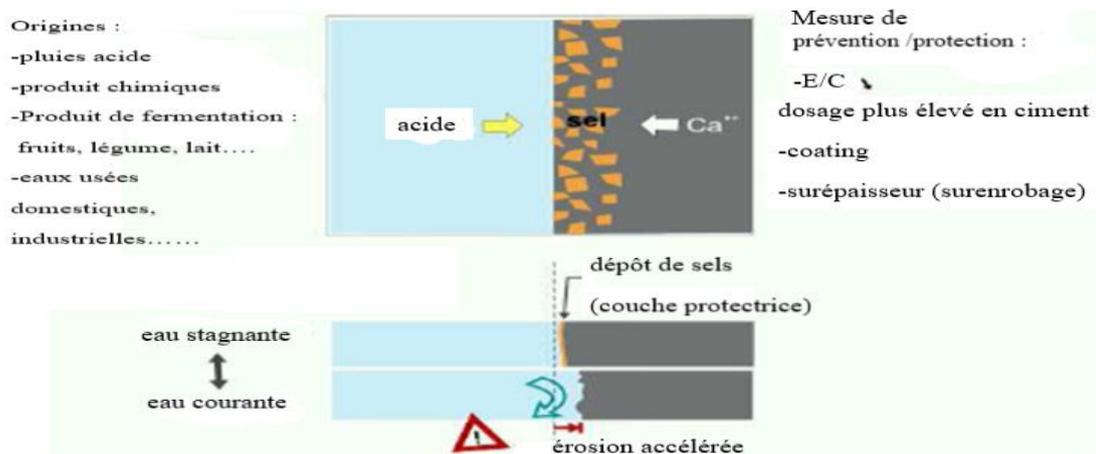
**Tableau 3.4.** Les solubilités des sels de calcium formés à partir différentes attaques acides.[44]

Composés	Solubilité en g/100ml H <sub>2</sub> O			
	à basse température		à haute température	
Oxalate de calcium (sel cacique)	0.00067	13 °C	0.0014	95 °C
Carbonate de calcium (calcite)	0.0014	25 °C	0.0018	75 °C
Carbonate de calcium (aragonite)	0.00153	25 °C	0.0019	75 °C
Fluorure de calcium	0.0016	18 °C	0.0017	26 °C
Sulfite de calcium	0.0043	18°C	0.0011	100 °C
Sulfure de calcium	0.021	15 °C	0.048	60 °C
Tartrate de calcium (de l'acide tartrique)	0.0266	0 °C	0.0689	37 °C
Phosphate de calcium	= 0.03	38°C	= 0.08	100 °C
Oléate de calcium (de l'acide oléique)	0.04	25 °C	0.03	50 °C
Hydroxyde de calcium	0.185	0 °C	0.077	100 °C
Sulfate de calcium hémihydraté (gypse)	0.241	20 °C	0.22	100 °C
Citrate de calcium (de l'acide citrique)	0.85	18 °C	0.96	23 °C
Lactate de calcium (de l'acide lactique)	3.1	0 °C	7.9	30 °C
Formate de calcium (de l'acide ormique)	16.2	0 °C	18.4	100 °C
Chromate de calcium	16.3	20 °C	18.2	45 °C
Acétate de calcium (de l'acide acétique)	37.4	0 °C	29.7	100 °C
Chlorure de calcium dihydrate	74.5	20 °C	159	100 °C
Thiosulfate de calcium	100	3 °C	---	---
Nitrate de calcium	121.2	18 °C	376	100 °C
Bromure de calcium	142	20 °C	312	106 °C
Chlorure de calcium	177.7	8 °C	Très soluble	--
Perchlorate de calcium	188.6	25 °C	Très soluble	--

Les graisses et huiles d'origine végétale et animale réagissent avec l'hydroxyde de calcium pour former des sels d'acides gras. L'effet de dégradation sur le béton dépend principalement de la solubilité dans l'eau des produits de réaction formés. La pâte de ciment fortement alcaline (valeur pH env. 12.5) offre une excellente résistance aux bases. Seules des bases très fortes (hydroxyde de sodium ou potasse caustique, > 20 %) attaquent l'alumine de la pâte de ciment et les granulats amorphes.

## ii- Effet d'éclatement lié au gonflement :

Les attaques sous la forme de gonflement sont provoquées par les réactions des matières transportées dans la structure susceptibles de donner naissance à des formations nouvelles *très* volumineuses. A l'état plastique, les pressions de cristallisation et d'hydratation sont neutres étant donné qu'il y a des possibilités de déformation. Ce n'est qu'après un état de durcissement minimal que les réactions de gonflement peuvent causer des dommages. (C'est pourquoi une eau contenant des sulfates peut tout à fait être appropriée en qualité d'eau de gâchage, bien qu'elle causerait des dommages ultérieurement au béton durci.). La figure (3.18) peut résumer l'attaque par les acides.



**Figure 3.18.** L'attaque par les acides. [45]

### 3.3.3 Les facteurs influençant la vitesse de l'attaque acide

Selon la littérature, la vitesse de l'attaque est influencée par différents facteurs :

- facteurs liés à la solution acide : concentration, pH, mobilité, type de l'acide et solubilité du sel de calcium de l'acide

- facteurs liés au béton ou au matériau à base de ciment : qualité du béton (curing, compactage, ...), composition (rapport E/C, teneur en ciment, type de ciment, alcalinité du béton, ...), perméabilité du béton (elle-même fonction de la géométrie des pores et de leur distribution), ...
- d'autres facteurs comme la température, les conditions d'attaque (le mécanisme d'attaque est intensifié lorsque le béton est soumis à des cycles d'immersion et de séchage), ...

### 3.3.4 Essais actuels de résistance aux acides

Différents essais, non normalisés, ont été mis au point pour déterminer la résistance du béton aux acides. La plupart de ces essais sont destinés à être utilisés en laboratoire. Il existe également des méthodes pouvant être appliquées in situ. On peut ainsi, par exemple, par une mesure de la rugosité d'une surface attaquée, avoir une idée de son degré de dégradation. [46]

Il est essentiel que les essais de laboratoire soient effectués dans des conditions réalistes. En effet, l'utilisation d'un acide concentré entraîne une dissolution de tous les ciments, si bien qu'il est difficile d'évaluer leur qualité relative. C'est la raison pour laquelle il y a lieu d'être prudent dans l'interprétation des résultats des tests accélérés.

Les essais mentionnés dans différents articles consistent en général à soumettre des prismes de béton à des cycles d'attaque dans une solution d'acide. Une méthode alternant des cycles d'immersion et de séchage permet d'accélérer l'attaque. A la fin de l'essai, les prismes peuvent être brossés afin de détacher les morceaux de béton instables.

Divers paramètres peuvent être utilisés pour mesurer et comparer les dégradations:

- la réduction de volume
- la perte de poids
- la baisse de résistance en compression
- le changement de pH de la solution de simulation
- la teneur en calcium de la solution de simulation.
- la profondeur de pénétration de l'acide.

Une diminution de volume peut être due à la désintégration de la pâte de ciment durci ou à la dislocation des granulats de la matrice. L'attaque acide peut également se produire sous la surface du béton; elle résulte notamment de la lixiviation des composés sous la surface du béton. Etant donné que la pâte de ciment et les granulats ont une densité différente et que la densité de la pâte de ciment peut en outre varier d'un endroit à l'autre, il est utile de mesurer à la fois la perte de volume et la perte de masse. [47] Un changement de volume mesuré peut en effet correspondre à des pertes de poids différentes.

Un autre type de test, qui fait appel au corrosimètre tournant, consiste à faire tourner un bloc de béton dans une solution. L'automatisation du procédé permet de réduire le temps de main-d'œuvre et d'améliorer la répétabilité des essais.

**Tableau 3.5** Composition des bétons soumis aux attaques chimiques (norme NBN EN 206-1).[48]

PRESCRIPTIONS	CLASSE D'EXPOSITION		
	XA1	XA2	XA3
Rapport eau/ciment maximal	0.55	0.5	0.45
Classe de résistance minimale	C30/37	C30/37	C35/45
Teneur minimale en ciment (Kg/m <sup>2</sup> )	300	320	360
Autre prescriptions	Ciment résistant aux sulfates (HSR) si la teneur en sulfates est supérieure à 500 mg/kg dans l'eau ou à 3000 mg/kg dans le sol.		

### 3.3.5 La préconisation de la norme NBN en 206-1 (pour le choix du béton)

La norme NBN EN 206-1 (2001) prévoit trois classes d'exposition – XA1, XA2 et XA3 – pour le béton soumis à des attaques chimiques. Dans le Cahier n° 4 des Dossiers du CSTC 3/2004 [40] figure un tableau permettant de sélectionner la classe d'exposition sur la base des caractéristiques chimiques de l'eau et du sol.

Plus le milieu est agressif, plus la porosité du béton doit être faible. C'est pourquoi la norme précitée émet une série d'exigences relatives à la composition du béton (voir le tableau 1 ci-dessus).

Dans le cas d'un ouvrage en béton appartenant à la classe d'exposition XA3, l'utilisation d'un revêtement de protection est recommandée dans la norme NBN B 15-001 (édition 2004).

### 3.3.6 La recherche menée au CSTC

Pour pouvoir modéliser assez précisément les attaques acides, il est important que le pH de la solution reste constant. Or, lorsqu'on réalise une attaque de béton par une solution acide, le pH tend à augmenter dans le temps en raison de l'alcalinité du matériau.

Une recherche menée au CSTC a conduit à mettre au point une méthode d'essai destinée à simuler l'attaque chimique des bétons en régulant automatiquement le pH. Des cycles d'immersion et de séchage permettent d'accélérer l'attaque. De plus, les échantillons sont brossés à la fin de chaque cycle.

La simulation consiste donc en la combinaison d'une attaque chimique et d'une attaque mécanique. La dégradation est évaluée à l'aide de mesures de perte de masse et de volume dont la répétabilité s'est révélée fiable.

Comme on pouvait s'y attendre, les résultats obtenus montrent que le type d'échantillon a une influence sur l'attaque, en raison du rapport surface/volume : les cylindres de 113 mm de diamètre et de 100 mm de hauteur subissent une attaque plus importante que les prismes de 100 x 100 x 350 mm<sup>3</sup>.

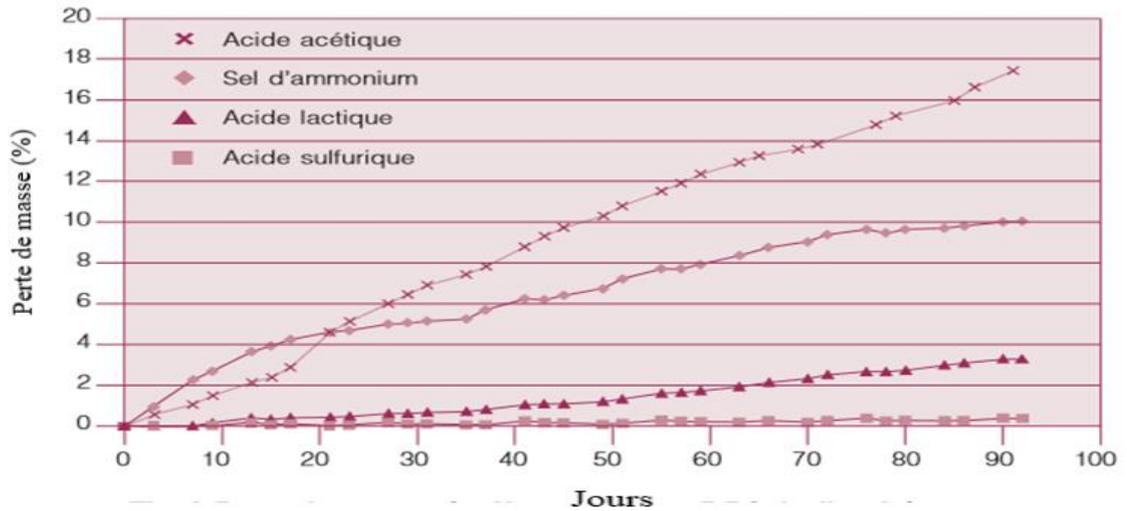
Des essais ont été réalisés avec trois types d'acides à des pH variables sur des bétons dont le rapport E/C, la teneur en ciment et le type de ciment n'étaient pas identiques. Au total, plus de 80 combinaisons différentes ont été testées quant à leur résistance à une attaque chimique, couplée à une action mécanique. La recherche laisse supposer que les prescriptions de la nouvelle norme pourraient être améliorées.

- Commentaire de (la figure 3.20)

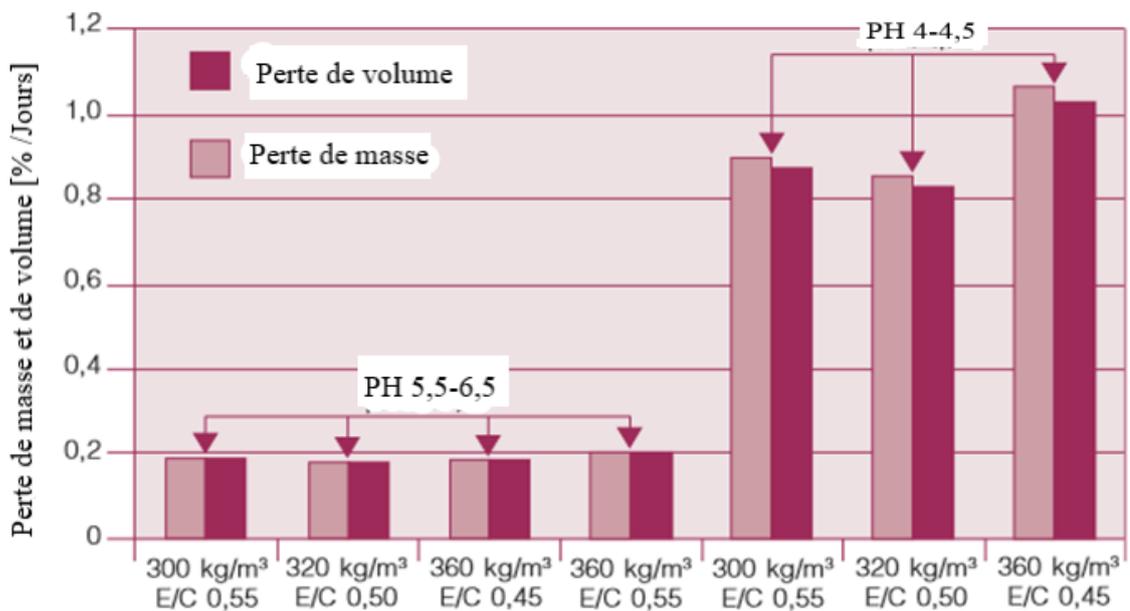
- Les classes d'exposition préconisées sont définies en fonction de l'acidité (pH) de l'environnement, alors que l'attaque du béton dépend de la concentration de l'acide et de sa nature. Ainsi, à pH équivalent, l'attaque par l'acide acétique est 5 fois supérieure à celle de l'acide lactique (figure 3.20). Or, pour un même pH, l'acide acétique est plus concentré que l'acide lactique.



**Figure 3.19.** Vues du poste d'essai du CSTC.[48]



**Figure 3.20** Perte de masse, à pH constant de 5,5 à 6, d'un béton (320 kg/m<sup>3</sup> de ciment CEM I 42,5 R, E/C 0,5) attaqué par différents acides de pH 5,5 à 6,5. [48]



**Figure 3.21** Perte de masse et de volume (par jour) des bétons à base de ciment CEM I 42,5 R, en fonction de la zone de pH. [48]

- Commentaire de (la figure 3.21)

-Les résultats obtenus avec un ciment du type CEM I 42,5 R montrent qu'une augmentation de la teneur en ciment de cette famille ne diminue pas la vitesse d'attaque (voir le graphique de la figure 3.21). Or, selon la norme NBN EN 206-1, plus la classe d'exposition aux solutions agressives est sévère, plus la teneur en ciment recommandée est élevée (et plus le rapport E/C est faible). Il faut noter ici que ces essais

portent sur des bétons dont la gamme de résistance est relativement élevée (de 50 à 61 N/mm<sup>2</sup>). On peut donc se demander si ces résultats se confirmeraient pour les autres classes de résistance. [48].

### 3.4. La lixiviation

#### 3.4.1 Introduction

La résistance du béton à lixiviation est l'un des facteurs les plus importants pour sa durabilité.

La lixiviation ou « lessivage » du béton concerne tous les ouvrages immergés. En effet la solution interstitielle du béton est fortement basique et chargée en ions calcium et alcalins, à la différence de la plupart des eaux en contact avec le béton, qui imposent donc un fort gradient de concentrations. La diffusion du calcium vers l'extérieur du béton conduit à l'intérieur de la matrice cimentaire à la dissolution des hydrates et peut être couplée à la pénétration dans le béton, également par diffusion, d'espèces qui pourront induire d'autres types de dégradation du matériau et de l'ouvrage, telles que les ions sulfates, magnésium, chlorures, carbonates, etc. [49]. Le phénomène de lixiviation est d'autant plus intense que l'eau en contact avec le béton est peu minéralisée et acide. La dégradation se propage à partir de la surface et se traduit par une baisse du pH, une augmentation de la porosité, une dégradation des propriétés mécaniques, et une augmentation des propriétés de transfert susceptible d'amplifier les éventuelles dégradations couplées. On ne s'intéressera dans cette partie qu'au phénomène de lixiviation proprement dit.

La lixiviation entraîne une variation très importante de la porosité et donc une variation forte des propriétés de transfert, notamment la diffusivité. Les propriétés mécaniques sont également affectées : on constate par exemple que la résistance à la compression chute fortement. Les autres propriétés mécaniques comme le module d'élasticité et la résistance en flexion sont aussi affectées.

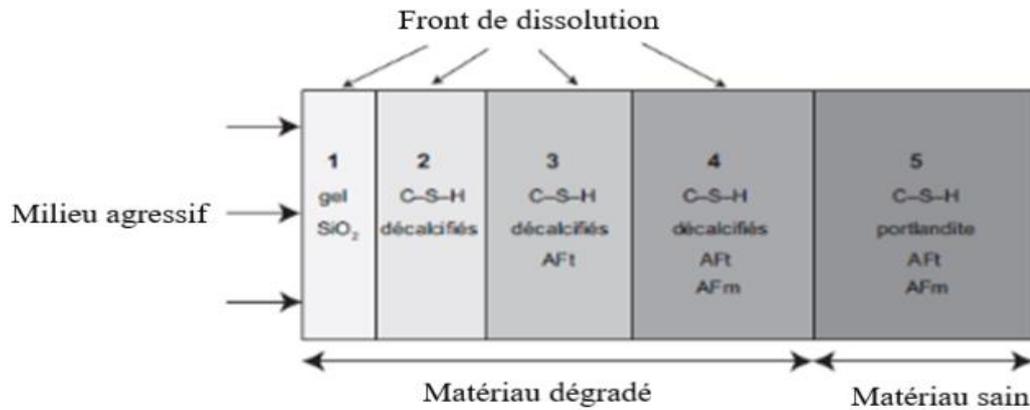
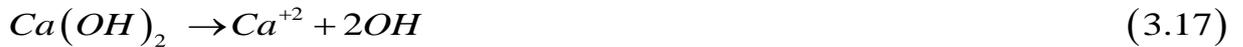
Par ses origines et ses conséquences, la lixiviation concerne donc un grand nombre d'ouvrages et de produits en béton : réseaux, stockage et traitement des eaux potables, usées et pluviales, ouvrages hydrauliques (notamment en haute montagne), stockage des déchets radioactifs, bétons en milieu agricole. Parce que ces environnements sont considérés comme sévères pour le béton, et parce que les enjeux sont parfois importants, les moyens prescrits en termes de composition du béton sont relativement contraignants. [50]

#### 3.4.2 Mécanismes de dégradation

3.4.2.1 Descriptions de la lixiviation de pâtes, mortiers et bétons : Les environnements agressifs du point de vue de la lixiviation peuvent être assez variés, et combiner d'autres types d'agressions. Mais les eaux en contact avec le béton ont en commun d'être faiblement minéralisées, en particulier en calcium, et neutres (pH = 7) voire acides (pH < 7). Le mécanisme de dégradation induit provient de ces gradients de concentration entre les eaux agressives et la solution interstitielle du béton (équation 1), de pH supérieur à

12 donc basique, et riche en calcium. Les principales espèces lixiviées sont de ce fait les ions calcium  $Ca^{+2}$  et hydroxyde  $OH^-$  [8]. Leur transport vers le milieu extérieur est donc diffusif, ce qu'ont permis de confirmer les modélisations du phénomène [51], [52], [49], [53] [54].

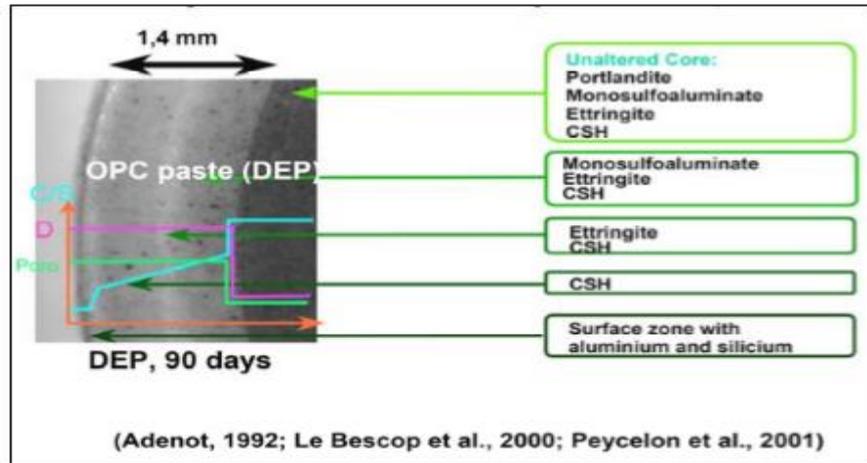
$$[OH^-] = 10^{-14+PH}$$



**Figure 3.22.** Représentation schématique de la dégradation d'une pâte de ciment soumise à la lixiviation par une eau pure déionisée stabilisée à pH 7

Zone 1 : solubilisation totale des hydrates  $Ca(OH)_2$ , mono et trisulfoaluminates ; lixiviation totale du calcium des C-S-H et formation d'un gel résiduel de silice hydratée très peu soluble; zones 2, 3 et 4: solubilisation totale de  $Ca(OH)_2$ , décalcification progressive des C-S-H et solubilisation des phases AFm (monosulfoaluminates) d'abord, puis des phases AFt (trisulfoaluminates) ; Zone 5 = matériau non dégradé. [71]

La solution interstitielle n'étant plus saturée en ions calcium et hydroxyde, les composés solides contenant ces espèces se dissolvent. La teneur en calcium des produits solides décroît avec la diminution de la concentration en calcium dans la solution poreuse. La lixiviation commence par la dissolution de la portlandite (équation 3), puis les monosulfoaluminates, l'ettringite et les C-S-H se décalcifient. Ce processus a été mis en évidence expérimentalement sur des pâtes de ciment (figure 3.23) et des bétons et modélisé. [49]



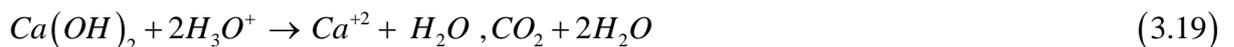
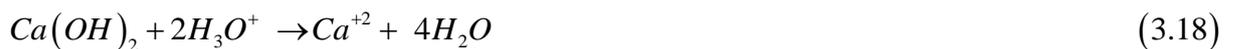
**Figure 3.23.** Essai de Dégradation en Eau Pure (DEP) sur pâte de ciment. [56]

La dissolution de la portlandite et la décalcification des silicates de calcium hydratés (C-S-H) se traduit par une augmentation de la porosité et du coefficient de diffusion [51]. La progression de la dégradation se traduit par l'avancée de fronts de dissolution observables par des indicateurs pH colorés ou en microscopie (figure 3.24). En réalité ces fronts seraient plutôt diffus, car la présence de fronts nets impliquerait la diffusion d'une seule espèce, ce qui n'est pas strictement le cas [49].

#### 3.4.2.2 Conséquences générales

La dissolution des hydrates, accompagnée ou non de la précipitation de composés nouveaux, a deux effets majeurs :

- d'une part, un accroissement de la porosité du béton qui a pour conséquence une augmentation de sa perméabilité et de sa diffusivité. L'augmentation de porosité se traduit également par une dégradation plus ou moins importante des caractéristiques mécaniques : module d'Young, résistances;
- d'autre part, selon la nature, la solubilité et les conditions de précipitation des composés néoformés, un gonflement et une fissuration plus ou moins importants du matériau : ce peut être le cas, par exemple, de l'ettringite due à une agression par des sulfates d'origine externe.



Cette description du mécanisme de dégradation des pâtes de ciment est applicable aux bétons, mais les granulats interviennent à plusieurs niveaux et rendent plus délicate la prédiction des cinétiques de dégradation :

- influence du volume de pâte,
- apparition d'auréoles de transition,
- géométrie des granulats,
- nature minéralogique (lixiviation possible des granulats),

- fissuration due à l'empêchement du retrait de la pâte par les granulats.

Tous ces aspects sont à prendre en compte pour décrire et prédire correctement la lixiviation des bétons.

Les cinétiques de lixiviation en milieu naturel restent parfois relativement lentes par rapport à d'autres mécanismes de dégradation. Cependant, dans le cas du stockage profond de déchets radioactifs, où la durabilité visée de l'ouvrage est de plusieurs ordres de grandeurs supérieures à celle des ouvrages terrestres, cette dégradation est à prendre en compte. En effet la lixiviation est à la fois susceptible d'endommager les ouvrages en béton, et de libérer dans le sous-sol argileux des effluents basiques pouvant altérer son rôle de barrière protectrice. En outre la lixiviation peut être couplée à la pénétration de sulfates, à l'origine de réactions expansives ([71], [56]).

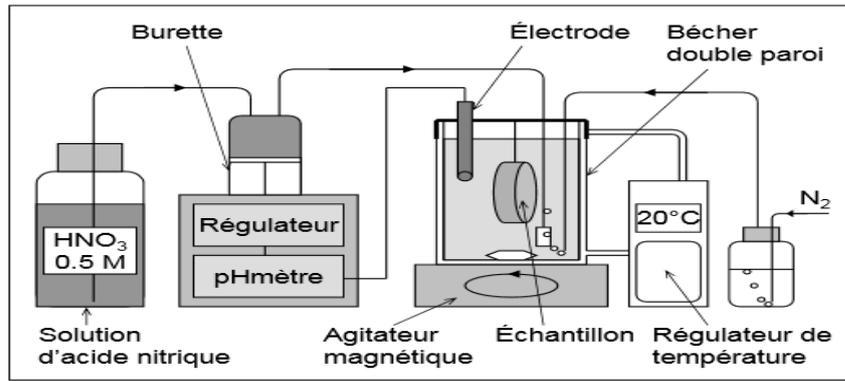
- L'agressivité des eaux naturelles dépend :

- du pH (compris entre 4 et 6,5 suivant les cas) ;
- de la teneur en dioxyde de carbone agressif ;
- de la dureté ou titre hydrotimétrique (principalement  $[Ca^{2+}] + [Mg^{2+}]$ ) ;
- de la mobilité du milieu agressif.

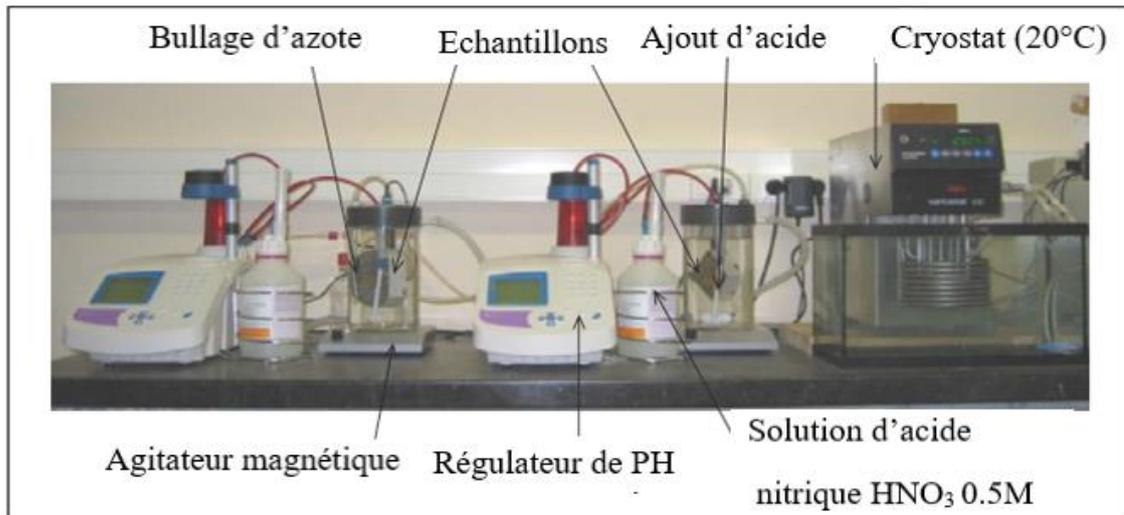
Le processus d'altération correspond essentiellement à la lixiviation des ions  $Ca^{2+}$  de la portlandite  $Ca(OH)_2$  et des silicates de calcium hydratés C-S-H (accompagnée de la dissolution plus tardive des phases AFm et AFt). Il conduit à une augmentation de la porosité et, dans les cas les plus graves, à la dégradation des propriétés mécaniques du matériau.[71]

### 3.4.2.3 Essai de lixiviation à pH constant

Le mode opératoire est adapté à partir des essais développés par Planel (DEP) [57] sur pâtes de ciment et sur mortiers. Le mode opératoire détaillé est donné en annexe, sous la forme de la dernière version proposée dans l'objectif de sa normalisation. Pour tenir compte de la définition des classes d'exposition de la nouvelle norme NF EN 206-1, le pH de la solution pourra varier. L'essai consiste en l'immersion pendant 60 jours d'un échantillon de béton dans une solution régulée à  $pH = 5,0$  par une solution d'acide nitrique  $HNO_3$  de concentration 0,5 mol/L (figure 3.24). Deux dispositifs identiques ont été mis en place, afin de pouvoir étudier la répétabilité de l'essai. Un bullage d'azote dans les solutions vise à éviter la carbonatation [58] La solution est renouvelée tous les 30 ml d'acide ajoutés et dosée pour déterminer sa concentration en ions calcium. L'évolution de la quantité d'acide ajoutée permet d'évaluer la quantité d'ions hydroxyde lixiviés. Les quantités cumulées d'ions hydroxyde et calcium lixiviés permettent de déterminer les cinétiques de lixiviation.



**Figure 3.24.** Principe de l'essai de lixiviation à pH constant. [92]



**Figure 3.25.** Photo des deux dispositifs expérimentaux de lixiviation à pH constant. [50]

#### 3.4.2.4 Prévention

La lixiviation affecte à la fois la durabilité du béton en tant que matériau et la durabilité des structures. En effet, les conséquences les plus directes sont l'augmentation de la porosité et des propriétés de transfert, et la baisse du pH de la solution interstitielle, qui peut conduire à l'initiation de la corrosion d'armatures en acier. Pour éviter cette dégradation, Un certain nombre de règles simples doivent être respectées afin de réduire au maximum les effets de lixiviation :

- la compacité

Le mécanisme de transport prédominant étant la diffusion, une des approches adoptées pour réduire le risque est la diminution du coefficient de diffusion et l'augmentation de la compacité – souvent formulée en termes de rapport Eau/Ciment ou Eau/Liant. Pour un liant donné, les études expérimentales font

apparaître une diminution quasi linéaire de la cinétique de lixiviation avec l'augmentation de ce rapport. [52] [63] [61]

- Influence du liant

Comme indiqué précédemment, la nature du liant peut avoir une influence significative sur les performances du béton. Les liants pauvres en CaO sont souvent préconisés car ils interviennent à deux niveaux dans le mécanisme de lixiviation. D'une part, ils génèrent une teneur plus faible en portlandite – dont la dissolution engendre une augmentation de la porosité – et des C-S-H plus denses et stables. D'autre part, à porosité globale identique, la morphologie du réseau poreux serait différente, et globalement cela se traduirait par une porosité capillaire et des coefficients de diffusion plus faibles [62].

Ainsi les liants comprenant des additions pouzzolaniques telles que les fumées de silice ou les cendres volantes font preuve d'une meilleure résistance à la lixiviation [63],

### 3.5 Durabilité du béton dans un environnement sulfatique (*Attaques du béton par les sulfates*)

#### 3.5.1 Sources des sulfates :

Les sulfates en provenance de l'environnement (terres, milieu aqueux) peuvent réagir avec le béton pour former de l'ettringite (sel de Candlot). Cette cristallisation s'accompagne d'une expansion très importante et peut se produire aussi bien durant la phase plastique du durcissement (ettringite primaire) qu'après le durcissement (ettringite secondaire). Seule l'ettringite secondaire est préjudiciable au béton, les contraintes internes causées par l'expansion entraînant la fissuration et la ruine de la structure. Toutefois, même en l'absence de source extérieure de sulfates, un échauffement excessif du béton en cours de durcissement peut également donner lieu à la formation d'ettringite.

On peut rencontrer de fortes concentrations d'ions-sulfates dans de nombreux endroits :

- dans certains sols et dans les eaux souterraines,
- les terrains marécageux
- les eaux d'égouts et certains déchets dégagent du soufre gazeux qui s'oxyde rapidement en formant des sulfates.
- action des pluies acide emmenant avec elle le dioxyde de soufre contenu dans l'atmosphère
- la concentration de l'eau de mer en ions sulfates est extrêmement élevée. Elle est de l'ordre de celles qui se sont révélées nuisible au béton dans les eaux souterrains.

$$[\text{SO}_4^{2-}]_{\text{moy}} = 2.750 \text{ ppm}^{[1]}$$

-La rapidité et la gravité de l'attaque sulfatique dépendent de la quantité de sulfate (soluble), disponible, de la présence d'eau, de la composition du ciment et de certaines caractéristiques du béton.

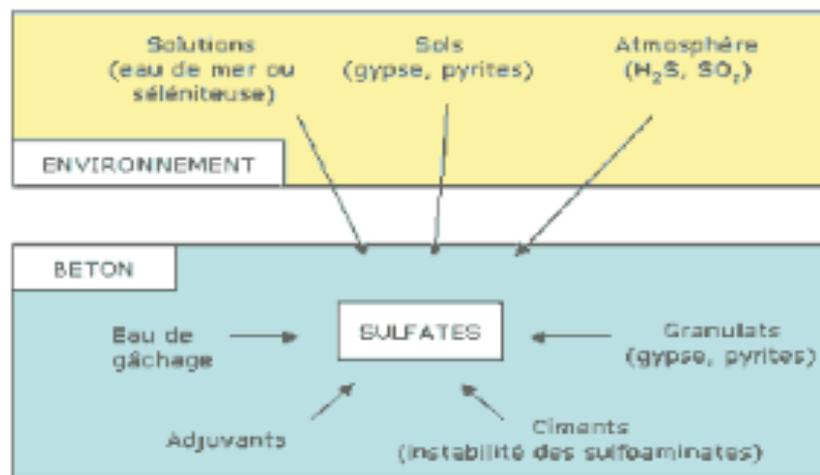
Les sulfates peuvent se rencontrer essentiellement dans les zones agricoles où on utilise les engrais et fertilisant du sel.

Les sulfates peuvent aussi provenir des fumées et des résidus dégagés par les industries chimiques.

En réaction avec la pâte de ciment, trois composés peuvent se former en fonction de la concentration en sulfates, du Ph et de la température : l'ettringite, le gypse et la thaumasite.

Remarque :

<sup>[1]</sup> : ppm; c.-à-d. Partie par million



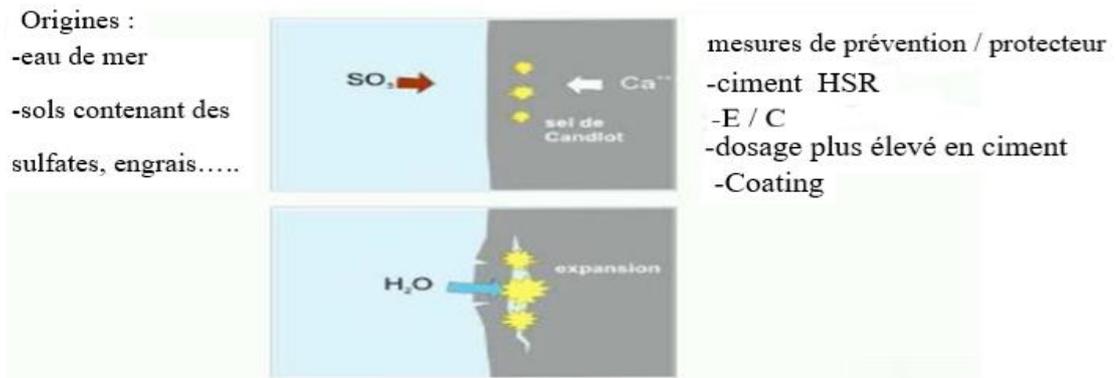
**Figure 3.26.** L'origine des sulfates (interne ou externe).[64]

### 3.5.2 Mécanisme d'attaques :

Les sulfates peuvent détériorer le béton selon deux mécanismes physico-chimiques :-Expansion

- Perte des propriétés liante des C-S-H.
- Les aluminates (C<sub>3</sub>A) et la portlandite (Ca(OH)<sub>2</sub>) sont les deux produits les plus sensibles à l'attaque par les sulfates.

Trois types de composés peuvent se former en fonction de la concentration en sulfates, du PH environnement et de la température : l'ettringite, le gypse et la thaumasite.



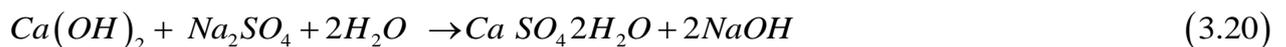
**Figure 3.27.** Mécanisme de l'attaque des sulfates de contact avec des sols riches en sulfates.  
de contact avec des sols riches en sulfates. [45]

### 3.5.2.1 Processus d'attaque par les sulfates internes

La dégradation des bétons par les sulfates est due principalement à des phénomènes d'expansion en relation avec la cristallisation d'ettringite, dite ettringite secondaire.

- cas de sulfate de sodium ( $\text{Na}_2\text{SO}_4$ ) :

1- formation de gypse secondaire :



NaOH : alcalinité élevée : stabilisation de CSH.

$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  : Produit expansif mais qui se forme uniquement dans les espaces internes de la pâte de ciment hydraté (pas ou peu d'expansion).



**Figure 3.28.** Ettringite primaire non expansive dans la pâte de ciment, vue au microscope électronique à balayage

2-formation d'ettringite secondaire

Réaction entre le gypse secondaire et les aluminates de calcium du ciment forment l'ettringite, plusieurs scénarios sont envisageables :

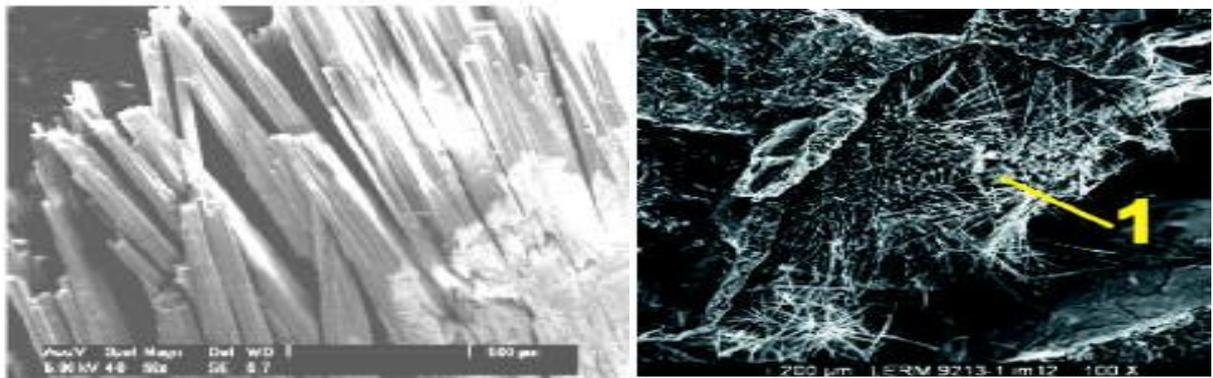
· Soit à partir de reliquats de  $C_3A$  anhydre :



· Soit à partir de l'aluminat tétracalcique hydraté  $C_3AH_13$  ou du monosulfoaluminate de calcium

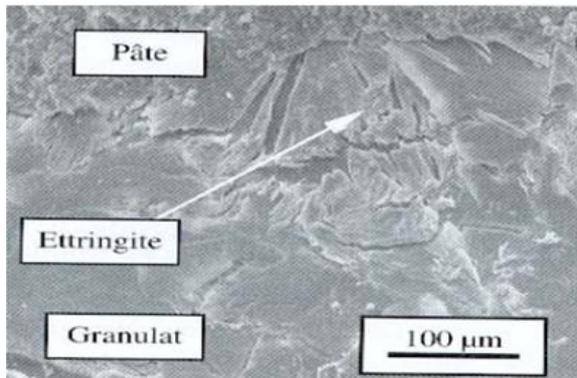


L'action des sulfates peut aussi engendrer une perte de résistance et une perte de masse du béton de surface. Ces effets sont dus à l'altération des propriétés liantes de certains hydrates.

