



edurmat : DURABILITE DES MATERIAUX : DUREE DE VIE ET MAINTENANCE DES
OUVRAGES ET BATIMENTS

18-22 nov. 2013 Nantes (France)

Approches fiabilistes appliquées à la durabilité

Dr. Emilio BASTIDAS-ARTEAGA

Maître des Conférences

email : emilio.bastidas@univ-nantes-fr

Site web : <http://www.univ-nantes.fr/bastidasarteaga-ee>



UNIVERSITÉ DE NANTES

2

Organisation du cours

Emploi du temps

- 8h30 – 10h00 cours
- 10h00 – 10h30 pause
- 10h30 – 12h00 cours

Matériel

- Présentations
- Fichiers excel

3

Introduction

Fiabilité/capacité de service d'ouvrages en environnements agressifs

Il y a des mécanismes de dégradation propres à chaque matériau :

- Béton armé
- Acier
- Bois
- Constructions mixtes

4

Actions réduisant la durée de vie des structures en BA

Actions d'origine environnemental

- Séismes
- Congélation et dégel
- Variation de température
- Variation de l'humidité
- Présence des organismes

Actions d'origine fonctionnel

- Chargement cyclique
- Chargement constant
- Hautes températures > 100 °C
- Attaque par des acides et des bases

Mécanismes de dégradation

- L'entrée des chlorures
- L'entrée du CO₂
- L'alcali-réaction
- Erreurs en la conception et en la construction

Effets de dégradation

- Corrosion
- Fatigue
- désintégration du béton
- Perte d'adhérence
- Fissuration du béton
- Fluage

5

Introduction

Fiabilité/capacité de service d'ouvrages en environnements agressifs

Problèmes avec la maintenance de structures vieillissantes :

- Il n'y pas des modèles fiables →
 - ✦ Déterminer la performance pendant la durée de vie et
 - ✦ Choisir des stratégies de maintenance optimales
- A présent → réparations correctives ont lieu lorsque des signes de dégradation très importants apparaissent
 - ✦ Les frais de réparation ne peuvent pas s'anticiper
 - ✦ La fiabilité/capacité de service peuvent être affectées lorsque les réparations n'ont pas eu lieu aux moments les plus propices

6

Organisation du cours

Sommaire

Introduction

1. Dégradation de structures en BA soumises à la corrosion
2. Modélisation probabiliste
3. Optimisation de la maintenance

- Mécanismes de dégradation
- Modèles de dégradation et maintenance
- Incertitudes approches fiabilistes
- Coûts

1. Dégradation de structures en BA soumises à la corrosion

Introduction

Structures en BA soumises à la corrosion induite par la pénétration des chlorures ou la carbonatation



Ponts



Ports



Tunnels



Bâtiments

173,000 bridges in the United States are **structurally deficient** or **functionally obsolete** due in part to corrosion [Bhide, 1999]

Direct cost of corrosion in USA
[CC Technologies Laboratories Inc., 2001]:


Industrial sector	Cost US\$billion/yr
Gas and liquid transmission pipelines	7.0
Hazardous materials storage	7.0
Highway bridges	8.3
Waterways and ports	0.3
Drinking water and sewer systems	36.0
Transportation	29.7
Defense and nuclear waste storage	20.1
Production and manufacturing	17.6
Others	11.9
Total	137.9

9

Introduction


Collapses caused by corrosion:

- 2000 pedestrian bridge (Charlotte, USA)
 - ▶ built in 1995
 - ▶ pitting corrosion of the steel strands
 - ▶ 100 injuries



Questions of the owners/operators:

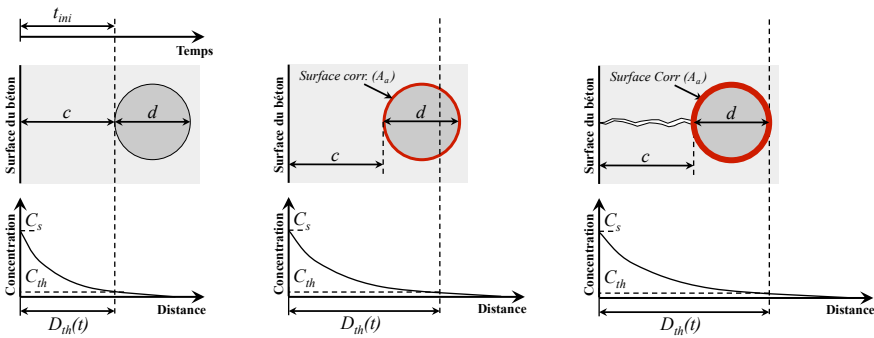
- How much chloride ingress will affect structural integrity?
- How and when inspection and repair should be undertaken?
- How to determine a sustainable maintenance strategy?



10

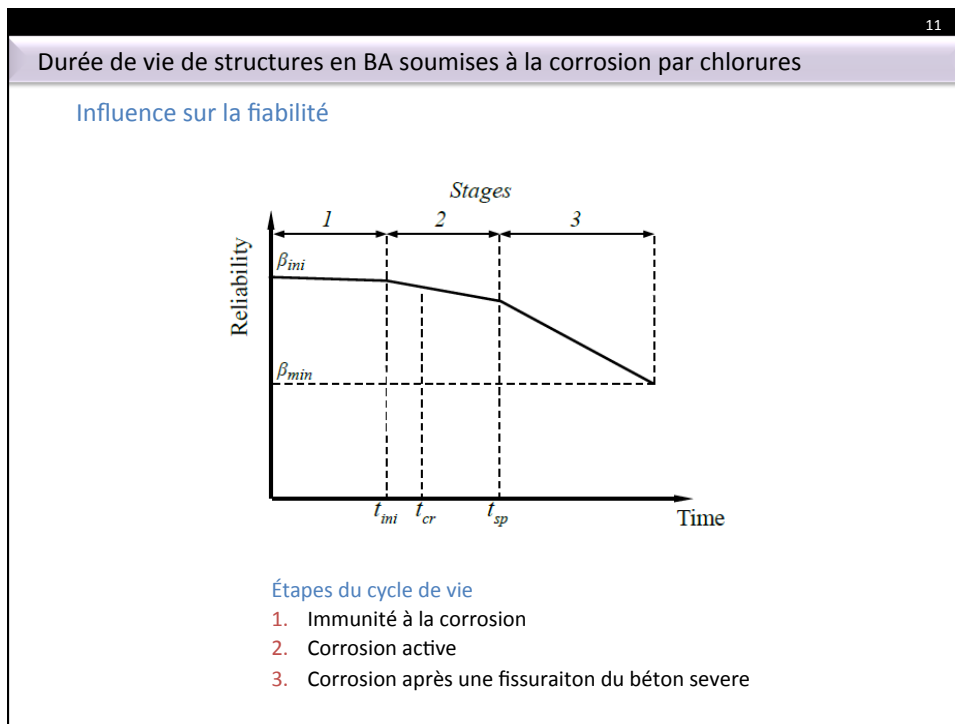
Durée de vie de structures en BA soumises à la corrosion par chlorures

Étapes de la durée de vie



The diagrams show the relationship between concrete surface concentration (C_s), threshold concentration (C_{th}), and distance ($D_{th}(t)$) over time (t). In the first stage, $C_s < C_{th}$ and the concrete is immune. In the second stage, $C_s > C_{th}$ and active corrosion occurs over a depth d . In the third stage, severe cracking increases the surface area A_s and the depth of corrosion d .