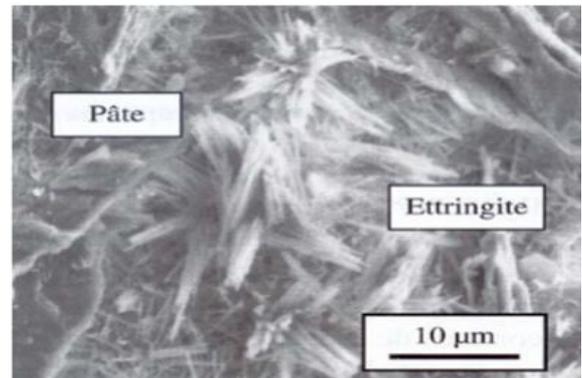


a)

b)



c)



d)

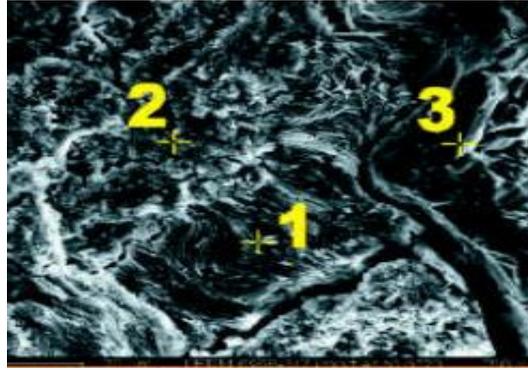
**Figure 3.29.** La formation de l'ettringite secondaire.

a- La formation de l'ettringite secondaire.

b- Ettringite secondaire non expansive dans un pore (1), vue au microscope électronique à balayage.

c- Ettringite secondaire massive à l'interface-granulats (x100)

d- Ettringite secondaire cristallisée en aiguilles dans une surface (x100)



**Figure 3.30:** *Ettringite expansive (1 et 2) au contact d'un granulat (3), vue au microscope électronique à balayage*

- **Cas de sulfate de magnésium :**

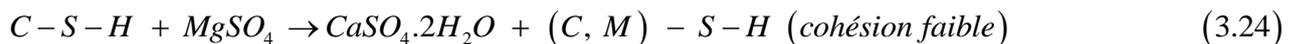
Le cas de sulfate de magnésium  $MgSO_4$  (double action) :



$Mg(OH)_2$  : brucite caractérisée par une faible solubilité et un faible pH.



Substitution des ions  $Ca^{+2}$  par les ions  $Mg^{+2}$  dans les C-S-H (il peut y avoir lixiviation des ions  $Ca^{+2}$ ).



Etant donné la très faible solubilité du  $Mg(OH)_2$ , cette réaction se poursuit jusqu'à ce qu'elle soit terminée de sorte que, dans certaines conditions, l'attaque par le sulfate de magnésium est plus sévère que celle des autres sulfates.

Une réaction ultérieure entre le  $Mg(OH)_2$  et le gel de silice est possible et peut aussi provoquer une détérioration des C-S-H. (Les CSH subissent des transformations qui peuvent augmenter leur porosité). Le gypse formé occupe un volume plus grand que la portlandite, sa formation causant ainsi le gonflement et la fissuration de la pâte. Lorsque la concentration en sulfates est assez élevée, le gypse restera stable et de nouveaux cristaux de gypse continueront à se former.

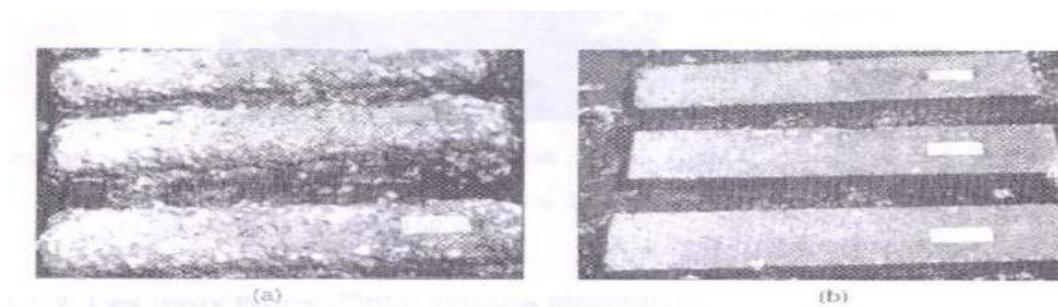
Cependant, lorsque l'apport des sulfates est faible, le gypse sera dissous en libérant des ions ( $SO_4^{2-}$ ) qui, en réagissant avec des aluminates, formeront de l'ettringite. Cette dernière occupe plus de place que les composants solides à partir desquels elle se forme, causant ainsi l'expansion. Lors d'une attaque du béton par des sulfates externes, sa dégradation se produit par la formation d'ettringite ou de gypse et par la pression et la fissuration conséquentes.[13]

### 3.5.2.2 Processus d'attaque par les sulfates externes

Au travers du développement qui suit, ce type de dégradation sera abordée autant par son aspect phénoménologique que par les conséquences et les moyens de s'en prémunir en agissant sur des paramètres de formulation.

Les études en laboratoire ont conduit à mieux définir les différentes étapes du processus qui entraîne la dégradation du béton :

- Mise en contact de la surface du béton avec la solution agressive.
- Pénétration des anions  $\text{SO}_4$ , par diffusion limitée à une zone superficielle.
- Pénétration du cation associé et réaction de substitution : cation ( $\text{Mg}^{+2}$ ,  $\text{Na}^{+2}$ ,  $\text{NH}_4\dots$ ),  $\text{Ca}^{+2}$  et formation de gypse en solution ou cristallisé, suivant les concentrations en  $\text{SO}_4$  et en  $\text{Ca}(\text{OH})_2$ .
- Réaction ponctuelle des ions sulfates avec les aluminates anhydres ( $\text{C}_3\text{A}$ ) ou hydraté ( $\text{C}_4\text{AH}_x$  et  $\text{C}_3\text{ACASO}_4\text{H}_{12}$ ).
- Fissuration par effet de coin due aux pressions de cristallisation de l'ettringite.
- Accentuation de la pénétration des sulfates à la faveur des fissures.
- Progression de l'attaque suivant un front de dégradation, dont l'épaisseur a tendance à s'élargir au cours du temps.



**Figure 3.31.** Epreuve de béton dégradée après 5ans de contact avec des sols riches en sulfates



**Figure 3.32.** Pile de pont affectée par une réaction de gonflement interne due à la formation d'ettringite différée.

### 3.5.2.3 Facteurs influençant l'ettringite

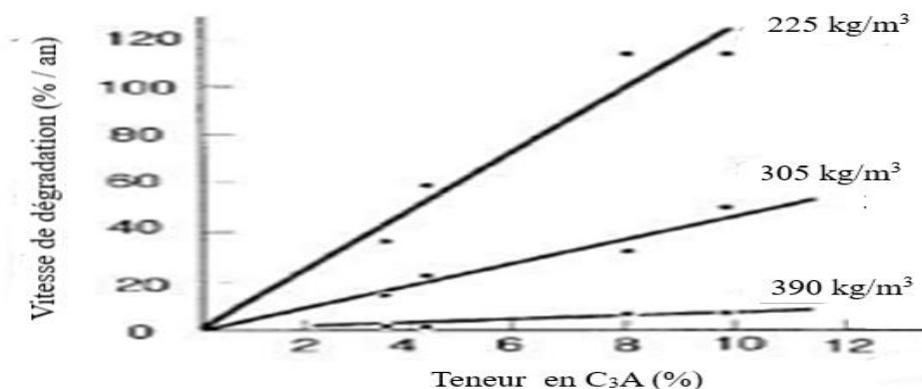
La formation d'ettringite est très dépendante de la teneur en aluminates de calcium et de la quantité de chaux disponible, cette dernière ayant une influence significative sur la solubilité de l'ettringite. En conséquence, la nature du ciment est une condition essentielle à la limitation du risque de formation d'ettringite expansive, donc la limitation de l'attaque sulfatique consiste à utiliser un ciment ayant un faible pourcentage de  $C_3A$ , c'est-à-dire un ciment portland résistant aux sulfates, ou réduire la quantité de  $Ca(OH)_2$  dans la pâte de ciment hydraté en utilisant un ciment à base de laitier de haut fourneau de pouzzolane. Ces mesures préventives sont utiles, mais il est encore plus important de prévenir la pénétration de sulfates dans le béton : on y parvient en confectionnant un béton aussi dense que possible dont la perméabilité est aussi faible que possible.

### 3.5.2.4 Essais de résistance aux sulfates

La résistance du béton à l'attaque des sulfates peut être évaluée en laboratoire en conservant des éprouvettes dans une solution de sulfate de sodium ou de magnésium, ou dans un mélange des deux. Des cycles alternés de mouillage et de séchage accélèrent les dommages causés par la cristallisation des sels dans les pores du béton. Les effets de cette exposition peuvent être évalués par la perte de résistance des éprouvettes, par la variation de leur module d'élasticité dynamique, par leur allongement, par leur perte de masse ou peuvent même être évalués visuellement.

Suite aux études effectuées, à travers le monde, sur l'influence de l'attaque sulfatique sur les matériaux cimentaires, il a été conclu que les facteurs contrôlant la résistance aux sulfates du béton sont :

1. La résistance aux sulfates diminue avec la teneur en ciment (sa teneur en  $C_3A$ ) (voir la figure 3.33).



**Figure 3.33.** Influence du dosage en ciment et de la teneur en  $C_3A$  sur la vitesse de dégradation du béton (16 ans dans  $Na_2SO_4$  à 10%). [65]

D'après la figure illustrée ci-dessous qui présente des essais qu'ont été réalisés avec 3 types de formulation de béton dont les pourcentages de C<sub>3</sub>A et les dosages de ciment n'étaient pas identiques, la dégradation est évaluée à l'aide de mesures de perte de masse, les résultats obtenus montrent que ;

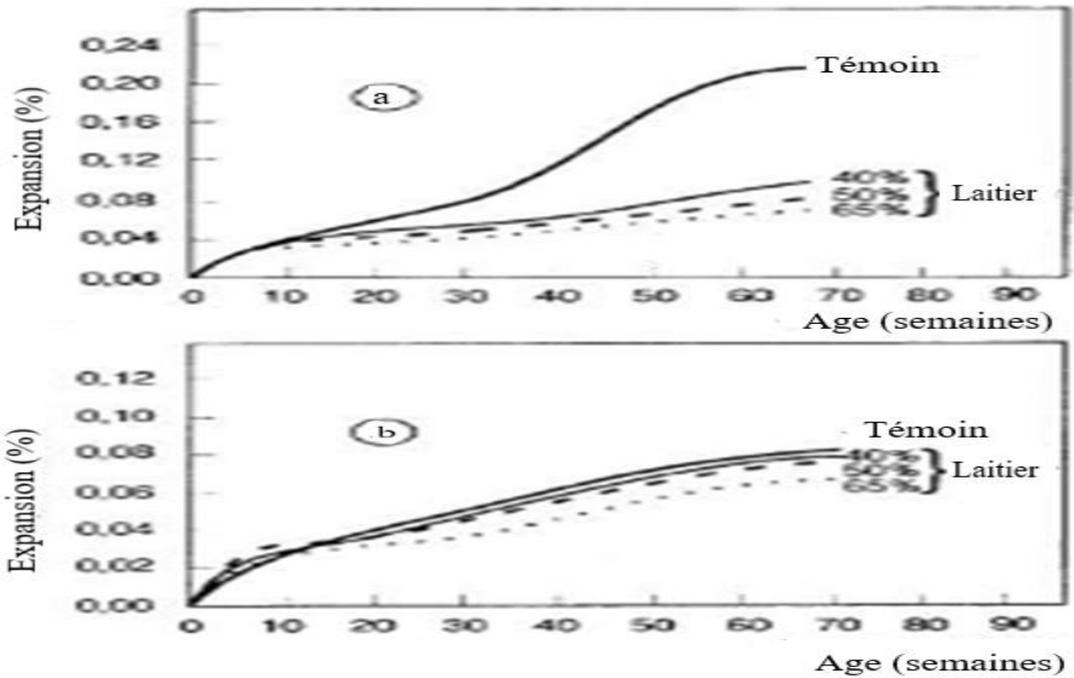
- le type de l'échantillon a une influence sur l'attaque,
- les bétons avec un dosage en ciment plus élevé sont généralement plus compacts et ont une perméabilité plus faible qui ralentit la pénétration des sulfates et de l'ion qui leur est associé.
- il y a un lien direct entre % de C<sub>3</sub>A et la dégradation de béton,
- le taux de dégradation est proportionnel à la quantité de C<sub>3</sub>A du ciment.
- un béton poreux (faible dosage en ciment) peut être vulnérable mais si la teneur en C<sub>3</sub>A du ciment est importante.

D'après les travaux de Gagné [14], il a trouvé que :

- Moins de ciment => teneur en C<sub>3</sub>A plus faible dans le béton.
- Perméabilité plus faible

On constate aussi que le ciment qui résiste mieux avec le temps sont donc ceux qui contiennent peu de C<sub>3</sub>A et ceux qui libèrent moins de portlandite, par ce que l'attaque de béton par les sulfates résulte d'une réaction chimique qui se produit en présence d'eau entre l'ion sulfate et l'aluminate de calcium hydrate, les produits qui résultent de ces réactions sont l'hydratation de sulfate de calcium mieux connu sous le nom de gypse, le volume de ces produits sont beaucoup plus grands que ceux des corps qui leur ont donné naissance, il en résulte des contraintes qui peuvent détériorer la pâte et finalement désintégrer le béton.

2. La résistance aux sulfates augmente avec la substitution des ajouts minéraux (particulièrement les laitiers) voir la figure (3.34) ;



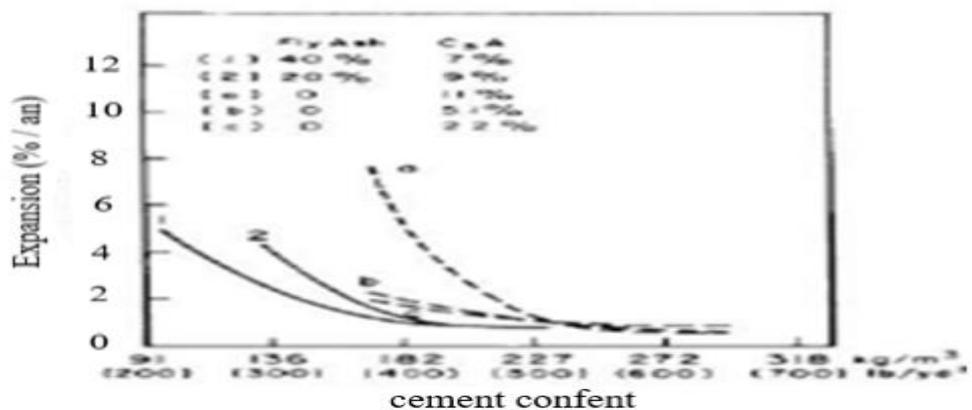
**Figure 3.34.** Résistance aux sulfates d'échantillons de mortier avec ajouts de laitier.

a: Ciment type II 6,4% de C<sub>3</sub>A.

b: Ciment type V 3,7% de C<sub>3</sub>A. [65]

D'après cette figure on constate que ;

- Les ciments contenant 40% ou plus de laitier ont généralement une bonne résistance aux sulfates
- L'effet des laitiers en fonction de leur composition chimique. Les matériaux pouzzolanique ayant un contenu en chaux > 20% ne devraient pas être utilisés.



**Figure 3.35.** Résistance aux sulfates d'échantillons de mortier avec ajouts de laitier. [65]

- La fumée de silice (7%-10%) améliore très significativement la résistance aux sulfates.

### 3.5.2.5 Recommandations pour la prévention des désordres liés aux réactions sulfatiques internes

Pour éviter une attaque due aux sulfates, on fera les choix suivants :

Pour minimiser la porosité, on choisit un béton très compact, dont les constituants ont une granulométrie bien définie. Pour éviter la formation d'aragonite ( $\text{CaCO}_3$ ) et de brucite ( $\text{Mg(OH)}_2$ ), il faut choisir un ciment pauvre en chaux, pour éviter la formation de la portlandite.

- Utiliser un ciment HSR (High Sulfate Resisting). Un ciment CEM I HSR (ciment Portland à haute résistance aux sulfates) donne un béton avec une teneur en aluminates de calcium fort réduite.

- Réaliser une perméabilité limitée. Selon la teneur en sulfates à laquelle le béton est exposé, il faut respecter des valeurs minimales pour la teneur en ciment et maximales pour le rapport eau/ciment. [65]

- Données climatiques spécifiques au site : Parmi les diverses données climatiques spécifiques au site dans lequel est implanté l'ouvrage, certaines telles que celles relatives à la neige, à la température et au vent sont nécessaires pour le dimensionnement de l'ouvrage. Elles peuvent aussi permettre de sélectionner les matériaux et les dispositions constructives les mieux adaptés pour assurer la pérennité de la structure. Vis-à-vis de la durabilité du béton, le maître d'ouvrage doit préciser tous les paramètres liés à l'humidité et l'hygrométrie et les conditions d'exposition à l'eau de chaque partie d'ouvrage. Ces paramètres permettent de déterminer les classes d'exposition à spécifier. [66]

### 3.5.3 Conclusion

La pathologie de l'attaque sulfatique est résumée dans ce tableau suivant :

**Tableau 3.6.** La dégradation par l'attaque sulfatique

L'attaque sulfatique					
Cause (Source et origine)	Substances concernées	Mécanisme	Conséquences	Préventions et solutions	Normes et essais
<p><u>Milieu intérieur :</u></p> <p>Régulateur de prise ;</p> <p>Granulats pollués ;</p> <p><u>Milieu extérieur :</u></p> <p>Les sols,</p>	<p>Granulats ou fillers ;</p> <p>Les plus sensibles sont</p> <p>le C-S-H, la portlandite,</p> <p>et les aluminates anhydres</p>	<p>Les sulfates réagissent avec les substances concernées et forment des produits secondaires (ettringite, gypse,...). Ces derniers occupent plus de place que les composants à</p>	<p>Précipitation de produits sulfatés dits «secondaires» ;</p> <p>-Expansion importante ;</p> <p>Détériorations chimico-mécaniques ;</p> <p>La ruine du</p>	<p>-Utilisation d'un ciment Portland à haute résistance aux sulfates</p> <p>(CEM I HSR)</p> <p>c-à-d : d'une faible teneur en <math>\text{C}_3\text{A}</math> ;</p>	<p>Essai Anstett ou Le Chatelier-AnstettBlondiau ;</p> <p>Essai Mehta ;</p> <p>Norme ASTM C1012-04 ;</p> <p>Le test de Duggan ;</p> <p>L'essai de</p>

Les eaux L'atmosphère ; Les ouvrages d'assainissement L'eau de mer.	(C <sub>3</sub> A) ou hydraté.	partir desquels ils se forment causant ainsi le gonflement et la fissuration.	matériau cimentaire.	Augmentation de l'E/C ; L'utilisation de ciment à ajouts pouzzolaniques accrus.	Fu ...etc.
--	--------------------------------	---	----------------------	--	------------

### 3.6 Attaque des bétons par les chlorures

#### 3.6.1 Pénétration et transport des chlorures au sein du béton

La pénétration des chlorures dans le béton qui est un milieu poreux se fait en présence d'eau. En milieu saturé (béton immergé), les ions chlorures pénètrent par diffusion dans le béton sous l'effet d'un gradient de concentration. Le coefficient de diffusion des ions chlorures est une grandeur essentielle de la durabilité des bétons exposés aux chlorures.

Pour les bétons soumis à des cycles d'humidification-séchage, comme les bétons en zone de marnage ou exposés aux sels de déverglaçage, les chlorures pénètrent par absorption capillaire puis migrent par convection avec la phase liquide. La progression s'effectue ensuite par diffusion dans la zone saturée. Ce transport d'ions est réactif, c'est-à-dire que le système, basé sur l'équilibre chimique de la solution interstitielle avec l'aluminate tricalcique, la portlandite, les sels de Friedel et l'adsorption des ions chlorure sur les feuillets de C-S-H, est évolutif.

Le problème de l'attaque du béton par les chlorures survient habituellement lorsque des ions chlorures pénètrent de l'extérieur. La pénétration des ions chlorure est probablement le phénomène le plus dévastateur pour les structures en béton armé.

La pénétration des ions chlorure est probablement le phénomène le plus dévastateur pour les structures en béton armé. Lorsque les ions chlorure pénètrent dans la solution interstitielle, ils réagissent dans un premier temps avec le C<sub>3</sub>A non hydraté pour former des monochloroaluminates ( $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot CaCl_2 \cdot 10H_2O$ ), ce qui représente une modification positive de la microstructure du béton. Toutefois, si la pénétration des ions chlorure se poursuit, ils exercent surtout une action dévastatrice au sein du béton lorsqu'ils atteignent les armatures d'acier en les corrodant très rapidement et en exerçant une pression sur le béton agaçant à travers le dépôt de rouille, ce qui fait gonfler le béton jusqu'à le faire éclater.

En général, cette corrosion développe d'abord un réseau de microfissures autour de la barre d'armature, réseau qui facilite la pénétration ultérieure d'ions chlorure additionnels et finit par écailler le béton de recouvrement lorsque la poussée due au gonflement devient excessive (figure 3.36). Cet écaillage du béton de recouvrement expose une nouvelle surface de béton à l'action des ions chlorure et ainsi de suite.

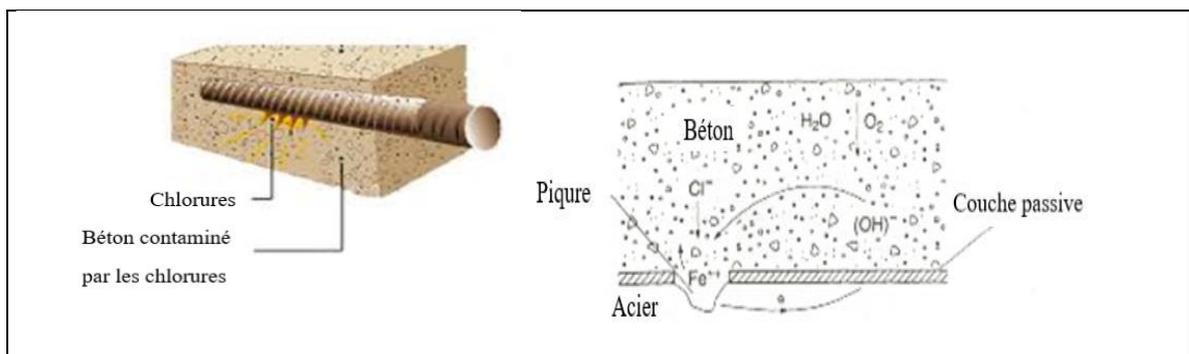
Les chlorures présents dans le béton peuvent provenir de granulats contaminés, d'eau de mer, d'eau saumâtre ou d'adjuvants contenant des chlorures ou apportés par les vents marins à proximité de la mer. Aucun de ces matériaux ne devrait être autorisé dans la fonction de béton armé et les normes limitent généralement de manière très sévère la teneur en chlorures du béton. Par exemple, la norme britannique BS 8110 : partie 1, 1985 limite la teneur totale en chlorure d'un béton armé à 0,40 % de la masse du ciment. La même limite est recommandée par la norme européenne ENV 206: 1992. La norme ACI 318-89 (révisée en 1992) ne considère quant à elle que les ions chlorures solubles. Sur cette base, la teneur en ions chlorure du béton armé est limitée à 0,15 % de la masse du ciment

La norme Afnor P18-325 limite la teneur en chlorures à:

- 1 % pour les bétons non armés;
- 0,4 % pour les bétons armés;
- 0,2 % pour les bétons précontraints.

Dans le fascicule 65A relatif à l'exécution des ouvrages en béton armé et en béton précontraint :

- 1 % pour les bétons non armés;
- 0,65 % pour les bétons armés;
- 0,156 % pour les bétons précontraints par post-traction;
- 0,10 % pour les bétons précontraints par pré traction.



**Figure 3.36.** Représentation schématique de la corrosion électrochimique en présence de chlorures.[68]

### 3.6.2 Les chlorures dans le béton

Les chlorures dans le béton proviennent soit des constituants du béton, soit de la contamination par le milieu environnant.

Leur mobilité au sein du matériau est différenciée :

– Une partie des ions chlorure réagit avec les hydrates du ciment et forment des sels insolubles dans le cas général,

ce sont les **chlorures liés** à la matrice cimentaire. Ces ions liés chimiquement résultent principalement de

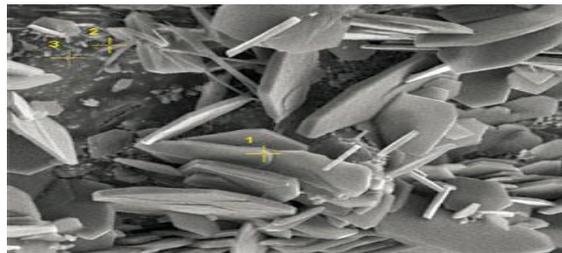
la formation des chloroaluminates de calcium hydratés ( $C_3A.CaCl_2.10H_2O$ , sel de Friedel) à partir de l'aluminate tricalcique ( $C_3A$ ) :



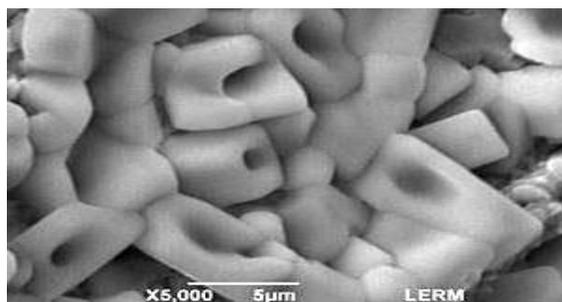
Un autre mode de fixation des ions chlorures est la fixation physique par adsorption sur les parois des pores de la pâte de ciment.

Les propriétés de diffusion ionique ainsi que l'ensemble des interactions décrites ci-dessus influencent la vitesse de pénétration des ions chlorures dans le béton. C'est la quantification aussi précise que possible de ces paramètres et de ces interactions permettant de prédire la durabilité d'un ouvrage. [67]

- Une partie des ions chlorures se trouve sous forme ionique (chlorures libres) dans la solution interstitielle du béton.
- Ils sont extractibles à l'eau et sont, de ce fait, appelés « chlorures solubles dans l'eau ».
- Les chlorures totaux incluent les chlorures libres, ceux fortement adsorbés sur les C-S-H et ceux chimiquement liés sous les forme de chloroaluminates de calcium.
- Les teneurs en chlorures libres et totaux sont déterminées suivant le mode opératoire recommandé par l'AFPC-AFREM.
- La teneur en chlorures totaux peut aussi être déterminée par la norme NF EN 14629 de juillet 2007



**Figure 3.37.** Chloro-aluminates de calcium (Chlorures liés). [67]



**Figure 3.38.** Chlorures libre dans la microporosité d'un béton (NaCl).

### 3.6.3 Seuil de concentration critique en ions chlorure

La dépassement des aciers d'armatures s'amorce lorsque les ions chlorures atteignent une concentration critique au niveau du premier lit d'armatures, après avoir traversé le béton d'enrobage. Cette concentration critique est actuellement fixée, par l'observation et par l'expérience, au taux de 0,4% de chlorures par rapport à la masse du ciment. Généralement, on considère que seuls les chlorures libres interviennent dans le processus de dépassement de l'acier.

Un autre critère est aussi utilisé, celui du rapport des ions  $\frac{Cl^-}{OH^-} = 0,6$ . Ce rapport, en accord avec le seuil précédent de 0,4%, permet de prendre en compte la diminution du pH, par exemple due à la carbonatation. [67]

### 3.6.4 La dégradation des bétons par les chlorures

- L'attaque chimique par l'eau de mer

La présentation des dégradations des bétons dues aux attaques des sulfates et des acides dans les paragraphes, nous aide à comprendre les attaques marines car l'eau de mer contient une grande proportion d'acide et du sulfate, ainsi que d'autres composants tels que les chlorures. L'attaque de la matrice cimentaire par l'eau de mer résulte de plusieurs mécanismes physico-chimiques plus ou moins concomitants et interdépendants.

- Définition de l'attaque marine

Les environnements maritimes sont parmi les milieux naturels les plus agressifs vis-à-vis des matériaux à matrice cimentaire. En termes de composition chimique, par exemple, la présence d'ions étrangers à la solution interstitielle, tels que les ions chlore ou magnésium peut conduire à la formation de précipités, la dissolution ou la modification de la structure de certaines phases, au sein de la matrice cimentaire. A l'échelle de structures en béton armé, des risques de corrosion des armatures sont à considérer, à la suite de la pénétration d'ions chlore ou d'un abaissement du pH de la solution interstitielle.



**Figure 3.39.** Exemple de l'eau de mer

L'attaque des matrices cimentaires par l'eau de mer combine des agressions de nature différentes menées par les chlorures, les sulfates et le gaz carbonique, auxquelles s'ajoutent, selon la situation de l'ouvrage, les effets délétères des cycles d'humidification-séchage et l'agression physique des vagues en zone de marnage. A l'agression physico-chimique que subit la matrice s'ajoutent, en outre, les dommages liés à la corrosion des armatures.

Le phénomène est donc très complexe. Dans le cadre de cette lettre d'information consacrée au chlore, nous n'aborderons que l'action du chlorure de sodium et du chlorure de magnésium.

La zone de marnage est le lieu de toutes les agressions du béton qui est exposé là où s'exercent ensemble les phénomènes énumérés précédemment...

En nous intéressant maintenant à la dégradation des bétons dans cette zone particulièrement exposée, gardons présent à l'esprit que l'altération mécanique du béton par le houle et le courant (chocs, abrasion) favorise puis accélère les processus d'altération chimique.

- Chlorure de sodium

L'action du chlorure de sodium sur la matrice cimentaire est double :

1- Consommation des ions calcium de la portlandite et des C-S-H, par formation de chlorure de calcium soluble :  $Ca(OH)_2 + 2NaCl \rightarrow CaCl_2 + 2NaOH$  (3.26)

2- Formation de monochloroaluminate de calcium  $C_3A.CaCl_2.10H_2O$ , par réaction des chlorures avec l'aluminate tricalcique  $C_3A$  et les aluminates hydratés :



Cette réaction, qui consomme des chlorures, permet de réduire le taux d'ions libres, ce qui retarde le risque de corrosion des aciers.

Mais cette protection peut être déstabilisée par une action sulfatique associée qui, réagissant avec le monochloroaluminate de calcium, peut produire de l'ettringite susceptible de produire une expansion. Dans les zones d'aspersion et de marnage, à côté de l'action chimique sur la matrice cimentaire, les cycles de dissolution-cristallisation du chlorure de sodium, peuvent mener à des pressions de cristallisation qui provoquent un écaillage de surface. Il s'agit d'un phénomène de lixiviation de la chaux qui accroît la porosité du béton.

- Chlorure de magnésium

Comme le chlorure de sodium ce sel exerce une action dissolvante sur la chaux. Mais le gel alors en solution conduit à la formation de brucite ( $Mg(OH)_2$ ) :



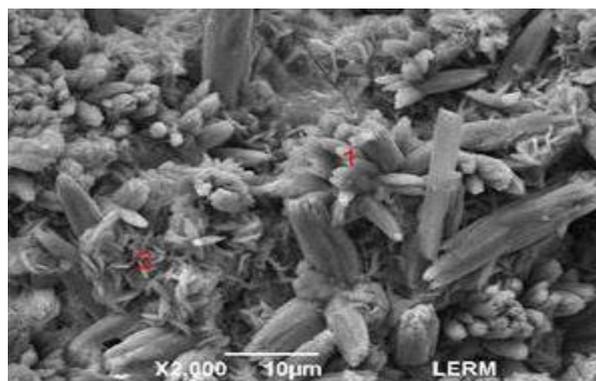
qui, précipitée à la surface du béton, peut ralentir la pénétration des ions agressifs dans le béton. Comme pour le chlorure de sodium, la réaction du chlorure de magnésium avec les aluminates provoque la formation de monochloroaluminate de calcium. Enfin, il est bon de signaler un phénomène fréquent de substitution ionique pouvant accompagner ce type de réactions en milieu marin, à savoir la substitution du calcium des C-S-H par le magnésium, donnant naissance à des M-S-H moins compacts et résistants.

Au-delà du cas des chlorures, la durabilité des bétons en milieu marin.

Transformation des C-S-H de la pâte de ciment en M-S-H au contact du magnésium présent dans l'eau de mer. [67]

La durabilité des bétons en milieu marin est optimisée par le concours de trois paramètres :

- une compacité qui réduit la perméabilité et la diffusivité
- une teneur limitée en  $C_3A$  précisée par la norme NF P 15-317 qui spécifie les caractéristiques des ciments pour les travaux à la mer

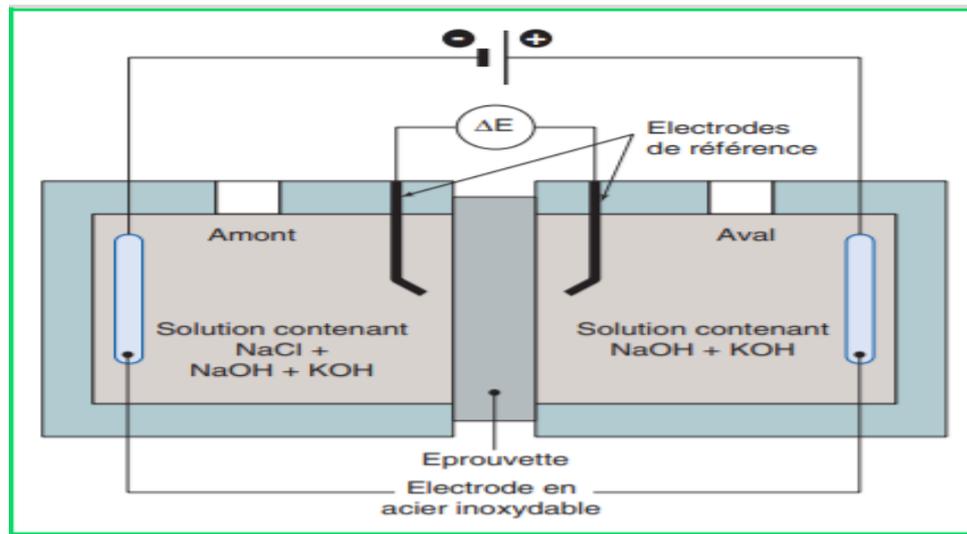


**Figure 3.40.** *Détail des néoformations de carbonates de calcium dans la fissure 1= carbonate de calcium, 2= M-S-H*

– des ajouts d'additions minérales permettant de réduire la teneur potentielle en  $\text{Ca}(\text{OH})_2$  (Portlandite) : cendres volantes, pouzzolanes, laitier de haut fourneau, métakaolins flash. [67]

3.6.5 Les essais de pénétration des ions de chlorures :

3.6.5.1 Essai de migration des ions chlorure :



**Figure 3.41.** Schéma de principe du dispositif de migration des chlorures sous champ électrique (cellule de migration).[34]

Cet essai permet la détermination du coefficient de diffusion des chlorures en régime non stationnaire à partir d'un essai de migration sous champ électrique. Un échantillon cylindrique de béton est placé au centre d'une cellule constituée de deux compartiments qui contiennent, du côté aval, une solution exempte de chlorures (solution basique), et du côté amont, une solution de  $\text{NaCl}$ . A l'extrémité de chaque compartiment, se trouve une électrode (métallique) reliée à un générateur de tension stabilisée. Une différence de potentiel est appliquée entre ces électrodes de sorte que les ions chlorure migrent en direction du compartiment aval. L'essai consiste à mesurer la profondeur de pénétration des chlorures  $x_d$  induite par une différence de potentiel électrique  $DE$  entre les faces de l'échantillon appliquée pendant un temps  $Dt$ . Cette profondeur de pénétration est mesurée après fendage de l'échantillon à l'aide d'une méthode colorimétrique (pulvérisation de nitrate d'argent). Le coefficient de diffusion apparent des ions chlorure est calculé à partir de  $DE$ ,  $Dt$  et  $x_d$ . [69]

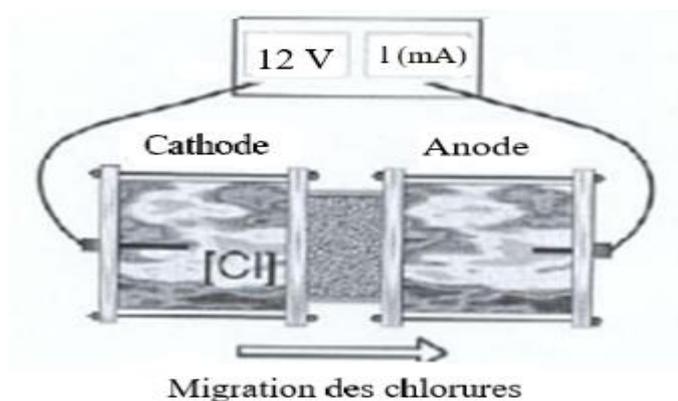
### 3.6.5.2 Autres essais de migration

Pour accélérer le transport des chlorures, l'essai de migration a été développé. Le principe consiste à appliquer une différence de potentiel dans la cellule de diffusion des chlorures, afin d'accélérer leur transport à travers le matériau. Il existe deux types d'essais :

- Essai de migration en régime permanent

La figure (Fig. 3.42), montre le principe de cet essai. Une éprouvette de béton saturée est placée entre deux conteneurs avec deux solutions différentes. Le conteneur attaché à la cathode contient une solution de chlorure de sodium, hydroxyde de sodium et hydroxyde de potassium. Le conteneur attaché à l'anode contient la même solution sauf les chlorures de sodium. La mesure de taux de chlorures est effectuée quand la concentration de chlorures dans le béton est stable.

Le champ électrique utilisé est situé entre 3 et 10V/cm. Pour la majorité des essais, le champ électrique est fixé à 4 V/cm. En effet cette valeur est suffisante pour le mouvement des chlorures et permet de limiter l'augmentation de la température, par conséquent, le risque de modification de la porosité du béton est négligeable. Sous l'effet du champ électrique, les ions chlorures se déplacent de la cathode vers l'anode quand le régime de l'écoulement est stable, et le coefficient de migration peut être déterminé.



**Figure 3.42.** Cellule de migration en régime permanent

- Essai de migration en régime transitoire :

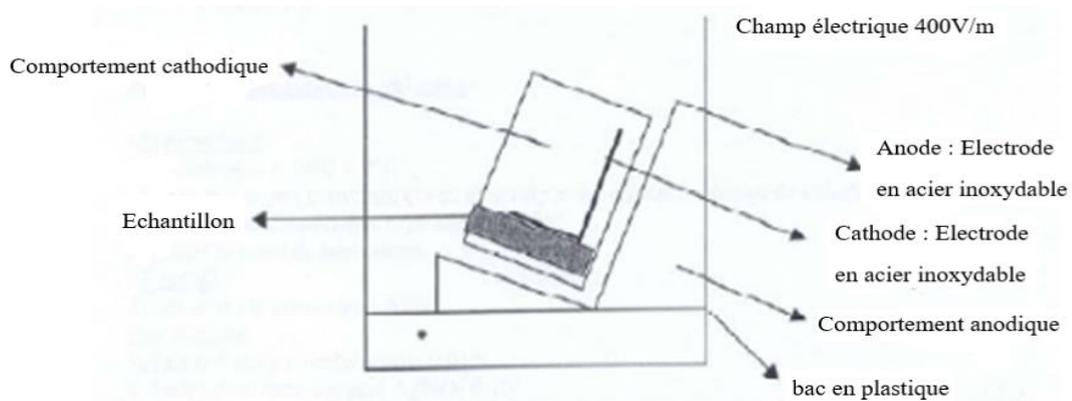
Cet essai a pour but la détermination de la profondeur de pénétration des chlorures pendant l'état de transition. Le premier essai de migration à l'état non stable est appelé « Rapid chloride permeability test ». Cette méthode est utilisée principalement aux USA. Comme dans l'essai de migration en régime permanent, une tranche de béton est mise entre deux électrodes et un champ électrique est appliqué à travers l'échantillon.

Les paramètres qui sont mesurés pendant l'essai sont :

-La charge électrique totale qui passe à travers la tranche de béton durant l'essai.

-La résistivité du béton au début et à la fin de l'essai.