1. Immunité à la corrosion
2. Corrosion Active
3. Corrosion après une fissuration du béton sévère



Immunité à la corrosion –
pénétration des ions chlorure

1- Immunité à la corrosion

Pénétration des ions chlorure :

- Entrée des chlorures → problème de diffusion (Loi de Fick)

$$\frac{\partial C_{fc}}{\partial t} = D_c \frac{\partial^2 C_{fc}}{\partial x^2}$$

Avec :

C_{fc} = Concentration des chlorures libres à l'intérieur du béton

t = temps

D_c = Coefficient de diffusion des chlorures effectif

x = profondeur

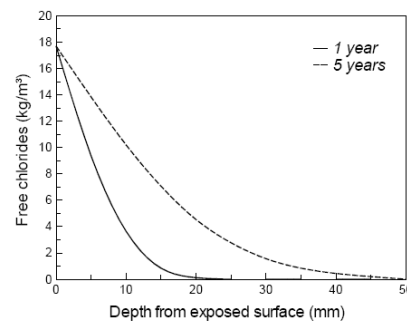
- Sous les hypothèses suivantes : (i) milieu saturé et semi-infini, (ii) concentration des chlorures à la surface constante et (iii) $C_{fc} = 0$ à $t = 0$; il est possible d'obtenir une solution analytique :

$$C_{fc}(x, t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right]$$

Avec :

C_s = concentration des chlorures à la surface

$\operatorname{erf}()$ = fonction d'erreur



1- Immunité à la corrosion

- Ce modèle dépend principalement de deux variables

$$C_{fc}(x, t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right]$$

- C_s dépend principalement des conditions d'exposition de l'ouvrage : proximité à la mer ou quantité des sel de déverglaçage appliquée. En ambiances marines, McGee (2000) a proposé des valeurs de C_s en fonction de la distance de la mer d en km :

$$C_s(d) = \begin{cases} 2.95 & \text{for } d < 0.1 \\ 1.15 - 1.81 \log(d) & \text{for } 0.1 \leq d < 2.84 \\ 0.35 & \text{for } d > 2.84 \end{cases}$$

avec C_s exprimée en kg de Cl⁻/m³ de béton ou kg/m³.

- C_s peut s'exprimer en trois types d'unités équivalentes : [kg/m³], [% masse du ciment] ou [% de masse du béton]. Afin de faire l'équivalence, il faut connaître la quantité du ciment par m³ du béton et la masse volumique du béton ρ_v .

1- Immunité à la corrosion

Exemple de changement d'unités :

Exprimer une concentration de chlorures de 2 [kg/m³] en [% masse du ciment] et [% de masse du béton] sachant que :

- le béton a une masse volumique de 2300 kg/m³ et
- Il a été fabriqué avec 350 kg de ciment par m³ de béton.

1- Immunité à la corrosion

- Ce modèle dépend principalement de deux variables

$$C_{fc}(x, t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right]$$

- D_c dépend principalement de la composition du béton. Il s'exprime principalement en [10⁻¹² m²/s] ou plus rarement en [mm²/année]. Les unités doivent être consistantes avec celles de la profondeur x et le temps t .
- Duprat (2007), synthèse des valeurs pour plusieurs types de bétons obtenus par plusieurs auteurs :

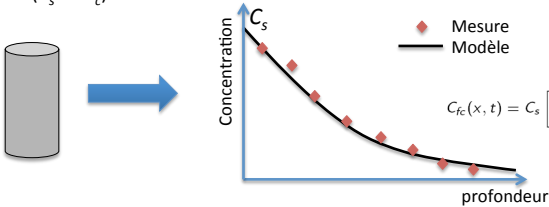
Reference	Range	Mean	Coefficient of variation	Distribution
[9]	0.03–0.65	0.15	0.7	Lognormal
[6]	0.6–7.5	2	0.75	Lognormal
[7]	1–8.2	4.3	0.28	Lognormal
[8]	0.16–1.64	0.85	0.51	Gamma

17

1- Immunité à la corrosion

Détermination des paramètres C_s et D_c

- Profils sur carottes (C_s et D_c)



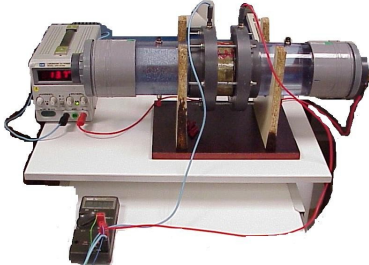
Concentration C_s

profondeur

♦ Mesure
— Modèle

$$C_{fc}(x, t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right]$$

- Essais de migration (D_c)



18

1- Immunité à la corrosion

- Fonction d'erreur

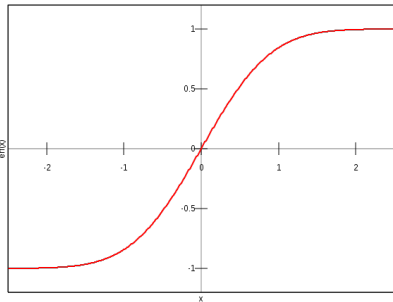
$$C_{fc}(x, t) = C_s \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{D_c t}} \right) \right]$$

Avec :

$$\operatorname{erf}(x) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^x e^{-t^2} dt.$$

ou la fonction d'erreur complémentaire

$$\operatorname{erfc}(z) = 1 - \operatorname{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_z^\infty e^{-\zeta^2} d\zeta$$



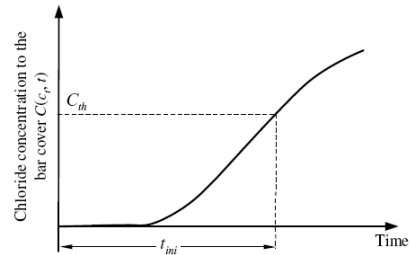
- Calcul numérique (développement série entière) :

$$\operatorname{erf}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{(2n+1) \times n!} z^{2n+1} = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \left(z - \frac{z^3}{3} + \frac{z^5}{10} - \frac{z^7}{42} + O(z^9) \right).$$

- Programmes : excel, matlab, mathcad, abaqus

1- Immunité à la corrosion

- Initiation de la corrosion



- Teneur critique en chlorures pour l'initiation de la corrosion C_{th} [kg/m³] (Duprat, 2007) :

Concrete quality	Field	Mean	Coefficient of variation
Good	1.5–2.5	2	0.14
Ordinary	1.0–2.0	1.5	0.19
Poor	0.5–1.5	1	0.29

1- Immunité à la corrosion

- Teneur critique selon la EN 206

5.2.7 Teneur en chlorures

La teneur en chlorures d'un béton, exprimée en pourcentage en masse d'ions chlorures rapportée à la masse de ciment, ne doit pas dépasser la valeur mentionnée dans le Tableau 10 pour la classe sélectionnée.

Tableau 10 – Teneur maximale en ions chlorure du béton

Utilisation du béton	Classe de chlorures ^{a)}	Teneur maximale en Cl ⁻ rapportée à la masse de ciment ^{b)}
Ne contenant ni armatures en acier ni pièces métalliques noyées (à l'exception des pièces de levage résistant à la corrosion).	Cl 1,0	1,0 %
Contenant des armatures en acier ou des pièces métalliques noyées	Cl 0,20	0,20 %
	Cl 0,40	0,40 %
Contenant des armatures de précontrainte en acier	Cl 0,10	0,10 %
	Cl 0,20	0,20 %

a) Pour un usage spécifique du béton, la classe à utiliser dépend des dispositions valides sur le lieu d'utilisation du béton.

b) Lorsque des additions de type II sont utilisées et sont prises en compte pour le dosage en ciment, la teneur en chlorures est exprimée comme le pourcentage en masse des ions chlorures rapportée à la masse de ciment plus la masse totale des additions qui sont prises en compte.

1- Immunité à la corrosion

- Teneur critique selon la EN 206

NA.5.2.7 Teneur en chlorures

En application de la note a) du Tableau 10, il est défini une nouvelle classe de chlorures, la classe Cl 0,65 correspondant à une teneur maximale en Cl^- rapportée à la masse de ciment de 0,65 %. L'aptitude générale à l'emploi en France est établie pour un usage spécifique des bétons de classe Cl 0,65 contenant des armatures ou des pièces métalliques noyées et étant formulés exclusivement avec des ciments de type CEM III.

En conséquence et sauf prescription particulière, les classes de chlorures pour des bétons en France sont :

- Cl 0,20 pour les bétons contenant des armatures de précontrainte en acier ;
- Cl 0,40 pour les bétons contenant des armatures en acier ou des pièces métalliques noyées ;
- Cl 0,65 pour les bétons contenant des armatures en acier ou des pièces métalliques noyées et formulés avec des ciments de type CEM III ;
- Cl 1,0 pour les bétons ne contenant ni armature en acier, ni pièces métalliques noyées.

1- Immunité à la corrosion

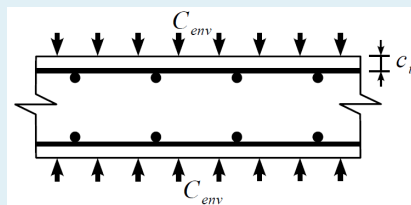
Exemple – utilisation de la solution analytique

Considérons une structure en béton armé avec un coefficient de diffusion effectif $D_c = 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$ soumise à un environnement avec une concentration de chlorures à la surface de $C_s = 5 \text{ kg/m}^3$. Dans cet exemple nous considérons uniquement la pénétration de chlorures en une dimension.