D'autres essais de migration en régime transitoire ont été développés par Tang Luping et par des chercheurs du LMDC (Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions), à Toulouse qui permettent de déterminer un coefficient de diffusion. Un champ électrique a été appliqué à travers l'éprouvette comme dans l'essai de migration en régime permanent, mais l'équipement utilisé et la façon d'obtenir le coefficient de migration est fondamentalement différents. Les détails de la cellule de migration utilisée au LMDC sont présentés sur la figure (3.43). [70]



**Figure 3.43.** Cellule de migration en régime transitoire (LMDC standard). [70]

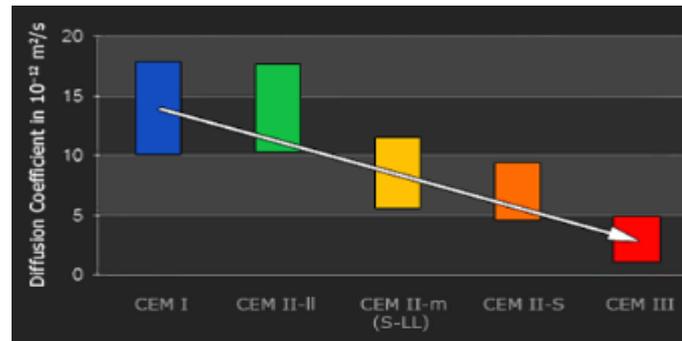
### 3.6.5.3 Influence de la microstructure et des additions minérales sur l'attaque des chlorures

L'ajout de produits minéraux modifie la valeur critique du seuil de dépassivation, mais surtout réduit la vitesse de pénétration des chlorures, ce qui est déterminant dans le développement de la corrosion. On peut cependant affirmer qu'en ce qui concerne la période d'amorçage, la qualité du béton (faible rapport E/C et classe de résistance du ciment élevée) a une plus grande influence que le choix du type de ciment utilisé et que les conditions d'exposition des ouvrages jouent un rôle majeur sur la corrosion des armatures.[71]

### 3.6.5.4 Précaution contre la pénétration des ions chlorures

La fabrication d'un béton dense et compact est la précaution « de base » à prendre, quelles que soient les espèces chimiques qui composent le milieu agressif auquel le béton est exposé. Toutefois, le choix d'un ciment « le mieux approprié » reste la mesure additionnelle indispensable pour garantir une durabilité à long terme vis-à-vis d'une substance « nocive » spécifique tel que la pénétration des ions  $Cl^-$ .

Le béton à base de laitier moulu a été largement utilisé en Europe pour les constructions situées en bord de mer : c'est notamment le cas en Hollande.



**Figure 3.44.** Coefficient de diffusion en fonction du Type de Ciment.[72]

Un coefficient de diffusion plus élevé témoigne d'un taux de pénétration plus élevé des chlorures dans le béton.[72]

### 3.6.6 Conclusion

L'attaque par les ions chlorures est illustrée dans le tableau suivant

**Tableau 3.7.** La dégradation par l'attaque des ions chlorures

L'attaque par les ions chlorures					
Causes (Sources et origines)	Substances concernées	Mécanismes	Conséquences	Préventions et solutions	Normes et essais
- Eau contenant des chlorures ou agrégats contaminés ; - Environnement (atmosphère marine, sels de déverglaçage, produits chimiques) ; - Eau de mer.	Le $\text{Ca}(\text{OH})_2$ et les CSH	A cause de la pénétration des ions chlorures, la couche protectrice du béton est dépassivée et la corrosion des armatures peut commencer.	La corrosion des armatures .	- Limitation de la teneur en chlorure du béton . - Evitement de la pénétration des ions chlorures.	Essais de migration des ions chlorure .

## 3.7 Bétonnage en climat chaud

### 3.7.1 Introduction

Les conditions climatiques lors de la mise en œuvre ont une grande influence sur la qualité finale du béton. Il convient de se préoccuper de cette sensibilité aux températures élevées dès la préparation du béton, puis, pendant son transport, sa mise en œuvre, son durcissement et sa cure jusqu'à maturité.

Le bétonnage par temps chaud cause plusieurs problèmes dus principalement à l'évaporation excessive de l'eau qui influe sur les différents paramètres d'évaluation de la durabilité du béton, puisque la température accélère les réactions chimiques.

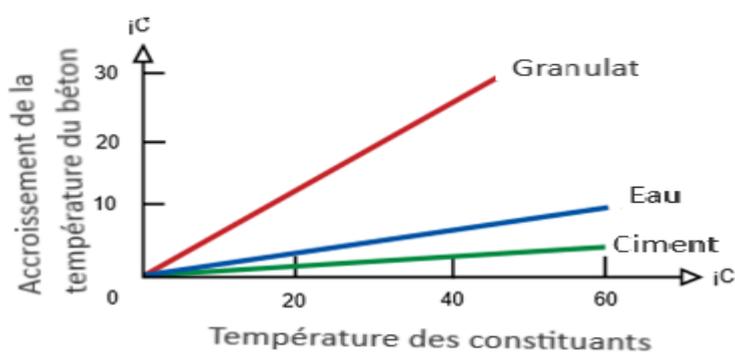
En règle générale, dès que la température mesurée sur chantier est durablement supérieure à 25 °C, des dispositions sont à prendre dans le programme de bétonnage, elles sont plus contraignantes encore, au-dessus de 35 °C. Ce premier sous-chapitre traite essentiellement des conséquences et préconisations du bétonnage par temps chaud.

### 3.7.2 Conséquences d'une augmentation de la température sur les bétons

Le béton est sensible aux paramètres que sont la température, l'hygrométrie, la vitesse du vent, qui agissent sur:

- la rhéologie du béton et son évolution;
- la vitesse de prise;
- la cinétique de durcissement;
- l'évaporation et la dessiccation du béton.

L'augmentation de la température du béton est une cause de perte de maniabilité et chaque constituant y participe différemment en fonction de son dosage et de sa chaleur massique. Par exemple, on retiendra, toute chose égale par ailleurs, que, dans le domaine courant: – une augmentation de 10 °C du ciment élève de 1°C la température du béton; – une augmentation de 10 °C de l'eau élève de 2°C la température du béton; – une augmentation de 10 °C des granulats élève de 7 °C la température du béton (figure 3.45).



**Figure 3.45.** *Accroissement de la température du béton en fonction de celle des constituants.* [73]

Lorsque la température mesurée sur chantier est susceptible de dépasser 32°C, des dispositions particulières préalablement définies doivent être adoptées.

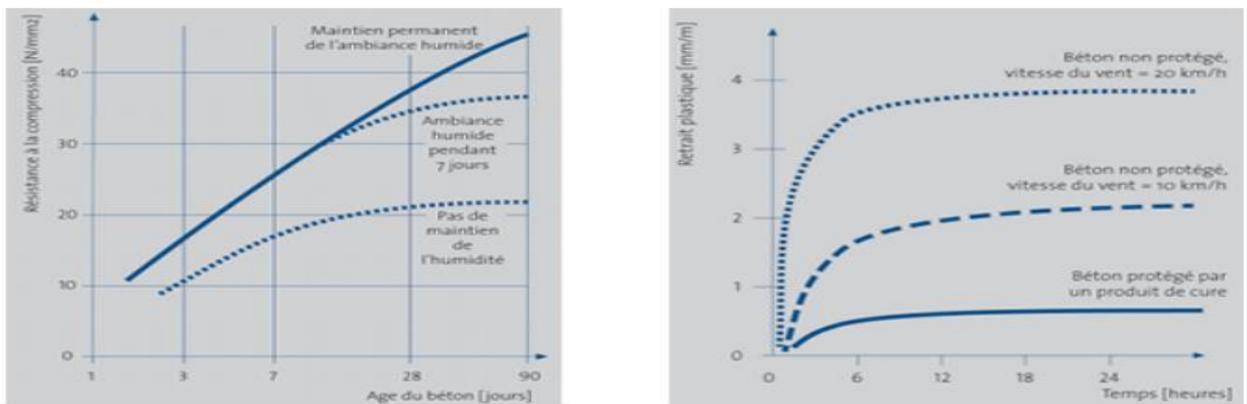
- Impacts négatifs d'une forte température ambiante :

Une température élevée agit de manière néfaste sur les caractéristiques des bétons frais ou à jeune âge.

Une forte température ambiante (supérieure à 30°C) provoque :

- Une perte rapide de maniabilité
- Une dessiccation du béton durant sa mise en œuvre
- La tentation de rajouter de l'eau dans le camion toupie sur le chantier
- L'accélération du processus de durcissement
- La fissuration de retrait plastique par perte d'eau rapide après la mise en place

Avec l'accroissement de la température du béton, les propriétés physico-chimiques du matériau sont sensiblement modifiées.

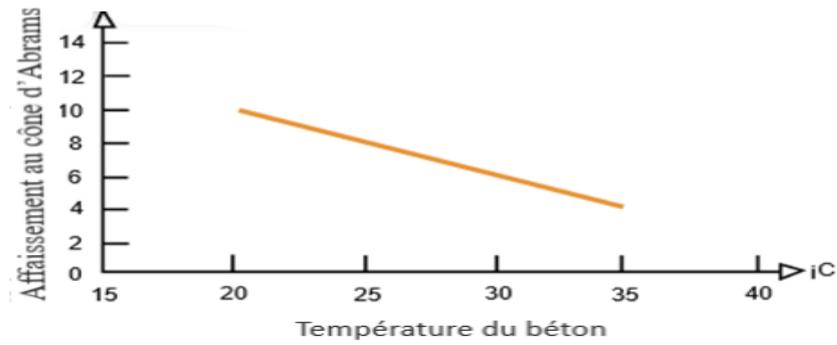


**Figure 3.46.** Actions de la chaleur et du vent sur le béton

Ce phénomène est pris en compte dans tous les textes réglementaires (fascicule 65, livret SNCF IN 00034, DTU 21, etc.) et systématiquement repris dans les règles de l'art de la construction des ouvrages en béton.

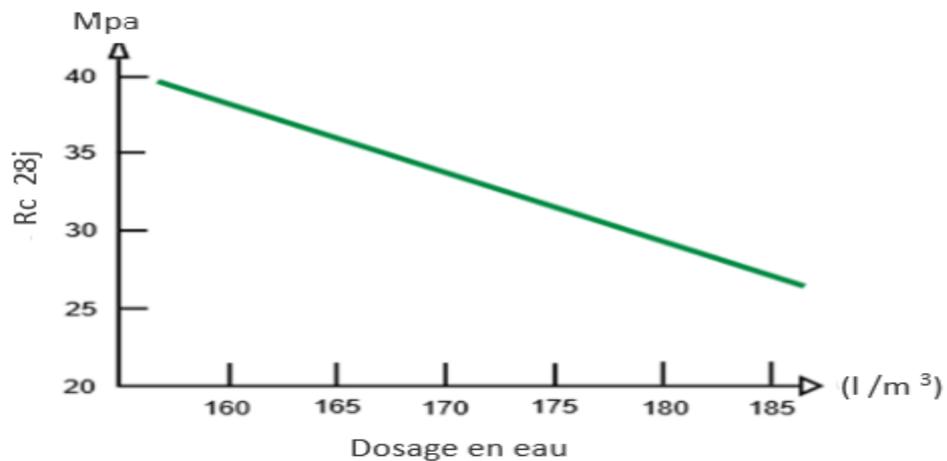
- L'influence de la température sur la rhéologie :

Pour une composition donnée d'un béton, la maniabilité caractérisée par la mesure de l'affaissement au cône d'Abrams évolue (figure 3.47).



**Figure 3.47.** Évolution de l'affaissement au cône en fonction de la température.[73]

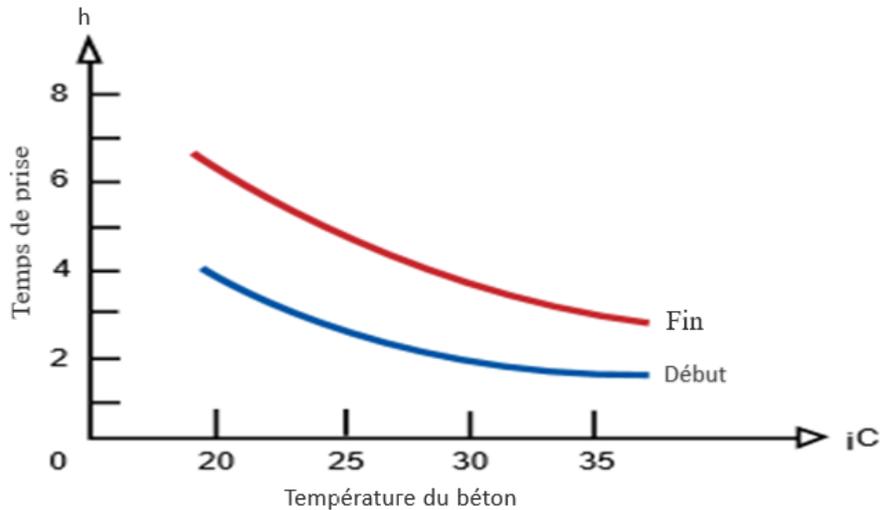
Pour une élévation de la température du béton, il y a une importante perte de l'ouvrabilité qui, en outre, peut se manifester très rapidement après la préparation du béton. La solution de rajouter de l'eau pour pallier cette perte d'ouvrabilité est interdite car elle entraîne une baisse de la résistance mécanique obtenue sur le béton à toutes les échéances (figure 3.48).



**Figure 3.48.** Évolution des résistances d'un béton en fonction de l'augmentation de la teneur en eau.[73]

- l'influence de température sur le temps de prise

L'augmentation de la température accélère les réactions chimiques: la prise du béton est plus rapide (figure 3.49).

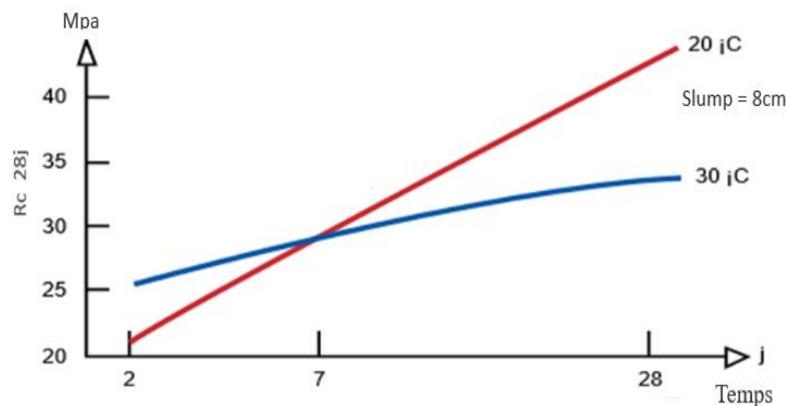


**Figure 3.49.** *Évolution du temps de prise du béton en fonction de la température.* [73]

- L'influence de la température sur les résistances mécaniques

Une forte élévation de la température provoque aux échéances précoces (1 ou 2 jours) une augmentation de la résistance du béton. Cela se traduit généralement par une résistance du béton à 28 jours moins élevée que celle du même béton qui aurait été conservé à une température plus basse.

Il est important de tenir compte de ce phénomène (figure 3.50) et il faut se souvenir que les réactions d'hydratation sont plus ou moins exothermiques selon les types de ciment et que cet effet se cumule avec celui de la température extérieure.



**Figure 3.50.** *Évolution des résistances en compression en fonction de la température.* [73]

- L'influence de la température sur l'apparition des fissures : Une évaporation trop rapide de l'eau du béton peut entraîner quelques heures après le décoffrage des fissures de retrait plastique. Dans la pratique, il est conseillé de ne pas dépasser une vitesse d'évaporation supérieure à 1 kg/m<sup>2</sup>/h. Elle est

d'autant plus importante que : la température ambiante est élevée → la température du béton augmente → l'air est sec.

### 3.7.3 Préconisations pour le bétonnage par temps chaud

Pour les périodes où la température ambiante, mesurée sur le chantier, est durablement supérieure à 30°C, l'entrepreneur soumet au maître d'œuvre, dans le cadre du programme de bétonnage, les dispositions qu'il propose de prendre pour limiter la température maximale du béton frais.

Les services météorologiques donnent des informations sur les conditions climatiques d'un site donné. Pour des chantiers importants, il peut être nécessaire de compléter l'information des services spécialisés par un suivi précis de l'évolution locale.

Par temps chaud, il conviendra de respecter quelques règles simples afin d'obtenir en œuvre un béton dont les caractéristiques correspondent aux attentes des maîtres d'ouvrage. Des modifications de la formulation du béton peuvent dans les cas extrêmes s'avérer nécessaires. À l'égard des granulats (sable, gravillon) qui constituent l'essentiel de la masse du béton, c'est au niveau des conditions de stockage que des protections sont à mettre en place, elles peuvent être complétées par un arrosage plus ou moins intensif, apport d'eau dont il convient de tenir compte dans la composition du béton. Bien que le choix du type de ciment soit dicté par des considérations liées à l'ouvrage réalisé et aux conditions d'environnement, il peut être utile de rechercher un ciment faiblement exothermique. L'eau utilisée pourra être refroidie.

Au niveau de la formulation du béton, il est possible d'associer un ou plusieurs adjuvants, un retardateur de prise qui prolongera le temps d'utilisation, un plastifiant réducteur d'eau qui permet de maintenir le rapport E/C. Il est important dans cette hypothèse de réaliser des études préalables de compatibilité ciment-adjuvant en les menant dans les conditions climatiques proches de celles du chantier afin de vérifier que la maniabilité reste satisfaisante pendant une durée compatible avec les conditions de transport et de mise en œuvre.

Lorsque le chantier est approvisionné par des centrales de béton prêt à l'emploi, il faut s'efforcer de réduire les temps de transport et d'attente et limiter le stationnement en plein soleil des camions malaxeurs.

Au niveau de la mise en œuvre du béton, il peut être utile de refroidir les coffrages et il convient toujours de bétonner en dehors des heures les plus chaudes de la journée. En aucun cas, il ne faudra rajouter d'eau à un béton dont l'ouvrabilité s'avère médiocre.

Après coulage, le béton doit être protégé de la dessiccation, notamment les surfaces exposées au soleil et au vent, par un produit de cure ou par une bâche par exemple. Cette protection doit être maintenue en place durant les premières heures voire quelques jours selon l'évolution des conditions climatiques.

La qualité et la durée de vie du béton se jouent aux tous premiers âges, période où il est particulièrement sensible. Les précautions prises pour bétonner par temps chaud peuvent générer des coûts supplémentaires qui, de toute façon, seront moindres que ceux liés aux réparations ultérieures.

### 3.7.4 Les recommandations

#### 3.7.4.1 Les recommandations relatives à la formulation

Des adaptations de la formulation du béton peuvent s'avérer nécessaires :

- Privilégier un ciment à faible chaleur d'hydratation (ciment faiblement exothermique) et éviter un ciment de type R ;
- Ne jamais accroître le rapport eau/ciment en ajoutant de l'eau au-delà de ce que prévoit la formule du béton et ne jamais rajouter d'eau dans le béton après malaxage ;
- Introduire dans la formulation un plastifiant ou un superplastifiant réducteur d'eau, ce qui permet d'obtenir la consistance souhaitée sans modifier le rapport eau/ciment, de limiter la dessiccation et d'améliorer la rhéologie en atténuant les effets de la température.
- Introduire dans la formulation un retardateur de prise pour compenser l'effet accélérateur de la chaleur et prolonger le temps d'utilisation.

Les études de formulation doivent être réalisées dans des conditions climatiques proches de celles de chantier, afin de vérifier que la maniabilité reste satisfaisante pendant une durée compatible avec les conditions de transport et de mise en œuvre.

#### 3.7.4.2 Recommandations pour la fabrication et le transport

Le ciment, l'eau et les granulats participent à l'élévation de la température du béton. Pour limiter leur échauffement, on s'efforcera de les protéger au maximum du soleil.

Cette précaution vaut particulièrement pour les granulats qui ont un rôle prépondérant dans l'augmentation de la température du béton.

Il est recommandé de prendre des précautions pour le stockage des granulats, d'utiliser les granulats de préférence le matin après refroidissement nocturne ou de les refroidir au préalable par arrosage. Dans ce cas, l'apport d'eau sera pris en compte dans la formulation du béton. Il est conseillé aussi d'utiliser de l'eau fraîche (ou de la refroidir si nécessaire avec de la glace).

Lorsque le chantier est approvisionné par une centrale de béton prêt à l'emploi, il faut s'efforcer de limiter la température du béton au départ de la centrale, réduire les temps de transport et d'attente et limiter le stationnement en plein soleil des camions malaxeurs.

### 3.7.4.3 Recommandations pour le bétonnage

Sur chantier, les horaires de bétonnage seront adaptés en fonction des températures (bétonnage aux heures les plus fraîches de la journée ou éventuellement la nuit).

La mise en œuvre du béton dans les coffrages doit être réalisée le plus vite possible, en réduisant toute attente et dans des délais très courts après sa fabrication. Il ne faut pas rajouter d'eau pour tenter d'améliorer la maniabilité du béton.

Les coffrages, en particulier métalliques, doivent être protégés de l'ensoleillement direct et éventuellement refroidis par humidification avant bétonnage. Pour des bétons exécutés en grande masse, le recours à des systèmes de refroidissement du béton dans la masse peut être nécessaire. La température du béton frais au moment de la mise en œuvre doit être inférieure à 30°C.

### 3.7.5 Protection des bétons

Les bétons doivent être protégés de l'évaporation immédiatement après leur mise en œuvre, notamment les surfaces exposées au soleil et au vent, par un produit de cure, par une bâche (paillasons humides, films polyéthylène...) ou par un système de pulvérisation d'eau. Cette protection doit être maintenue en place durant les premières heures, voire quelques jours selon l'évolution des conditions climatiques.

Il convient de prévoir toutes les dispositions permettant l'évacuation des calories de manière à maintenir le béton à une température acceptable (protection de l'ensoleillement, arrosage fréquent des coffrages...)

## *Chapitre 4 : Durabilité des aciers*

## 4.1 Corrosion des armatures

### 4.1.1 Introduction

Avec un PH >13 le béton sain est un milieu naturellement protecteur pour les armatures : en effet il se forme autour de ces armatures un film passif (solution de  $Fe_3O_4 - Fe_2O_3$ ) qui réduit la vitesse de corrosion à une valeur négligeable.

Avec le temps est équilibre peut être rompu par la pénétration d'agents agressifs, entraînant une dépassivation de l'acier et l'amorçage d'un phénomène de corrosion.

### 4.1.2 Le milieu corrosif :

Les milieux corrosifs les plus courants sont l'atmosphère, le sol et l'eau. L'eau de mer et l'eau douce sont suffisamment chargées en sels pour être des éléments actifs des piles de corrosion, au contact de l'acier nu. L'eau de pluie et l'eau de condensation de l'humidité atmosphérique ne sont pas chargées de sel et leurs conductivités électriques sont faibles. Cependant, lorsque l'atmosphère contient des impuretés telles que du dioxyde de soufre ( $SO_2$ ), du dioxyde de carbone ( $CO_2$ ), des chlorures en bord de mer, et autres composés, l'eau de pluie ou de condensation s'en trouve chargée, devient conductrice et, par suite, peut favoriser la corrosion. L'eau étant un des éléments nécessaire à la corrosion, il est évident que les structures en acier exposées à l'atmosphère, occasionnellement au contact de l'eau (pluie, condensation), subiront une corrosion moindre que celles constamment ou surtout alternativement immergées et émergées.

### 4.1.3 La corrosion des armatures :

La corrosion des armatures est un paramètre fondamental de la durabilité des bétons dans les ouvrages, nous passons donc ici rapidement en revue ses causes, ses mécanismes et les solutions qu'il est possible d'y apporter.

La corrosion de l'armature (phase 2) commence, dès que trois conditions sont remplies :

- le front de carbonatation a atteint l'armature (dépassivation).
- disponibilité d'humidité.
- disponibilité d'oxygène.

#### 4.1.3.1 Béton et corrosion :

En raison de son pH élevé, le béton, quand il est sain, est un milieu naturellement protecteur pour les armatures. Il se forme autour de celles-ci un film passif (solution solide  $Fe_3-Fe_2O_3$ ) qui empêche quasiment le développement de la corrosion.

Dans certaines conditions (carbonatation du béton d'enrobage, teneur importante en chlorures), cet

équilibre peut être rompu. Consécutif à une dépassivation de l'acier, un phénomène de corrosion peut s'amorcer.

La destruction du film passif et la dégradation du métal mettent en jeu un mécanisme de piles électrochimiques avec zones anodiques, zones cathodiques et milieu électrolytique constitué par la solution interstitielle du béton elle-même.

Au niveau de l'anode, le métal est dissous avec production d'électrons qui sont consommés au niveau de la cathode, par réduction de l'oxygène. (Ce qui est le cas du Fer et du Nickel par exemple) la réaction qui s'est produite s'écrit globalement :  $M \rightarrow M_2 + + 2e^-$  (4-1)

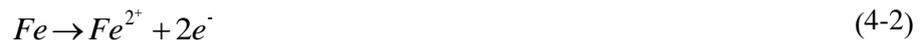
ex :  $(fe \rightarrow fe^{+2} + 2e^-)$ , Cette réaction est le résultat de réactions élémentaires plus simples, mais la forme globale est suffisante pour en dégager le rôle essentiel. Globalement, le cation  $M^{2+}$  est passé en solution dans le liquide, vraisemblablement sous forme hydratée. Chimiquement il s'agit d'une perte d'électrons, c'est-à-dire une oxydation. Pour certaines raisons, on dit aussi qu'il s'agit d'une « dissolution anodique » également appelée « oxydation anodique ».

Cette réaction entraîne la libération d'ions hydroxyle  $OH^-$ .

Ces derniers réagissent ensuite avec les ions ferreux produits au niveau de l'anode pour former, en présence d'oxygène, des oxydes et hydroxydes de fers gonflants.

La corrosion ne se développe qu'en présence d'oxygène. C'est une des raisons pour laquelle la cinétique de corrosion dans les structures en béton immergées est faible. [101]

On note les réactions principales : -



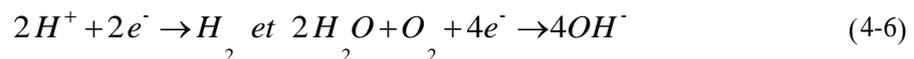
Oxydation

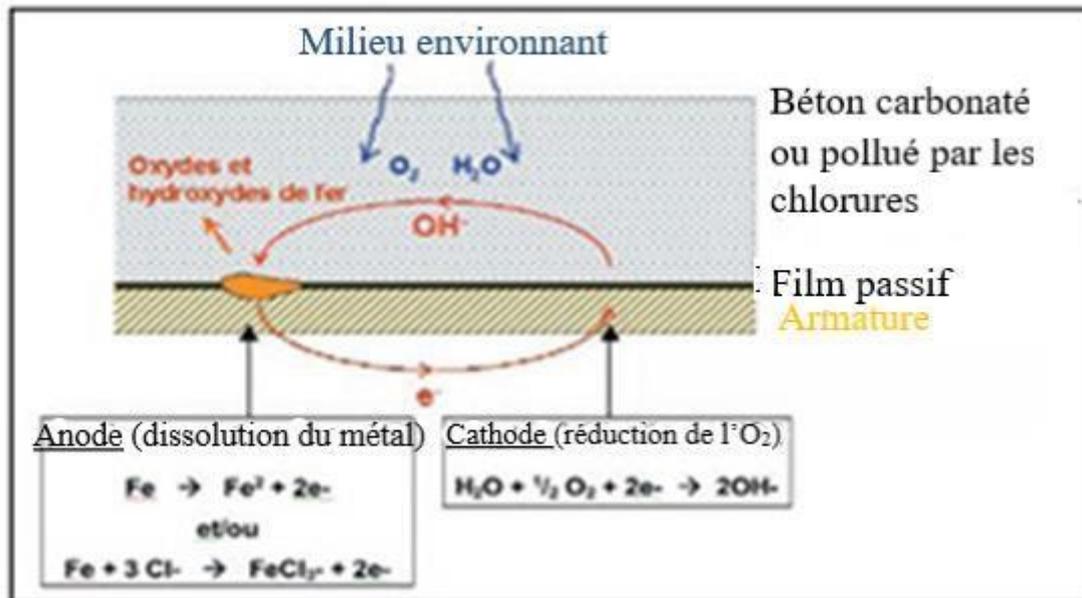


Réduction



En parallèle avec :





**Figure 4.1.** La cinétique de corrosion dans les structures en béton armé.

#### 4.1.3.2 Mécanismes de la corrosion (les causes) :

Deux causes de sinistres : la qualité insuffisante du béton et les armatures trop proches de la surface.

La cause principale de déclenchement rapide de ce processus est donc, d'après ce que nous venons de voir, la porosité excessive du béton. L'origine est à rechercher :

- dans sa composition (si l'on a mal équilibré les proportions relatives de sable et de gravillons par exemple) ;
- ou dans sa confection (par exemple, excès d'eau au coulage, ou insuffisance de vibration à la mise en place) ;

La cause subsidiaire, mais bien entendu tout aussi grave, est la mise en place des armatures sans précautions en ce qui concerne leur distance minimale à la surface.

-soit parce que, sur le chantier, on a mal lu les plans.

-soit parce que les cales prévues pour assurer le maintien des barres à la distance voulue n'ont pas été placées en nombre suffisant.

La corrosion des armatures peut être initiée par la carbonatation du béton d'enrobage au contact du CO<sub>2</sub> atmosphérique ou par la pénétration des ions chlorures du milieu environnant.

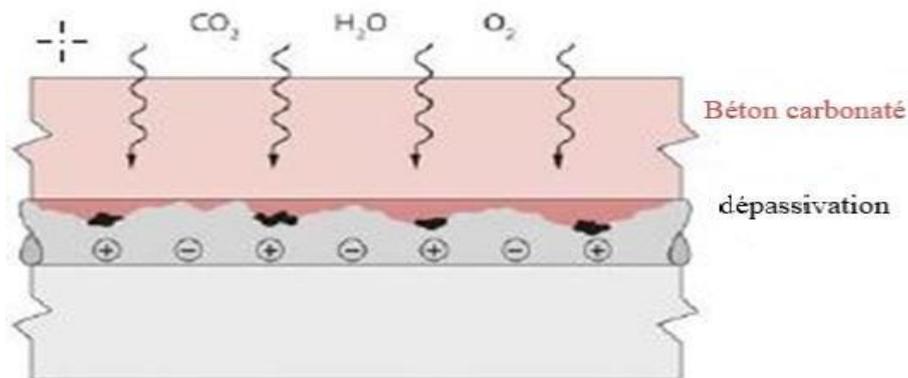
##### a. La corrosion induite par la carbonatation :

Dans le cas de la carbonatation et quand son front atteint les armatures, le métal est dépassivé par la diminution du pH aux environs de 9, diminution due à la réaction entre les hydrates de la pâte de ciment et le CO<sub>2</sub> atmosphérique.

La dépassivation intervient ainsi lorsque le front de carbonatation atteint les armatures.

D'un point de vue chimique la réaction est :  $CO_2 + Ca(OH)_2 \rightarrow CaCO_3 + H_2O$  (4-7)

A partir de ce stade, l'oxygène pourra attaquer l'acier, dans la mesure où le milieu reste en contact avec de l'eau (toujours la pluie...). Alors, la réaction proprement dite de corrosion se développera, en engendrant la formation de sels de fer en couches superposées sur le métal. La particularité essentielle de ces composés étant de se former avec une forte augmentation de volume (de gonfler), la réaction entraîne successivement la fissuration, puis l'éclatement de la mince couche de béton recouvrant l'armature.



**Figure 4.2.** Corrosion induite par la carbonatation.



**Figure 4.3.** Dégât de corrosion d'une armature : érosion par corrosion régulière de la barre d'armature sous l'effet de la carbonatation.

b. La corrosion induite par la présence des ions chlorures :

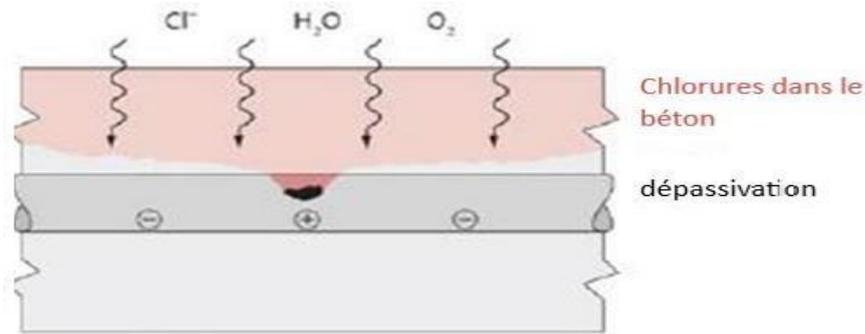
Dans le cas des chlorures, la dépassivation est initiée lorsqu'une teneur critique en chlorures arrive au niveau des armatures. Le seuil critique est généralement admis pour un rapport de concentration  $[Cl^-/OH^-]$  compris entre 0,6 et 1 soit une teneur en chlorures de 0,4% par rapport à la masse du ciment.

Les ions chlorure s'associent avec l'ion hydrogène de l'eau pour former de l'acide chlorhydrique :

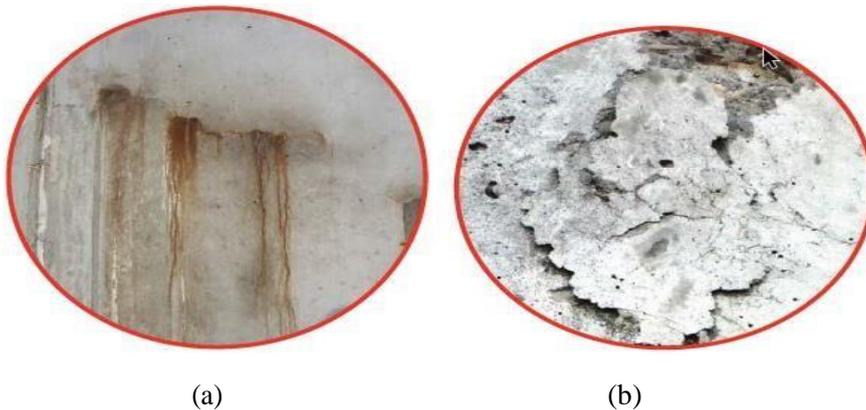


FeOH est la goëthite est noté plus simplement (FeOH) et FeOH c'est un sorbant solide

Les piqûres contiennent de croître si la concentration locale en ions Cl est suffisante Le produit de corrosion expansif induit une fissuration puis un éclatement du béton d'enrobage. Cette nouvelle dégradation accélère alors le processus jusqu'à la ruine complète de l'ouvrage.



**Figure 4.4.** Corrosion induite par les chlorures.

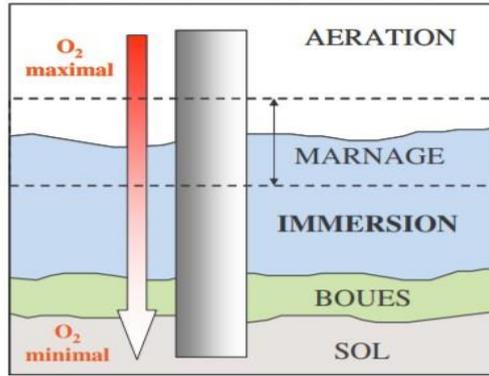


**Figure 4.5. (a)** Signes de corrosion visible en surface du béton : trace de rouille (photos à gauche)

**(b)** Décollement du béton au-dessus d'une armature corrodée (photos à droite)

#### 4.1.3.3 Corrosion dans les environnements marins :

L'exposition des structures métalliques dans l'environnement marin peut être continue ou intermittente ; on convient de distinguer différentes zones : zone atmosphérique, des éclaboussures, de marnage, immergée et des sédiments. Nous essaierons de décrire les phénomènes de corrosion propres à chacune de ces zones. Il est intéressant de connaître les différents mécanismes de corrosion qui peuvent se produire dans l'eau de mer.



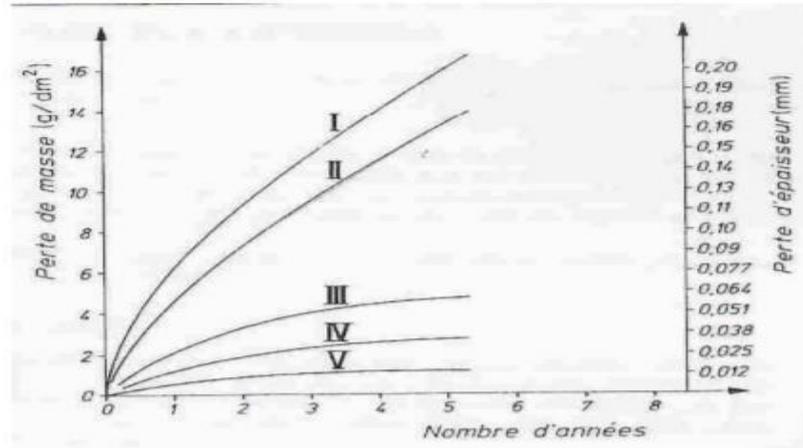
**Figure 4.6.** *Elément métallique dans l'environnement marin.*

On distingue différentes zones sur les structures en béton dans l'environnement marin concernant la corrosion :

- La zone submergée (toujours au-dessous de l'eau de mer).
- La zone d'éclaboussure et de marée, dite aussi zone de marnage « exposée au cycle humidité /séchage).
- La zone atmosphérique (bien au –dessus de la hauteur de la marée et rarement mouillée).

Aux phénomènes électrochimiques s'ajoutent les phénomènes biologiques que sont les biofilms et les salissures marines. La figure suivante donne un ordre de grandeur de l'importance des taux de corrosion d'un acier dans différentes atmosphères. On peut retenir que la vitesse moyenne de corrosion d'un acier en eau de mer est de l'ordre de 0,1 mm/an. Elle est très élevée dans les premiers mois d'immersion puis ralentit progressivement. On explique ce phénomène par la formation, au contact du métal, d'une pellicule de rouille adhérente qui, en s'épaississant, freine la migration de l'oxygène vers l'acier, et ralentit ainsi la vitesse de corrosion. Le comportement de l'ouvrage dans ces premiers mois s'avère donc décisif pour la durée de vie de celui-ci. L'expérience montre que la corrosion ne devient sensible qu'au-delà d'un certain seuil du taux d'humidité relative de l'ordre de 50 à 70 %. Mais la présence de poussières et d'autres dépôts solides étrangers à la surface de l'acier peut abaisser notablement la valeur de ce seuil et favoriser l'apparition de la corrosion. Il en résulte que la pollution atmosphérique, malheureusement importante dans les sites urbains et industriels (comme Saint-

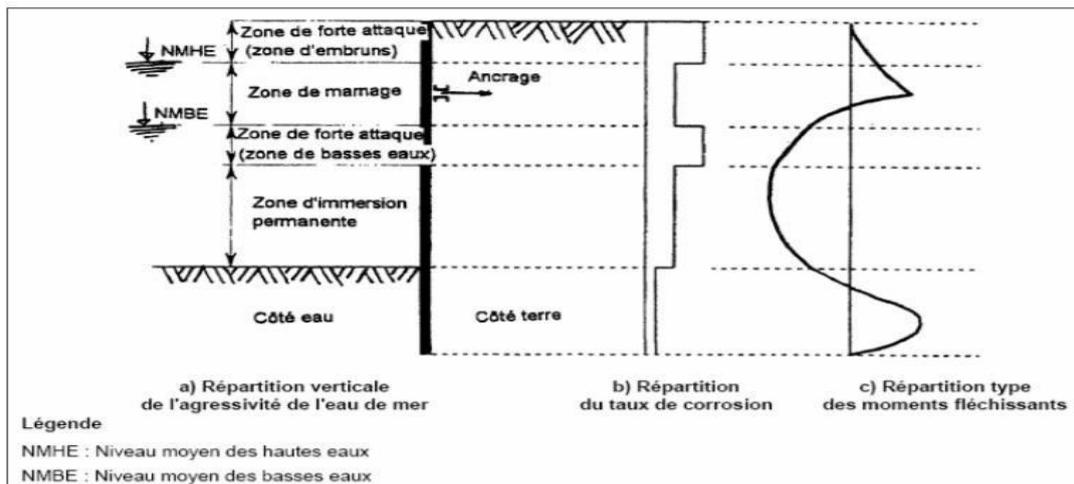
Nazaire par exemple), contribue à l'accélération du processus de corrosion. La température joue également un rôle déterminant dans l'accélération du processus chimique d'oxydation : par exemple, une augmentation de 10 °C double la vitesse de réaction. Enfin, l'alternance eau/air dans la zone de marnage amplifie d'autant plus la corrosion des pieux.



**Figure 4.7.** Taux de corrosion d'un acier dans différentes atmosphères.

- I* atmosphère humide et polluée
- II* atmosphère marine (Nord)
- III* atmosphère marine (méditerrané)
- IV* atmosphère pure et humide
- V* atmosphère pure et sèche

- Dimensionnement de répartition du taux de corrosion.



**Figure 4.8.** Exemple de répartition du taux de corrosion

Selon l'agressivité de l'environnement de l'élément en acier, des mesures de protection contre les effets de la corrosion doivent être prises si d'éventuelles pertes d'épaisseur d'acier sont prévisibles. Si la corrosion doit être prise en compte dans le calcul par une réduction d'épaisseur, les taux de corrosion doivent être donnés dans le cahier des charges du projet. L'utilisation d'une épaisseur d'acier supplémentaire peut donc apparaître dans les calculs afin de prendre en compte de la corrosion et respecter la durée de vie de la structure. Dans ce paragraphe nous donnons des indications sur la perte d'épaisseur des pieux en acier et des palplanches en acier provoquée par la corrosion.

#### 4.1.3.4 les conséquences de la corrosion :

La formation des oxydes et hydroxydes de fer, plus communément appelés rouille (comme elle est montrée dans la figure (4.5 (a, b)) s'effectue au dépend du métal d'origine, avec une augmentation importante de volume. Elle entraîne donc une réduction de la section efficace des armatures pouvant occasionner une diminution de la capacité portante des ouvrage ou partie d'ouvrage préalablement les principaux désordres visible correspondent à des fissure se développant le long des armatures, souvent associées à des désaffleurement à des coulures de rouille à a surface du béton, à des épaufrures (expulsion du béton d'enrobage).

#### 4.1.3.5 Les principales phases du diagnostic :

Que faire quand ça arrive ?

Le préalable à toute réparation du béton par la corrosion est de réaliser un diagnostic permettant de préciser l'origine et l'étendue de la corrosion : faire abstraction de ce diagnostic peut conduire à opérer des réparations inadaptées et non durable.

Les principales phases du diagnostic ont pour but de :

a- Cartographier les désordres visibles,

b- Définir l'origine et l'intensité de la corrosion

c- Apprécier l'évolution des désordres potentiels, en particulier dans des zones peut dégradées.

-Caractériser le béton en vue de rechercher éventuellement pathologies physico-chimique associées et de préconiser des traitements de réparation adaptés (qualification du mélange granulaire vis-vis de l'alcali-réaction notamment). L'origine de la corrosion peut être déterminée en comparant aux valeurs d'enrobage, les profondeurs de carbonatation (mesurée à l'aide d'une solution de phénolphtaléine). Et de pénétration de chlorures (mesurées suivant le mode opératoire recommandé par L'AFPC-AFREM).dans le cas d'ouvrage exposée au milieu marin ou d'utilisation de sel de deverglaçage, dans ces dernier cas il convient de distinguer la mesure des chlorures liés aux constituants de ciment, qui ne participent pas au phénomène de corrosion, et de celle de chlorure libre qui sont responsable de l'amorçage de la corrosion par piqure, dans tous les cas de figure, ces relevées doivent être couplées à des mesure d'activité de la corrosion par potentiel d'électrodes (mesure du potentiel entre le réseau d'armature et une électrode de référence).ainsi qu'à des mesure d'enrobage généralement pratiquées par auscultation radar et /ou phacomètre.

Il peut parfois s'avérer utile de prélever localement des armatures dans des zones touchées par des pathologies, telle que la corrosion des armatures afin de pouvoir déterminer son avancement ainsi que

la section restante d'acier pouvant être exploitée afin de déterminer les quantités d'armatures nécessaires à rajouter pour redonner à l'élément au minimum sa section d'acier initiale.



**Figure 4.9.** Prélèvement d'aciers.

En peut conclure d'après tout ça qu'il y a :

1. des mesures en transparence mesures (directe) sont utilisées dans le cas des éprouvettes, des poteaux ou de certaines poutres. Les transducteurs sont appliqués sur les deux faces de l'élément à tester.

2. Mesures en surface (indirecte)

Elles sont utilisées sur tous les éléments de structure et sur les éprouvettes, mais plus particulièrement sur les dalles et éléments en longueur.

L'émetteur est maintenu en un point fixe, le récepteur est déplacé successivement à des distances marquées à l'avance.

Après avoir relevé le temps correspondant à un point considéré, on passe au point suivant.

3. Mesures semi directe

Elles sont utilisées sur tous les éléments de structure et sur les éprouvettes, mais plus particulièrement sur les éléments de structure où on ne peut pas utiliser les deux autres manières comme :

- Le radar

Le radar a une large gamme d'applications potentielles dans plusieurs domaines, des activités militaires et aériennes en premier temps au CND du béton. La description en détail des techniques radars a été réalisée par (Daniels 2004) [111]. Le principe de cette technique en génie civil est basé sur la réflexion et l'atténuation d'ondes électromagnétiques dans le milieu du matériau. La propagation d'ondes électromagnétiques dépend de la permittivité diélectrique, de la conductivité et de la perméabilité du matériau ausculté.

Ces différents essais constituent le paramètre essentiel à l'établissement d'un diagnostic de corrosion. Ils peuvent être complétés par des essais physico-chimique et microstructuraux qui auront pour but de

caractériser les bétons en vue de réaliser des préconisations de réparations adaptées. Par ailleurs, dans le cas d'ouvrages peut dégradée. le diagnostic peut permettre au maître d'ouvrage, via l'utilisation de loi d'évolution et de modelés numérique spécifique, de prévoir les risque d'apparition des dégradation.et par voie de conséquence, de prendre très en amont des mesures préventive souvent moins onéreuse que les travaux de réparation eux- mêmes.



**Figure 4.10.** *Le radar.*

- Conclusion sur le diagnostic :

Dans cette partie nous avons vu l'importance du diagnostic dans l'opération de réhabilitation d'un ouvrage ainsi que des différents moyens disponibles pour le réaliser. C'est l'étape clé qui permet de déterminer les types de pathologies dont souffre l'ouvrage ainsi que leur ampleur. Cela permet aussi de faire des prévisions quant à l'évolution de ces troubles. Mais c'est avant toute chose, l'étape qui va permettre de mettre en œuvre la méthode de réparation la plus adaptée. Cela permet aussi d'évaluer la cause de ces problèmes. Cette cause peut être tout simplement le vieillissement naturel de la structure, mais cela peut aussi être à cause de l'environnement alentours. Afin de rendre les réparations pérennes, il est nécessaire de mettre en œuvre des travaux de réparation et de protection adaptées, mais

aussi de travailler sur l'origine du problème afin d'éviter l'apparition rapide de nouvelles pathologies semblable.

#### 4.1.3.6 les différents types de traitements :

La réparation du béton armé dégradé par la corrosion nécessite dans tous les cas de réaliser une purge préalable des zones de désordres visible étendue aux zones adjacentes, et assortie d'un traitement des armatures : élimination des produits de corrosion et passivation ou remplacement dans le cas de diminution de section trop importantes.

Dans les cas le plus simple pour les quelle les désordres restent ponctuel et ou aucun risque d'apparition de nouveaux point de corrosion n'est à craindre à moyen terme. Les zones purgée peuvent être alors ragrée à l'aide d'un produit de réparation adapté à la classe d'exposition de l'ouvrage .ce produit est souvent un mortier ou un béton projeté, en fonction du volume des zones de reprise.

En revanche dans les cas où les désordres sont plus généralisée, et donc plus préoccupants, et ou un risque avéré d'apparition des nouveaux point de corrosion est à craindre à court terme, une série de traitement à vocation préventive et/ ou curative est à la disposition du prescripteur, ces traitement peuvent se classer en deux grand familles :

1- les traitements de surface.

2- les traitements électrochimiques.

1-a Le traitement de surface ont pour but de protéger la surface du béton de la pénétration des agents nécessaire à l'amorçage et au développement du phénomène de corrosion.il comprenne les hydrofuge, les revêtements de surface (peinture, lasure, etc...).

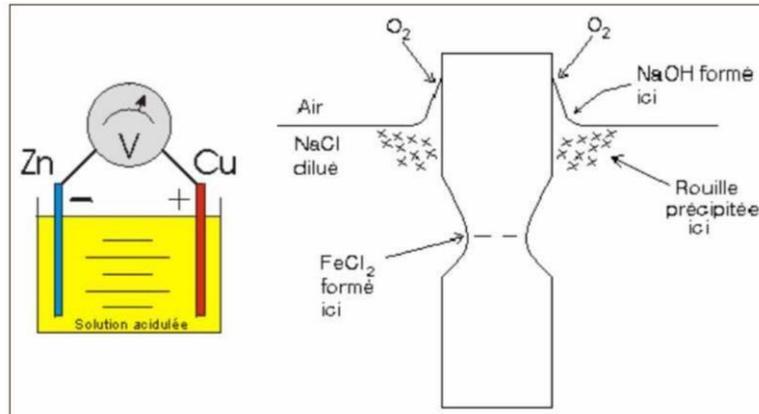
Elle s'effectue par un revêtement chimique, organique ou non- organique.

Il s'agira en premier lieu d'une peinture qui adhère à la pièce et qui est imperméable à l'eau et à l'oxygène. Le revêtement chimique sera une oxydation chimique, par exemple en augmentant la couche d'alumine. On réalisera aussi une phosphatation dans plongeant la pièce dans de l'acide phosphorique. La présence de  $Fe_3(PO_4)_2$  favorise l'adhérence des peintures et vernis. On pourra aussi réaliser un dépôt de nickel ou plaquer par électrolyse de cuivre, du nickel, du zinc, de l'argent, du chrome. Couramment aussi, on plongera la pièce dans un bain de zinc, c'est la galvanisation. Naturellement, suivant la nature du revêtement, il faudra faire attention à une corrosion ultérieure soit parce que la couche extérieure ne protège que lorsqu'elle est intégrale, soit tant qu'elle existe puisqu'elle peut s'oxyder elle-même.

1. b les traitements électrochimiques correspondent à deux familles distinctes :

- Les procédés de realcalinisation et /ou de déchloruration (traitement temporaire)
- la protection cathodique (traitement permanent).

Les premières ont pour but, de protéger les structures immergées. Pour cela il faut éviter la réaction anodique de corrosion du fer par rapport d'électrons. La corrosion provoque une modification des paramètres physico-chimiques : Augmentation du pH Formation d'un dépôt calco-magnésien. On rappelle qu'un métal en contact avec un milieu conducteur, eau ou sol, est le siège de réactions électrochimiques appelées effet de pile. Ce phénomène entraîne une dissolution du métal de l'anode vers la cathode, c'est-à-dire de l'élément vers le milieu ambiant : c'est la corrosion ou oxydation. Deux moyens complémentaires existent pour maîtriser cette corrosion (voir le schéma de principe).

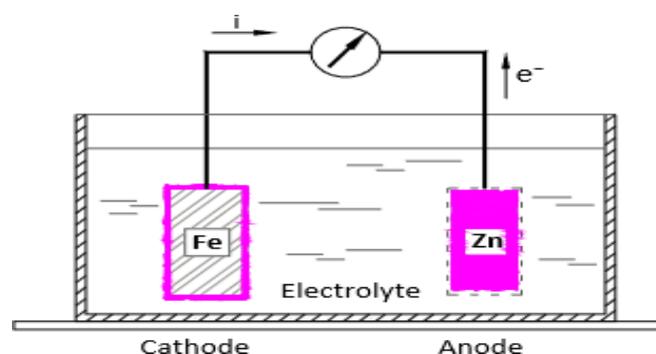


**Figure 4.11.** Schéma de principe. [102]

-La protection cathodique :

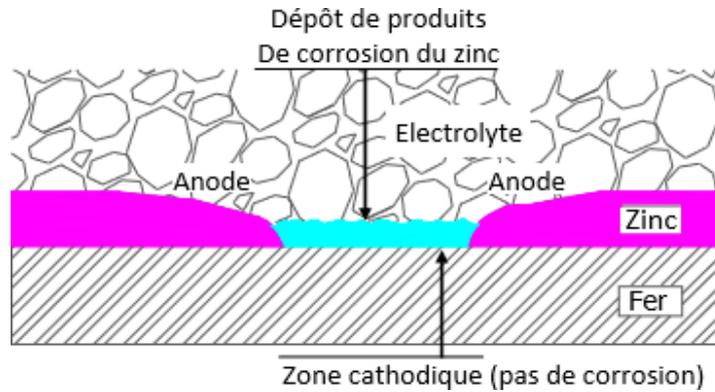
L'idée essentielle est d'empêcher la réaction d'oxydation en obligeant par exemple pour le Fe, la réaction  $\text{Fe}^{2+} + 2 e^- \rightarrow \text{Fe}$ . On placera une anode sacrificielle en zinc, en magnésium ou en aluminium. La méthode est utilisée pour les bateaux, les conduites souterraines... On peut aussi imposer un courant. La pièce est portée à un potentiel négatif, elle joue le rôle de cathode et attire donc les cations. L'autre électrode est inertielle ou sacrificielle. On utilisera du graphite ou du fer enrichi de silicium. Et on peut distinguer deux cas ; la protection passive, la protection active.

-Principe de la protection par galvanisation : Une grandeur caractérise l'aptitude d'un métal à s'oxyder : il s'agit de la différence de potentiel qui s'établit entre ce métal et l'électrolyte. Dans le cas du fer, cette différence est négative (typiquement  $-0.15\text{V}$ ). Pour les métaux nobles elle est positive. Le zinc est nettement plus électro-négatif que le fer ( $-0.5\text{V}$ ), de sorte que si on associe par un contact direct ou une liaison électrique un morceau de zinc et un morceau de fer et qu'on les plonge dans l'eau (Figure 4.12), on crée une pile électrique dont la force électromotrice (de l'ordre de  $0.35\text{V}$ ) est suffisante pour modifier profondément les réactions chimiques à la surface des éléments.



**Figure 4.12.** Pile simple « Fe-Zn ». [109]

Le fer constitue la cathode de la pile et se trouve ainsi protégé contre toute corrosion. Ce phénomène décrit le mécanisme de la protection cathodique du fer, par anode sacrificielle en zinc.



**Figure 4.13.** Protection cathodique par zinc. [18]

#### 4.1.3.7 Les étapes de la corrosion d'une armature en acier galvanisé :

Dans le sol humide, qui constitue un électrolyte, la situation est similaire. Les expériences montrent que le comportement d'une armature en acier galvanisé peut se résumer comme suit : - dans un premier temps, seul le zinc est au contact du sol. Il constitue un revêtement parfaitement étanche et adhérent. L'acier reste donc totalement protégé. Les réactions d'oxydation du zinc forment lentement des produits de corrosion qui restent à la surface de l'armature et cimentent les grains du sol. L'électrolyte se modifie et la vitesse des réactions diminue ; - par endroits, le zinc aura disparu totalement en tant que métal et l'acier sera mis à nu. Du fait de la protection cathodique, le fer sera protégé par le zinc adjacent et ne subira pas de corrosion tant qu'il reste du zinc métal à proximité. La couche de sol autour de l'armature continue à s'enrichir en composés du zinc (hydroxydes, oxychlorures, carbonates, etc....) et forme une gangue adhérente ; - ensuite, l'acier commence sa dissolution dans un environnement très différent du sol de départ, constitué par la gangue précédemment décrite. La vitesse de la corrosion est alors beaucoup plus faible que celle que subirait l'acier s'il n'avait pas été galvanisé. Au cours du temps cette vitesse de corrosion continuera à se ralentir. Bien entendu, la durée de chaque phase dépend de l'agressivité du milieu.

#### 4.1.3.8 Mesures préventives :

Les mesures ont pour but d'assurer que la phase 1 (initiation) dépasse la durée d'utilisation prévue de l'élément (50 ans dans le cadre de la NBN EN 206): Pour ce faire il faut Recouvrir les armatures d'un enrobage de béton suffisant. En général l'épaisseur de l'enrobage se situe entre 25 et 40 mm pour le bâtiment. La NBN EN 1992-1-1 (Eurocode 2), relative au dimensionnement des structures en béton, définit les exigences pour :

- Recouvrir les armatures d'un enrobage de béton suffisant. En général l'épaisseur de l'enrobage se situe entre 25 et 40 mm pour le bâtiment. La NBN EN 1992-1-1 (Eurocode 2), relative au dimensionnement des structures en béton, définit les exigences pour l'enrobage en fonction de la classe d'exposition et de la classe structurelle. Une attention particulière doit être vouée aux armatures situées derrière les rainures et les faux joints.

- Choix des matériaux On utilisera des aciers inoxydables à base nickel, contenant du chrome du molybdène et éventuellement de l'azote. Ils résistent aux milieux marins et aux milieux chlorés. En réduisant le pourcentage de carbone, on évite la formation des carbures de chrome Cr<sub>23</sub>C<sub>6</sub>. Ils entraînent une corrosion intergranulaire. Les alliages de titane sont très sûrs en eau de mer. Seuls les milieux chlorés concentrés et chauds sont dangereux. Le nickel et ses alliages, le cuivre, les laitons et les bronzes, l'aluminium et ses alliages ont chacun des qualités notables contre la corrosion.

Respecter les spécifications de la norme NBN EN 206 en matière de composition de béton Pratiquer un bon compactage et une bonne cure afin que la surface du béton soit

- Compacte et bien hydratée dès le tout jeune âge et que la progression du front de carbonatation soit ralentie aussitôt que possible.
- Limiter la fissuration du béton. En effet, les fissures d'une ouverture supérieure à 0,3 mm facilitent davantage la pénétration du dioxyde de carbone (CO<sub>2</sub>), des chlorures (Cl<sup>-</sup>), d'eau (H<sub>2</sub>O) et d'oxygène (O<sub>2</sub>) jusqu'à l'armature.
- Dans le cas où le béton est exposé aux chlorures (eau de mer, eaux chlorées) l'usage d'un ciment à forte teneur en laitier à forte teneur en laitier - type CEM III/ B 42,5 - sera favorable. En effet les chlorures en solution sont fixés par le laitier, leur propagation est donc ralentie.
- La résistance d'un béton vis-à-vis de ces deux mécanismes de corrosion peut être évaluée via des "essais de performance" :
- Mesure de la résistance à la carbonatation, selon la NBN EN 13295 et NBN EN 14630.
- Mesure du coefficient de migration des ions des chlorures, selon la NT Build 492 (figure 4.14).



**Figure 4.14.** *Équipement pour essai accélérer de la migration des ions chlorures.*

Attention à l'épaisseur d'enrobage des armatures.

Les épaisseurs d'enrobage sont définies avec précision par les règles de l'art

**1.** Pour les aciers de peau des murs en béton banché (DTU 23.1) :

- Dans les cas d'exposition courante : 3 cm ;

Dans les cas d'exposition aux embruns ou aux brouillards salins (bord de mer), ainsi que dans les autres cas d'exposition aux atmosphères très agressives

- 3 cm lorsqu'il existe une protection complémentaire efficace de l'acier ou du béton ;
- 5 cm dans le cas contraire.

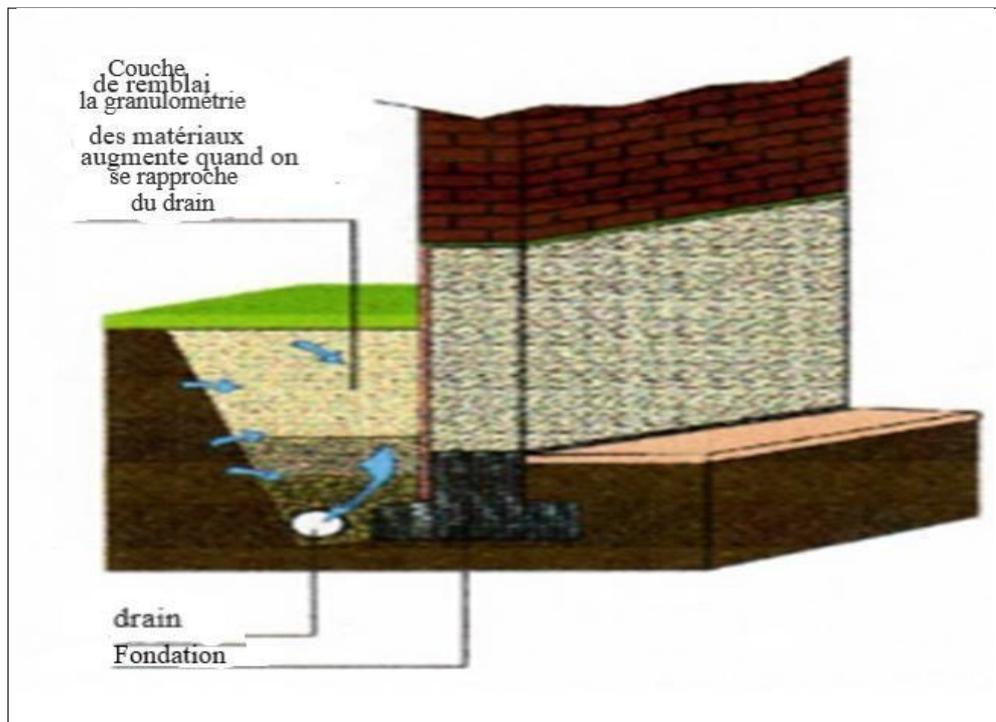
**2.** Pour les autres ouvrages extérieurs tels que corniches, balcons, acrotères, (règles BAEL et DTU 21).

[112]

- 4 cm pour les ouvrages à la mer exposés aux embruns, aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives (fumées industrielles) ;
- 3 cm pour les parois non coffrées susceptibles d'être soumises à des actions agressives, par exemple la face supérieure des balcons et des corniches ;
- 2 cm pour les parois exposées aux intempéries, en dehors des atmosphères agressives.

Quelques solutions pratiques pour protéger les fondations contre la corrosion :

-Principe du drain :



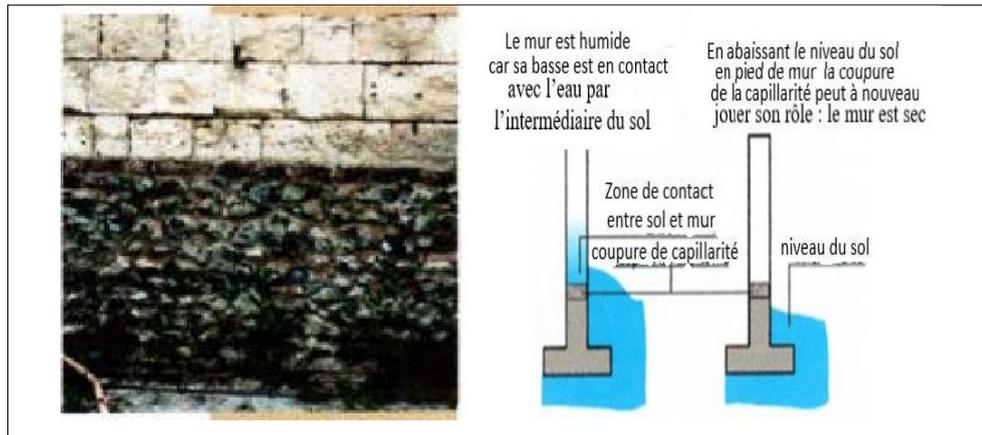
**Figure 4.15.** *Principe du drain.* [101]

- Dégagement de la coupure de capillarité :

Pour combattre les remontées capillaires, les murs des constructions anciennes comportaient à leur base un appareillage de pierre très peu poreux (granit, silex) destinées à empêcher le phénomène .Les murs étaient ensuite élevés avec des pierres plus poreuse (calcaire par exemple) sans risque de remonté d'humidité.

Avec le temps, par apports progressifs de terre autour du bâtiment (jardinage, cultures) , le niveau de sol a pu être remonté jusqu'à venir recouvrir les premiers rangs de pierres calcaires .Par infiltration, cette partie du mur s'est trouvée en contact avec l'eau et l'humidité ascensionnelle a pu se développer .

Le remède à la situation consiste dans ce cas à simplement dégager la terre pour retrouver le niveau initial et redonner son efficacité à la coupure capillaire.



**Figure 4.16.** *Dégagement de la coupure de capillarité.* [101]

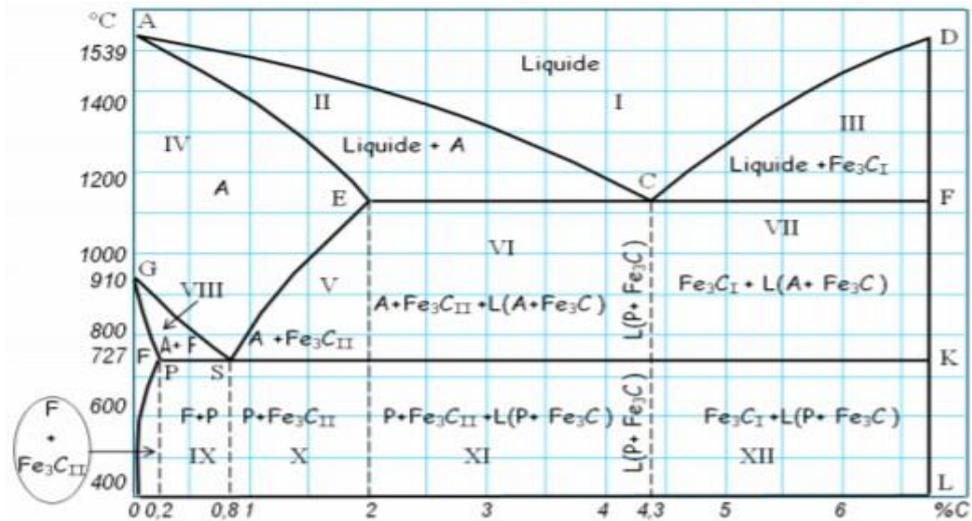
#### 4.1.4 Conclusion

L'eau de mer couvre plus de 70 % de la surface de la terre, elle est riche en ressources naturelles mais constitue aussi un environnement très agressif vis-à-vis de nombreux matériaux, en particulier les aciers peu ou moyennement alliés. Les exemples de structures métalliques soumises aux conditions marines ne manquent pas (plate-forme d'exploitation des ressources naturelles, bateaux, pipelines, palplanches, circuits de refroidissement...). Dans un premier temps, nous nous intéresserons aux différents constituants du milieu marin et à leur influence sur la corrosion.

### 4.2 Rupture des aciers par écoulement

#### 4.2.1 Définition :

Les aciers sont essentiellement des alliages de fer et de carbone (fig. 4.17), qui contiennent en outre certains autres éléments introduits en faibles quantités au moment de leur élaboration (dans les aciers alliés, on introduit par exemple des éléments d'alliage dans le but de modifier les propriétés des aciers de base).



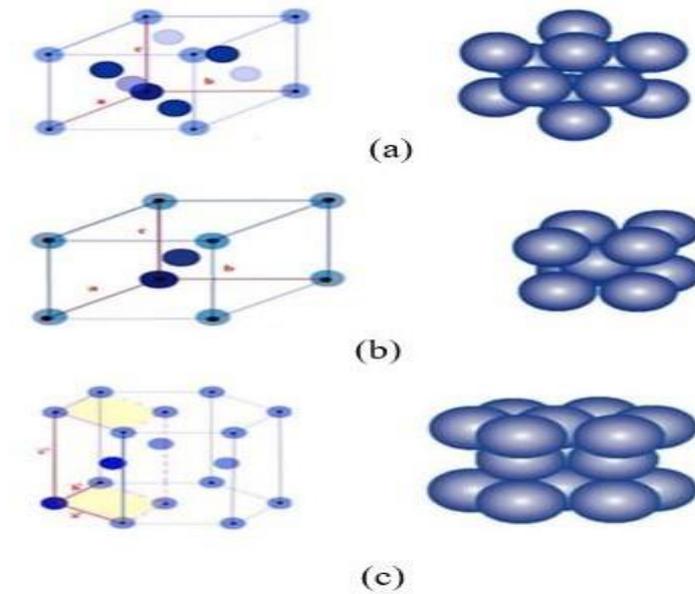
**Figure 4.17.** Diagramme d'équilibre Fer-Carbone. [103]

Dans tous les cas, la teneur en carbone des aciers est inférieure à 2 %. En fonction du nombre d'éléments d'alliage ajoutés au fer et de leur teneur, les aciers présentent un très grand nombre de nuances différentes. Les principaux secteurs d'utilisation de l'acier sont : les bâtiments (44%), la construction des machines et appareillages (22%), l'automobile (19%) et les emballages (4%).

Le mouvement des dislocations donne la limite d'écoulement plastique ou la limite élastique

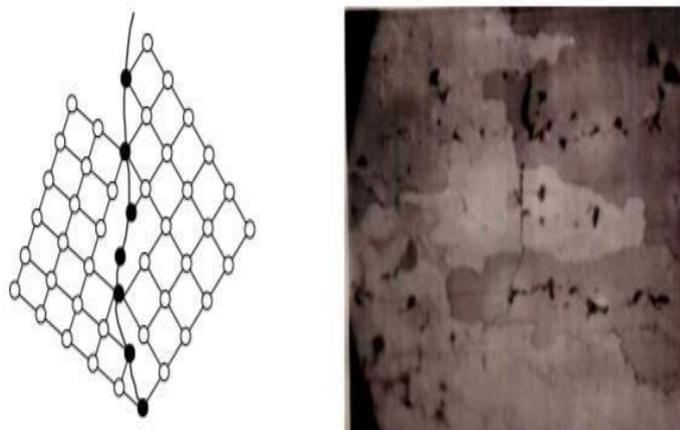
#### 4.2.2 Architecture atomique et défauts du réseau cristallins :

La microstructure d'un matériau est formée par l'ensemble des grains et des particules de taille microscopique, ou des défauts observables par microscopie (électronique ou bien optique). Elle nous permet de caractériser les structures et les propriétés de plusieurs matériaux. Un monocristal, géométriquement parfait, est un ensemble d'ions régulièrement repartis dans l'espace. Pour décrire cet arrangement, on définit un réseau cristallin par un ensemble de nœuds obtenus à partir d'une maille élémentaire répétitive avec une périodicité tridimensionnelle. Les trois structures cristallines les plus fréquentes dans les métaux sont les structures cubiques à faces centrées (c.f.c.) (figure. 4.18.a), cubique centrée (c.c.) (figure. 4.18.b) et hexagonale compacte (h.c.) (figure. 4.18.c). Les structures c.f.c. et h.c. sont les plus compactes.

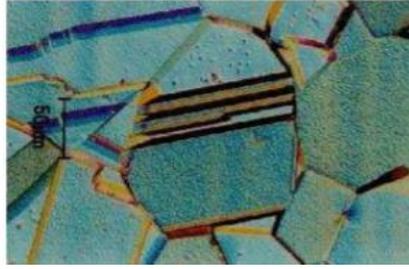


**Figure 4.18.** Disposition des atomes et mailles élémentaires des structures cristallines les plus courantes des métaux [74] : a) réseau c.f.c. b) réseau c.c, c) système h.c.

La structure cristallographique du cristal est loin d'être toujours parfaite, parce qu'elle est perturbée par une série des défauts, qui ont une grande influence sur certaines propriétés fondamentales. Ces défauts peuvent naître à l'échelle ponctuelle tels que les lacunes qui sont un atome manquant à un nœud de réseau cristallin, linéaire telles que la dislocation coin et la dislocation vis, au niveau plan ; c'est le cas des joints de grains (figure. 4.19) qui sont des imperfections planes qui séparent deux cristaux d'orientation différente dans un agrégat polycristallin et en macles (figure. 4.20) qui sont des défauts dans l'ordre d'empilement des couches denses d'atomes.



**Figure 4.19. a.** Représentation schématique d'un joint de grain *Microstructure montrant les joints de grains, b. dans l'alliage d'Al.* [75]

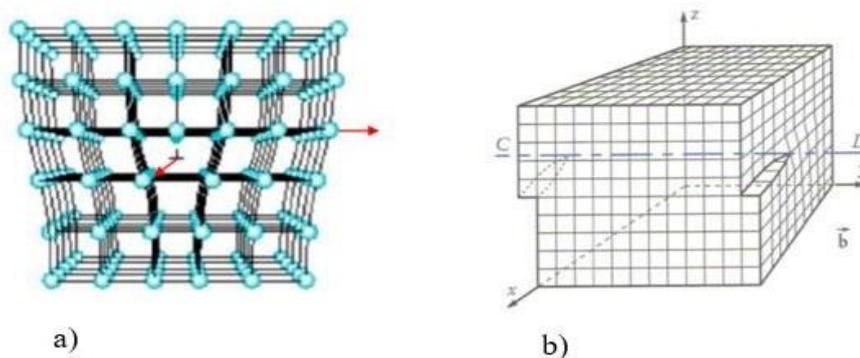


**Figure 4.20.** Micrographie d'un acier inox maclé. [76]

#### 4.2.3 Dislocations et leur rôle dans la déformation plastique :

Dans un cristal réel, il existe en plus des défauts ponctuels, des défauts linéaires ou dislocations (fig. 4.21). Une dislocation est caractérisée par le vecteur de Burgers. Ce vecteur est le défaut de fermeture d'un circuit qu'on aurait tracé autour de la dislocation dans un plan normal à celle-ci.

Dépendamment de la nature du défaut, Les dislocations peuvent être classées en plusieurs catégories :



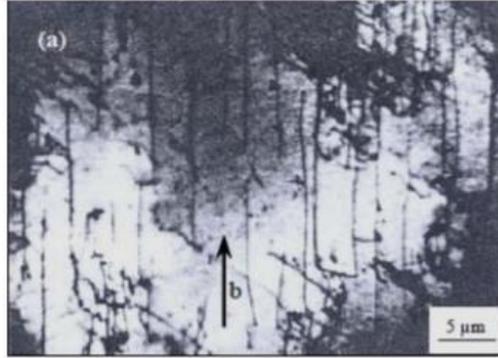
**Figure 4.21.** Représentation schématique d'une dislocation :

a) Dislocation coin,

b) Dislocation vis.

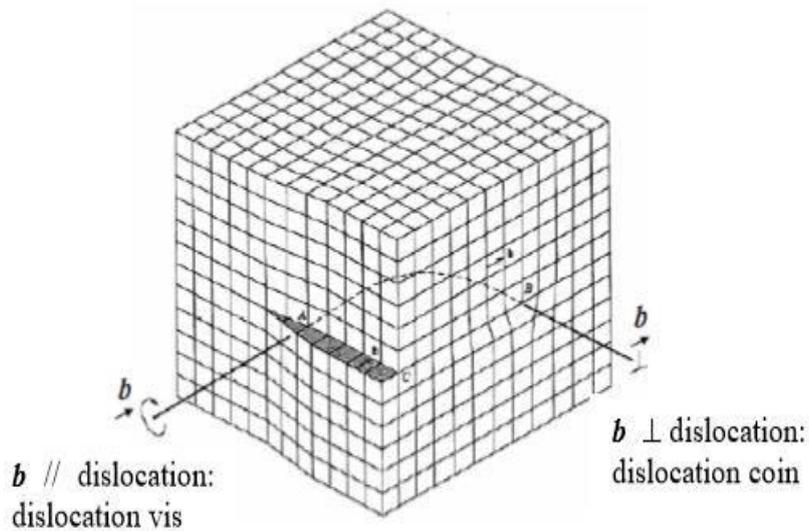
Une dislocation coin est représentée à la figure (4.21.a) dans une structure cubique simple. Une telle dislocation est la ligne sur laquelle se termine un demi-plan atomique supplémentaire à l'intérieur du cristal. On peut remarquer sur cette figure que le cristal est déformé au voisinage de la dislocation : au-dessus de la ligne de dislocation AB, la distance entre les atomes étant moins grande que leur distance d'équilibre, le réseau est en compression ; la situation inverse prévaut sous la dislocation : le réseau y est en tension. ii) Une dislocation vis représentée à la figure (4.21.b), est le résultat d'un cisaillement du réseau parallèlement à la ligne de dislocation.

La figure (4.22), représente une microstructure du fer déformé, nous pouvons distinguer clairement l'allongement des dislocations vis.



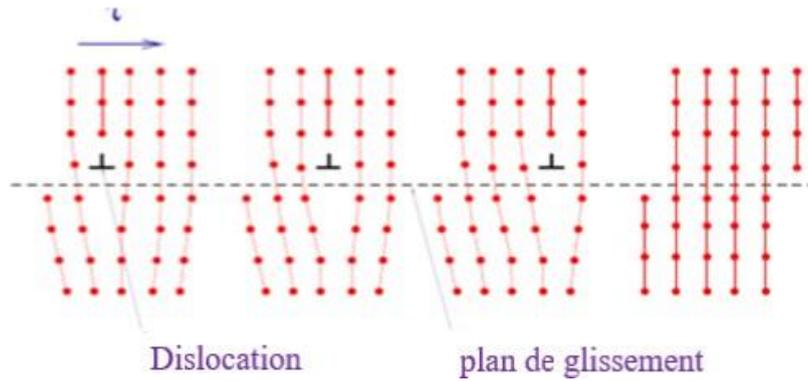
**Figure 4.22.** *Microstructure des dislocations vis dans le fer déformé.* [77]

Nous avons décrit ici deux types de dislocation rectiligne, qui sont deux modèles extrêmes ; dans la réalité, les lignes de dislocations sont courbes, et une dislocation est donc parfois coin lorsque la ligne est perpendiculaire à la déformation, parfois vis lorsque la ligne est parallèle à la déformation, parfois entre les deux. On peut même avoir une boucle de dislocation (la ligne est un cercle fermé), (figure. 4.23).



**Figure 4.23.** *Dislocations mixte.*

La déformation plastique d'une pièce métallique se fait par le mouvement des dislocations [79]. Le passage d'une dislocation à travers un cristal fait glisser l'une par rapport à l'autre les deux moitiés du cristal séparées par l'aire balayée par la dislocation (figure 4.24).



**Figure 4.24.** Glissement et cisaillement d'un plan atomique suite au déplacement d'une dislocation.

Si l'on exerce une déformation plastique importante sur un cristal contenant, au départ, peu de dislocations, on constate néanmoins un glissement global dans le cristal beaucoup plus grand que celui qui correspondrait au mouvement des quelques dislocations que contenait le cristal.

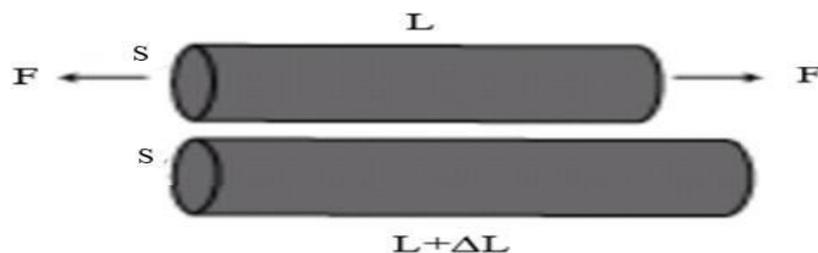
### 4.3 Elasticité et plasticité

Les métaux se déforment différemment en fonction de la contrainte qui leur est appliquée. Il existe deux régimes : le régime élastique et le régime plastique.

#### 4.3.1. Elasticité :

Les solides élastiques ont la particularité de se déformer de façon réversible. Prenons l'exemple d'une déformation uniaxiale d'une éprouvette cylindrique soumise à la force  $F$ . On définit la déformation  $\epsilon$ , comme étant la variation de sa longueur  $\Delta L$  dans une direction donnée, rapportée à la longueur initiale de l'éprouvette  $L$ , ce qui donne en termes mathématiques :

$$\epsilon = \Delta L / L \quad (4-9)$$



**Figure 4.25.** Déformation d'une éprouvette cylindrique soumise à la force  $F$ . [82]

On conçoit aisément que plus la force appliquée est grande et plus l'éprouvette va s'allonger. Toutefois cela dépend évidemment de sa section : il est plus facile de tordre une petite cuillère qu'un rail ! C'est pourquoi on rapporte toujours cette force par unité de surface. On parle alors de contrainte

( $\sigma=F/S$ ) ou pour parler plus clairement de pression. La force, c'est la pression multipliée par la surface en contact. Vous comprenez maintenant pourquoi les fenêtres des hublots sont petites !

Une autre remarque semble également évidente : les matériaux sont plus ou moins « rigides ». Tirer sur un élastique est plus facile que d'étirer un fil de fer (de même section).

#### 4.3.1.1 la relation entre l'allongement et la contrainte :

Le premier qui s'est vraiment intéressé à la chose était l'anglais Hooke (1635-1702). Ne disposant pas des machines de traction de Hooke qui déformait des métaux, je vous propose de faire l'expérience suivante : prenez un élastique (ou un petit ressort) dont vous mesurez la longueur initiale. Suspendez-le à un poids fixe (pourquoi pas des petites cuillères !) et mesurez son allongement (relatif). Recommencez avec deux, trois... fois le même poids et mesurez à chaque fois l'allongement. Reportez l'allongement en fonction du poids. On obtient une magnifique droite indiquant que l'allongement est proportionnel au poids, c'est-à-dire la force appliquée.

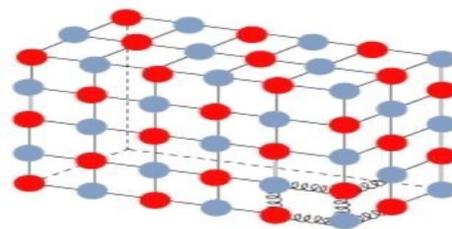
Nous avons établi ici la loi de Hooke, et que l'on écrit en terme mathématique :

$$\sigma = C\varepsilon \quad (4-10)$$

C appelée constante d'élasticité décrit la « raideur » du matériau. Dans le cas d'un élastique, cette constante est faible, un allongement de plus de 100% est facile à atteindre.