En utilisant la solution analytique de la loi de Fick :

Q1) Calculer les profils en chlorures à 5 et 20 ans pour des profondeurs variant entre 0 et 5 cm tous les cm

Q2) Estimer le temps d'initiation de la corrosion pour une teneur critique en chlorures de $C_{th} = 2 \text{ kg/m}^3$ pour deux profondeurs d'enrobage (3 et 5 cm)



23

1- Immunité à la corrosion

Pénétration des ions chlorure :

- Modèle Duracrete (2000)

$$C(x,t) = C_{s,D} \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{k_e k_t k_c D_o (t_o/t)^{n_D} t}} \right) \right]$$

avec :

- $C_{s,D}$: concentration de chlorures à la surface
- D_o : coefficient de diffusion effective des ions chlorures
- n_D : vieillissement
- k_e : type d'environnement
- k_t : méthode de détermination de D_o
- k_c : temps de cure
- t_o : temps → mesure de D_o

24

1- Immunité à la corrosion

Pénétration des ions chlorure :

- Modèle Duracrete (2000)

$$C(x,t) = C_{s,D} \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{k_e k_t k_c D_o (t_o/t)^{n_D} t}} \right) \right]$$

Table 8.3 The quantification of the age factor n. The rows marked with grey are quantified from field-data.

Binder	Environment	Type of dist.	Mean	S. dev	a	b
OPC	Submerged	Beta	0.30	0.05	0	1
OPC	Tidal+Splash	Beta	0.37	0.07	0	1
OPC	Atmospheric	Beta	0.65	0.07	0	1
PFA	Submerged	Beta	0.69	0.05	0	1
PFA	Tidal+Splash	Beta	0.93	0.07	0	1
PFA	Atmospheric	Beta	0.66	0.07	0	1
GGBS	Submerged	Beta	0.71	0.05	0	1
GGBS	Tidal+Splash	Beta	0.80	0.07	0	1
GGBS	Atmospheric	Beta	0.85	0.07	0	1
SF	Submerged	Beta	0.62	0.5	0	1
SF	Tidal+Splash	Beta	0.39	0.07	0	1
SF	Atmospheric	Beta	0.79	0.07	0	1

25

1- Immunité à la corrosion

Pénétration des ions chlorure :

- Modèle Duracrete (2000)

$$C(x,t) = C_{s,D} \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{k_e k_t k_c D_o (t_o/t)^{n_D} t}} \right) \right]$$

Table 8.4 The quantification of the environmental factor for OPC-concrete and GGBS-concrete. The rows marked with grey are quantified with expert opinion.

Binder	Environment	Type of dist.	Mean	Standard dev.
OPC	Submerged	Gamma	1.325	0.223
OPC	Tidal	Gamma	0.924	0.155
OPC	Splash	Gamma	0.265	0.045
OPC	Atmospheric	Gamma	0.676	0.114
GGBS	Submerged	Gamma	3.877	1.292
GGBS	Tidal	Gamma	2.704	1.292
GGBS	Splash	Gamma	0.777	1.292
GGBS	Atmospheric	Gamma	1.978	1.292

26

1- Immunité à la corrosion

Pénétration des ions chlorure :

- Modèle Duracrete (2000)

$$C(x,t) = C_{s,D} \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{k_e k_t k_c D_o (t_o/t)^{n_D} t}} \right) \right]$$

Essai de migration

Table 8.8 Results of the linear regression analysis of CPM versus RCM-Compliance

variable	distribution	mean	standard deviation
k _i ((RCM/CPM))	ND	0.832	0.024

27

1- Immunité à la corrosion

Pénétration des ions chlorure :

- Modèle Duracrete (2000)

$$C(x,t) = C_{s,D} \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{k_e k_t k_c D_o (t_o/t)^{n_D} t}} \right) \right]$$

Essai de migration

Table 8.8 Results of the linear regression analysis of CPM versus RCM-Compliance

variable	distribution	mean	standard deviation
k _i ((RCM/CPM)	ND	0.832	0.024

28

1- Immunité à la corrosion

Pénétration des ions chlorure :

- Modèle Duracrete (2000)

$$C(x,t) = C_{s,D} \left[1 - \operatorname{erf} \left(\frac{x}{2\sqrt{k_e k_t k_c D_o (t_o/t)^{n_D} t}} \right) \right]$$

Table 8.7 Statistical quantities of execution parameter k_c of the proposed chloride diffusion deterioration model

Variable	Unit	Distribution	par 1	par 2	par 3	par 4
k _{c1}	-	Beta	1.667	1.905	1.00	4.00
k _{c3}	-	Beta	2.148	10.741	1.00	4.00
k _{c7} (reference factor)	-	D	1	-	-	-
k _{c28}	-	Beta	4.445	2.333	0.400	1.00

29

1- Immunité à la corrosion

Problems with the analytical solution

- The solution is valid only when RC structures are saturated and subjected to constant concentration of chlorides on the exposed surfaces.

30

1- Immunité à la corrosion

Problems with the analytical solution

- This solution does not consider chloride binding capacity

Free chlorides, C_f

31

1- Immunité à la corrosion

Problems with the analytical solution

- This solution does not consider the effect of [concrete aging](#), [temperature](#) and [humidity](#) (Saetta et al., 1993).

$$D_c = D_{c,ref} f_1(T) f_2(t) f_3(h)$$

The graph shows the function $f_2(t)$ on the y-axis (ranging from 0 to 2) against Time in years on the x-axis (ranging from 0 to 5). Three curves are plotted for different values of m_c : a solid line for $m_c=0.2$, a dotted line for $m_c=0.4$, and a dash-dot line for $m_c=0.6$. All curves start at $f_2(0) = 2$ and decrease over time, with higher m_c values resulting in a faster decay rate.

32

1- Immunité à la corrosion

Problems with the analytical solution

- This solution does not consider the effect of [concrete aging](#), [temperature](#) and [humidity](#) (Saetta et al., 1993).

$$D_c = D_{c,ref} f_1(T) f_2(t) f_3(h)$$

The graph shows the function $f_1(T)$ on the y-axis (ranging from 0 to 3) against Temperature in degrees Celsius on the x-axis (ranging from -10 to 40). Two curves are plotted for different activation energies U_c : a solid line for $U_c=32.0$ kJ/mol and a dotted line for $U_c=44.6$ kJ/mol. Both curves show an exponential-like increase with temperature, with the higher activation energy curve increasing more steeply.

33

1- Immunité à la corrosion

Problems with the analytical solution

- This solution does not consider the effect of **concrete aging, temperature and humidity** (Saetta et al., 1993).

$$D_c = D_{c,ref} f_1(T) f_2(t) f_3(h)$$

34

1- Immunité à la corrosion

Problems with the analytical solution

- This solution does not consider **two dimensional chloride ingress**.

1-D exposure

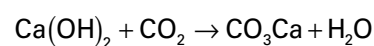
2-D exposure

Immunité à la corrosion – Carbonatation

36

Carbonatation du béton armé

- **Mécanisme chimique** : Le gaz carbonique de l'air (CO_2) réagit avec le chaux aérienne du béton ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) pour former les carbonates de calcium :



- Cette réaction -> consommation de bases alcalines diminuant le pH du béton (13 -> 9).

La carbonatation est très sensible à la teneur en eau du béton :

- maximale pour une humidité relative (HR) comprise entre 60 et 80%.
- si $\text{HR} > 80\%$: cinétique diminue rapidement pour atteindre des valeurs extrêmement faibles lorsque le béton est saturé. A savoir, la diffusion du CO_2 dans l'eau est dix mille fois plus faible que dans l'air.
- si $\text{HR} < 60\%$: quantité d'eau présente dans les pores est insuffisante pour dissoudre le dioxyde de carbone.