#### 4.3.1.2 la déformation élastique des métaux et les alliages :

Contrairement aux élastiques qui se composent de longues molécules (des polymères) qui peuvent facilement s'étirer, les cristaux sont des solides beaucoup plus rigides. Ils sont composés d'atomes liés fortement les uns aux autres. Lorsque l'on déforme un cristal, on « distend » les liaisons entre les atomes (on peut imaginer que ces liaisons se comportent comme des ressorts microscopiques).



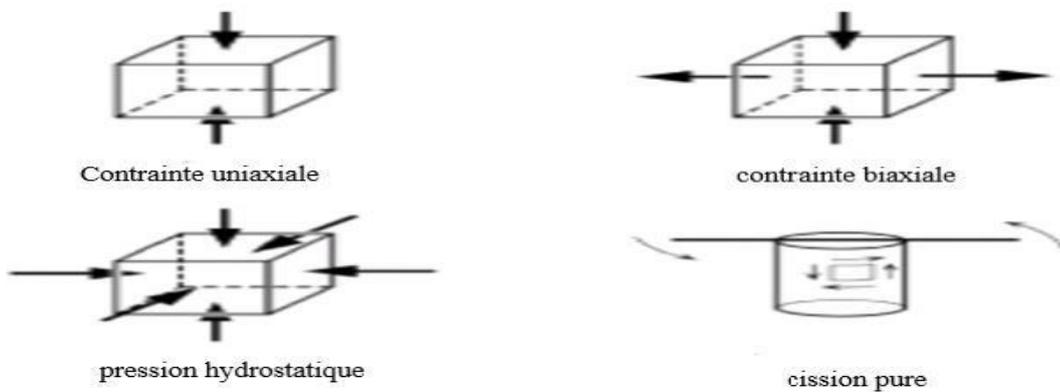
**Figure 4.26.** Déformation d'un cristal. [82]

Image simpliste d'un cristal de sel ; en rouge les atomes de sodium, en bleu les atomes de chlore.

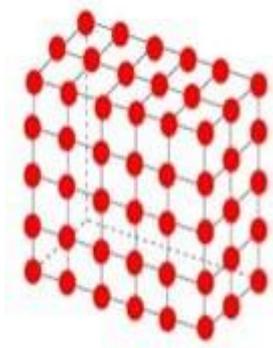
Lorsque les déformations sont raisonnables (de l'ordre de quelques pourcents), la déformation est linéaire et obéit à la loi de Hooke. La constante d'élasticité est de l'ordre de 30 à 300GPa, soit l'équivalent de 3 à 30 tonnes/mm<sup>2</sup>. Dans les conditions de déformation uniaxiale, la traction ou

compression dans la direction longitudinale introduit une déformation latérale de l'échantillon, et s'accompagne d'un changement de volume (sauf pour le caoutchouc qui change de forme sans changer de volume). En général, une traction longitudinale entraîne une contraction latérale de l'éprouvette, sauf dans le cas de certains matériaux comme le chrome ou la pyrite.

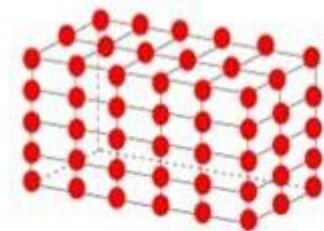
Jusqu'à présent, nous avons parlé uniquement d'une déformation selon une direction particulière. Lorsque la direction est quelconque, la loi de Hooke est un peu plus complexe. Elle dépend d'une part de «l'état» de la contrainte et de l'isotropie du matériau. La figure ci-dessous évoque quelques états de contrainte familiers : contrainte biaxiale, de pression hydrostatique (c'est la contrainte subie par un plongeur par exemple), ou de cisssion pure.



**Figure 4.27.** *Contrainte biaxiale, de pression hydrostatique.*



**Figure 4.28.** *Un cristal anisotrope.*

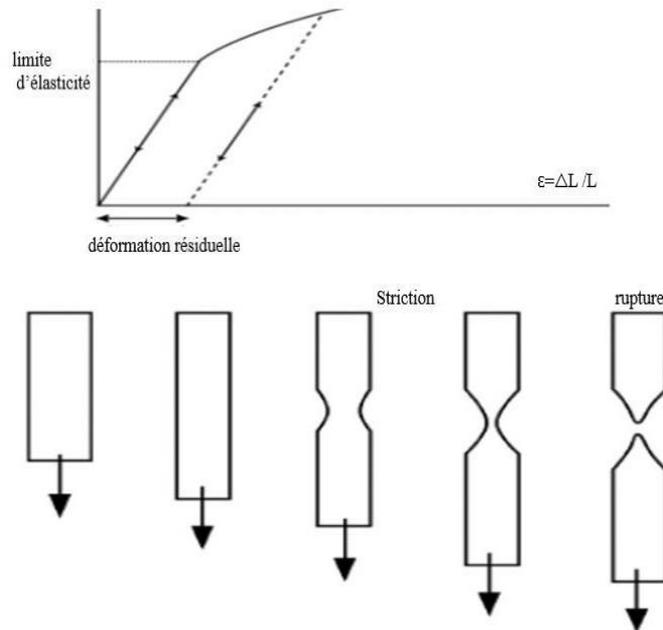


**Figure 4.29.** *Un cristal isotrope.*

En général, les propriétés élastiques dépendent de l'orientation du matériau par rapport à la contrainte, car les liaisons entre les atomes ne sont pas forcément équivalente : on dit qu'un matériau n'est pas isotrope.

### 4.3.2 Plasticité

Prenons une éprouvette cylindrique métallique et déformons-la en imposant une vitesse de déformation constante. Si l'on reste dans le domaine élastique, le relâchement de la contrainte rétablit la forme initiale de l'éprouvette. On dit que la transformation est réversible. La courbe de la contrainte (force ramenée à la surface de la section de l'éprouvette) en fonction de la déformation (pourcentage d'allongement dans la direction de traction) est linéaire et réversible (c'est la loi de Hooke).



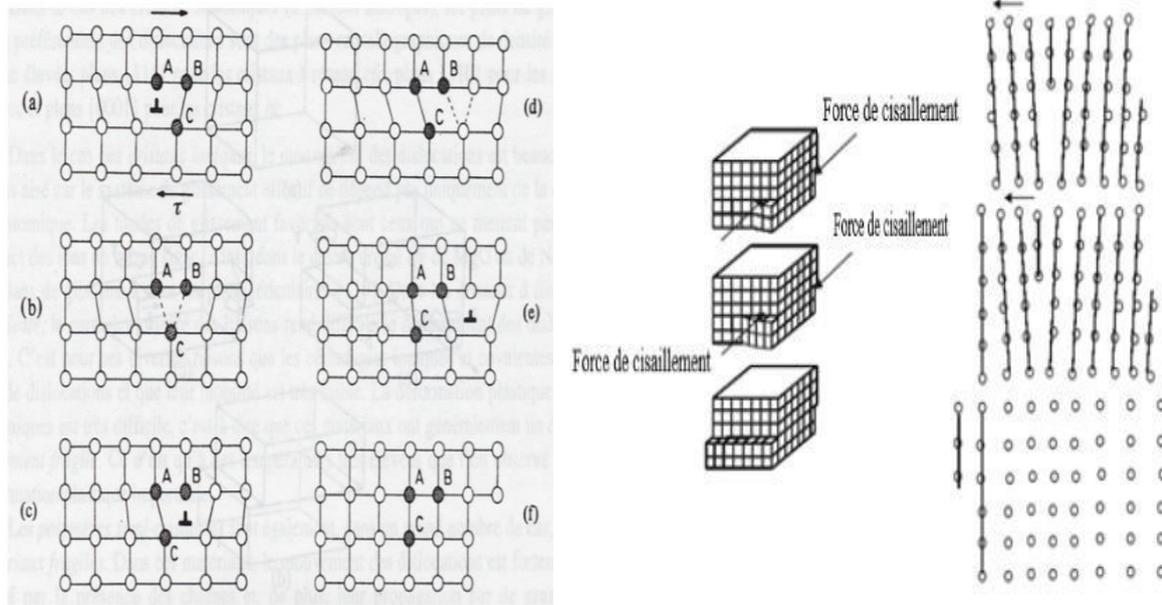
**Figure 4.30.** La courbe de la contrainte en fonction de la déformation.

Au-delà de la limite d'élasticité (en général plusieurs tonnes par  $\text{cm}^2$ ), les matériaux ductiles (par opposition à fragiles) continuent de se déformer, mais la contrainte croît moins vite pour assurer une vitesse de déformation constante. Cependant cette déformation n'est pas réversible et un allongement résiduel subsiste après la suppression de la contrainte. On parle de déformation plastique. Toutefois, comme la décharge de l'éprouvette s'effectue réversiblement, la limite d'élasticité augmente lors d'une nouvelle déformation. Le matériau s'est durci. Les mécanismes de durcissement seront étudiés dans la suite.

Lorsque la déformation augmente encore, la contrainte nécessaire d'une part augmente à cause du durcissement, mais d'autre part l'échantillon s'affaiblit car sa section diminue. On parle d'un phénomène de striction. Il arrive un moment où les deux effets se compensent, et aucune force supplémentaire n'est nécessaire pour maintenir la déformation. Ceci conduit irrémédiablement à la rupture de l'échantillon.

L'une des propriétés principale de l'état métallique est l'aptitude à la déformation sous l'effet d'une contrainte. Selon la valeur de celle-ci, la déformation résultante peut être élastique, c'est-à-dire qu'elle se résorbe si la contrainte cesse d'être appliquée, ou plastique, dans le cas où le solide conserve une déformation permanente après que la sollicitation mécanique est été supprimée. [78]

-Le mouvement des dislocations donne la limite d'écoulement plastique ou la limite élastique.



**Figure 4.31.** Le mouvement des dislocations.[78] **Figure 4.32.** Dislocations et leur mouvement[113]

Propriétés caractéristique :

- Limite d'élasticité  $\cong$  limite d'écoulement plastique (yield stress)
- L'allongement à la rupture / L'énergie de rupture Résilience et ténacité

#### 4.4 Rupture des aciers par fissuration

##### 4.4.1 Essais mécaniques

- Intérêt des essais

Pendant plus longtemps, l'empirisme et l'habitude suffisaient pour mener à bien les opérations de mise en œuvre des matériaux tels que : le laminage, le filage, l'extrusion, le forgeage, l'usinage, etc. Or, l'augmentation de la dimension des demi-produits, les exigences accrues de qualité et de précision, les économies d'énergie et même la fiabilité du produit fini à réaliser concourent à rendre nécessaires les calculs détaillés de ces diverses opérations.

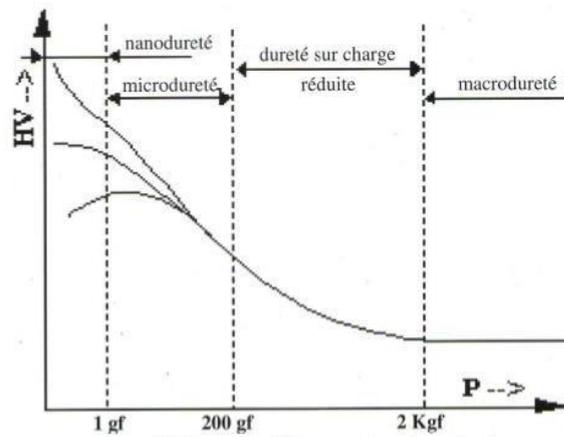
Nous définissons dans le cadre de ce travail, trois essais fondamentaux (dureté, traction, ténacité) qui intéressent d'une voie directe ou indirecte la résistance à la rupture du matériau et caractérisent sa consolidation.

b. Essais dureté

- Domaines de la dureté

La détermination des propriétés mécaniques des couches mince et de la surface des matériaux est souvent délicate. Les raisons principales en sont les hétérogénéités de la matière.

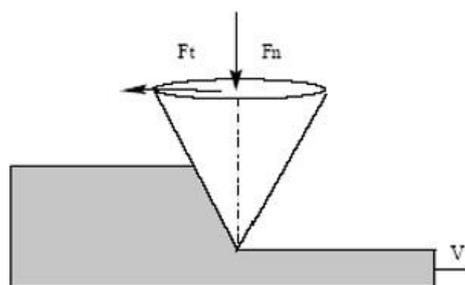
L'essai de dureté consiste à mesurer l'effet occasionné par le contact, sous une pression donnée, d'un matériau de géométrie définie (indenteur) et de la surface d'un échantillon.



**Figure 4.33.** Définitions des différents domaines de dureté.[90]

- Essais sclérométriques ou par rayures

Dans ces essais proposés par Moh : Une pointe en diamant raye le matériau. La dureté est qualifiée par la géométrie de la rayure engendrée.



**Figure 4.34.** Schématisation de l'essai de glissement-rayure (pointe conique).[91]

- Les essais par rebondissement :

Dans ces essais dits de Shore, la dureté est caractérisée par la capacité du matériau à restituer l'énergie reçu au cours du choc avec une bille tombante. On fait chuter une masse d'acier terminée par un diamant arrondi. La masse est guidée dans sa chute par un tube lisse. La chute de la masse est bien verticalement et d'une hauteur fixe. La dureté est évaluée par un rebondimètre (du type scléroscope Shore) relie dureté et hauteur de rebond, cette dernière étant d'autant plus importante que la pénétration est faible, donc le matériau dur.

- Les essais par indentation

Il s'agit des essais les plus couramment pratiqués. Le principe est toujours le même : un pénétrateur indéformable de forme géométrique précise, pénètre dans le métal sous l'action d'une charge constante et laisse une empreinte dans le matériau à tester. On mesure les dimensions de l'empreinte et on en déduit la dureté.

#### c. Essai de traction

- Intérêt et déroulement de l'essai

L'essai de traction est l'essai mécanique le plus fréquemment utilisé. Il consiste à soumettre une éprouvette du matériau à étudier à deux efforts  $F$  de tension de sens opposés et de même valeurs absolues. La ligne d'action étant confondue avec l'axe de symétrie ou de rotation de l'éprouvette. On mesure instantanément l'allongement  $\Delta l$ , correspondant. [79]

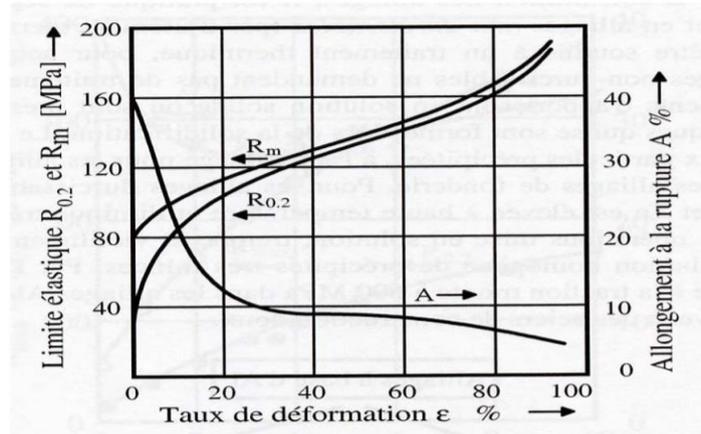
Afin de pouvoir utiliser les courbes brutes de traction, on doit les modifier pour que les résultats obtenus ne soient fonction que du matériau étudié et non de la géométrie de l'éprouvette. Pour ce faire, on rapporte la charge  $F$  à la section initiale  $S_0$  de l'éprouvette en vue d'obtenir la contrainte nominale

$\sigma$  :

$$\sigma = \frac{F}{S_0} \quad (4-11)$$

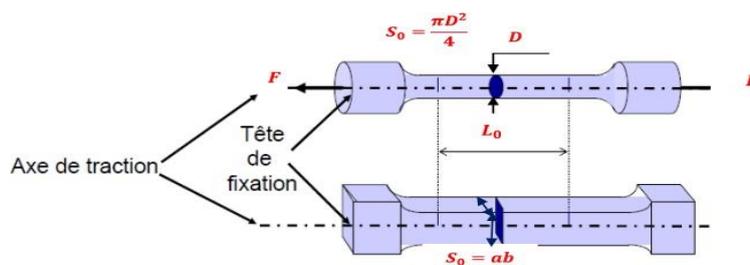
Et on rapporte l'allongement  $\Delta l$  à la longueur initiale entre repères  $l_0$ , pour obtenir la déformation nominale  $\varepsilon$

$$\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0} \quad (4-12)$$



**Figure 4.35.** Essai de traction ou de compression.

L'essai est le plus souvent normalisé. La forme de l'éprouvette est soit cylindrique, soit prismatique (figure. 4.36).



**Figure 4.36.** Eprouvette de traction : a) cylindrique, b) prismatique.

Les extrémités, ou têtes, de l'éprouvette ont une section supérieure à  $S_0$ , ce qui permet de les fixer sur la machine d'essai. La géométrie des têtes dépend du mode de fixation utilisé (serrage sur têtes lisses, filetage ou épaulement). Le raccordement entre la partie centrale et les têtes doit toujours être progressif afin de minimiser l'effet de concentration des contraintes. L'éprouvette comprend toujours, entre deux repères séparés par une distance  $l_0$ , une section constante  $S_0$ . Comme la charge de traction est appliquée selon l'axe de l'éprouvette, on comprend que dans la zone centrale, entre les repères, la contrainte soit uniforme tant que la section demeure constante. La figure 4.30a donne l'état des contraintes dans la partie de l'éprouvette située entre les repères. Sur les plans perpendiculaires à l'axe de traction, la contrainte nominale de tension,  $\sigma$  est donnée par la relation (4.13):

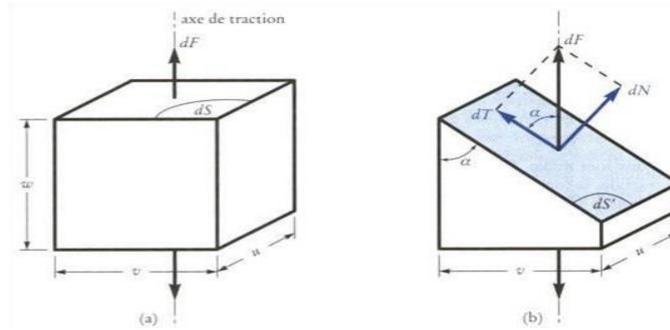
$$\sigma = \frac{dF}{dS} \quad (4-13)$$

Et les cissions sont nulles. Par contre, sur un plan dont la normale forme un angle  $(\frac{\pi}{2} - \alpha)$  avec l'axe de traction, la force  $dF$  se décompose en une force  $dN$  normale au plan de coupe et en une force  $dT$  parallèle à celui-ci. (Figure. 4.37)

$$dT = dF \cos \alpha \quad (4-14)$$

Et comme cette force s'exerce sur une surface  $dS'$  telle que :

$$dS' = \frac{dS}{\sin \alpha} \quad (4-15)$$



**Figure 4.37.** Etat des contraintes dans une éprouvette soumise à un essai de traction. [75,79]

- la force s'exerce sur le plan xy perpendiculaire à l'axe de traction.
- la force s'exerce sur un plan faisant un angle avec l'axe de traction.

Il en résulte dans ce cas une cission définie par la relation (4.16)

$$\tau = \frac{dT}{dS} = \frac{dF}{dS_0 \times \cos \alpha \times \sin \alpha} = \sigma \cos \alpha \cdot \sin \alpha \quad (4-16)$$

Notons que dans ce cas la cission est maximale pour un angle  $\alpha = 45^\circ$ . Suivant ce plan, le glissement est plus facile et par conséquent la déformation plastique est plus aisée. Ceci est bien justifié à l'échelle microscopique où le glissement dans les matériaux à structure cubique centrée (cc) ou cubique à face centrée (cfc) s'opère en premier lieu suivant les plans de plus grande densité atomique (PPGDA). Ces plans étant orientés suivant une direction favorable proche de  $45^\circ$ . [92, 79]

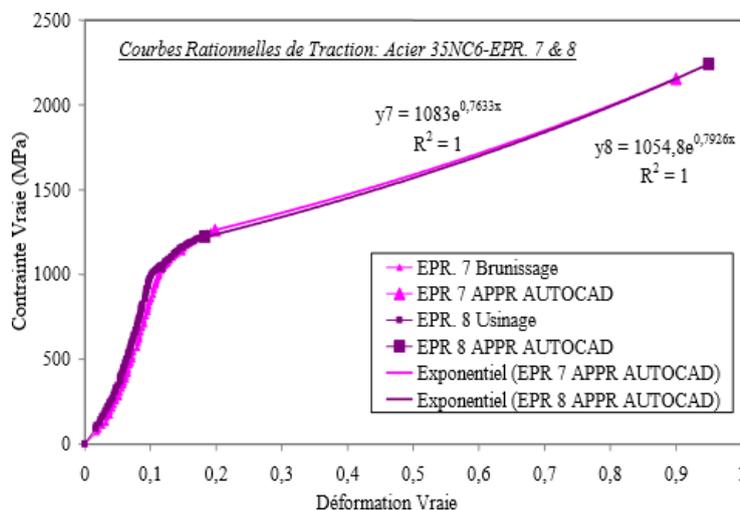
$$\sigma = \frac{dN}{dS'} = \frac{dF}{dS \times \sin^2 \alpha} \quad (4-17)$$

Une machine de traction est constituée d'un bâti rigide qui comprend une traverse fixe à laquelle est fixée l'une des têtes, de l'éprouvette ; l'autre extrémité de l'éprouvette est fixée à une traverse mobile. Le mouvement de la traverse mobile est assuré soit par une commande hydraulique (vérins), soit par des vis sans fin. La charge imposée à l'éprouvette est mesurée par un dynamomètre, et l'allongement par un extensomètre, ce qui permet d'obtenir un enregistrement de la courbe brute de traction,  $F = ( \Delta l )$  caractéristique de l'échantillon et de sa géométrie.

- Courbes conventionnelle et rationnelle de traction

L'essai de traction nous permet d'obtenir la réponse du matériau sous forme d'une courbe dite courbe de traction du matériau.

Dans le cas général, les machines d'essai fournissent une courbe dite conventionnelle puisqu'on l'on rapporte les efforts  $F$  à la valeur initiale  $S_0$  de la section. Cela peut être accepté dans le domaine des petites déformations ( $\varepsilon \leq 20\%$ ). Cependant lorsque les déformations deviennent importantes ( $\varepsilon \rightarrow \infty$ ), la réduction de la section le devient aussi à cause de l'instabilité plastique à tel point que la contrainte réelle ou vraie  $\sigma_v$  soit représentée par le rapport de la force à la section instantanée  $S$ . Une courbe rationnelle de traction est donc la représentation graphique de la contrainte vraie  $\sigma_v$  en fonction de la déformation relative  $\varepsilon_v$ .

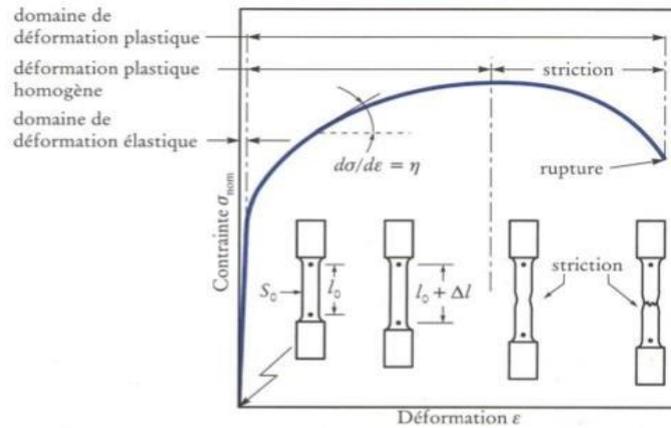


**Figure 4.38.** Courbes rationnelles de traction de l'acier 35NC6. [93]

La courbe de traction rationnelle (Fig. 4.38) délivre donc des informations plus importantes que l'essai classique. L'intérêt est d'en déduire des lois permettant de modéliser le comportement du matériau. Cependant les propriétés de traction sont souvent définies à partir d'une courbe conventionnelle de traction

- Propriétés de traction

D'une façon générale, on peut estimer les principales propriétés mécaniques à partir d'une courbe conventionnelle de traction  $\sigma = f(\varepsilon)$  d'un matériau à comportement ductile en traction. (Figure 4.39).



**Figure 4.39.** Représentation d'une courbe de traction (matériau ductile). [79,84]

L'exploitation de la courbe de traction permet de distinguer deux domaines fondamentaux :

- Domaine élastique linéaire : -Comportement fragile

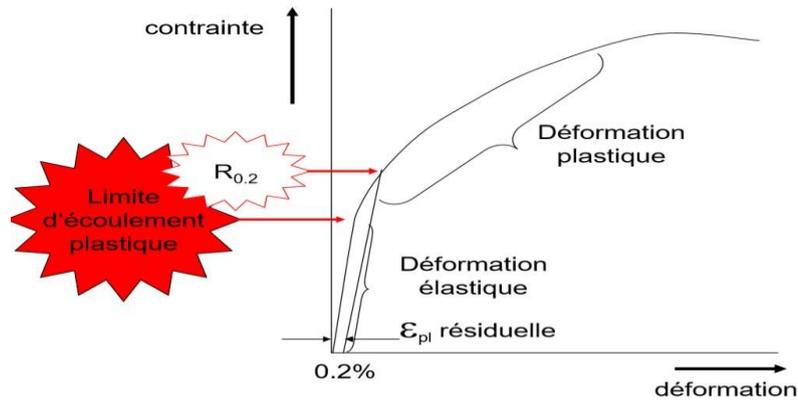
Dans ce comportement dit élastique parfait, ou élastique linéaire, le matériau ne présentant pas de domaine plastique, la rupture se produit alors que les déformations sont purement élastiques ; le verre, la fonte grise, certains aciers bruts de trempe, les céramiques, le béton et la plupart des polymères thermodurcissables sont des matériaux qui ont un comportement fragile (figure 4.40).



**Figure 4.40.** Comportement fragile.

La déformation élastique (c.-à-d. réversible) n'est pas proportionnelle à la charge qui la provoque. Un tel comportement est caractéristique de certains polymères thermoplastiques et des élastomères.

- Comportement élastique non linéaire ( Allongement)

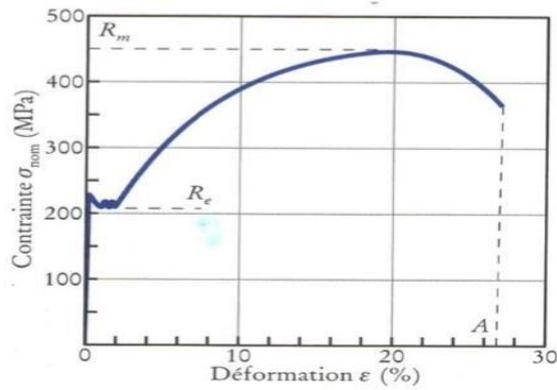


**Figure 4.41.** Détermination de la limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 % ( $Re_{0,2}$ ) d'un alliage d'aluminium.

Pendant la première partie de l'essai, l'éprouvette a un comportement élastique linéaire et obéit la loi de Hooke. Théoriquement la pente de la droite est égale au module d'Young  $E$  ; en pratique, le module d'élasticité est très rarement mesuré de cette façon, car, dans le domaine élastique, les déformations sont très faibles, et la précision des mesures laisse alors à désirer. La limite de ce domaine est marquée par une propriété importante. C'est la limite élastique  $Re$  (figure 4.41).

En toute rigueur, la limite d'élasticité  $Re$  correspond à la contrainte à partir de laquelle le comportement du matériau s'écarte de la loi de Hooke, c'est-à-dire au moment où apparaît la première déformation plastique irréversible. En d'autres termes, la limite d'élasticité devrait donc correspondre, à la contrainte à partir de laquelle il n'y a plus proportionnalité entre contrainte et déformation. En pratique, même si sa définition est simple, une telle limite de proportionnalité est très difficile à apprécier, car le passage du domaine élastique au domaine plastique se fait de façon progressive ; la limite de proportionnalité, ou limite d'élasticité vraie  $Re$ , dépend donc de la précision que l'on a sur la mesure de l'allongement. On lève toute ambiguïté en définissant une limite conventionnelle d'élasticité à 0,2 %, notée  $Re_{0,2}$  : Elle définit la contrainte à laquelle correspond une déformation plastique permanente égale à 0,2 %.

Certains alliages (c'est le cas en particulier des aciers doux) ont un comportement en traction telle que la transition entre les domaines élastique et plastique est discontinue (figure 4.42). Dans ces cas, la limite d'élasticité  $Re$  ou  $Re_{0,2}$  est définie comme la valeur inférieure de la discontinuité.



**Figure 4.42.** Courbe de traction d'un acier doux (Fe-0,15 % C) présentant une discontinuité à la limite d'élasticité. [94]

L'exploitation de la courbe de traction permet d'obtenir les valeurs suivantes des caractéristiques mécaniques d'un matériau:

- La limite d'élasticité ou limite d'écoulement  $R_e$  ou  $S_y$  ou  $\sigma_y$  ou  $Y$  [MPa] (en anglais yield stress)
- La résistance à la traction  $R_m$  ou  $S_u$  ou  $\sigma_u$  [MPa] (en anglais ultimate tensile stress)
- L'allongement à rupture  $A$  [%] (en anglais % of élancement at break  $e_f$ )
- La striction à la rupture  $Z$  [%] (en anglais % in area réduction).
- Domaine plastique :

Dans la seconde phase de l'essai, le comportement du matériau n'est plus linéaire puisque la déformation élastique est suivie de la déformation plastique qui se manifeste de deux façons

- Déformation plastique homogène : Dans ce sous-domaine qui est compris entre la limite élastique et se poursuit jusqu'à la valeur maximale de la contrainte, le matériau se consolide par phénomène d'écrouissage, la pente de la courbe  $\sigma = f(\epsilon)$ , diminue quand la contrainte augmente et devient nul à la valeur maximale de la contrainte nominale appliquée. Cette dernière caractérise la résistance à la traction  $R_m$  qui se définit comme la contrainte maximale atteinte durant l'essai de traction. Les matériaux fragiles n'ont pas de domaine de déformation plastique, dans ce cas, la limite d'élasticité et la résistance à la traction sont confondues.
- Déformation plastique hétérogène (localisée) : Une fois que la courbe de traction ait atteint un maximum  $R_m$ , la contrainte nominale diminue bien que l'allongement continue de croître. Quand l'allongement augmente au-delà de celui qui correspond à la charge maximale atteinte, un nouveau phénomène apparaît (figure 4.43) : localement, la consolidation du matériau ne peut plus compenser l'augmentation de la contrainte. La déformation n'est plus homogène, mais elle est localisée dans la zone de striction. Ce phénomène se traduit par une réduction

localisée des dimensions transversales de l'éprouvette se produisant au cours de l'essai. Il est caractérisé par le coefficient de striction  $Z$  (équation 4.18).

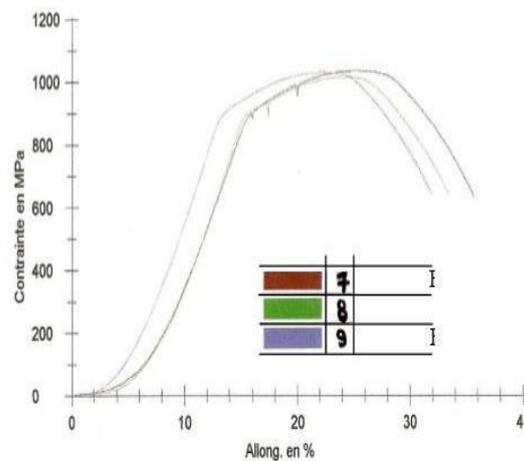
$$Z = \left[ \frac{S_0 - S_f}{S_0} \right] \times 100\% = \frac{\Delta S}{S_0} \times 100\% \quad (4.18)$$

Où  $S_0$  est la section initiale de l'éprouvette ;  $S_f$  est la section finale de l'éprouvette.

Finalement, la rupture se produit dans la zone de striction, là où la section est la plus faible. Le comportement ductile du matériau peut être mis en relief à partir de l'allongement à la rupture. Cette caractéristique peut être lue directement sur la courbe de traction ou mesurée sur l'éprouvette rompue (équation 4.19).

$$A = (l_f - l_0) / l_0 \times 100\% = \left( \frac{\Delta l}{l_0} \right) \times 100\% \quad (4-19)$$

L'allongement permanent après rupture est une mesure de la ductilité ; il est nul pour les matériaux fragiles.



**Figure 4.43.** Comportement ductile de l'acier 35NC6. [81]

Un matériau élasto-plastique est caractérisé par un seuil d'écoulement au-dessous duquel le comportement est purement élastique, alors qu'une fois celui-ci est atteint, la déformation n'est plus réversible. En toute rigueur, cette dernière est indépendante du temps : elle n'évolue pas si la charge est maintenue constante, elle ne disparaît pas progressivement après décharge. De même, le seuil n'est pas fonction de la vitesse de déformation.

Pour un matériau ductile, c'est la zone en rouge sur le graphique (a) ci-contre, au-delà du domaine élastique  $E$  représenté en bleu dans lequel l'augmentation de la contrainte donne une déformation réversible à la suppression de cette contrainte (et souvent assez linéaire en fonction de cette contrainte). Les déformations subies au-delà de la limite d'élasticité restent permanentes, ce sont

des déformations plastiques. Elles se mesurent ou se vérifient habituellement à l'aide d'un essai de traction.

Pour un matériau fragile, c'est la contrainte à laquelle le matériau se rompt, notamment du fait de ses micro-fissures internes. Le critère de Griffith permet alors d'estimer cette contrainte-seuil.

Dans le milieu de la technique et par abus de langage, on utilise fréquemment « limite élastique » pour limite d'élasticité, ce qui est impropre car en soi la limite est une quantité ; elle n'est pas élastique.

La grandeur est d'importance. Elle peut se noter de différentes façons, suivant le type d'essai mécanique.

**Tableau 4.1** Comparaison de résistance théorique et la limite d'élasticité conventionnelle.

Métal GPa	$\sigma_{\text{theor}}$ GPa	$R_{0.2}$ GPa	$\frac{\sigma_{\text{théo}}}{R_{0.2}}$
Al pur	3.8	0.02	190
Cu pur	7.3	0.01	730
Fe pur	13.4	0.06	220
Acier au carbone	13.4	0.5	27
Acier maraging	11.3	3.0	3.8
Fe whisker	13.4	13.1	1.03

#### c.6 Liens entre les différentes limites d'élasticité

Pour les métaux, on considère en général pour simplifier que la limite d'élasticité en compression  $R_{ec}$  est égale à la limite en traction  $R_e$  :

$$R_{ec} \simeq R_e.$$

Ceci est valable pour les aciers doux et mi-durs. Ce n'est pas le cas pour d'autres matériaux comme les bétons ou les fontes, qui ont une très grande résistance à la compression mais une très faible résistance en traction ; cela justifie notamment la technique de béton précontraint. De manière générale, les matériaux non homogènes et non isotropes ont des limites différentes.

**Tableau 4.2.** Comparaison entre les limites d'élasticité en traction et en compression.

Matériau	R <sub>ec</sub> (MPa)	R <sub>e</sub> (MPa)
Béton à 250 kg/m <sup>3</sup> de ciment*	15	1.5
Béton à 400 kg/m <sup>3</sup> de ciment*	25	5
Fonte EN-GJL 150	150	20

\* bétons non contrôlés, après un durcissement de 28 jours.

**Tableau 4.3** la limite d'élasticité en traction de matériaux usuels. [100]

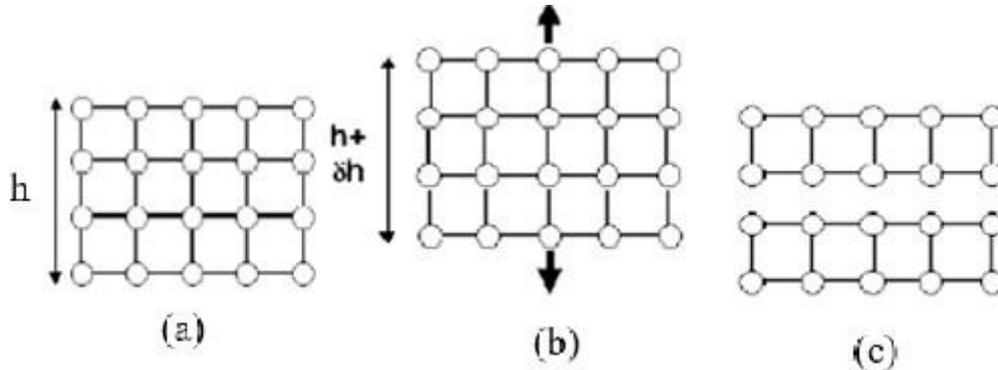
Matière	Nuance	R <sub>e</sub> (MPa)
<b>Résineux courants</b>	C18 à C30	18 à 30
<b>Bois lamellé-collé</b>	GL24 à GL32	24 à 32
<b>Alliage d'aluminium</b>	Série 1000 à série 7000	90 à 470
<b>Acier de construction usuel non allié</b>	S235 à S355	235 à 355
<b>Acier au carbone trempé</b>	XC 30 (C30)	350 à 400
<b>Acier faiblement allié trempé</b>	30 Cr Ni Mo 16 (30 CND 8)	700 à 1 450
<b>Alliage de titane</b>	TA 6V	1 200
<b>Fibre de verre</b>	"E", courant	2 500
<b>Fibre de verre</b>	"R", haute performance	3 200
<b>Fibre de carbone</b>	"HM", haut module de Young	2 500
<b>Fibre de carbone</b>	"HR", haute résistance	3 200
<b>Composites Fibre/matrice</b>	Verre ou carbone	1 000 à 1 800

#### 4.4.2 Concept de la mécanique de la rupture et ténacité

##### 4.4.2.1 Concept fondamental

La théorie de Griffith postule l'existence de micro fissures dans le matériau [79,84]. Ces micro fissures conduisent à la rupture lorsque la contrainte appliquée dépasse une certaine valeur critique : C'est la rupture fragile. L'utilisation de matériaux possédant des caractéristiques de résistance élevées et, de ce fait, une ductilité limitée a conduit à prendre en compte, face aux défauts inévitables présents dans une construction, leur ténacité c'est-à-dire leur capacité à s'opposer à la propagation brutale d'une fissure. Cela est fait à travers le facteur critique d'intensité de contrainte K<sub>IC</sub> [85]. La rupture est la destruction de la cohésion (décohésion) de la matière par la création de discontinuité surfacique ou volumique au sein de celle-ci [86]. Autrement dit c'est la séparation d'un matériau en deux ou plusieurs parties sous l'action d'une contrainte appliquée (figure 4.43).

Considérons un solide parfait de hauteur  $h$  et de section  $A$  représenté schématiquement sur la (figure 4.44.a). Si on lui applique une force de traction  $F$  (figure 4.44.b), ce solide va se casser en deux lorsque la force sera suffisante pour casser les liaisons atomiques. (Figure 4.44.c)

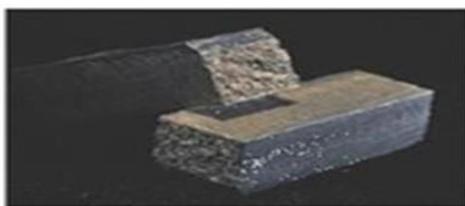


**Figure 4.44.** Rupture d'un solide : a) solide idéal, b) solide soumis à une force de traction, c) rupture.

La mécanique de la rupture consiste à évaluer les conditions de ruine d'une structure à partir du développement de petits défauts existants qui sont susceptibles d'évoluer avec le temps jusqu'à atteindre une valeur critique irréversible. Au niveau macroscopique, on considère qu'un élément du volume cristallin métallique est endommagé lorsqu'une fissure de l'ordre d'un millimètre est amorcée. Cette dimension atteint 1 cm pour le bois et 10 cm pour le béton [87].