1- Immunité à la corrosion

Carbonatation :

- Diffusion de CO_2 → Loi de Fick [Duracrete, 1998; Stewart et al, 2002]

$$x_c(t) = \sqrt{\frac{2k_{\text{site}}D_{\text{CO}_2}}{a} C_{\text{CO}_2} t \left(\frac{t_0}{t}\right)^{n_m}}$$

Avec :

$x_c(t)$ = front de carbonatation (cm)

t = temps (années)

k_{site} = facteur tenant compte la concentration de CO_2 propres au site d'exposition

C_{CO_2} = concentration en masse de CO_2 dans l'environnement (10^{-3}kg/m^3)

t_0 = temps de référence (1 an)

n_m = facteur de vieillissement associé à des cycles de séchage-mouillage :

$n_m = 0$ sous-abri extérieur et $n_m = 0,12$ sans abri extérieur

a = facteur dépendant des caractéristiques du béton

D_{CO_2} = coefficient de diffusion du CO_2 dans le béton (cm^2/s)

$$D = D_1(t)^{-n_d}$$

Avec:

D_1 = coefficient de diffusion de CO_2 dans le béton après 1 an (cm^2/s)

n_d = facteur de vieillissement pour le coefficient de diffusion du CO_2

1- Immunité à la corrosion

Facteur tenant compte la concentration de CO_2 propres au site d'exposition :

$$x_c(t) = \sqrt{\frac{2k_{\text{site}}D_{\text{CO}_2}}{a} C_{\text{CO}_2} t \left(\frac{t_0}{t}\right)^{n_m}}$$

Site d'exposition	Moyenne	COV
Rural	1.05	0.04
Suburbaine	1.07	0.06
Urbaine	1.14	0.08

1- Immunité à la corrosion

coefficient de diffusion du CO₂ dans le béton

$$x_c(t) = \sqrt{\frac{2k_{site} D_{CO_2}}{a} C_{CO_2} t \left(\frac{t_0}{t}\right)^{n_m}} \quad D_{CO_2} = D_1(t)^{-n_d}$$

Le coefficient de diffusion et le facteur de vieillissement dépendent principalement de :

- les paramètres de formulation du béton
- la porosité et la résistance à la compression du béton et
- conditions d'exposition (humidité, température, ...).

D'après Yoon et al., (2007) :

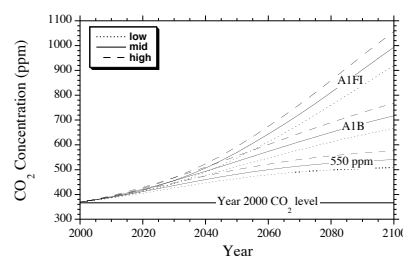
w/c	D ₁ × 10 ⁻⁴ cm ² s ⁻¹	n _d
0.45	0.65	0.218
0.50	1.24	0.235
0.55	2.22	0.240

1- Immunité à la corrosion

Concentration en masse de CO₂ dans l'environnement

$$x_c(t) = \sqrt{\frac{2k_{site} D_{CO_2}}{a} C_{CO_2} t \left(\frac{t_0}{t}\right)^{n_m}}$$

- Valeur constante fixé à 360 ppm ou 6.8 × 10⁻⁴ kg/m³ (avec le facteur de conversion 1 ppm = 0.0019 × 10⁻³ kg/m³)
- Valeurs plus importantes en tunnels, parkings ou espaces confinés
- Changement climatique :



1- Immunité à la corrosion

Facteur dépendant des caractéristiques du béton

$$x_c(t) = \sqrt{\frac{2k_{site} D_{CO_2}}{a} C_{CO_2} t} \left(\frac{t_o}{t} \right)^{n_m} \quad a = 0.75 C_e C_a O \alpha_H \frac{M_{CO_2}}{M_{CaO}}$$

Avec :

 C_e = teneur en ciment du béton (kg/m³) C_aO = teneur en oxyde de calcium (chaux vive) du ciment (=0.65) α_H = degré d'hydratation M_{CaO} = masse molaire du CaO (56 g/mol) M_{CO_2} = masse molaire du CO₂ (44 g/mol).

Après 400 jours le degré d'hydratation peut se calculer comme (de Larrard, 1999):

$$\alpha_H \approx 1 - e^{-3.38w/c}$$

1- Immunité à la corrosion

Exemple – utilisation du modèle de carbonatation

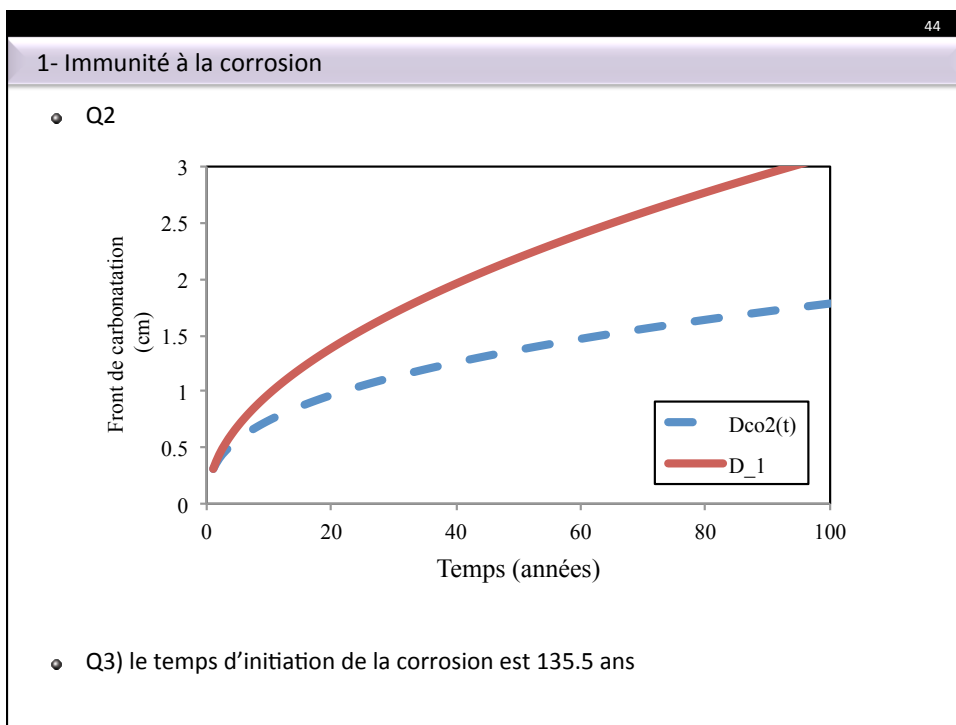
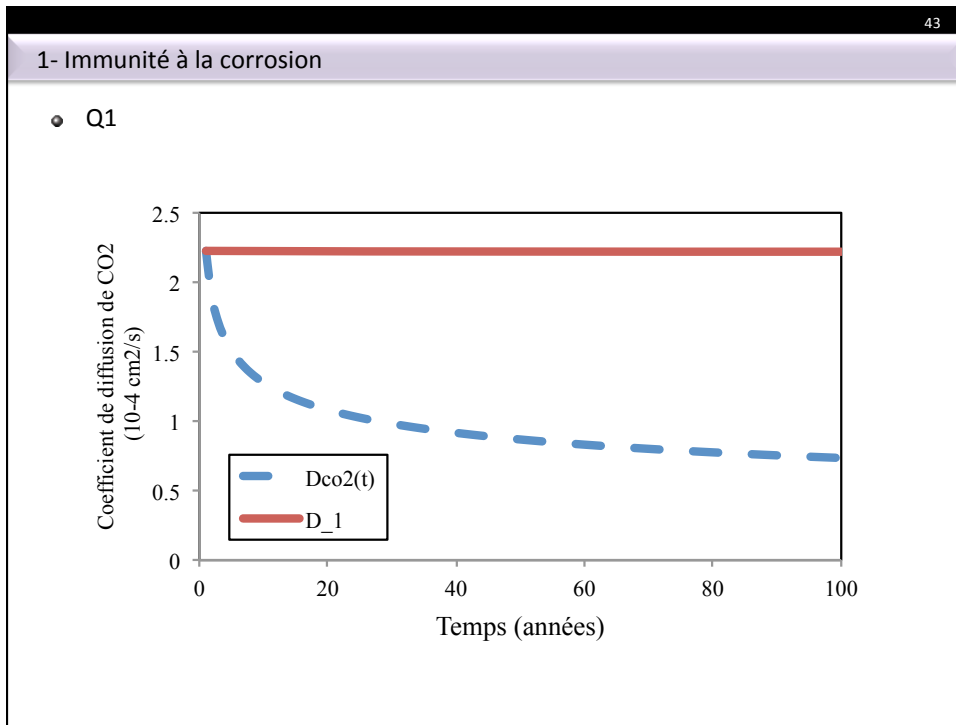
Considérons une structure en béton armé avec une relation eau-ciment = 0.55, une teneur en ciment de 350 kg/m³, soumise à un environnement avec une concentration de CO₂ à la surface de = 6.8×10⁻⁴ kg/m³. On suppose que la structure est placée dans une zone urbaine et en plein air sous abri. Dans cet exemple nous considérons uniquement la carbonatation en une dimension.

En utilisant le modèle Duracrete:

Q1) Calculer l'évolution du coefficient de diffusion de CO₂ à 1, 5, 10, 20, 50 et 100 ans

Q2) Calculer l'évolution du front de carbonatation à 1, 5, 10, 20, 50 et 100 ans

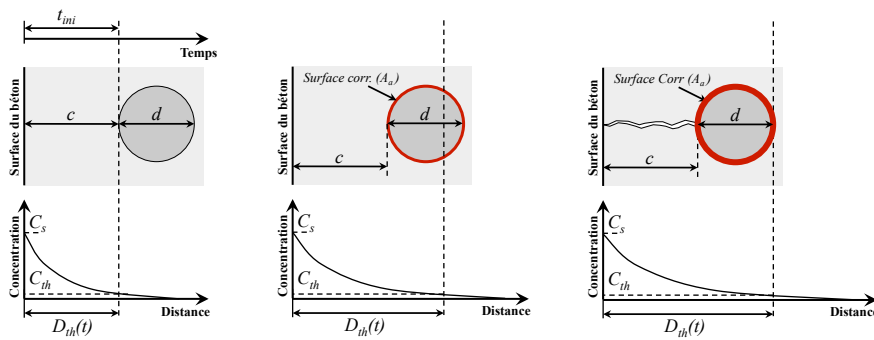
Q3) Estimer le temps d'initiation de la corrosion pour une profondeur d'enrobage de 2 cm



Corrosion active

Durée de vie de structures en BA soumises à la corrosion par chlorures

Étapes de la durée de vie



1. Immunité à la corrosion

2. Corrosion Active

3. Corrosion après une fissuration du béton sévère

47

2 – Corrosion active

Corrosion process

$O_2 \text{ and } H_2O$
 Fe^{2+} OH^-
 $2e^-$

Anode **Cathode**
 $Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^-$ $O_2 + 2H_2O + 4e^- \rightarrow 4OH^-$

Primary processes
 $Fe^{2+} + 2OH^- \rightarrow Fe(OH)_2$

Secondary processes
 $4Fe(OH)_2 + O_2 \rightarrow Fe_2O_3 \cdot H_2O + 2H_2O$
 $6Fe(OH)_2 + O_2 \rightarrow 2Fe_3O_4 \cdot H_2O + 4H_2O$
 $Fe_3O_4 \cdot H_2O \rightarrow Fe_3O_4 + H_2O$

48

2 – Corrosion active

- Time to corrosion initiation:

- Reduction of the cross-section:

Uniform corrosion

$d_u(t) = d_0 - 0.0232 \int_{t_{ini}}^t i_{corr}(t) dt$

Pitting corrosion

$p(t) = 0.0116\alpha \int_{t_{ini}}^t i_{corr}(t) dt$

Avec :
 $d_0 \rightarrow mm$
 $i_{corr} \rightarrow \mu A/cm^2$
 $t \rightarrow \text{années}$

49

2 – Corrosion active

Taux de corrosion Duracrete (2000)

Table 1. Chloride-Induced Corrosion Rates ($i_{corr-20}$) for Various Exposures (Duracrete 1998).

Exposure Class	Mean	Standard Deviation	Distribution
Chloride Initiated Corrosion			
CI1 - Wet- rarely dry	0.345 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	0.259 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Lognormal
CI2 - Cyclic wet-dry	2.586 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	1.724 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Lognormal
CI3 - Airborne sea water	2.586 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	1.724 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Lognormal
CI4 - Submerged	Not expected except bad concrete or lower cover	-	Lognormal
CI5 - Tidal Zone	6.035 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	3.448 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Lognormal

50

2 – Corrosion active

Exemple – utilisation de la solution analytique

Considérons une structure en béton armé dépassivée après 15 ans. Le diamètre initial des aciers est de 16 mm.

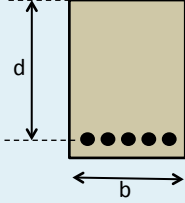
Q1) Déterminer la réduction de la section longitudinale des aciers jusqu'à 50 ans en supposant que la corrosion est uniforme et en considérant trois taux de corrosion $i_{corr} = 0.5, 2$ and $5 \mu\text{A}/\text{cm}^2$.

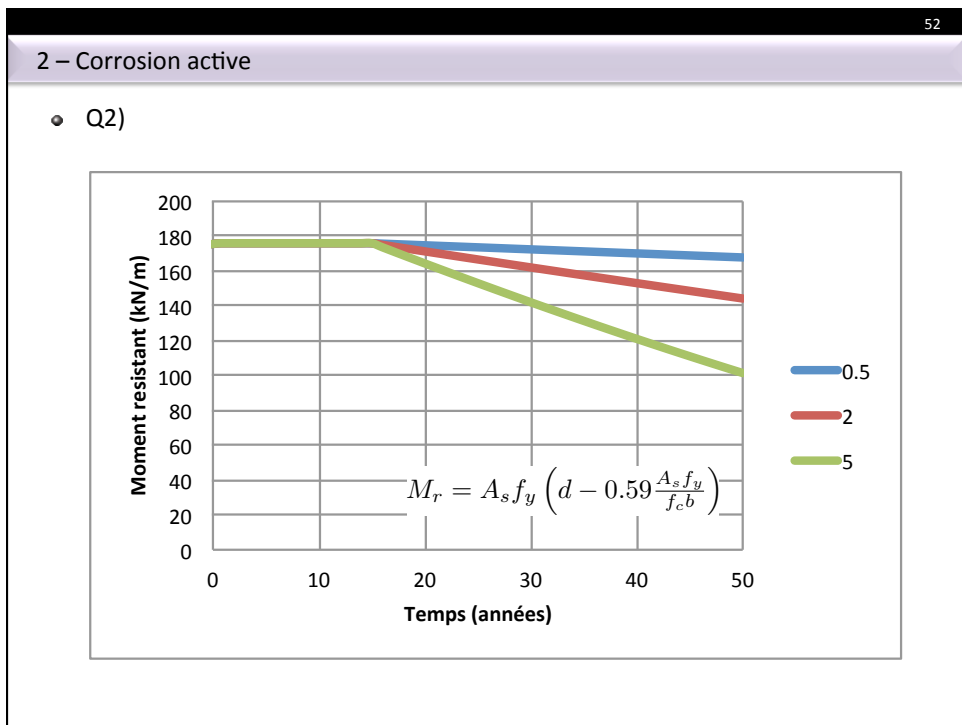
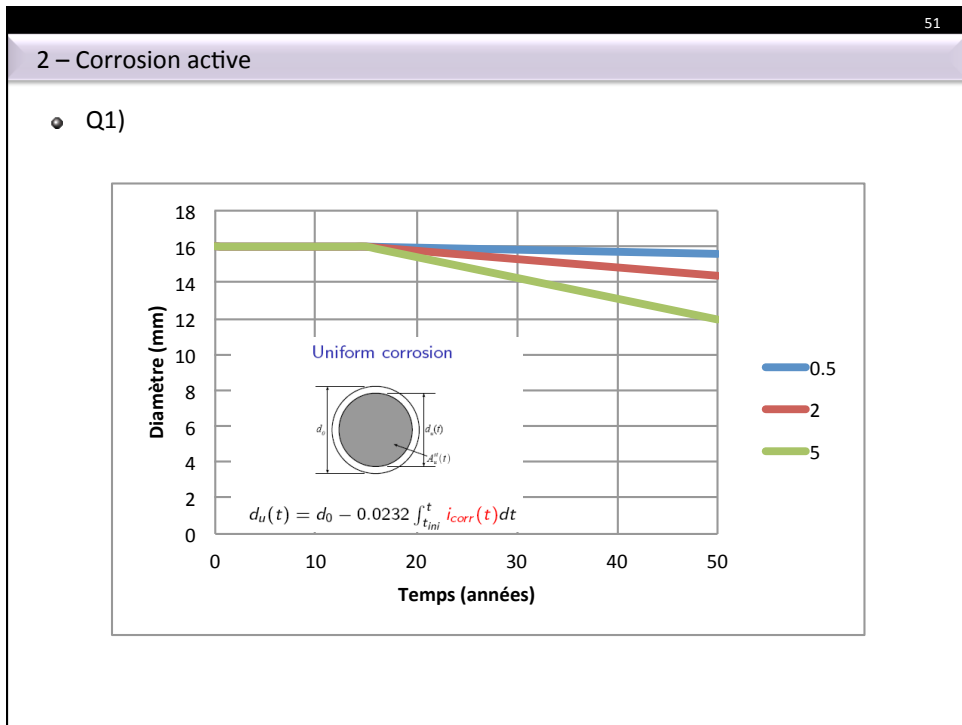
Q2) Estimer la perte de capacité en flexion de la poutre due à la corrosion en supposant que le moment résistant en flexion se calcule avec l'expression suivante :

$$M_r = A_s f_y \left(d - 0.59 \frac{A_s f_y}{f_c b} \right)$$

Avec:

- A_s = Surface d'acier
- f_y = 420 MPa
- f_c = 30 Mpa
- d = 45 cm
- b = 25 cm





53

2 – Corrosion active

- Facteurs dominant le **taux de corrosion** :
 - humidité relative
 - résistivité électrique du béton
 - disponibilité d'oxygène
- Modélisation du taux de corrosion

Anode **Cathode**
 $Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^-$ $O_2 + 2H_2O + 4e^- \rightarrow 4OH^-$
Primary processes $Fe^{2+} + 2OH^- \rightarrow Fe(OH)_2$

Recherche → le taux de corrosion lorsque le béton est fissuré

54

2 – Corrosion active

- Modèle Duracrete (2000)

$$i_{corr}(t) = i_{corr,20} [1 + K_c (T(t) - 20)]$$

avec :

- $i_{corr,20}$: taux de corrosion de référence mesuré à 20°C
- $T(t)$: température au temps t (en °C)
- K_c : facteur dépendant de la valeur de $T(t)$:

$$K_c = 0.025 \text{ si } T(t) < 20^\circ\text{C} \text{ ou } K_c = 0.073 \text{ si } T(t) > 20^\circ\text{C}$$

Table 1. Chloride-Induced Corrosion Rates ($i_{corr,20}$) for Various Exposures (Duracrete 1998).

Exposure Class	Mean	Standard Deviation	Distribution
Chloride Initiated Corrosion			
C11 - Wet- rarely dry	0.345 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	0.259 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Lognormal
C12 - Cyclic wet-dry	2.586 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	1.724 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Lognormal
C13 - Airborne sea water	2.586 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	1.724 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Lognormal
C14 - Submerged	Not expected except bad concrete or lower cover	-	Lognormal
C15 - Tidal Zone	6.035 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	3.448 $\mu\text{A}/\text{cm}^2$	Lognormal

55

2 – Corrosion active

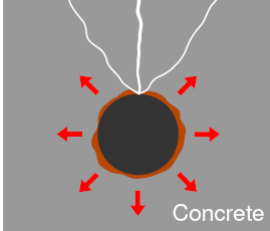
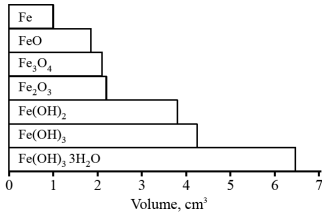
Fissuration du béton

Facteurs influençant la fissuration du béton :

- taux de corrosion
- résistance à la traction du béton

Étapes de la fissuration :

- initiation de la fissuration
- propagation de la fissuration

Produit de corrosion	Volume (cm³)
Fe	0.5
FeO	1.0
Fe ₂ O ₃	1.5
Fe(OH) ₂	2.5
Fe(OH) ₃	4.0
Fe(OH) ₃ ·3H ₂ O	6.5

56

2 – Corrosion active

Modèles de fissuration du béton

Temps d'initiation de la fissuration (t_{cr} , en jours) (El Maaddawy and Soudki, 2007)

$$t_{cr} = \left[\frac{7117.5(d_0 + 2\delta_0)(1 + \nu + \psi)}{i_{corr} E_{ef}} \right] \left[\frac{2c_t f_{ct}}{d_0} + \frac{2\delta_0 E_{ef}}{(d_0 + 2\delta_0)(1 + \nu + \psi)} \right]$$

avec :

- d_0 : diamètre initiale de la barre (mm)
- δ_0 : épaisseur de la zone poreuse autour de la barre (mm)
- ν : coefficient de poisson du béton
- c_t : enrobage (mm)
- i_{corr} : taux de corrosion ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)
- f_{ct} : résistance à la traction du béton (MPa)
 $f_{ct} = 0.94\sqrt{f'_c}$
- E_{ef} : module d'élasticité effectif du béton (MPa)
 $E_{ef} = \frac{4500\sqrt{f'_c}}{1 + \phi_{cr}}$ avec ϕ_{cr} : coefficient du fluage du béton

et

$$\psi = \frac{(d_0 + 2\delta_0)^2}{2c_t(c_t + d_0 + 2\delta_0)}$$

57

2 – Corrosion active

Modèles de fissuration du béton

Temps de propagation de la fissuration (t_{pr} en années) (Mullard and Stewart, 2011)

$$t_{pr} = k_R \frac{w_{lim} - 0.05}{k_{cr} 0.0008 e^{-1.7\psi_{cp}}} \left(\frac{0.0114}{i_{corr}} \right)$$

avec :

- w_{lim} : taille limite de la fissure pour le calcul de t_{ser} (mm)
- i_{corr} : taux de corrosion ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)
- ψ_{cp} : paramètre de fissuration de l'enrobage ($0.1 < \psi_{cp} < 1$)

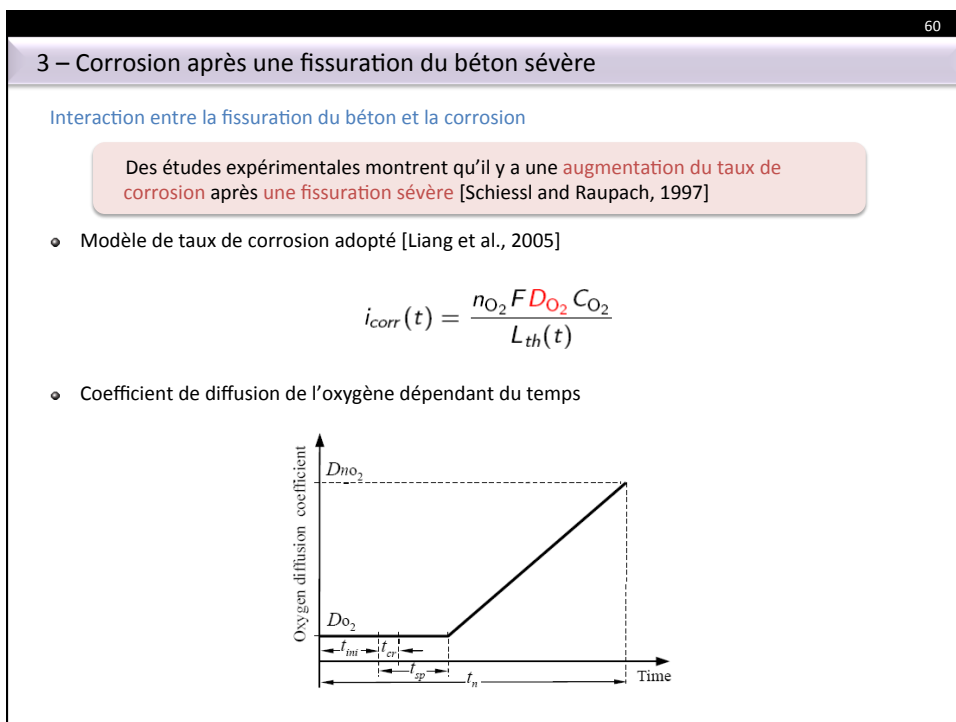
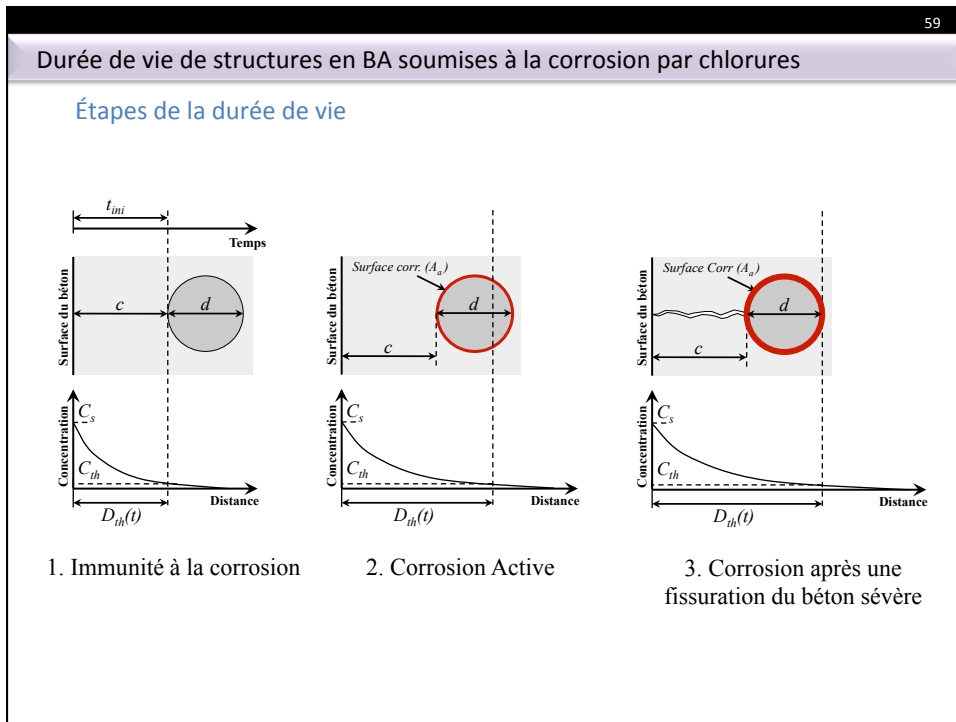
$$\psi_{cp} = \frac{c_t}{d_0 f_{ct}}$$