Partant du principe que tout matériau contient des défauts, il y a lieu donc de caractériser la résistance de ce matériau à la propagation brutale des défauts. Autrement dit, il y a lieu d'estimer sa ténacité. En général, les matériaux sont divisés en deux groupes (figure.4.45):

- Ceux présentant un comportement fragile qui se rompent dans le domaine élastique
- Ceux présentant un comportement ductile qui se rompt après avoir subi une déformation plastique.



a) Acier de titane

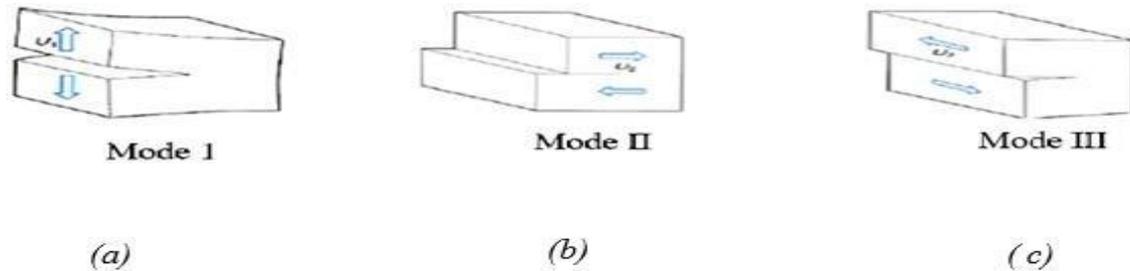


b) Acier A36 actuel

**Figure 4.45.** Rupture des matériaux : a) Rupture fragile de l'acier du Titanic, b) Rupture ductile d'un acier A36. [88]

La mécanique de la rupture est la science de l'étude du comportement d'une structure avec des défauts. Elle permet d'étudier l'évolution dans le temps de la fissure et son interaction avec le milieu continu. C'est la science qui permet de mettre en relation le facteur d'intensité des contraintes  $K$

caractérisant la sévérité de la situation obtenue par application d'une charge sur une pièce fissurée. Ce facteur s'obtient par considération des contraintes et des déformations au voisinage du front de la fissure pour les trois modes (figure. 4.46). [79, 84, 85]



**Figure 4.46.** Les trois modes de rupture.

i) Mode I : ou mode d'ouverture, le plus courant, correspond au cas où les deux faces de la fissure s'ouvrent symétriquement en traction lorsque la structure est sollicitée en tension ( $U_1$  parallèle au plan de la fissure et perpendiculaire au front) (Figure. 4.46a).

ii) Mode II : ou mode de cisaillement plan, correspond au cas où les faces de la fissure glissent l'une par rapport à l'autre dans le sens de la fissure (séismes) ( $U_2$  perpendiculaire au plan de la fissure) (Figure. 4.46b).

iii) Mode III : ou mode de cisaillement anti plan, correspond à, un glissement transversal à la fissure ( $U_3$  parallèle au front de fissure) (Figure. 4.46c).

La contrainte à la rupture est une propriété intrinsèque du matériau. Cette idée a permis d'élaborer les premières théories de la rupture. Ces théories étaient basées sur la rupture d'un solide parfait. Les ruptures les plus dangereuses se font en général en mode I de sorte que la plupart des études de mécanique de la rupture ont porté sur ce mode. On affecte alors le facteur K de l'indice I.

4.4.2.2 Facteur d'intensité de contrainte : Le facteur d'intensité de contrainte (K) est utilisé pour définir la grandeur des contraintes singulières et le champ de déplacement (contrainte local, déplacement en pointe de fissure). [85]; Les facteurs  $K_I$ ,  $K_{II}$ ,  $K_{III}$  associés aux trois modes de rupture sont fonction de la longueur de la fissure, de la géométrie de la pièce et du chargement. Ils déterminent la valeur de la contrainte pour laquelle une fissure aiguë (figure. 4.47), présente avant l'essai dans une éprouvette normalisée, se propage brutalement.



**Figure 4.47.** Fissure traversant de longueur  $2a$  dans une plaque infinie. [89]

Dans ce cas la valeur du facteur  $k$  est donnée par la relation (4.20) :

$$K_1 = \sigma\sqrt{\pi a} \quad (4-20)$$

Notons que dans le cas des modes II et III, les lèvres de fissures restent en contact et entraînent donc des frottements qui diminuent l'énergie disponible pour la propagation de fissure. Ces deux modes sont ainsi généralement moins dangereux que le mode I.

## 4.5 Fatigue des aciers

### 4.5.1 Introduction

Une structure est conçue dans le but d'accomplir une ou plusieurs fonctions, on distingue deux types : les unes qui sont soumises à des chargements mécaniques statiques et les autres qui sont soumises à des chargements dynamiques. Pratiquement les structures de la première catégorie durent plus longtemps ce qui justifie le dimensionnement en fonction de la résistance ou la rigidité lors la phase de conception.

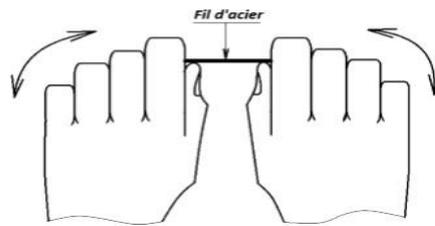
Un chargement dynamique de causes variables peut se traduire par des variations cycliques de contraintes. Malheureusement la ruine d'un nombre important de structures a été souvent observée et l'est encore aujourd'hui, elle peut, même parfois, être catastrophique en termes de pertes humaines. Il est à constater que les sollicitations dynamiques qui sont à l'origine de ces ruines sont beaucoup inférieures à la limite d'élasticité du matériau constituant la structure, c'est le phénomène de fatigue. Ce phénomène est caractérisé par l'apparition d'un défaut au niveau de la surface ou à l'intérieur de la pièce (la conception est l'une des causes favorisant l'endommagement). Il est imprédictible en effet il se développe lentement (voire des années) dans le temps sans donner un signe, autrement dit on ne constate aucune modification macroscopique au niveau de la structure. De ce fait la prise en considération de la résistance en fatigue lors de la phase de conception paraît indispensable. C'est dans

ce cadre qu'entre le contenu de ce fascicule où on donne la possibilité aux étudiants d'apprendre la démarche et les outils nécessaires pour dimensionner les structures en fonction des chargements dynamiques auxquels sont-elles assujetties.

En premier temps il est nécessaire de passer par des notions préliminaires pour parvenir à entrer directement dans le sujet commençant par le cas de contrainte complètement renversée par l'étude de la fameuse courbe de Wöhler qui constitue la base d'étude de la fatigue, suivi du cas de contrainte non complètement renversée (critère de Goodman). Ensuite c'est la généralisation pour le cas de changement complexe. Finalement on étudiera le cas de cumul d'endommagement décrit par la loi de Miner.

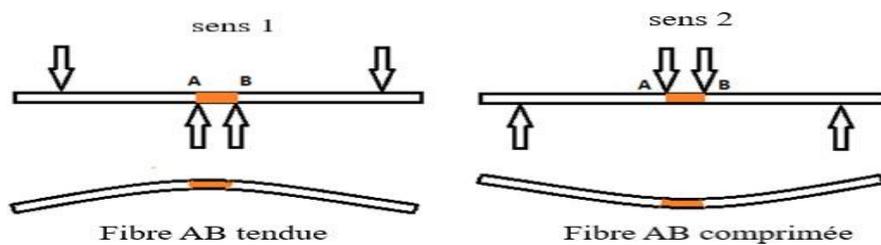
#### 4.5.2 Notions préliminaires

C'est quoi la fatigue ? Pour comprendre ce phénomène prenons un fil d'acier entre deux mains en le coulant dans un sens et puis dans l'autre sens, en faisant cela plusieurs fois jusqu'à la rupture (Fig.4.48).



**Figure 4.48.** Rupture d'un fil d'acier sous l'effet d'une flexion cyclique aux mains. [95]

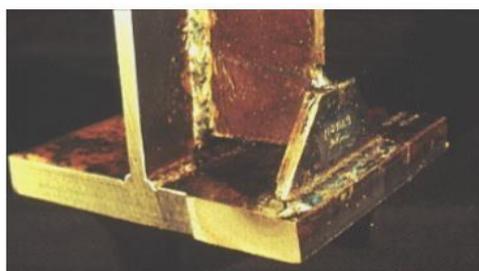
Le fil est rompu après 10 à 15 cycles, analysons le problème (Figure.4.49) : On assimile le fil d'acier à une poutre sur laquelle sont appliqués les efforts des deux mains, dans le premier sens la fibre AB est tirée (sens 1) contrainte positive, lorsqu'on inverse le chargement (sens 2) la fibre AB est comprimée et la contrainte est négative. En répétant plusieurs fois jusqu'à la rupture. C'est le phénomène de fatigue. (Voir Figure. 4.50 ; Figure. 4.51 ; Figure. 4.52 ; Figure. 4.53 ; Figure. 4.54 et Figure. 4.55) En résumé la fatigue est la rupture sous des sollicitations répétées.



**Figure 4.49.** Modélisation du chargement appliqué par les mains sur le fil d'acier. [95]



**Figure 4.50.** Détachement d'une partie métallique.



**Figure 4.51.** Rupture au niveau d'une charpente d'une roue dentée.



**Figure 4.52.** Fissuration d'un pont.



**Figure 4.53.** Rupture d'un tirant.



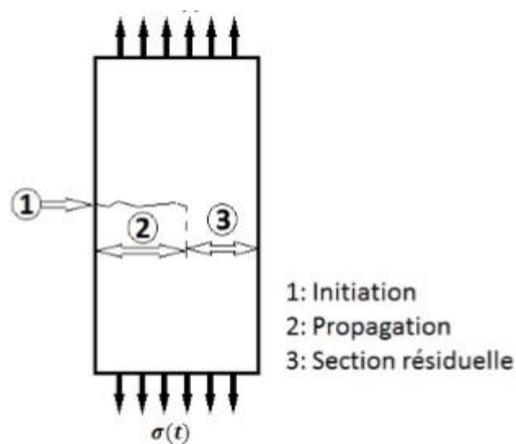
**Figure 4.54.** Rupture d'un arbre cannelé.



**Figure 4.55.** Fissuration au niveau du mécanisme d'atterrissage d'un avion.

Comment agit la fatigue ? Considérons une structure soumise à un effort cyclique agissant jusqu'à la rupture (après un nombre de cycles donné). (Figure.4.57) L'endommagement est imprévisible, il peut naître (à l'échelle microscopique) souvent à la surface de la pièce comme il peut naître à l'intérieur. En évoluant il passe par 3 stades : 1) Amorçage : A cause de la grande finesse du défaut initié, sa détection n'est possible que si on utilise de puissants équipements de laboratoire. Son initiation peut avoir lieu dans des endroits où l'accès est impossible. Dans la figure (Figure 4.57) la zone d'amorçage est repérée par zone 1. 2) Propagation : Sous l'effet du changement cyclique du chargement la fissure initiée commence à prendre des dimensions importantes menant finalement à la ruine.

A ce stade la fissure qui a grandi résultait de la propagation des microfissures causées par le défaut initié dans la première étape, c'est elle qui deviendra la fissure de la fatigue. Sur la figure (Figure.4.57) ce stade correspond à la zone 2. 3) Rupture brutale : (Figure.4.56) Lorsque la fissure atteint une distance de telle façon que la section résiduelle est trop faible pour supporter de fortes contraintes résultant d'une concentration au fond de la fissure, sur la figure (Figure.4.57) cette section correspond à la zone 3.



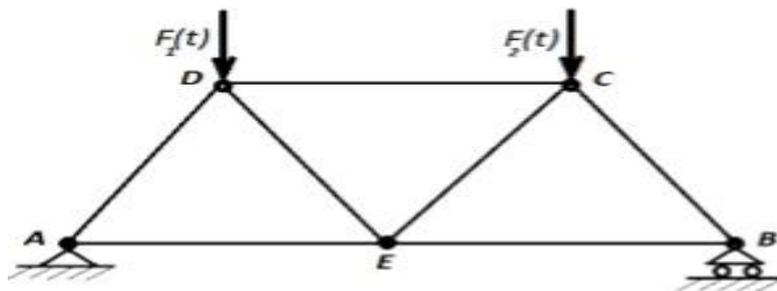
**Figure 4.56.** La section résiduelle. [95]



**Figure 4.57.** *Faciès de rupture d'un arbre de transmission de voiture de course.*

#### 4.5.3 Types de sollicitations en fatigue :

4.5.3.1 Sollicitations axiales (Traction/Compression) : Dans le système triangulaire ci-contre (Figure.4.48) les barres AD, DE sont en compression, tandis que les barres AE et EB sont en traction.

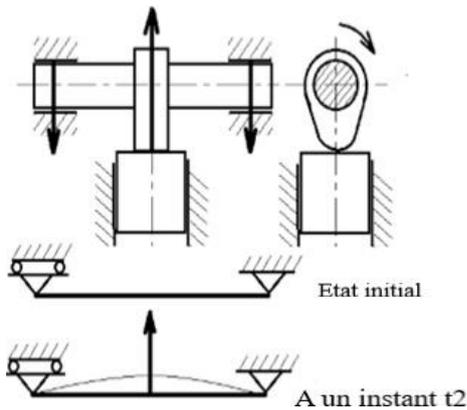


**Figure. 4.58.** *Système en treillis.* [95]

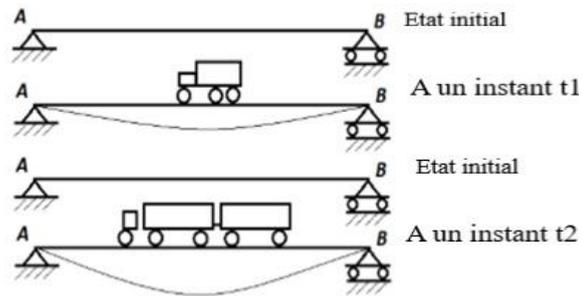
- Flexion :

On distingue deux types de flexion :

a. Flexion ondulée : Les contraintes de flexion sont de même signe durant les cycles de fatigue. Les figures (Fig.4.59) et (Fig.4.60) illustrent deux exemples de structures en flexion ondulée.



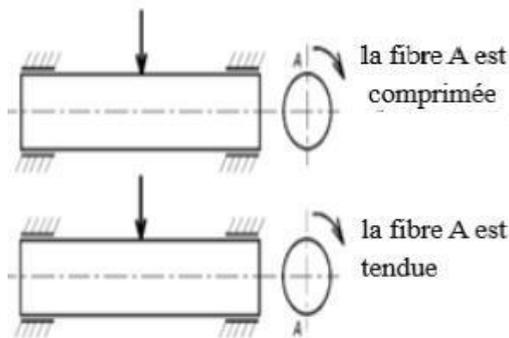
**Figure.4.59.** *Arbre à came*



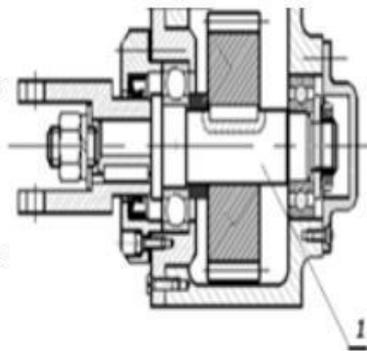
**Figure.4.60.** *Pont*

b. Flexion alternée : Dans ce cas de sollicitation les contraintes sont opposées en signes durant les cycles effectués. Une poutre vibrant sou l'effet d'un chargement dynamique est en flexion alternée, la fibre supérieure tantôt tirée tantôt comprimée.

c. Flexion rotative : Si on assimile la structure, soumise à une flexion rotative, à une poutre tournante par rapport à la direction de la charge (Figure 4.61) la fibre A se trouve tantôt comprimée tantôt tendue. Ce cas de flexion correspond au type purement alternée c.à.d. les contraintes de flexion sont égales mais opposées durant les cycles effectués (Figure 4.61).



**Figure 4.61.** *Flexion rotative.* [95]



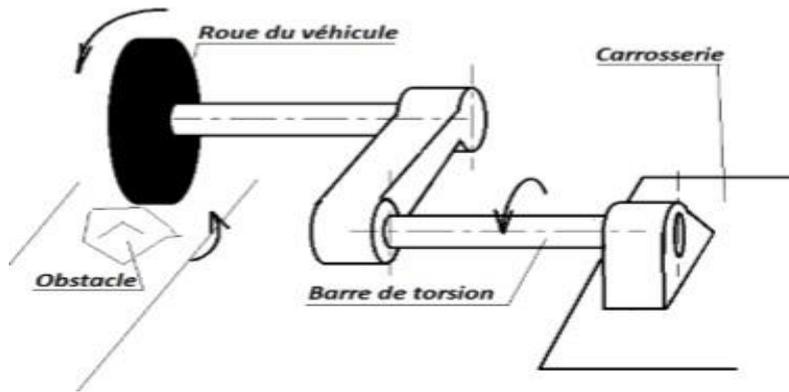
**Figure 4.62.** *Arbre en flexion rotative.* [95]

- Torsion :

Cette sollicitation est analogue à la flexion en effet on distingue :

a. Torsion ondulée :

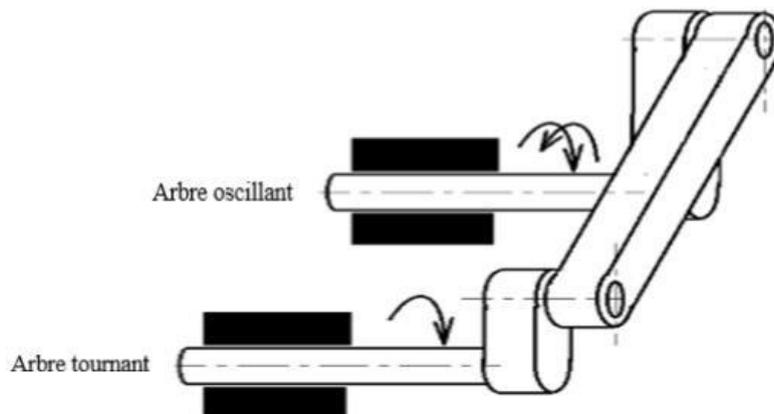
Les contraintes tangentielles sont de même signes. Comme exemple on peut citer la barre de torsion de suspension arrière d'un véhicule (illustrée par (Figure 4.63)).



**Figure 4.63.** Barre de torsion d'un véhicule.

b. Torsion alternative :

Les contraintes tangentielles sont de signes opposées. Dans la figure (Figure 4.64) l'arbre tournant est en rotation continu et l'arbre oscillant est en rotation alternative, ce dernier est soumis à une torsion alternative.



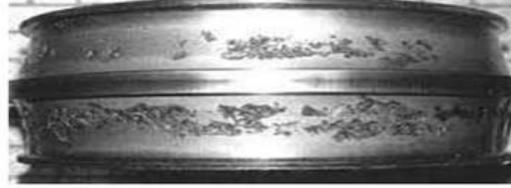
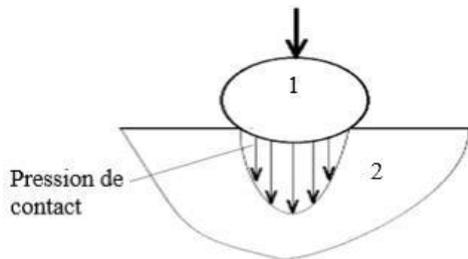
**Figure 4.64.** Mécanisme oscillant.

4.5.3.2 Sollicitation combinée : La sollicitation peut être la combinaison de traction, torsion ou de flexion. L'arbre 1 du réducteur de la figure (Figure 4.64) est soumis à une flexion rotative et une torsion.

4.5.4 Fatigue en contact :

Au moment du contact le corps 1 exerce une pression de contact sur le corps 2 cela engendrera des contraintes maximales de cisaillement sous la surface de contact (Figure 4.65). Une pression répétée pourrait entraîner une fissuration et une détérioration de la zone de contact c'est la fatigue de contact.

Ce phénomène est très rencontré surtout dans les roulements, les engrenages et les chemins de fer. (Figure 4.66)



**Figure 4.65.** Contact de deux corps

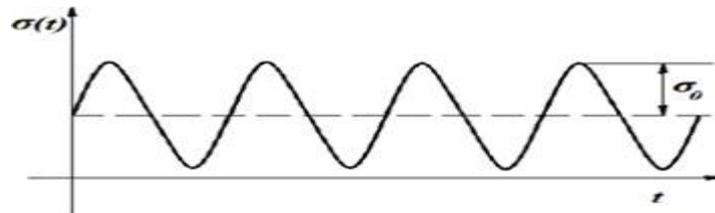
**Figure 4.66.** Détérioration d'une bague de roulement

#### 4.5.5 Définitions et terminologie des contraintes

##### a. Types de variation des contraintes :

Les sollicitations en fatigue peuvent être simples (traction, compression, torsion..) ou complexes (combinées). Les efforts répétés, varient en fonction du temps d'une façon périodique, dans ce cas on admet que leurs variations sont sinusoïdales, ou quelconque celle-ci posera des difficultés en calcul. On peut distinguer [95]:

Contrainte sinusoïdale à amplitude constante : C'est la variation la plus simple elle est continue et à amplitude de contrainte constante (Figure 4.67).

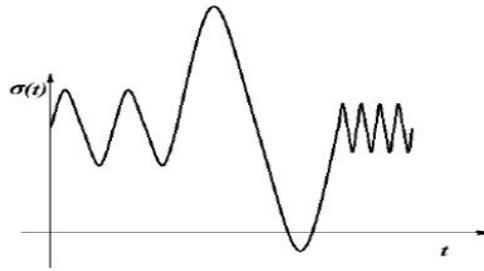


**Figure 4.67.** Contrainte sinusoïdale à amplitude constante.

$\sigma_0$  : Amplitude

Contrainte sinusoïdale à amplitude variable

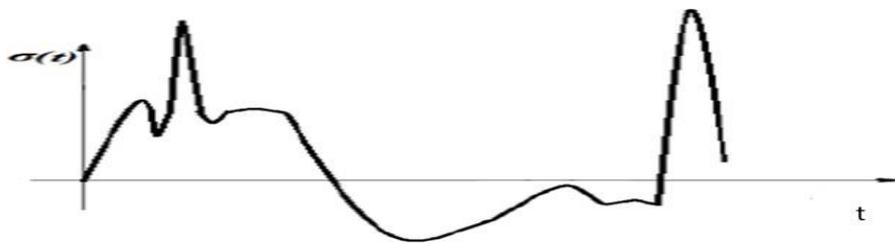
(Figure 4.68)



**Figure 4.68.** *Contrainte sinusoïdale à amplitude variable.*

#### Contrainte aléatoire

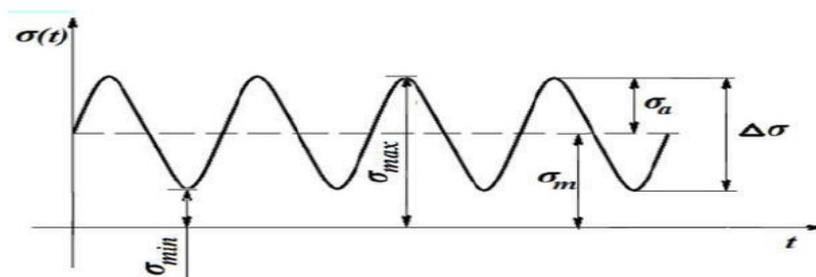
La courbe de variation est d'allure quelconque (Fig. 4.69)



**Figure 4.69.** *Contrainte aléatoire*

Pour simplifier les calculs en fatigue nous considérons ici que les contraintes sont sinusoïdales à amplitude constante ou à amplitude variable.

#### Cycle de contrainte



**Figure 4.70.** *Cycle de contrainte sinusoïdale.*

$\sigma_a$  : Amplitude de contrainte

$\sigma_m$  : Contrainte moyenne

$\sigma_{max}$  : Contrainte maximale

$\sigma_{\min}$  : Contrainte minimale

$\Delta \sigma$  : Étendue de contrainte

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2} \quad (4-21)$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \quad (4-22)$$

$$\sigma = \sigma_{\max} - \sigma_{\min} = 2 \sigma_a \quad (4-23)$$

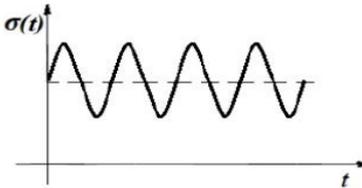
$$\sigma_{\max} = \sigma_m + \sigma_a \quad (4-24)$$

$$\sigma_{\min} = \sigma_m - \sigma_a \quad (4-25)$$

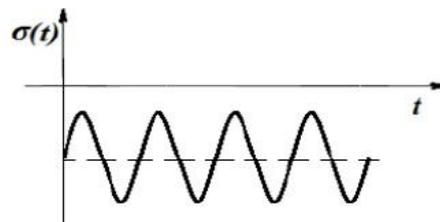
Par considération des signes des termes  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  et les termes  $\sigma_m$  et  $\sigma_a$  les sollicitations peuvent être classées comme suit :

- Sollicitation répétée

C'est le cas où les termes  $\sigma_{\max}$  et  $\sigma_{\min}$  sont ou bien positifs ou bien négatifs (Figure. 4.71 et Figure 4.72)



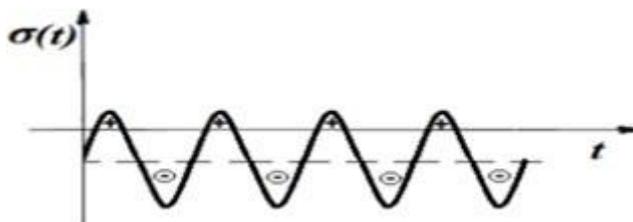
**Figure 4.71.** Sollicitation répétée ( $\sigma_m > 0$ )



**Figure 4.72.** Sollicitation répétée ( $\sigma_m < 0$ )

- Sollicitation alternée

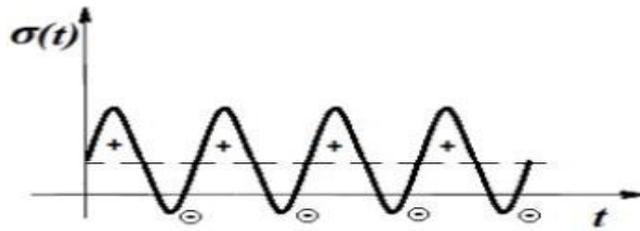
Dans ce cas :  $\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} < 0$



**Figure 4.73.** Sollicitation répétée

Cas particulier : ( $\sigma_m < 0$ )

$$\frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}} = -1$$



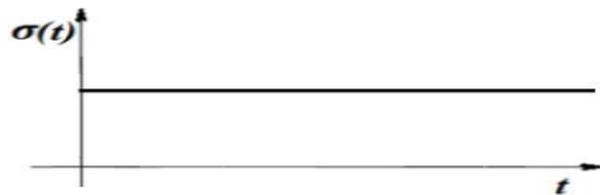
**Figure 4.74.** Sollicitation répétée  $\sigma_m > 0$



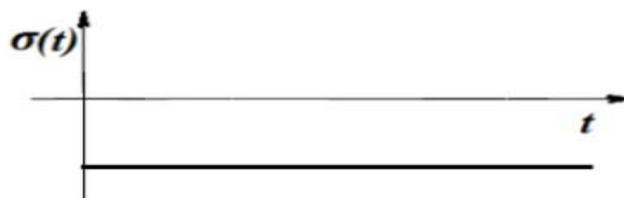
**Figure 4.75.** Sollicitation complètement renversée  $\sigma_m = 0$

- sollicitation statique

C'est le cas où  $\sigma_a = 0$  et  $\sigma_m \neq 0$



**Figure 4.76.** Sollicitation statique  $\sigma_m > 0$



**Figure 4.77.** Sollicitation statique ( $\sigma_m < 0$ )

a.5 : coefficient de steefhelner ( $\phi = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\min}}$ ) avec  $-1 \leq \phi \leq +1$

Ce coefficient est utilisé pour déterminer le type de sollicitation.

$\phi = -1$  : Contrainte complètement renversée

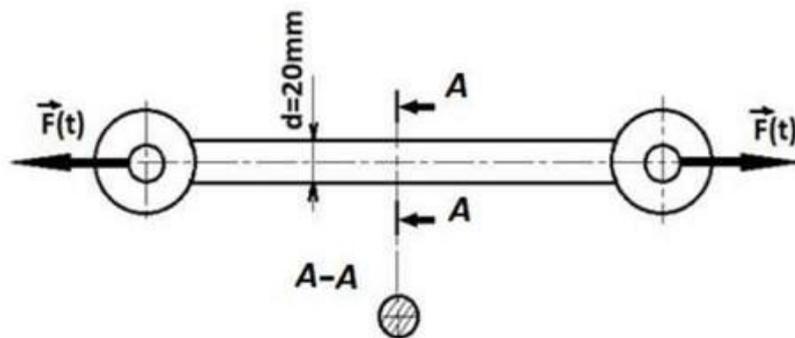
$\phi = 1$  : Sollicitation statique

$-1 \leq \phi \leq 0$  ou  $0 \leq \phi \leq +1$  : Sollicitation répétée

➤ Les facteurs qui influencent la fatigue des matériaux :

- la contrainte moyenne
- la concentration de contrainte : à l'emplacement d'un accident de géométrie (rainure, gorge...), la contrainte locale est augmenté par rapport à la contrainte nominale.
- L'état de surface : présence des défauts superficiels.
- Effet d'échelle : une pièce de plus grande dimension présentera une plus faible durée de vie (effet statique).
- Contrainte résiduelles : les contraintes, qui résultent de la fabrication sont présentes dans la pièce mécanique en l'absence de tout effort extérieur

#### 4.6 Exemple d'application [95]



La figure ci-dessus représente une bielle qui est soumise à une sollicitation cyclique (traction).

L'effort variable à pour valeurs extrêmes :

$$F_t : \begin{cases} F_{\max} = 157000N \\ F_{\min} = 10000N \end{cases}$$

1) de quelle sollicitation s'agit-il ?

2) calculer  $\sigma_{\max}$ ,  $\sigma_{\min}$ ,  $\sigma_a$ ,  $\sigma_m$

## Solution :

1) comme  $F_{\max} > 0$  et  $F_{\min} > 0$  la sollicitation est répétée

$$2) \sigma_{\max} = \frac{4F_{\max}}{\pi d^2} = 500 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{4F_{\min}}{\pi d^2} = 31.84 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{2} = 234.07 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_m = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} = 265.91 \text{ Mpa}$$

## 4.7 Fluage et relaxation des aciers :

### 4.7.1 Les définitions :

-Le fluage (en anglais : *creep*) est le phénomène physique qui provoque la déformation irréversible différée (c'est-à-dire non-instantanée) d'un matériau soumis à une contrainte constante (notée  $\sigma_0$ ), même inférieure à la limite d'élasticité du matériau, pendant une durée suffisante. Le fluage ainsi que la relaxation de contrainte sont deux méthodes en quasi statique de caractérisation des matériaux visqueux (cas du béton). Alors Le fluage représente une déformation négative supplémentaire (compression) du béton à contrainte de compression constante. La relaxation est une propriété de matériau de l'acier de précontrainte et agit de manière inverse au fluage du béton.

-Le fluage et le retrait sont des propriétés du béton dépendantes du temps. Alors que les pertes par retrait du béton sont indépendantes du chargement, l'intensité de la charge joue un rôle considérable dans le fluage. Le fluage représente une déformation négative supplémentaire (compression) du béton à contrainte de compression constante. Le fluage et le retrait provoquent une réduction de la déformation en traction appliquée dans l'armature de précontrainte due à déformation négative de la section en béton.

La relaxation est une propriété de matériau de l'acier de précontrainte et agit de manière inverse au fluage du béton. Le terme relaxation décrit la réduction de la contrainte existante appliquée à une déformation de matériau. La Figure ((4.78) et (4.79)) affiche graphiquement l'influence du fluage et de la relaxation sur les diagrammes contrainte-déformation de l'acier de précontrainte.

#### 4.7.2 Tests et mesures :

Ils servent notamment à tester et prédire les déformations et dégradation des constructions (ponts, bâtiments réacteurs (BR) de centrales nucléaires en béton précontraint, etc.) qui influenceront sur leurs performances et qualité au cours de leur vieillissement ou en cas d'aléa sismique.

En pratique, lors d'essais de fluage, les éprouvettes sont le plus souvent soumises à une force constante appelée sollicitation. La contrainte est alors constante, tant que la variation de section de l'éprouvette reste très faible. La contrainte est définie comme le rapport de la force appliquée à l'aire de la section (c'est-à-dire une pression). La déformation (le déplacement relatif)  $\varepsilon_0(t, \sigma_0)$  qui en résulte dépend en général des conditions extérieures à la pièce : temps (t), valeur de la contrainte, température, pression, etc. .

Il y a deux types de comportement liés au fluage : le comportement viscoélastique que l'on rencontre principalement dans les polymères et le comportement viscoplastique qui concerne plutôt les métaux et céramiques.

La déformation lors de l'essai est la somme de la déformation élastique, instantanée, et de la déformation visqueuse due à l'écoulement visqueux et qui est parfois appelée "élasticité retardée".

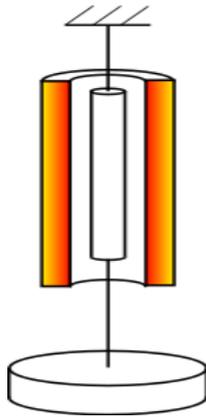
Concernant ce type d'essai mécanique, deux cas se présentent :

- pour un essai de traction, un poids est imposé à une éprouvette (utilisation d'une masse suspendue) ;
- tandis que pour un essai de cisaillement, un couple de torsion est imposé.

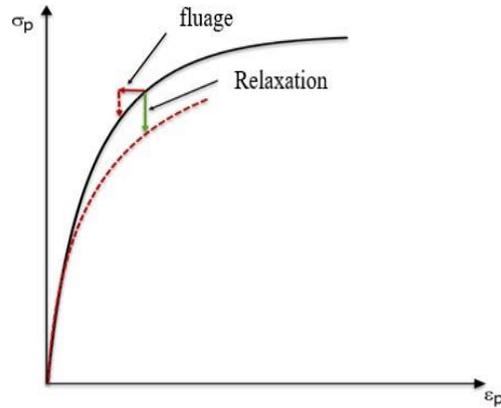
L'expérience de fluage peut être contrôlée en mesurant l'allongement de l'éprouvette après avoir retiré la contrainte appliquée. Le matériau a subi une déformation permanente (ou résiduelle) reliée à l'écoulement irréversible. Ce phénomène concerne surtout les fluides viscoélastiques. Plus la durée de la contrainte a été longue, plus la déformation permanente est importante.

Dans le cas d'un polymère, le fluage a pour origine le phénomène de glissement des chaînes macromoléculaires les unes par rapport aux autres.

Pour éviter ce phénomène d'écoulement, il faut diminuer le glissement. Une solution consiste à procéder à la réticulation du polymère, qui créera des liaisons covalentes entre ses chaînes (pontage). La déformation du solide viscoélastique obtenu sera plus faible que celle du matériau fluide.



**Figure 4.78.** *Essai de fluage à chaud.*

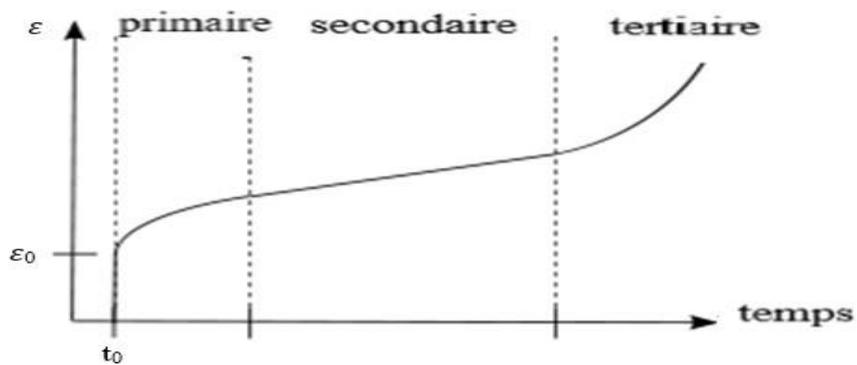


**Figure 4.79.** *Fluage et relaxation.*

#### 4.7.3 Modes de fluage :

Lors d'un essai mécanique de fluage, réalisé avec une éprouvette soumise à une contrainte et une température constantes, l'allongement est mesuré en fonction du temps. La courbe ainsi obtenue présente trois différentes zones, de comportements différents : il s'agit des trois modes de fluage :

- fluage primaire, déformation rapide, régime transitoire ;
- fluage secondaire, le mieux connu, permettant le dimensionnement de pièces mécaniques, le taux (la vitesse) de déformation est approximativement constant; Dans le cas de matériaux viscoplastiques, c'est le domaine d'application de la loi de Norton-Hoff.
- fluage tertiaire, endommagement final de l'éprouvette, rupture.



**Figure 4.80.** *Fluage primaire, secondaire et tertiaire.*

#### 4.7.4 Pertes par relaxation selon EN 1992-1-1 [96]

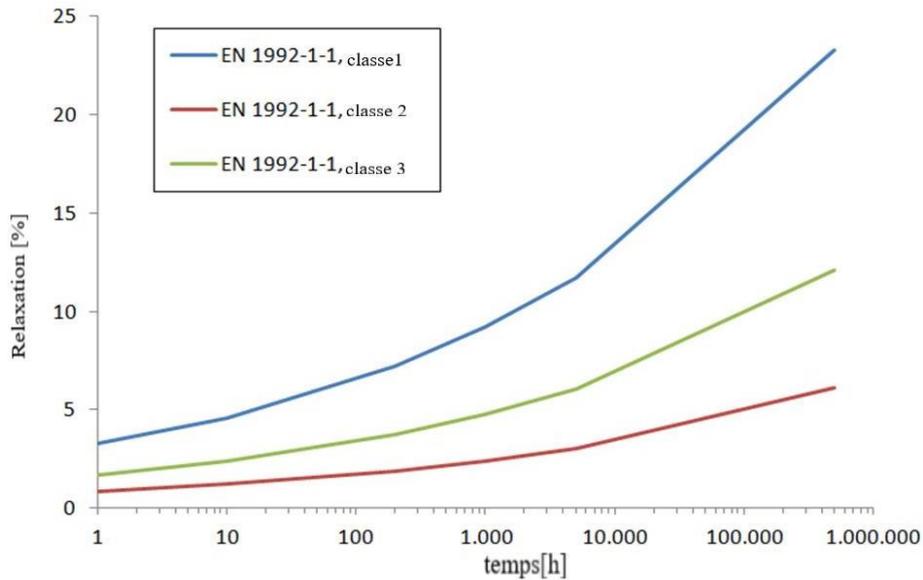
Le comportement en relaxation de l'acier de précontrainte est déterminé selon les spécifications d'EN 15630 pour une température permanente de 20°C. Quant au comportement en relaxation dépendant du temps et des contraintes, les aciers de précontrainte sont répartis en différentes classes. Les fils étirés à froid et les torons sont aujourd'hui fabriqués avec un traitement thermique de relaxation faible et très faible. Les barres de précontrainte sont dans la plupart des cas laminées à chaud et durcies, elles subissent également plus de pertes par relaxation.

La mesure dans laquelle les pertes de contrainte par relaxation dans le calcul du béton précontraint doit être appliquée dépend de la norme de calcul valide du pays concerné. Il est possible qu'un acier de précontrainte d'un fabricant soit calculé avec des pertes par relaxation différentes en Allemagne, Autriche et Suisse [99]. L'Eurocode 2 [96] classe les aciers de précontrainte en trois classes de relaxation:

- Classe 1 : fil ou toron – relaxation normale
- Classe 2 : fil ou toron – basse relaxation
- Classe 3 : barres laminées à chaud, ayant subi un traitement complémentaire

Celles-ci permettent de déterminer les pertes de l'acier de précontrainte relatives à la relaxation et dépendantes du temps suivant la précontrainte et à partir de la contrainte appliquée dans l'acier de précontrainte et de la valeur de référence  $\rho_{1000}$ . La valeur de référence  $\rho_{1000}$  définit les pertes de relaxation après 1000 heures de traction à une température moyenne de 20°C et pour une précontrainte de  $0,7 \cdot f_p$ .

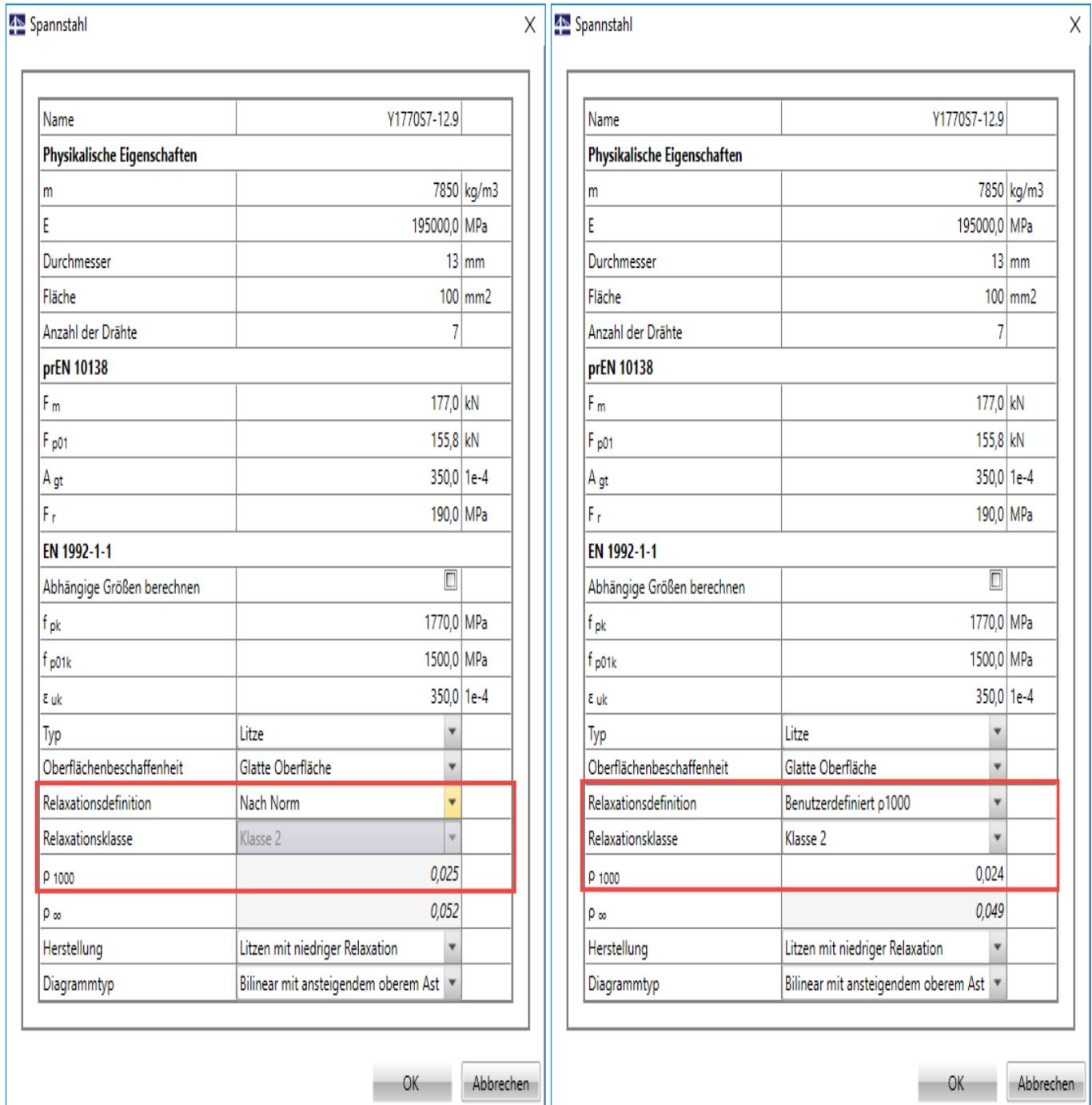
$f_p$  est ici la résistance déterminée de l'acier de précontrainte. Les valeurs de référence  $\rho_{1000}$  à appliquer doivent soit être tirées du rapport de test de l'acier de précontrainte utilisé soit être estimés avec les valeurs précisées dans [96]. La Figure (4.81) affiche la répartition graphique des pertes par relaxation selon EN 1992-1-1, Section 3.3.2 pour trois classes possibles de relaxation à une précontrainte de  $0,7 \cdot f_{pk}$ .



**Figure 4.81.** Pertes de relaxation pour  $0,7 \cdot f_{pk}$  selon EN 1992-1-1.[96]

Si un acier de précontrainte issu de la bibliothèque de matériaux est sélectionné dans RF-TENDON, « By code » est défini dans « Relaxation definition ». Ceci signifie que le calcul des pertes par relaxation est basé sur les classes de relaxation définies par EN 1992-1-1 [96] avec les équations 3.28 à 3.30 et en faisant référence aux valeurs  $\rho_{1000}$  estimées dans [96] pour les pertes par relaxation après 1000 heures. La Figure (4.82) affiche dans la boîte de dialogue de gauche un toron sélectionné dans la bibliothèque de matériaux RF-TENDON avec une relaxation basse. La classe de relaxation prédéfinie (Classe 2) et la valeur de référence  $\rho_{1000} = 2,5$  sont alignées avec les précisions du Chapitre 3.3.2 (6) et (7) d'EN 1992-1-1.

Dans la boîte de dialogue de droite, « By user  $\rho_{1000}$  » a été sélectionné pour la définition de la relaxation. Il est ainsi possible de définir la classe de relaxation et la valeur de référence  $\rho_{1000}$  à partir de l'avis pour l'acier de précontrainte. L'évolution temporelle des pertes par relaxation est également définie dans ce cas d'entrée selon les équations 3.28 à 3.30 de [96] .

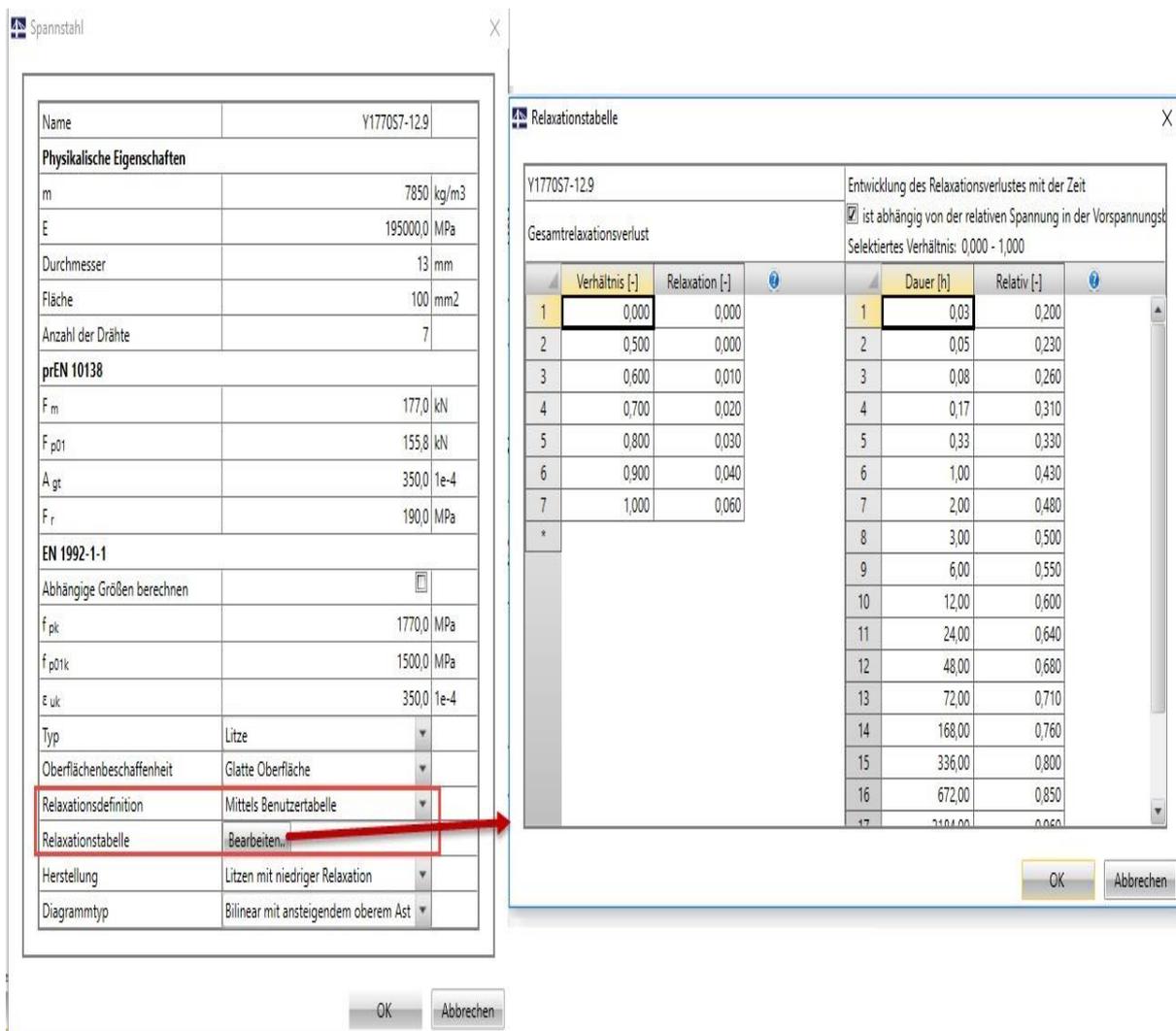


**Figure 4.82.** Définition des pertes par relaxation dans RF-TENDON selon EN 1992-1-1. [96]

#### 4.7.5 Pertes par relaxation selon l'avis technique de l'acier de précontrainte

L'Annexe Nationale allemande [97] d'EN 1992-1-1 détermine que les pertes par relaxation doivent être tirées de l'avis technique pour l'acier de précontrainte. Plusieurs options existent pour préciser les pertes par relaxation.

La méthode la plus commune en Europe est l'utilisation de deux tableaux. Le premier tableau indique les pertes par relaxation maximum à un point pour un temps infini (selon 3.3.2 (9) de [96], il est autorisé de définir la valeur finale pour un point dans le temps  $t = 500\,000$  heures) en fonction de la contrainte appliquée. Un deuxième tableau définit l'évolution dans le temps des pertes par relaxation comme un ratio à la perte de contraintes du premier tableau. Cette définition en deux parties des pertes par relaxation apparaît également dans RF-TENDON si l'option « By user table » est sélectionnée à l'option d'entrée pour la définition de la relaxation. L'utilisateur a ici l'option de définir l'évolution dans le temps comme une définition globale pour tous les ratios de contrainte (= un calendrier pour le tableau entier des pertes par relaxation totales) ou séparément comme une entrée locale pour chaque ratio de contrainte (= un calendrier pour chaque ligne du tableau des pertes par relaxation totales). La Figure (4.38) affiche un exemple de définition par l'utilisateur des pertes de contrainte pour un toron en acier de précontrainte avec relaxation basse.



**Figure 4.83.** Définition des pertes par relaxation dans RF-TENDON via les tableaux de l'utilisateur. [96]

En Allemagne, il est également commun de définir les pertes par relaxation à partir des avis techniques pour les aciers de précontrainte via une matrice. Les pertes de contrainte sont indiquées dépendantes de la contrainte d'acier de précontrainte et de la durabilité. La Figure (4.84) affiche un extrait de l'avis technique allemand relatif à l'acier de précontrainte Z-12.3-107.

Relaxationstabelle

Y1770S7-12.5

Gesamtrelaxationsverlust

Entwicklung des Relaxationsverlustes mit der Zeit

ist abhängig von der relativen Spannung in der Vorspannungsk

Selektiertes Verhältnis: 0,700

	Verhältnis [-]	Relaxation [-]		Dauer [h]	Relativ [-]
1	0,000	0,000		1,00	0,000
2	0,450	0,000		10,00	0,000
3	0,500	0,000		200,00	0,140
4	0,550	0,012		1000,00	0,290
5	0,600	0,028		5000,00	0,430
6	0,650	0,050		50000,00	0,930
7	0,700	0,070		100000,00	1,000
8	0,750	0,100		*	
9	0,800	0,140			
*					

für kaltgezogene Spannstahlilitzen mit  
sehr niedriger Relaxation

Zeitspanne nach dem Vorspannen in Stunden

$R_i / R_m$	1	10	200	1000	5000	$5 \times 10^5$	$10^6$
0,45	unter 1 %						
0,50							
0,55							
0,60							
0,65							
0,70							
0,75							
0,80	1,0	2,0	4,0	5,0	6,5	13,0	14,0

OK Abbrechen

**Figure 4.84.** Matrice pour les pertes de contrainte par relaxation. [96]

Pour entrer la matrice des pertes par relaxation, affiché dans la Figure (4.82), dans le tableau en deux parties de RF-TENDON, il est nécessaire de prendre les pertes de contraintes totales du dernier tableau de la matrice. Dans RF-TENDON, l'évolution dans le temps des pertes par relaxation doit être défini comme un rapport à la valeur maximum. Ceci signifie que les valeurs dans le temps intermédiaires doivent être converties en valeurs relatives à la valeur maximum. La Figure (4.82) affiche l'attribution des valeurs de matrice dans les tableaux à entrer unique de RF-TENDON.

Retrouvez ci-dessous un fichier Excel disponible au téléchargement et qui permet de transformer la matrice en le tableau en deux parties automatiquement. Les tableaux uniques peuvent être exportés vers RF-TENDON à l'aide du presse-papiers. Cet outil simplifie la conversion de la matrice de relaxation en le tableau d'entrée en deux parties.

#### 4.7.6 Exemples

Les glaciers s'écoulent sous leur propre poids car la glace flue. [98]

- Une pièce métallique chauffée au rouge peut être déformée comme une pâte. En effet, à très haute température, les métaux se comportent comme des fluides viscoélastiques.
- Étant donné les conditions de pression et de température dans le manteau terrestre, les roches du manteau fluent selon un modèle viscoélastique. Résultat du fluage : déformation/déplacement jusqu'à 10 cm par année dans les bordures (où le déplacement est le plus fort) des cellules de convection mantellique.
- Une étagère de panneau de particules fléchit après quelques années sous un poids constant.
- Une aube de réacteur d'avion est soumise à la force centrifuge ainsi qu'à une température élevée lors du fonctionnement. Le fluage d'aubes de turbine constitue un mode de ruine des aubes de turbine, limitant leur durée de vie.

#### 4.7.7 Conclusion :

Les propriétés mécaniques des métaux et alliages sont d'un grand intérêt puisqu'elles conditionnent non seulement les problèmes de mise en forme des matériaux mais également leur comportement en service dans des applications industrielles extrêmement diversifiées. Le choix du matériau d'une pièce industrielle dépendra des propriétés mécaniques tel que : résistance, dureté, ductilité. Il est donc nécessaire de mesurer ces grandeurs physiques par des essais mécaniques.

Pour définir les caractéristiques mécaniques des matériaux, on réalise des essais mécaniques sur des éprouvettes. Le but de ces essais est d'obtenir des valeurs des propriétés qui seront utilisables dans les calculs de résistance des matériaux ou qui permettront d'apprécier le comportement d'un matériau en service. Les corrélations sont entièrement empiriques et sont intéressantes du point de vue économique dans le cas où la mesure directe est difficile à effectuer.

## **Chapitre 5 : Durabilité du bois**

## **5. Durabilité du bois :**

### *5.1 Introduction*

La durabilité naturelle du bois correspond à la résistance naturelle vis-à-vis des agents biologiques. On considère que l'aubier est non durable vis-à-vis des attaques biologiques. Aubier : partie périphérique de l'arbre qui n'est pas durable une fois mise en œuvre dans la construction.

Une histoire vieille de 4000 ans :

La préservation du bois a une longue histoire. Le bois est connu et utilisé par l'homme depuis des millénaires, c'est son premier matériau de construction. Il s'est toujours efforcé de le protéger et d'augmenter sa durabilité. La littérature spécialisée est riche d'exemples relatant des événements dont certains remontent à la fin du Néolithique (vers – 2000 avant J.-C.). À cette époque, l'Homme commençait à se sédentariser et à élaborer les premiers éléments de l'alphabet. En Égypte, il imprégnait déjà le bois d'huile naturelle pour mieux le conserver. Pendant des siècles, les Grecs, puis les Romains utilisèrent les propriétés de résistance naturelle aux attaques de champignons de certaines essences (Cyprès, Thuya, Chênes...). Ces civilisations avaient compris la relation étroite qui existe entre la pourriture des bois (due aux champignons) et l'eau en présence d'oxygène. En l'absence d'oxygène et en excès d'eau, les attaques ne se produisent pas, c'est pourquoi l'on retrouve encore les bases des pieux des cités lacustres (– 3000 à 4000 ans avant J.-C.) lorsqu'on assèche certains lacs. Mis à l'abri de l'humidité du sol par des dispositifs constitués le plus souvent par des ouvrages en pierres, les poteaux de bois qui assuraient l'ossature des bâtis étaient également protégés de la pluie par des pierres ou d'autres matériaux disposés à leur sommet.

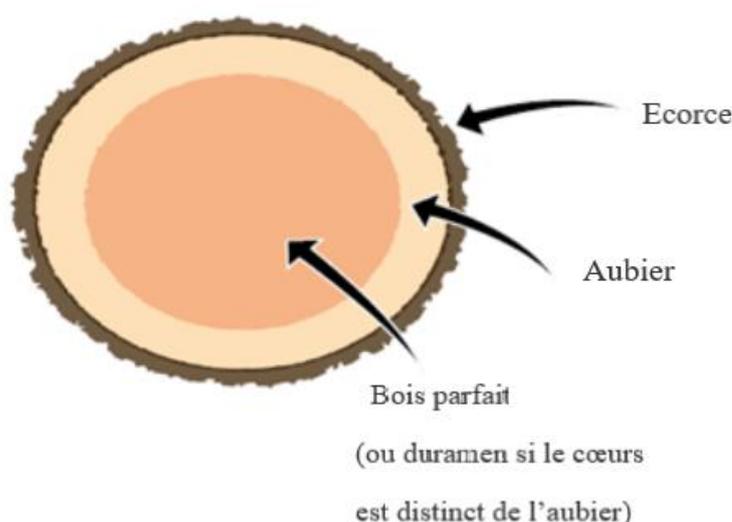
C'est au cours du XIXe siècle que la préservation du bois est passée d'un stade artisanal ou préindustriel à un stade industriel avec l'utilisation des sous-produits du pétrole. Au cours des 150 dernières années, l'essor considérable de l'industrie chimique combiné aux évolutions des techniques, et en particulier aux procédés d'imprégnation des bois, a largement contribué à l'utilisation d'essences de bois nationales de première importance dans des emplois qui n'auraient pas été possibles sans traitement (c'est le cas de la plupart des Pins).

Dans un premier temps limité à quelques produits chimiques ayant des propriétés insecticides et fongicides, la panoplie des produits "biocides" s'est diversifiée à partir des années 1950 en bénéficiant des retombées de la recherche sur la chimie organique de synthèse dans les domaines de l'hygiène publique et de l'agrochimie (protection des cultures). La "pharmacie" actuelle du bois mis en œuvre comprend une cinquantaine de matières actives dont certaines, mises sur le marché au cours des années 1960 et 1970, sont vieillissantes et seront remplacées dans les prochaines années par de nouvelles molécules répondant mieux aux exigences des réglementations en cours concernant la protection de l'environnement. [105]

## 5.2 Définition de bois :

Le bois est un matériau vivant, même coupé, il est composé d'eau (qu'on appelle taux d'humidité), de cellulose\* et de lignite\* (deux matières riches en carbone environ 48%), Essentiellement constitué de composés carbonés et d'éléments minéraux. [104]

Le bois est un matériau qui résiste bien aux attaques chimiques. Il est résistant aux matières organiques, aux solutions acides, aux émissions gazeuses et à l'air marin, par exemple. Les bâtiments en bois peuvent durer des siècles. Dans le cas de constructions dont les conditions d'utilisation présentent un risque accru de teneur élevée en humidité, l'emploi d'essences de bois durables, comme le cèdre, ou d'un bois ayant subi un traitement de préservation garantira la longévité.



**Figure 5.1.** Les bois à aubier et bois parfait non distincts.

## 5.3 Endommagement des insectes :

L'intérêt d'un matériau est lié à sa performance, en particulier à son aptitude à l'emploi et à sa durée de service. Le bois est un matériau naturel biodégradable susceptible d'être attaqué par des organismes vivants, comme des champignons, des insectes et des bactéries. Il est aussi sujet à des dégradations abiotiques (physiques, chimiques, atmosphériques) : lors de son exposition à l'extérieur, le rayonnement solaire, l'oxygène de l'air, la pluie, le vent, etc., entraînent un vieillissement accéléré de la surface du bois. Par ailleurs, comme tout matériau organique, il est inflammable et se dégrade à température élevée. Enfin, toute variation d'humidité ambiante se traduit par des variations dimensionnelles, conduisant à des ruptures de joints de colle ou dans la couche de finition. Comprendre ces phénomènes va permettre de proposer soit l'utilisation d'essences durables, soit des conditions de mise en œuvre particulières, soit des produits de traitement adaptés. Nous allons nous intéresser aux causes qui peuvent endommager le bois dans l'ensemble d'un bâtiment (bois de charpente, bois de structure, bois de finition, meubles...).

Le bois est sensible à certaines pathologies biologiques comme les insectes à larve xylophages et les termites.

Ces insectes se nourrissent de cellulose, ce qui peut menacer à terme la solidité d'un édifice car pendant plusieurs années, ils creusent des galeries à l'intérieur du bois, l'affaiblissant et pouvant provoquer des ruptures mécaniques de la structure, ainsi que des décalages au niveau des tuiles pouvant entraîner des infiltrations d'eau.

On différencie les insectes à larve xylophages qui évoluent de manière cyclique aux termites qui vivent en colonie dans le sol.

### 5.3.1 Les insectes à larves xylophages :

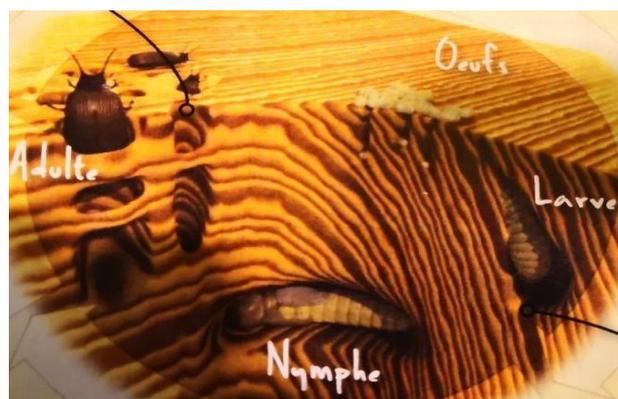
#### 5.3.1.1 définitions

On les appelle les insectes à larves xylophages car c'est après la ponte de l'insecte dans le bois que les larves se développent en se nourrissant du bois et y creusant des galeries.

En devenant adultes, ils créent des orifices de sortie pour vivre à l'air libre.

La durée du cycle larvaire, de l'œuf à l'insecte adulte, est variable selon les insectes, les conditions de température, l'humidité et l'âge du bois.

Les adultes sortent de leur trou de surface entre avril et septembre.



**Figure 5.2.** Les insectes à larves xylophages.

On trouve généralement les insectes suivants :

- Le capricorne des maisons

Très répandu en France, sa spécialité est de pondre une centaine d'œufs dans les ouvrages en résineux\* de plus de 40 ans.

Son cycle larvaire est très long car il dure en moyenne entre 3 et 5 ans, pendant lesquels chacune d'elles, qui mesure jusqu'à 25 mm de long, creusent des galeries à la vitesse de 8 à 10 mm/jour.

A l'état d'adulte, l'insecte de couleur noir, mesure entre 10 et 20 mm pour un diamètre de sortie de 6 à 10 mm, ne vit que 3 à 4 semaines après leur sortie entre mi-juin et fin août et vole sur de courtes distances.

Les indices de leurs présences (attention très difficile à détecter, ils apparaissent qu'à la fin du premier cycle larvaire) :

- Trous de surface ovale de 6 à 10 mm.
- Galeries périphérique, à l'abri d'une mince pellicule de bois bombée par tassement de vermoulure de déjection, parois striées.
- Déjections en petits tonnelets de 0,8 mm d'un beige très clair.
- Petits bruits de grignotement



**Figure 5.3.** *Le capricorne des maisons.*

- L'hespérophane (Capricorne des feuillus)

C'est le cousin du capricorne des maisons, ses larves se nourrissent dans les ouvrages en feuillus\*.

Son cycle larvaire est long, entre 2 et 6 ans pour un larve cylindrique de 25 à 30 mm.

L'insecte adulte de couleur brun rouge, mesure entre 13 et 24 mm pour un diamètre de sortie de 8 à 13 mm, il ne se nourrie pas après sa sortie qui se fait entre mai et août.

Les indices de leurs présences (attention très difficile à détecter, ils apparaissent qu'à la fin du premier cycle larvaire) :

- Trous de surface ovale de 8 à 13 mm.
- Galeries ovales parallèles au fil du bois, striées par les mandibules.
- Déjections en petits tonnelets de 1 mm d'un jaune clair



**Figure 5.4.** *L'hespérophone (Capricorne des feuillus).*

- La grosse vrillette

Cette insecte arrive une fois que le bois ai subi une dégradation par un champignon, ce qui arrive lors de taux d'humidité supérieur à la normale, il pont entre 100 et 200 œufs.

Son cycle larvaire est long, entre 3 à 10 ans, cela dépend du degré d'altération du bois, la larve d'un blanc laiteux mesure entre 6 et 11 mm.

L'insecte adulte de couleur brun foncé, mesure entre 5 et 7 mm pour un diamètre de sortie de 2 à 4 mm, sa sortie se fait entre avril et mai.

Les indices de leurs présences (attention très difficile à détecter, ils apparaissent qu'à la fin du premier cycle larvaire) :

- Trous de surface ronde de 2 à 4 mm.
- Galeries circulaires.
- Déjections granuleuse en forme de lentilles de 1 mm.



**Figure 5.5.** *La grosse vrillette.*

- La petite vrillette

Elle se trouve le plus souvent sur les meubles et objets d'arts anciens ayant subi au préalable une attaque par les champignons.

Son cycle larvaire est entre 1 à 4 ans, selon les conditions climatiques, la larve blanche mesure entre 5 et 7 mm.

L'insecte adulte de couleur brun foncé, mesure entre 2,5 et 5 mm pour un diamètre de sortie de 1 à 3 mm, sa sortie se fait entre mai et septembre.

Les indices de leurs présences (attention très difficile à détecter, ils apparaissent qu'à la fin du premier cycle larvaire) :

- Trous de surface ronde de 1 à 3 mm.
- Galeries circulaires.
- Déjections fines et granuleuses sur la surface du bois.



**Figure 5.6.** *La petite vrillette.*

- le lyctus

C'est un coléoptère présent sous deux espèces en France, le lyctus brunneus de plus en plus répandu et le lyctus linearis en voie de régression.

Il s'attaque au bois feuillus\* dans ses premières années d'utilisation du fait de la disparition progressive de l'amidon.

Son cycle larvaire est plus court de 6 à 12 mois, pour une larve de 2 à 7 mm.

L'insecte adulte de couleur brun roux, mesure entre 2,5 et 6 mm pour un diamètre de sortie de 1 à 2 mm, sa sortie se fait entre avril et septembre.

Les indices de leurs présences (attention très difficile à détecter, ils apparaissent qu'à la fin du premier cycle larvaire) :

- Trous de surface ronde de 1 à 2 mm.
- Galeries circulaires.
- Déjections petits cônes très fine, aspect fleur de farine qui s'écoule du bois sans trace visible d'altération.



**Figure 5.7.** *Le lyctus.*

- Moins connus

Il y a aussi des insectes qui sont moins connus comme :



**Figure 5.8.** *Bostryche capucin.* [105] **Figure 5.9.** *Charançon xylophage.* [105]

5.3.1.2 Les signes de présence d'insectes xylophages chez vous :

- Trous ovales ou ronds dans le bois
- Poussières et sciures de bois
- Plancher endommagé
- Insectes morts

5.3.1.3 Les solutions contre les insectes xylophages

Avant de chercher une solution pour traiter les bois, il faut savoir que certaines essences sont plus durables que d'autres aux insectes xylophages.

A savoir que c'est le duramen\* qui permet cette durabilité, donc si le bois n'est pas purgé d'aubier\*, il est vulnérable.

Il reste seulement deux essences sensibles à ce type d'insectes : le sapin et l'épicéa. [106]

Une fois qu'on a détecté la nuisance (en général suite à un diagnostic), on compte deux étapes importantes à suivre :

- Préparation des surfaces

En premier, il faut sonder tous les bois afin de détecter les zones infestées.

Ensuite, on effectue un bûchage qui permet de retirer toute les parties vermoulu et mettre à nu le bois encore résistant.

Cette opération permettra aussi de déterminer les renforcements ou changements à effectuer.

Enfin, on met en œuvre le brossage et le dépoussiérage de toutes les galeries apparentes creusées par les insectes cela facilite la pénétration des produits.

- Le traitement

Cette étape varie suivant la typologie de produit utilisé (gel ou liquide) et le type de bois à traiter (résineux ou feuillus)

Elle consiste à arrêter le développement des larves et empêcher de nouvelles pontes.

Deux types de traitement sont possibles :

- Double pulvérisation
- Injection en profondeur jusqu'à saturation

En prévention, même si le bois est sain, toutes les parties en contact avec la maçonnerie doivent être traitées.

### 5..3.2 Les termites

Les termites sont des insectes xylophages les plus destructeur, sont des insectes sociaux, qui ressemblent à des petites fourmis blanches, il existe 2 500 espèces dans le monde, la majorité vit dans les régions chaudes, équatoriales ou tropicales.

Leur développement se fait par essaimage (fondation d'une nouvelle colonie), soit par bouturage (une centaine d'individus donne naissance à une nouvelle colonie).

Leur habitat naturel est la forêt, où ils participent activement au recyclage de la matière végétale morte.

Les termites souterrains (plus commun), vivent en contact permanent avec le sol et une source d'humidité.

Ils craignent la lumière, c'est pourquoi on ne les voit jamais et que l'on détecte leur présence souvent trop tardivement.

Dans leur quête de nourriture, ils sont capables de dégrader de nombreux matériaux comme le polystyrène, les isolants, les gaines... et de passer par des interstices de l'ordre d' 1 mm.

Les indices de leurs présences :

- Galeries, tunnels ou cordonnets construits sur les matériaux durs.
- Vides sous une pellicule de surface ou galeries étroites sans sciure

- Ponts en forme de stalactites ou stalagmites, afin d'atteindre l'aliment éloigné
- Présence de petits trous de 2 mm environ, visibles sur les plâtres au plafond ou au mur
- Lors de l'essaimage, envol simultané des termites reproducteurs. [106]



**Figure 5.10.** *Les termites.*

#### 5.3.2.1 Réglementation termites :

Depuis novembre 2007, la loi impose par le décret du 23 mai 2006 des mesures de protection des bâtiments avant construction pour prévenir des infestations de termites au niveau des futures constructions.

Ces mesures définies dans le code de la construction et de l'habitat (articles R112-2 et R112-3) s'appliquent suivant les départements ci-dessous.[106]

Dans l'ancien, il faut obligatoirement déclarer en mairie la présence de termites et les propriétaires doivent réaliser un état parasitaire dans le cadre d'une vente.

#### 5.3.2.2 Les solutions contre les termites :

Contrairement aux insectes à larves xylophages, l'ensemble des essences de bois sont sensibles aux termites.

Seulement deux essences purgées d'aubier\* sont moyennement durables : le châtaignier et le chêne. [106]

- Mesures sanitaires :

Afin d'éviter les termites à proximité et à l'intérieur des maisons, des mesures de prévention sont à adopter comme :

- éviter le stockage du bois de chauffage sur la terre, et contre les murs de l'habitation
- supprimer les infiltrations d'eau
- détruire les vieilles souches

- Traitement dans les bâtiments neufs :

Chaque nouveau projet nécessite une évaluation précise en matière de protection anti-termite de façon à faire le choix le plus adapté dans la technique et dans la mise en oeuvre.

Les traitements se font exclusivement au niveau du sol, par le principe de barrière physique et physico-chimique.

Depuis l'arrêté du 27 juin 2006, l'épandage insecticide de produits biocides sur le sol n'est pas une technologie retenue dans la liste des dispositifs.

- Barrière physico-chimique sous la totalité de l'assise du bâti par une mise en oeuvre surfacique en insistant particulièrement au niveau des points singuliers (passage de gaines, fourreaux, canalisations ...)
- Barrière physique sont mis en œuvre sur les jonctions des matériaux différents, les traversées de dalle et réservations, les discontinuités en périphérie, les joints de dilatation...

Les travaux de protection nécessitent pour l'entreprise d'être assurée en garantie décennale couvrant le risque termite.

- Traitement dans les bâtiments existants :

Lorsqu'on remarque la présence de termite dans un bâtiment existant, il existe deux technique pour lutter contre l'infection.

- Barrière chimique : technique de plus de 50 ans, qui consiste à mettre un produit biocide au niveau des sols extérieurs, des caves, sols extérieurs, maçonneries, bois de structure et autres bois.
- Pièges/Appâts : technique de plus de 20 ans, qui consiste à mettre en place des pièges sur l'ensemble dupérimètre du bâtiment à protéger, ainsi qu'au niveau des passages de termite. Le principe est d'intoxiqué la colonie via les ouvriers, cela demande un suivi sur site pendant plusieurs mois afin d'évaluer l'évolution de l'intoxication.

### 5.3.3Autres insectes :

Les nidificateurs :

Il existe d'autres insectes qui ravagent le bois, c'est les nidificateurs.

Ils ne se nourrissent pas du bois mais le creuse de manière à construire un nid pour y pondre ou y vivre.

Ils dégradent n'importe quel bois tendre, facile à découper.

- Abeille charpentière

C'est le plus fréquemment observé, la femelle sonde le bois pour y construire une galerie d'environ 10 mm de diamètre qu'elle va cloisonner pour former des petites loges afin d'abriter entre 10 et 15 œufs (1 œuf/loge).

- Fourmi charpentière

Les fourmis charpentières peuvent fortement endommager le bois car elles sont une colonie pouvant atteindre 2 000 fourmis sur 3 ans.

Leur reine pond des dizaines d'œufs par ans sous une espérance de vie de 17 ans. [106]

#### ***5.4 Croissance de champignon :***

Le bois : source de nourriture des champignons lignicoles

Alors que les insectes de bois sec et les termites sont capables d'attaquer les bois mis en œuvre dans les conditions normales d'humidité (de l'ordre de 8 % à 12 % en fonction de l'humidité relative de l'air ambiant et de la température), les champignons nécessitent eux des conditions d'humidité supérieures à 20 % qui ne peuvent être atteintes dans les bâtiments qu'à la faveur de désordres conduisant à un excès d'hygrométrie. La plupart des espèces de champignons lignivores susceptibles d'attaquer les bois mis en œuvre appartiennent à la classe des basidiomycètes et de façon plus marginale à la classe des ascomycètes.

En fonction de la nature des composés chimiques attaqués, on distingue plusieurs types de dégâts du bois que l'on appelle pourritures. Le mérule des maisons, dont l'agent biologique est le champignon basidiomycètes *Serpulalacrymans*, est la plus connue en France.

Cette pourriture cubique (car le bois attaqué prend un aspect de cubes emboîtés les uns dans les autres) semble prendre de l'ampleur depuis quelques années dans certaines régions (Bretagne et grand Ouest) probablement à la suite du développement important de la rénovation des bâtis anciens dans lesquels la maîtrise des équilibres hydriques a été négligée. Notons que ce champignon a la particularité remarquable de poursuivre son développement dans les maçonneries à l'intérieur desquelles il fait progresser des "cordons" capables d'aller chercher l'eau à plusieurs mètres de distance.

-Les Champignons lignivores :



**Figure 5.11.** *Le coniophore des maisons (Coniophora puteana).*

La coniophore est l'un des champignons de pourriture cubique, qui se nourrit de bois humide ( $40\% < H < 60\%$ ). Le bois perd alors du poids et ses propriétés mécaniques jusqu'à l'effondrement. Contrairement à la mērule (*Serpula lacrimans*), ce champignon ne constitue pas de filaments blanc et fibreux, mais un mycélium de couleur vert olive. La surface du bois attaqué prend des teintes marron foncé caractéristiques. On les trouve le plus souvent dans les caves ou dans des endroits où l'humidité est permanente. [107]



**Figure 5.12** *Le polypore (fibroporia vaillantii).* [107]

Il s'agit d'un autre champignon de pourriture cubique qui se développe dans des conditions similaires, mais qui supporte des extrêmes de températures plus vastes que le mērule. Son mycélium est généralement constitué de formations en éventail neigeuses se répandant sur la surface du bois. Ces

spores et fructifications sont également blanches. C'est un champignon commun des mines de charbon et des bâtiments humides.

-Le mэрule (Serpulalacrymans)

Ce champignon, le plus commun, de pourriture cubique requѝre une humiditэ comprise entre 22 et 40%, une tempэrature эchelonnэe entre 7 et 26°C. On ne le trouve que dans les habitations. Les filaments ont une forme de coussinets cotonneux dont la palette de couleur varie du blanchâtre, au violet en passant par le jaune et le gris. Le mэрule possэde une arme terrible : des cordonnets qui sont trэs long et gris. Ils traversent les maçonneries afin d'alimenter le champignon en eau et contribuent ainsi à son extension. Les fructifications sont visqueuses et libèrent des spores brun-rougeâtre par milliards.[107]

**Tableau 5.1.** Principaux champignons dégradant le bois.

Type d'altération	Champignons responsables	Conditions de développement	Aspect
Bleuissement Dégâts esthétiques	Aurebasidium pullulans Sclerophoma pityophila	Résineux en grumes ou débités, quelques feuillus (peuplier, hêtre, frêne, samba, etc.)	Bois "bleuté" en surface et en profondeur, parfois tissu velouté gris foncé en surface.
Echauffure Dégâts esthétiques puis mécaniques	Stereum purpureum	Feuillus (hêtre, frêne) en grumes ou débités	Bois à zones blanchâtres
	Stereum sanguinolentum	Résineux en grumes ou	Bandes de bois rougeâtres débités
Pourriture cubique (découpage du bois en parallépipèdes rappelant le bois calciné) Dégâts esthétiques	Serpulalacrymans (Mэрule)	Résineux dans les habitations, feuillus secondairement	Fructification importante grisâtre. Spores brun-rouille, cordonnets grisâtres, mycélium blanc floconneux, plaques grises duveteuses
	Colophoraputeana	Résineux dans les lieux obscurs (caves), feuillus secondairement	Fructification sous forme de plaque jaunâtre, cordonnets bruns

et mécaniques	Trametes trabea	Résineux et feuillus à l'air libre ou dans les maisons	Fructification petite, rousse ou grise, mycélium jaune
	Lenzites sepiaria	Résineux à l'air libre (menuiseries extérieures, clôtures)	Fructification petite, coriace, jaune, spores blanches, mycelium jaunâtre
Pourriture fibreuse (le bois ramolli se décompose en fibrilles)	Phellinus megaloporus	Feuillus dans les lieux obscurs	Coussinets feutrés épais blancs, devenant coriaces et bruns. Fructification en couches stratifiées
Dégâts esthétiques et mécanique	Coriolus versicolor	Feuillus résineux secondairement, à l'extérieur	Petites fructifications plates, veloutées, zonées, mycélium blanc

#### 5.4.1 La durabilité conférée par des produits de traitement avant mise en œuvre :

Lorsque la durabilité naturelle est insuffisante pour l'utilisation prévue (cas des pins en classe 4 par exemple), il est nécessaire de traiter le sciage avec un produit de préservation afin de lui conférer une protection suffisante et adaptée à l'emploi pour lequel il est destiné (intérieur, extérieur avec ou sans contact du sol...). Là encore, le travail réalisé dans le cadre de la normalisation a contribué fortement à définir les bonnes règles de préservation et à mettre sur le marché des bois traités préventivement. Les traitements sont réalisés soit par les scieurs soit par des entreprises spécialisées. En fonction de l'utilisation prévue, et donc du risque biologique, la protection est conférée soit par le trempage des sciages dans des bains contenant un produit biocide (celui-ci pénètre dans les premiers millimètres du bois par simple diffusion) soit par des procédés d'imprégnation profonde (imprégnation en autoclave par succession de vides et de pressions) qui permettent aux produits de pénétrer dans la masse du bois. Dans la pratique, les sciages qui sont destinés uniquement à être mis en œuvre à l'intérieur des bâtiments sont traités par trempage principalement contre les insectes lorsqu'ils ne sont pas naturellement durables. En effet, dans ces conditions, le bois est en équilibre hygroscopique avec le milieu ambiant et son humidité, de l'ordre de 8 à 12 %, ne permet pas le développement des champignons lignivores. En revanche, en extérieur, les procédés d'imprégnation profonde utilisant des produits à la fois insecticides et fongicides sont mieux adaptés car dans ces conditions la reprise d'humidité par le bois dans la masse s'avère favorable au développement des pourritures. Les notions de durabilité naturelle et de durabilité conférée par un produit de préservation sont l'une des bases des certificats de qualification gérés par le CTBA dans

le cadre des Marques de qualité CTB P+ (pour les produits), CTB B+ (pour le bois traité), CTB structure ou ACERBOIS GLULAM pour les bois utilisés dans la construction (charpentes, poutres, ossatures...), NF portes et fenêtres pour les menuiseries ou encore NF CTB X pour les panneaux de contreplaqués... Dans la pratique, ces Marques de qualité attestent de la conformité aux exigences des normes mais également des performances additionnelles comme par exemple la résistance aux termites mais aussi le respect de l'environnement de l'hygiène et de la santé. Elles ont été créées pour donner confiance au consommateur.[105]

les traitements proposés par PEV pour les problèmes d'insectes du bois :pour luttez contre les insectes du bois avec PEV . [108]

- visite technique avec inspection minutieuse et sondage pour évaluer l'ampleur de l'infestation (en cas de grosse infestation fragilisant la résistance mécanique, l'avis d'un charpentier est nécessaire pour le renforcement ou changement d'éléments de la charpente).
- détermination des insectes par nos techniciens en laboratoire afin de déterminer le genre et surtout l'espèce pour adapter le traitement
- diagnostic professionnel et devis clair

#### 5.4.2La préservation des bois déjà mis en œuvre :

Chaque année, plusieurs dizaines de milliers de bâtiments privés et publics font l'objet d'un traitement de préservation à la suite d'attaques occasionnées par des insectes xylophages. Dans la plupart des cas, il s'agit de constructions anciennes ne contenant pas de bois traités préventivement. S'agissant des termites, les dégâts occasionnés lorsqu'ils investissent un bâtiment vont Rev. For. Fr. LVI - numéro spécial 2004 163.