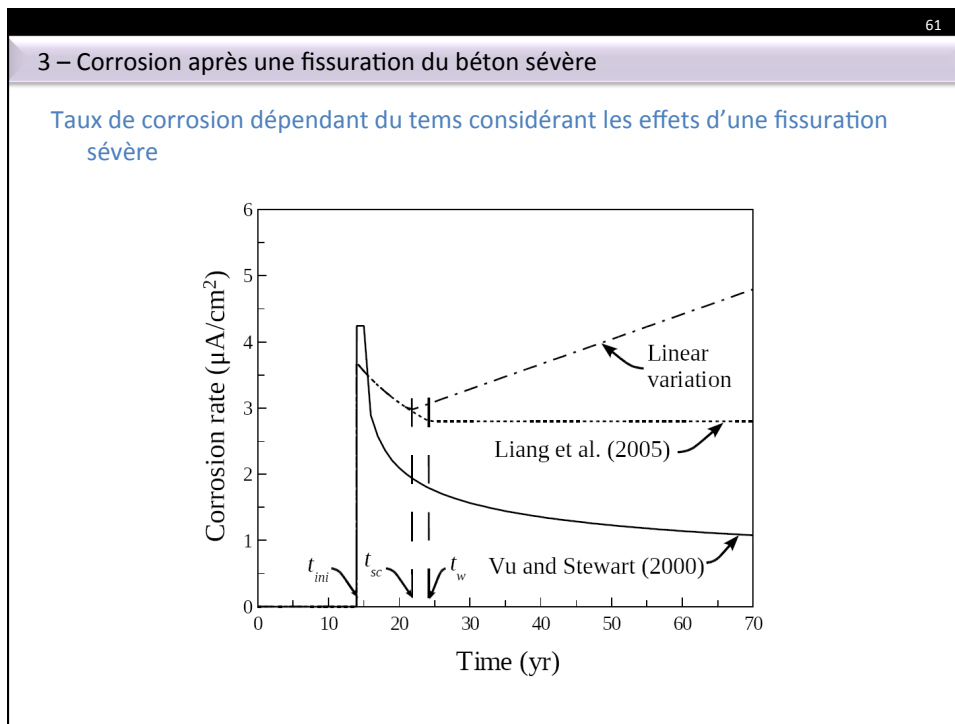
- k_{cr} : facteur de confinement ($k_{cr} = 1$ pour une barre dans le milieu de l'élément)
- k_R : facteur de échelle entre essais naturels et accélérés de corrosion ($0.25 < k_R < 1$)

$$k_R = 0.95 \left[\exp \left(-\frac{0.3 i_{exp}}{i_{corr}} \right) - \frac{i_{exp}}{2500 i_{corr}} + 0.3 \right]$$

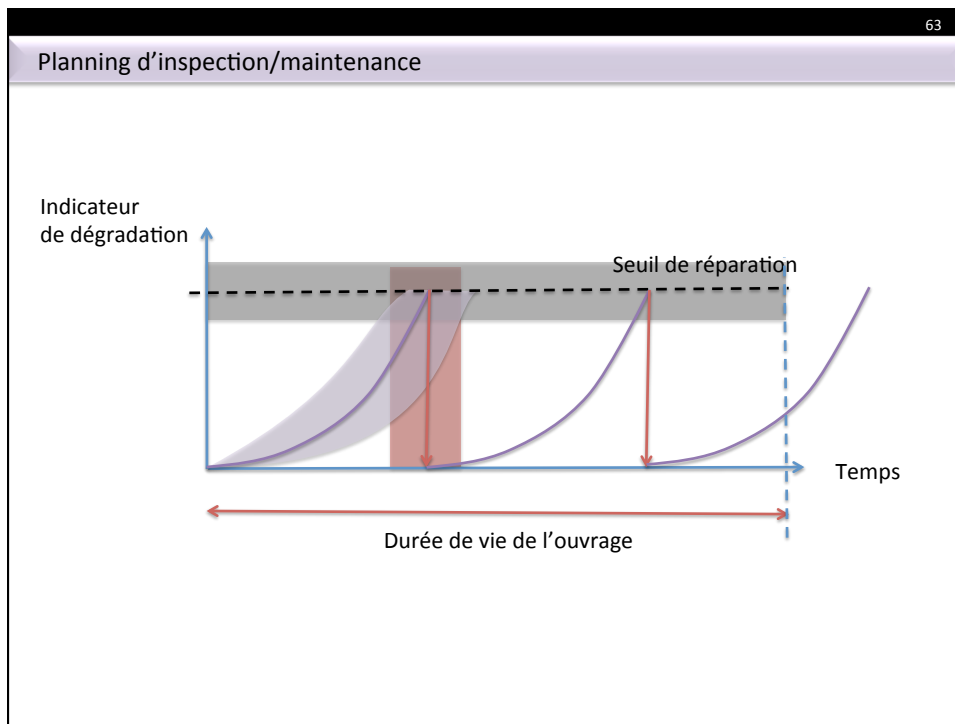
- i_{exp} : taux de corrosion accéléré ($\mu\text{A}/\text{cm}^2$)

Corrosion après une fissuration
sévère





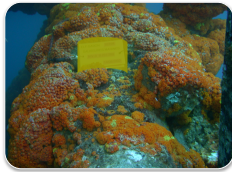
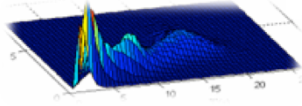
2. Modélisation probabiliste

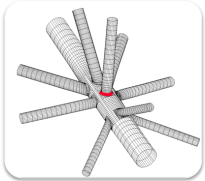
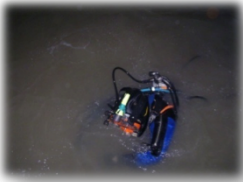


64

Sources d'incertitude


- Matériaux
- Seuil de réparation
- Caractéristiques de l'environnement
- Modèles de dégradation
- Actions extérieures (charges)
- Erreurs d'inspection
- Efficacité de la réparation
- ...

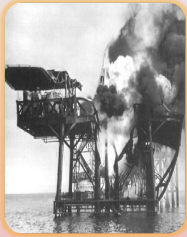
65

Motivation




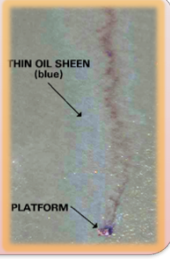
Structures de grande dimension

- Plusieurs centaines de composants : modélisation nécessaire
- Difficultés d'inspection



Enjeux importants

- Humains (piper alfa 1988 : 166 morts)
- Environnementaux (Katrina : 2005)
- Economiques

Méthodes fiabilistes

Objectif : déterminer la probabilité d'occurrence d'un événement

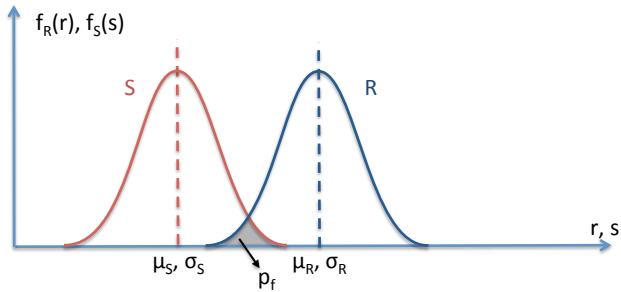
Maintenance : probabilité que l'indicateur de dégradation atteigne le seuil de réparation.