Le futur du bois bien au-delà de l'attaque des éléments de bois (les livres, cartons et certains matériaux de construction sont facilement consommés ou dégradés). Les bâtiments de tous âges peuvent être attaqués si des mesures de protection n'ont pas été prévues au moment de la construction. Actuellement repérés dans une soixantaine de départements métropolitains et dans l'ensemble des départements et territoires d'Outre-mer situés en zones tropicales, les termites sont la cause d'une dizaine de milliers d'opérations de traitement annuelles. Le CTBA avec les services des mairies et de l'Administration suit l'avancement des infestations de termites et élabore une carte de leur présence sur le territoire national. Les dégâts provoqués par les champignons sont plus limités en quantité (quelques milliers d'opérations de traitement par an) mais peuvent se révéler très destructeurs dans certaines situations locales : cas du mэрule des maisons en Bretagne. Les techniques de préservation qui sont mises en œuvre pour lutter de façon curative contre les insectes et les champignons requièrent l'intervention d'entreprises spécialisées dont la compétence et l'expérience sont reconnues. Depuis plus de 40 ans, le CTBA délivre ainsi une

certification de service (connue sous la Marque A+) à plus de 120 entreprises spécialisées dans le traitement contre les insectes de bois sec, les termites et les champignons.

#### 5.4.3 Le futur de la préservation du bois :

Depuis quelques années, la préservation du bois fait l'objet d'une attention accrue de la part des autorités en charge d'évaluer les conséquences potentielles sur la santé humaine et l'environnement.

Des organisations de défense de l'environnement se sont exprimées à l'occasion d'événements de portée mondiale pour limiter l'emploi de certains produits (action de Greenpeace pour l'interdiction de l'utilisation du CCA, produit à base de cuivre, de chrome et arsenic, dans la construction du village olympique des jeux Olympiques en Australie en 2000). Des mesures d'ordre réglementaire ont d'ores et déjà été prises pour certaines matières actives : c'est le cas du pentachlorophénol qui est interdit d'emploi, de la créosote et du CCA dont les usages ont été fortement limités à certains emplois nécessitant une protection à long terme (cas des poteaux de ligne dont la partie enterrée est traité à la créosote de couleur noirâtre). Une autre réglementation européenne CEE/98/8, plus connue sous le nom de "Directive biocides", est en cours d'application avec pour objectif l'évaluation des produits basée sur des critères liés à la santé et à la protection de l'environnement. Elle vise l'ensemble des produits biocides non agricoles (qui eux font l'objet d'une réglementation similaire depuis 1991) et en particulier les produits de préservation du bois. Ainsi, dans les prochaines années, seuls les produits ayant obtenu une AMM (Autorisation de Mise sur le Marché) délivrée par le ministère de l'Écologie et du Développement durable pourront être commercialisés. Notons cependant que, depuis une dizaine d'années, le CTBA a anticipé ces évolutions en prenant en compte les aspects santé et environnement dans les référentiels des Marques de certifications concernées. Parallèlement aux évolutions d'ordre réglementaire, de nouvelles techniques commencent à voir le jour. C'est le cas par exemple du bois traité par des procédés de chauffage à haute température (au-delà de 200 °C en absence d'oxygène : bois chauffé, rétifé...) qui confèrent au matériau une bonne résistance aux champignons mais dégradent certaines de ses propriétés mécaniques. Le mobilier de jardin, les caillebotis et les bardages sont les principaux débouchés actuels de cette technologie (Chanrion et Schreiber, 2002). C'est aussi le cas du bois traité oléothermiquement, procédé développé avec le CIRAD, consistant à plonger successivement les pièces de bois dans deux bains d'huile (le premier de 130° à 210 °C, le second de 10° à 90 °C) permettant l'imprégnation du bois par l'huile (qui peut être un sous-produit des huileries ou d'industrie agroalimentaire...) (in : CTBA Info, 2003). Plus en amont et encore sur la paillasse des chercheurs de laboratoires, recherche pour rendre le bois hydrofuge par des procédés qui interagissent avec les couches moléculaires superficielles, alors que d'autres recherches s'intéressent à la densification des fibres constitutives du bois au moyen de résines capables, elles aussi, de faire écran à l'entrée de l'eau. [105]

### *5.5 Conclusions :*

L'avenir de la durabilité du bois écomatériau n'est donc plus dans une opposition basique entre l'utilisation de la chimie ou le respect de l'environnement. Depuis plus de 150 ans, sans évoquer le lointain passé du début de cet article, les produits de préservation ont contribué à l'utilisation et donc au développement des principales essences de bois nationales. Les attentes légitimes des consommateurs de plus en plus soucieux de la qualité des produits qu'ils achètent, mais également des évolutions de la planète, les progrès de la connaissance et de la conception contribueront, dans les prochaines années, au développement de nouveaux procédés et produits qui allieront un niveau de performance adapté à la durée de service du bois souhaitée et des caractéristiques environnementales d'hygiène et de santé assurées.[105]

## 6. Remerciements

Tout mon remerciement à nos collègues responsables de service poste graduation et gestionnaires de la faculté de la science et technologie de l'université Mustapha Stambouli de Mascara d'avoir donné l'occasion d'écrire ce simple travail aux étudiants. Sans oublier mes chers collègues de département génie civil pour leurs conseils scientifiques.

## 7. Bibliographie

- [1] FERHATI T., "Durabilité d'un béton exposé à un milieu Agressif (acide sulfurique) influence du rapport G/S", MASTER, 2015/2016.
- [2] PATRICK GUIRAUD., "Classe d'exposition ", Mars 2017. <https://www.infociments.fr/betons/notions-de-classes-dexposition>
- [3] Norme NF EN 1992-1-1 Section 4 Article 4.2
- [4] TOGNAZZI C., "couplage fissuration: caractérisation et modélisation, dégradation chimique dans les matériaux cimentaires", thèse de doctorat, INSA Toulouse, 1998.
- [5] TORRENTI J., "L'alcali-réaction ", LCP de 1994 et 2003.
- [6] GERARD B., "Contribution des couplages mécanique-chimie-transfert dans la tenue à long terme des ouvrages de stockage des déchets radioactifs", thèse de l'E.N.S. de Cachan, 1996.
- [7] FAUCON P., "Durabilité du béton : physico-chimie de l'altération par l'eau ", thèse de l'Université de Cergy Pontoise, 1997.
- [8] ADENOT F., "durabilité du béton : caractéristique et modélisation des processus physique et chimique de dégradation du ciment ", thèse de doctorat de l'université d'Orléans, 1992.
- [9] CARDE C., "caractérisation et modélisation de l'altération des propriétés mécaniques due à la lixiviation des matériaux cimentaires", thèse de doctorat, INSA Toulouse, 1996.
- [10] Fascicule de documentation FD P18-011 – Béton, "Définition et classification des environnements chimiquement agressifs ", Recommandations pour la formulation des bétons , AFNOR , Mars 2016.
- [11] Norme NF EN 206-1 – Béton – Partie 1, Spécifications, performance, production et conformité – AFNOR.
- [12] DUVAL R., "La durabilité du béton vis-à-vis des eaux agressives ", 1992. pp, 391.
- [13] PRENTICE-HALL ., "Concrete structure, properties, and materials ", p.450, 1986.
- [14] QUENARD D., Sallée H., "Le transfert isotherme de la vapeur d'eau condensable dans les matériaux microporeux du bâtiment "., Cahiers de CSTB, no.2525, 1991.
- [15] PLOYAERT C., "Comment spécifier le béton selon la nouvelle norme", ConcreteTechnologyEngineer- Inter-Beton., Steven Schaeerlaekens Technical Support Manager Holcim Belgique s.a.
- [16] JACQUET C., "Caractérisation géométrique et propriétés de transport de milieux poreux consolidés "., 1991.

- [17] FIERS B., "Transfert de chaleur en proche paroi en dispersion dans un milieu poreux granulaire ", Application aux réacteurs en lits parcourus par un fluide gazeux à l'INPL., 2009.
- [18] DARBIN M., Jailloux J.M., Montuelle J., "Durability of Reinforced Earth Structures: the results of a long-term study conducted on galvanized steel ", 1988.
- [19] CLAUDE J., " Analyse de la répartition du volume des pores dans les assemblages argile-squelettes "., HAL Id: hal-00884710 <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00884710> Submitted. avec la collaboration technique de Claude JEANDET L.N.R.A., Station de Science du Sol., Centre de Recherches d'Avignon, B.P. 91, F 84140 Montfavet , on 1 Jan 1984.
- [20] Concrete Society Working Party., "Permeability testing of site concrete : à review of methods and experience : report of a Concrete Society Working Party", no. 31, London, 131 p, 1988.
- [21] POWERS T. C., " Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste. Journal of the American Ceramic Society ", vol. 41, no.1 p. 1-6, 1958.
- [22] MOREGGIA "Transport de matière : Diffusion de particules", PSI 2014/2015.
- [23] Université de Sherbrooke GCI 714, "Durabilité et réparations du béton", GCI - 714.
- [24] WIERIG H J., "long time studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure, hanover " pp. 182-96, march 1984.
- [25] LEBER I., BLAKEY F A., "some effects of carbon dioxide on mortars and concrete ", ACI J. AMER. Concr. Inst., 53 pp. 295-308. sept. 1956.
- [26] BEN BASSAT M., NIXON P. J., HARDCASTLE J., " the effect of differences in the composition of Portland cement on the properties of hardened concrete" ,Mag. Concr. Res., 42, No.151, PP. 59-66.1984
- [27] Andrade C., Alonso C., Arteaga A., Tanner P., "Methodology based on the electrical resistivity for the calculation of reinforcement service life. l'industria italiana del cemento" No.764, pp 330-339, avril 2001.
- [28] BOUKERROUCHE N., "DURABILITÉ DES BÉTONS-Influence des paramètres de composition et de traitement", univ. Mentouri Constantine, Département de Génie Civil, 2009.
- [29] BARRON J., OLLIVIER J P., Eds, " la durabilité des bétons ", 456 pp, presse nationale des ponts et chaussées, 1992.
- [30] WOOD J. G. M., R.A. JOHNSON., "the appraisal and maintenance of structures with alkali-silica reaction", the structural engineer " 71, No. 2, pp. 19-2, 1993.
- [31] British Cement Association Working Party Report "the diagnosis of alkali-silica reaction ", 2nd Edn, publication 45.042, 44 pp. BCA, slough, 1992.
- [32] THOMAS M., STOKES D., "Lithium impregnation of ASR-affected concrete: preliminary studies", p. 659-667
- [33] Sites internet : <http://www.partner.eu.com>.
- [34] BAROGHEL-BOUNY V., "Vieillissement des bétons en milieu naturel", Laboratoire Central des Ponts et Chaussées Sylvie ARNAUD Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Lyon Dominique HENRY.

- [35] Allahverdi A., et Skvara F., " Acidic corrosion of hydratedcementbasedmaterials", Part 1. Mechanism of the phenomenon. Prague, Institute of ChemicalTechnology – Academy of Sciences of the CzechRepublic, Ceramics-Silikaty, no. 44 (3), pp. 114-120, 2000.
- [36] GRUBE H., RECHENBERG W., "Durability of concrete structures in acidic water", Cem. Concr. Res., vol. 19, no. 5, p 183.
- [37] Les Dossiers du CSTC, page 3. NORMALISATION – RÉGLEMENTATION – CERTIFICATION. "Attaque chimique des bétons" Cahier no.9– 4e trimestre, 2004.
- [38] Belhachemi B., Hassaine N., "Etude d'un milieu agressif acide sur un mortier à base de ciment ", Wilson, 1975.
- [39] Duurzaamheidvan., "Béton in agrarischemilieus", s-Hertogenbosch, VerenigingNederlandseCementindustrie, Betoniek, vol. 10, no. 5, mai 1995.
- [40] Belie N., Betondegradatie in veestallenonderinvloed van voederzuren. Simulatieproeven. 's-Hertogenbosch, VerenigingNederlandseCementindustrie, Cement, vol. 47, no. 4, p. 52-59, 1995.
- [41] Wilson JL., "Causes de dégradation des ouvrages en béton ", Chapitre. I, 1975.
- [42] Pigeon., "Composition et hydratation du ciment Portland ", Séminaire progrès dans le domaine du béton. p. 36-72. Québec, septembre 1981.
- [43] Adam M. Neville., Livre de " Propriétés des bétons" Edition : Eyrolles -2000.
- [44] KERBOUCHE A ., " Influence des ajouts minéraux sur les résistances mécaniques et la durabilité des mortiers",. Mémoire de Magister- l'ENSET d'Oran-2009.
- [45] Boeraeve Ir. P., Cours de Béton armé.
- [46] Belie N., Sonck B., Meten van aantasting en oppervlakteruwheid van betonroosters , 's-Hertogenbosch, VerenigingNederlandseCementindustrie, Cement, vol. 50, no. 6, p. 54-58, juin 1998.
- [47] Belie N., De Coster V. et Van Nieuwenburg D., "Use of flyash or silica fume to increase the resistance of concrete to feedacids"., Londres, Thomas Telford, Magazine of ConcreteResearch, vol. 49, no.181, p. 337-344, décembre 1997.
- [48] Les dossiers du CSTC – Cahier no.9, 4e trimestre, page 2, NORMALISATION – RÉGLEMENTATION – CERTIFICATION, 2004
- [49] Guillon E., "Durabilité des matériaux cimentaires – Modélisation de l'influence des équilibres physicochimiques sur la microstructure et les propriétés mécaniques résiduelles", Thèse de l'Ecole Normale Supérieure de Cachan, 2004.
- [50] ROZIERE E., "ETUDE DE LA DURABILITE DES BETONS PAR UNE APPROCHE PERFORMANTIELLE"
- [51] MAINGUY M., Tognazzi C., Torrenti J.-M, Adenot F., "Modelling of leaching in pure cementpaste and mortar " ,Cement and ConcreteResearch 30, 83-90, 2000.

- [52] KAMALI S., Gérard B., Moranville M., "Modelling the leaching kinetics of cement-based materials – influence of materials and environment". *Cement and Concrete Composites* 25, 451-458, "Comportement et simulation des matériaux cimentaires en environnement agressif : lixiviation et température". These de doctorat, ENS Cachan, 2003.
- [53] YOKOSEKI K., Watanabe K., Sakata N., Otsuki N., "Modeling of leaching from cementitious materials used in underground environment". *Applied Clay Science* 26, 293-308, 2004.
- [54] NGUYEN V.H., Nedjar B., Colina H., Torrenti J.-M., A, "separation of scales analysis for the modelling of calcium leaching in concrete", *Computer methods in applied mechanics and engineering* 195, 7196-7210, 2006.
- [55] BENSALFIR S.A., "Mécanismes d'altérations des matériaux cimentaires soumis aux milieux fortement agressifs", Université de Mascara- Algérie, 2010.
- [56] Gallé C. et al., "Intermediate long-lived nuclear waste management: an integrated approach to assess the long-term behaviour of cement-based materials in the context of deep disposal", SRNL workshop on *Cementitious Materials*, December 12-14, Aiken, USA. CEA, 2005.
- [57] PLANEL D J., Sercombe P., Le Bescop F., Adenot., Torrenti J M., "Long-term performance of cement paste during combined calcium leaching-sulfate attack : kinetics and size effect", *Cement and Concrete Research* 36, 137–143, 2006.
- [58] VAN GERVEN T., Van Baelen D., Dutré V., Vandecasteele C., "Influence of carbonation and carbonation methods on leaching of metals from mortars", 2004.
- [59] MAILVAGANAM N P., "Repair and protection of concrete structures, CRC Press", 1991.
- [60] GIRARD C., Division ST - Technical Facilities Management (ST/TFM) CERN, Genève, Suisse.
- [61] YOKOZEKIA K., Watanabe K., Sakata N., et Otsuki N., "Modeling of leaching from cementitious materials used in underground environment", *Applied clay science* 26, 293–308. 2004.
- [62] CARDE C., "Caractérisation et modélisation de l'altération des propriétés mécaniques due à la lixiviation des matériaux cimentaires", Thèse de doctorat, INSA Toulouse, 1996.
- [63] MORANVILLE M., Kamali S., Guillon E. " Physicochemical equilibria of cement-based materials in aggressive environments – experiment and modeling", *Cement and Concrete Research* 34, 1569-1578, 2004.
- [64] HAUSMANN D A., "Steel corrosion in concrete: how does it occur", *Materials protection*, vol. 4, 11, 1967, p. 19-23.
- [65] GAGNE R., GCI 714, "Durabilité et réparations du béton", Cours de génie civil, Université de Sherbrooke.
- [66] Guide de prescription des ciments pour des constructions durables-Cas des bétons coulés en place.  
-e-mail : [centrinfo@cimbeton.net](mailto:centrinfo@cimbeton.net) • internet : [www.infociments.fr](http://www.infociments.fr)
- [67] SOUCHU P., "Les chlorures dans le béton", posted on 25 avril 2012.
- [68] TOUHAMI T., USTHB, Algérie - Magister en Génie Civil, "Fissuration en béton avec référence particulière au béton à haute performance, 2006.

- [69] Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC).
- [70] ISMAIL M., "Etude des transferts et de leurs interactions avec la cicatrisation dans les fissures pour prolonger la durée de service des infrastructures (ponts, centrales nucléaires " Thèse de doctorat -France , 2006.
- [71] OLIVIER J P., livre de " Durabilité des bétons ", NONAT A.,chapitre2 ; BAROGHEL-BOUNY V., CAPRA B. LAURENS S., chapitre9 , CARLES-GIBERGUES A., HORNAIN H., chapitre11 ; ESCADEILLAS G.,HORNAIN H., chapitre 12, Edition : Presse de l'école nationales des ponts et chaussées, 2008.
- [72] <http://www.ecocem.fr/index.php?p=technical&q=durability>.
- [73] Les bétons courants, " Le bétonnage – par temps chaud, par temps froid", CT-G11.77-82.pdf
- [74] BRSANTI O.CV.A., "voyage au cœur de l'acier".
- [75] HAMADACHE H., "Influence du galetage sur la tenue en fatigue d'un alliage Al2024", Thèse de doctorat, Université de Annaba, 2007.
- [76] CALLISTERWD E., "Propriétés Mécaniques des matériaux", Science et Génie des Matériaux.
- [77] NAAMANE S., " Etude de la déformation plastique de la ferrite à basse température ; simulations de dynamique des dislocations" Université Pierre Et Marie Curie,Soutenance, 2008.
- [78] FRANÇOIS D., "Lois de comportement des métaux : Élastoplasticité ; Viscoplasticité", École Centrale de Paris, 2012.
- [79] BAILON JP., JU-M-Dorlot, "Des Matériaux, presses internationales polytechniques" ,2007.
- [80] YAHAMDI F., "modélisation des courbes de tractions et évaluation du coefficient d'érouissage des aciers traitée par brunissage", Université Badji Mokhtar Annaba, 2008.
- [81] Ecole Polytechnique., "Rupture et plasticité", Département de Mécanique, 2010.
- [82] DOUIN J., " MECANIQUE DES MILIEUX CONTINUS, Introduction à la plasticité des matériaux" ,chargé de recherche au CNRS, laboratoire d'études des microstructures, 1997.
- [83] MERCIER., ZAMBELLI., KURZ., "From Introduction à la Science des Matériaux ", PPUR 1999.
- [84] MANDEL J., " propriétés mécanique des matériaux", Editions Eyrolles, 1978.
- [85] Dominique François., "Essais de rupture"., technique de l'ingénieur, 2012.
- [86] LEMAITRE M., CHABOCHE J., "Mécanique des matériaux solides", Editions Dunod, Paris ,1985.
- [87] KHELOUFI L., "Adhésifs et technique de collage caractérisation de 'adhérence", Thèse de Magister.
- [88] MADI A., conférence scientifique, Université Annaba, Mars 2011.
- [89] ZEGHLOUL A., Procédés Concepts Fondamentaux De La Mécanique De La Rupture, DEA Mécanique-Matériaux-Structures, Metz, 2004.
- [90] BÜCKLE H., "la machine-outil française", 206,125-147,1965.
- [91] MOHS F., English translation by Haidinger, W., 1825, Treatise on Mineralogy (Edinburgh: Constable), 1824.

- [92] ROZIERE E., "Concept de Performance Equivalente appliqué aux bétons exposés à la lixiviation et aux attaques sulfatiques externes", XXVes Rencontres universitaires de Génie Civil, Bordeaux, France. fihal-01008013f, 2007.
- [93] YAHAMDI F., "modélisation des courbes de tractions et évaluation du coefficient d'écrouissage des aciers traitée par brunissage ", Université Badji Mokhtar Annaba, 2008.
- [94] IDRIS AMARA., H 006 TCH 006 MATÉRIAUX. cours de propriétés mécanique, ETS.
- [95] MEDDOUR B., Université de ABBAS Laghrour KHENCHELA, Fatigue des matériaux, Cours & Exercices. 2ème année Master LMD Engineering, 2016.
- [96] Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments., EN 1992-1-1: NF P18-711-1.
- [97] National Annex - Nationally determined parameters - Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings; DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04
- [98] GLEN J W., "The creep of polycrystalline ice ", Proceedings of the Royal Society, série A, vol. 228, no. 1175, p. 519-38, 1955.
- [99] ČSN 73 6206: Navrhování betonových a železobetonových mostních konstrukcí.
- [100] [https://fr.wikipedia.org/wiki/Limite\\_d%27%C3%A9lasticit%C3%A9](https://fr.wikipedia.org/wiki/Limite_d%27%C3%A9lasticit%C3%A9). la limite d'élasticité
- [101] FAURE MARTIAL., MALIKI ANLI., ANDRIEU David., LEFEVRE J., "La corrosion des pieux en milieu marin ", maîtrise IUP GCI de Saint-Nazaire, 2003-2004.
- [102] Site internet de l'entreprise TETIS.
- [103] Afnor, Produits sidérurgique, "Aciers pour construction", Recueil de normes françaises, 1988.
- [104] BEAUCHENE J., "Les Agents de dégradation du matériau bois " Euplassapinnata (Lam.) Johnston, 2006,
- [105] JEQUEL M., FLORENTIN G H., " Durabilité et préservation du bois : quel futur face aux évolutions et questions environnementales ".
- [106] LABOURGADE, TARN., GARONNE (82) Info bois no.8, "Causes des dégâts du bois 1/3 ", mars 2020.
- [107] [www.acacia-robinier.be](http://www.acacia-robinier.be); "Les ennemis du bois", Contact : [bois@acacia-robinier.be](mailto:bois@acacia-robinier.be) Alexandre Vidos
- [108] PEV "Protège l'environnement", Réalisation : iti Conseil, 2017.
- [109] Terre Armée (1986a), "La durabilité des ouvrages en terre armée", réalisés avec des armatures en acier galvanisé, [http://www.terre-armee.com/intranet/internetTA.nsf/web/durabilite/\\$file/Durabilit%C3%A9.pdf](http://www.terre-armee.com/intranet/internetTA.nsf/web/durabilite/$file/Durabilit%C3%A9.pdf): 12.
- [110] LARIVE C., "Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques ", LCPC - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, TH LARIVE C ns20683.pdf, 1997.
- [111] DANIELS D.J., Ground Penetrating Radar, 2nd edition, The Institution of Electrical Engineers, 734 p, 2004.
- [112] REGLES BAEL 91 REVISEES 99, Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en

béton armé suivant la méthode des états limites, Fascicule 62, titre 1er du CCTG - Travaux section 1 : béton armé

[113] Plastic Deformation of Metals and Related Properties

## Bibliographie

- [1] FERHATI T., "Durabilité d'un béton exposé à un milieu Agressive (acide sulfurique) influence du rapport G/S", MASTER, 2015/2016.
- [2] PATRICK GUIRAUD., "Classe d'exposition ", Mars 2017. <https://www.infociments.fr/betons/notions-de-classes-dexposition>
- [3] Norme NF EN 1992-1-1 Section 4 Article 4.2
- [4] TOGNAZZI C., "couplage fissuration: caractérisation et modélisation, dégradation chimique dans les matériaux cimentaires", thèse de doctorat, INSA Toulouse, 1998.
- [5] TORRENTI J., "L'alcali-réaction ", LCP de 1994 et 2003.
- [6] GERARD B., "Contribution des couplages mécanique-chimie-transfert dans la tenue à long terme des ouvrages de stockage des déchets radioactifs", thèse de l'E .N.S. de Cachan, 1996.
- [7] FAUCON P., "Durabilité du béton : physico-chimie de l'altération par l'eau ", thèse de l'Université de Cergy Pontoise, 1997.
- [8] ADENOT F., " durabilité du béton : caractéristique et modélisation des processus physique et chimique de dégradation du ciment ", thèse de doctorat de l'université d'Orléans, 1992.
- [9] CARDE C., " caractérisation et modélisation de l'altération des propriétés mécaniques due à la lixiviation des matériaux cimentaires", thèse de doctorat, INSA Toulouse, 1996.
- [10] Fascicule de documentation FD P18-011 – Béton, "Définition et classification des environnements chimiquement agressifs ", Recommandations pour la formulation des bétons , AFNOR , Mars 2016.
- [11] Norme NF EN 206-1 – Béton – Partie 1, Spécifications, performance, production et conformité – AFNOR.
- [12] DUVAL R., "La durabilité du béton vis-à-vis des eaux agressives ", 1992. pp, 391.
- [13] PRENTICE-HALL ., "Concrete structure, properties, and materials ", p.450, 1986.
- [14] QUENARD D., Sallée H., "Le transfert isotherme de la vapeur d'eau condensable dans les matériaux microporeux du bâtiment "., Cahiers de CSTB, no.2525, 1991.
- [15] PLOYAERT C., "Comment spécifier le béton selon la nouvelle norme", Concrete Technology Engineer-Inter-Beton., Steven Schaerlaekens Technical Support Manager Holcim Belgique s.a.
- [16] JACQUET C., "Caractérisation géométrique et propriétés de transport de milieux poreux consolidés "., 1991.
- [17] FIERs B., "Transfert de chaleur en proche paroi en dispersion dans un milieu poreux granulaire ", Application aux réacteurs en lits parcourus par un fluide gazeux à l'INPL., 2009.
- [18] DARBIN M., Jailloux J.M., Montuelle J., " Durability of Reinforced Earth Structures: the results of a long-term study conducted on galvanized steel ", 1988.
- [19] CLAUDE J., " Analyse de la répartition du volume des pores dans les assemblages argile-squelettes "., HAL Id: hal-00884710 <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00884710> Submitted. avec la collaboration technique de Claude JEANDET LN.R.A., Station de Science du Sol., Centre de Recherches d'Avignon, B.P. 91, F 84140 Montfavet , on 1 Jan 1984.
- [20] Concrete Society Working Party., "Permeability testing of site concrete : à review of methods and experience : report of a Concrete Society Working Party", no. 31, London, 131 p, 1988.
- [21] POWERS T. C., " Structure and Physical Properties of Hardened Portland Cement Paste. Journal of the American Ceramic Society ", vol. 41, no.1 p. 1-6, 1958.
- [22] MOREGGIA "Transport de matière : Diffusion de particules", PSI 2014/2015.

- [23] Université de Sherbrooke GCI 714, "Durabilité et réparations du béton", GCI - 714.
- [24] WIERIG H J., "longtime studies on the carbonation of concrete under normal outdoor exposure, hanover " pp. 182-96, march 1984.
- [25] LEBER I., BLAKEY F A., "some effects of carbon dioxide on mortars and concrete ", ACI J. AMER. Concr. Inst., 53 pp. 295-308.sept. 1956.
- [26] BEN BASSAT M., NIXON P. J., HARDCAQTLE J., " the effect of differences in the composition of Portland cement on the properties of hardened concrete" , Mag. Concr. Res., 42, No.151, PP. 59-66.1984
- [27] Andrade C., Alonso C., Arteaga A.,Tanner P., "Methodology based on the electrical resistivity for the calculation of reinforcement service life.l'industria italiana del cemento" No.764, pp 330-339, avril 2001.
- [28] BOUKERROUCHE N., "DURABILITÉ DES BÉTONS-Influence des paramètres de composition et de traitement", univ.Mentouri Constantine, Département de Génie Civil, 2009.
- [29] BARRON J., OLLIVIER J P., Eds, " la durabilité des bétons ", 456 pp, presse nationale des ponts et chaussées, 1992.
- [30] WOOD J. G. M., R.A. JOHNSON., "the appraisal and maintenance of structures with alkali- silica reaction", the structural engineer " 71, No. 2, pp. 19-2, 1993.
- [31] British Cement Association Working Party Report "the diagnosis of alkali-silica reaction ", 2nd Edn, publication 45.042, 44 pp. BCA, slough, 1992.
- [32] THOMAS M., STOKES D., "Lithium impregnation of ASR-affected concrete: preliminary studies", p. 659-667
- [33] Sites internet : <http://www.partner.eu.com>.
- [34] BAROGHEL-BOUNY V., "Vieillessement des bétons en milieu naturel", Laboratoire Central des Ponts et Chaussées Sylvie ARNAUD Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Lyon Dominique HENRY.
- [35] Allahverdi A., et Skvara F., " Acidic corrosion of hydrated cement based materials", Part 1. Mechanism of the phenomenon. Prague, Institute of Chemical Technology – Academy of Sciences of the Czech Republic, Ceramics-Silikaty, no. 44 (3), pp. 114-120, 2000.
- [36] GRUBE H., RECHENBERG W., "Durability of concrete structures in acidic water",Cem. Concr. Res., vol. 19, no. 5, p 183.
- [37]Les Dossiers du CSTC, page 3. NORMALISATION – RÉGLEMENTATION – CERTIFICATION. "Attaque chimique des bétons"Cahier no.9– 4e trimestre, 2004.
- [38] Belhachemi B., Hassaine N., "Etude d'un milieu agressif acide sur un mortier à base de ciment ", Wilson, 1975.
- [39]Duurzaamheid van.,"Béton in agrarische milieus"’s-Hertogenbosch, Vereniging Nederlandse Cementindustrie, Betoniek, vol. 10, no. 5, mai 1995.
- [40] Belie N. Betondegradatie in veestallen onder invloed van voederzuren. Simulatieproeven. ’s-Hertogenbosch, Vereniging Nederlandse Cementindustrie, Cement, vol. 47, no. 4, p. 52-59, 1995.
- [41] Wilson JL., "Causes de dégradation des ouvrages en béton ", Chapitre. I, 1975.
- [42] Pigeon., "Composition et hydratation du ciment Portland ", Séminaire progrès dans le domaine du béton. p. 36-72. Québec, septembre 1981.
- [43] Adam M. Neville., Livre de " Propriétés des bétons" Edition : Eyrolles -2000.
- [44] KERBOUCHE A., " Influence des ajouts minéraux sur les résistances mécaniques et la durabilité des mortiers"., Mémoire de Magister- l'ENSET d'Oran-2009.
- [45] Boeraeve Ir. P., Cours de Béton armé.
- [46] Belie N. et Sonck B. Meten van aantasting en oppervlakteruwheid van betonroosters , ’s-Hertogenbosch, Vereniging Nederlandse Cementindustrie, Cement, vol. 50, no. 6, p. 54-58, juin 1998.

- [47] Belie N., De Coster V. et Van Nieuwenburg D., "Use of fly ash or silica fume to increase the resistance of concrete to feed acids", Londres, Thomas Telford, Magazine of Concrete Research, vol. 49, no.181, p. 337-344, décembre 1997.
- [48] Les dossiers du CSTC – Cahier no.9, 4e trimestre, page 2, NORMALISATION – RÉGLEMENTATION – CERTIFICATION, 2004
- [49] Guillon E., "Durabilité des matériaux cimentaires – Modélisation de l'influence des équilibres physicochimiques sur la microstructure et les propriétés mécaniques résiduelles", Thèse de l'Ecole Normale Supérieure de Cachan, 2004.
- [50] ROZIERE E., "ETUDE DE LA DURABILITE DES BETONS PAR UNE APPROCHE PERFORMANTIELLE"
- [51] MAINGUY M., Tognazzi C., Torrenti J.-M., Adenot F., "Modelling of leaching in pure cement paste and mortar ", Cement and Concrete Research 30, 83-90, 2000.
- [52] KAMALI S., Gérard B., Moranville M., "Modelling the leaching kinetics of cement-based materials – influence of materials and environment", Cement and Concrete Composites 25, 451-458, "Comportement et simulation des matériaux cimentaires en environnement agressif : lixiviation et temperature ". These de doctorat, ENS Cachan, 2003.
- [53] YOKOSEKI K., Watanabe K., Sakata N., Otsuki N., "Modeling of leaching from cementitious materials used in underground environment", Applied Clay Science 26, 293-308, 2004.
- [54] NGUYEN V.H., Nedjar B., Colina H., Torrenti J.-M., A, " separation of scales analysis for the modelling of calcium leaching in concrete", Computer methods in applied mechanics and engineering 195, 7196-7210, 2006.
- [55] BENSALFIR S.A., " Mécanismes d'altérations des matériaux cimentaires soumis aux milieux fortement agressifs ", Université de Mascara- Algérie, 2010.
- [56] Gallé C. et al. " Intermediate long-lived nuclear waste management: an integrated approach to assess the long-term behaviour of cement-based materials in the context of deep disposal ", SRNL workshop on Cementitious Materials, December 12-14, Aiken, USA. CEA, 2005.
- [57] PLANEL D J., Sercombe P., Le Bescop F., Adenot., Torrenti J M., "Long-term performance of cement paste during combined calcium leaching-sulfate attack : kinetics and size effect ", Cement and Concrete Research 36, 137–143, 2006.
- [58] VAN GERVEN T., Van Baelen D., Dutré V., Vandecasteele C, " Influence of carbonation and carbonation methods on leaching of metals from mortars ", 2004.
- [59] MAILVAGANAM N P., "Repair and protection of concrete structures, CRC Press", 1991.
- [60] GIRARD C., Division ST - Technical Facilities Management (ST/TFM) CERN, Genève, Suisse.
- [61] YOKOZEKIA K., Watanabe K., Sakata N., et Otsuki N., "Modeling of leaching from cementitious materials used in underground environment", Applied clay science 26, 293–308. 2004.
- [62] CARDE C. "Caractérisation et modélisation de l'altération des propriétés mécaniques due à la lixiviation des matériaux cimentaires", Thèse de doctorat, INSA Toulouse, 1996.
- [63] MORANVILLE M., Kamali S., Guillon E. " Physicochemical equilibria of cement-based materials in aggressive environments – experiment and modeling", Cement and Concrete Research 34, 1569-1578, 2004.
- [64] HAUSMANN D A., "Steel corrosion in concrete: how does it occur ", Materials protection, vol. 4, 11, 1967, p. 19-23.
- [65] GAGNE R., GCI 714, "Durabilité et réparations du béton", Cours de génie civil, Université de Sherbrooke.
- [66] Guide de prescription des ciments pour des constructions durables-Cas des bétons coulés en place.
- e-mail : [centrinfo@cimbeton.net](mailto:centrinfo@cimbeton.net) • internet : [www.infociments.fr](http://www.infociments.fr)
- [67] SOUCHU P., "Les chlorures dans le béton", osted on 25 avril 2012.

- [68] TOUHAMI T., USTHB, Algerie - Magister en Génie Civil, "Fissuration en béton avec référence particulière au béton à haute performance, 2006.
- [69] Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC).
- [70] ISMAIL M., "Etude des transferts et de leurs interactions avec la cicatrisation dans les fissures pour prolonger la durée de service des infrastructures (ponts, centrales nucléaires " Thèse de doctorat -France , 2006.
- [71] OLIVIER J P., livre de " Durabilité des bétons ", NONAT A.,chapitre2 ; BAROGHEL-BOUNY V., CAPRA B. LAURENS S., chapitre9 , CARLES-GIBERGUES A., HORNAIN H., chapitre11 ; ESCADEILLAS G.,HORNAIN H., chapitre 12, Edition : Presse de l'école nationales des ponts et chaussées, 2008.
- [72] <http://www.ecocem.fr/index.php?p=technical&q=durability>.
- [73] Les bétons courants, " Le bétonnage – par temps chaud, par temps froid", CT-G11.77-82.pdf
- [74] BRSANTI O.CV.A., "voyage au cœur de l'acier".
- [75] HAMADACHE H., "Influence du galetage sur la tenue en fatigue d'un alliage Al2024", Thèse de doctorat, Université de Annaba, 2007.
- [76] CALLISTERWD E., "Propriétés Mécaniques des matériaux", Science et Génie des Matériaux.
- [77] NAAMANE S., " Etude de la déformation plastique de la ferrite à basse température ; simulations de dynamique des dislocations" Université Pierre Et Marie Curie,Soutenance, 2008.
- [78] FRANÇOIS D., "Lois de comportement des métaux : Élastoplasticité ; Viscoplasticité", École Centrale de Paris, 2012.
- [79] BAILON JP., JU-M-Dorlot, "Des Matériaux, presses internationales polytechniques" ,2007.
- [80] YAHAMDI F., "modélisation des courbes de tractions et évaluation du coefficient d'écroûissage des aciers traitée par brunissage", Université Badji Mokhtar Annaba, 2008.
- [81] Ecole Polytechnique., "Rupture et plasticité", Département de Mécanique, 2010.
- [83] MERCIER., ZAMBELLI., KURZ., "From Introduction à la Science des Matériaux ", PPUR 1999
- [84] MANDEL J., " propriétés mécanique des matériaux", Editions Eyrolles, 1978.
- [85] Dominique François., "Essais de rupture"., technique de l'ingénieur, 2012.
- [86] LEMAITRE M., CHABOCHE J., "Mécanique des matériaux solides", Editions Dunod, Paris ,1985.
- [87] KHELOUFI L., "Adhésifs et technique de collage caractérisation de 'adhérence", Thèse de Magister.
- [88] MADI A., conférence scientifique, Université Annaba, Mars 2011.
- [89] ZEGHLOUL A., Procédés Concepts Fondamentaux De La Mécanique De La Rupture, DEA Mécanique-Matériaux-Structures, Metz, 2004.
- [90] BÜCKLE H., "la machine-outil française", 206,125-147,1965.
- [91] MOHS F., English translation by Haidinger, W., 1825, Treatise on Mineralogy (Edinburgh: Constable), 1824.

- [92] ROZIERE E., "Concept de Performance Equivalente appliqué aux bétons exposés à la lixiviation et aux attaques sulfatiques externes"., XXVes Rencontres universitaires de Génie Civil, Bordeaux, France. ffhal-01008013f, 2007.
- [93]YAHAMDI F., "modélisation des courbes de tractions et évaluation du coefficient d'écrouissage des aciers traitée par brunissage ", Université Badji Mokhtar Annaba,2008.
- [94] IDRIS AMARA., H 006 TCH 006MATÉRIAUX.cours de propriétés mécanique, ETS.
- [95] MEDDOUR B., Université de ABBAS Laghrour KHENCHELA,Fatigue des matériaux ,Cours & Exercices. 2ème année Master LMD Engineering, 2016.
- [96] Eurocode 2: Calcul des structures en béton - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments., EN 1992-1-1:NF P18-711-1
- [97] National Annex - Nationally determined parameters - Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings; DIN EN 1992-1-1/NA:2013-04
- [98] GLEN J W., "The creep of polycrystalline ice ", Proceedings of the Royal Society, série A, vol. 228, no.1175, p. 519-38, 1955.
- [99] ČSN 73 6206: Navrhování betonových a železobetonových mostníchkonstrukcí.
- [100][https://fr.wikipedia.org/wiki/Limite\\_d%27%C3%A9lasticit%C3%A9](https://fr.wikipedia.org/wiki/Limite_d%27%C3%A9lasticit%C3%A9).lalimite d'élasticité
- [101] FAURE MARTIAL., MALIKI ANLI., ANDRIEUX David., LEFEVRE Julien "La corrosion des pieux en milieu marin ", maîtrise IUP GCI de Saint-Nazaire,2003-2004.
- [102] Site internet de l'entreprise TETIS.
- [103] Afnor, Produits sidérurgique, "Aciers pour construction", Recueil de normes françaises, 1988.
- [104] BEAUCHENE J ., "Les Agents de dégradation du matériau bois " Euplassa pinnata (Lam.) Johnston, 2006,
- [105] JEQUEL M., FLORENTIN G H., " Durabilité et préservation du bois : quel futur face aux évolutions et questions environnementales "
- [106] LABOURGADE, TARN., GARONNE (82) Info bois no.8, "Causes des dégâts du bois 1/3 ", mars 2020.
- [107] [www.acacia-robinier.be](http://www.acacia-robinier.be); "Les ennemis du bois", Contact : bois@acacia-robinier.be Alexandre Vidos
- [108] PEV "Protège l'environnement", Réalisation : itiConseil, 2017.
- [109] Terre Armée (1986a)., "La durabilité des ouvrages en terre armée" , réalisés avec des armatures en acier galvanisé, [http://www.terre\\_armee.com/intranet/internetTA.nsf/web/durabilite/\\$file/Durabilit%C3%A9.pdf](http://www.terre_armee.com/intranet/internetTA.nsf/web/durabilite/$file/Durabilit%C3%A9.pdf): 12.
- [110] LARIVE C., "Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques ", LCPC - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, TH LARIVE C ns20683.pdf , 1997.