66

Estimation de la fiabilité d'un structure

Considérons le cas élémentaire de fiabilité où **R** représente la résistance de l'élément/structure (seuil de réparation) et **S** représente sollicitation (indicateur de dégradation).

Les incertitudes liées à R et S peuvent se représenter par des variables aléatoires (lois de distribution)



Dans ce cas la probabilité de défaillance est définie comme :

$$P(R < S) = P(R - S < 0)$$

67

Estimation de la fiabilité d'un structure

Pour des variables (lois) normales, on peut définir une nouvelle variable aléatoire Z (marge) :

$$Z = R - S$$

Z est caractérisée par une moyenne $\mu_Z = \mu_R - \mu_S$ et un écart-type $\sigma_Z^2 = \sigma_R^2 + \sigma_S^2$

Indice de fiabilité

68

Estimation de la fiabilité d'un structure

On peut donc calculer la probabilité de défaillance p_f à partir de la fonction de répartition de la loi normale centre réduite $\Phi[.]$:

$$P(X < x) = \Phi[(x - \mu_x) / \sigma_x]$$

$$p_f = P(Z < 0) = \Phi[(0 - \mu_Z) / \sigma_Z]$$

$$p_f = \Phi[-\mu_Z / \sigma_Z]$$

$$p_f = \Phi[-\beta]$$

p_f peut se récrire comme :

$$p_f = \Phi[-(\mu_R - \mu_S) / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}]$$

$$p_f = 1 - \Phi[(\mu_R - \mu_S) / \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}]$$

Estimation de la fiabilité d'un structure

Lorsque R et S dépendent d'autres variables aléatoires et/ou ne suivent pas des lois normales, la probabilité de défaillance s'écrit :

$$p_f = P(g(\mathbf{X}) \leq 0) = \int_{g(\mathbf{X}) \leq 0} f_{\mathbf{X}}(x) dx_1 \dots dx_n$$

où : \mathbf{X} est un vecteur contenant les x_n variables aléatoires,
 $f_{\mathbf{X}}(x)$ est la fonction de probabilité jointe et
 $g(\mathbf{X})$ est l'équation d'état limite (marge) du problème

L'équation d'état limite peut s'écrire sur la base de deux types de défaillance :

État limite de service (ELS) : lorsque la « défaillance » est liée à une perte de la capacité de service sans affecter d'une manière importante la sécurité de la structure. Par exemple : flèche, initiation de la corrosion, ... Pour la flèche $g(\mathbf{X})$ dévient :

$$g(\mathbf{X}) = v_{\text{lim}} - v(\mathbf{X})$$

Estimation de la fiabilité d'un structure

Pour la flèche $g(\mathbf{X})$ dévient :

$$g(\mathbf{X}) = v_{\text{lim}} - v(\mathbf{X})$$

où : v_{lim} est la flèche admissible maximale, et
 $v(\mathbf{X})$ est la flèche en fonction des variables aléatoires \mathbf{X}

État limite ultime (ELU) : lorsque la « défaillance » est liée à l'effondrement de la structure. Par exemple : moment fléchissant, effort tranchant, ... Pour le moment fléchissant $g(\mathbf{X})$ dévient :

$$g(\mathbf{X}) = M_r(\mathbf{X}) - M_a(\mathbf{X})$$

où : $M_a(\mathbf{X})$ est le moment appliqué, et
 $M_r(\mathbf{X})$ est le moment résistant

71

Estimation de la fiabilité d'un structure

Cas de structures vieillissantes

L'équation d'état limite pour des structures vieillissantes dans un cas R - S devient :

$$g(\mathbf{X}, t) = R(\mathbf{X}, t) - S(\mathbf{X}, t)$$

où R et S sont dépendants du temps en fonction du problème étudié et le type de défaillance associée (ELS ou ELU).

72

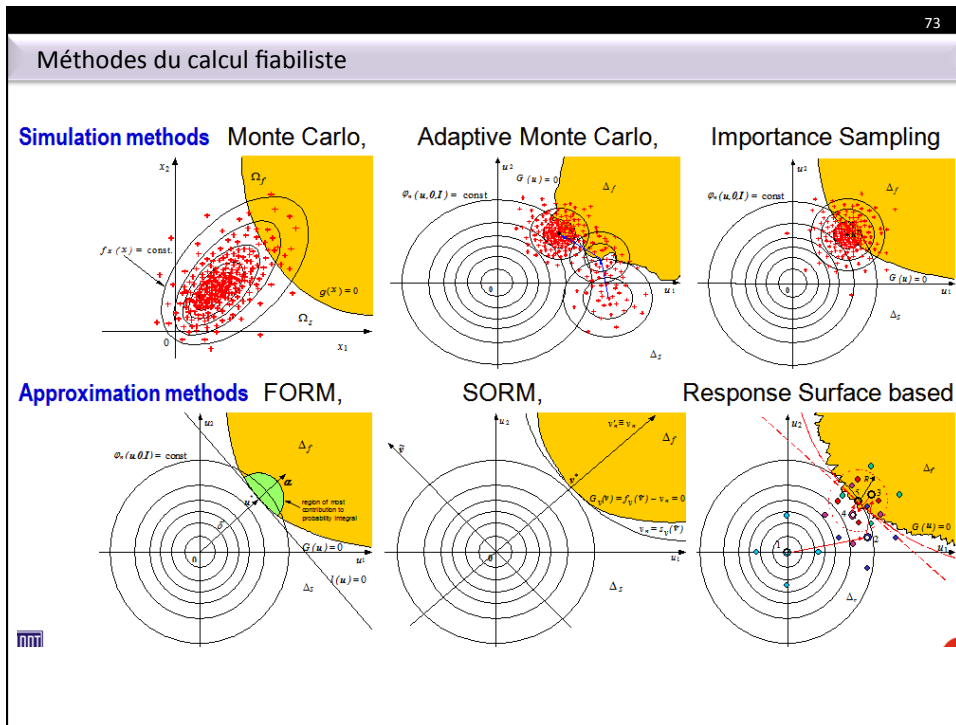
Estimation de la fiabilité d'un structure

Ainsi, la probabilité de défaillance dépend aussi du temps :

$$p_f(t) = P(g(\mathbf{X}, t) \leq 0) = \int_{g(\mathbf{X}, t) \leq 0} f_{\mathbf{X}}(x) dx_1 \dots dx_n$$

p_f peut représenter les probabilités

- d'initiation de la corrosion,
- de fissuration sévère,
- de défaillance du composant,
- ...



74

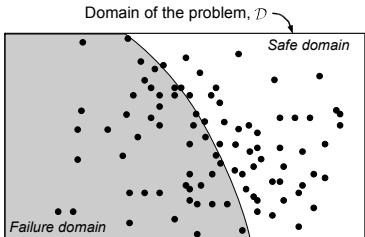
Simulations de Monte Carlo

La méthode de Monte Carlo se base sur la « loi des grandes nombres » et permet de déterminer l'espérance I d'une fonction donné $g(\mathbf{X})$

$$I = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N 1_D(\mathbf{X}^{(i)})g(\mathbf{X}^{(i)})$$

où :

- D est le domaine d'intégration
- $1_D(\mathbf{X}^{(i)})$ est la fonction caractéristique de D qui est égale à 1 si $\mathbf{X}^{(i)} \in D$ ou 0 sinon
- N est le nombre de simulations



75

Simulations de Monte Carlo

Exemple – estimation de la probabilité d’initiation de la corrosion

Considérons une structure en béton armé soumise à un environnement avec une concentration de chlorures à la surface non négligeable. Dans cet exemple nous considérons uniquement la pénétration de chlorures en une dimension.

En utilisant la solution analytique de la loi de Fick et en considérant les variables d’entrée comme aléatoires (tableau ci-dessous), répondre aux questions suivantes :

Q1) Décrire la nature des sources d’incertitude dans le problème
 Q2) Écrire la fonction d’état limite dans le cas d’initiation de la corrosion
 Q3) Déterminer une expression pour générer des variables aléatoires en suivant une loi uniforme
 Q4) Evaluer la probabilité d’initiation de la corrosion dans le temps pour un enrobage de 5 cm

Variable	Loi	Unité	Moyenne	Ecart-type
C_s	Uniforme [4;6]	kg/m ³	5	0.57
C_{th}	Uniforme	kg/m ³	2	0.2
D	Normale	m ² /s	3x10 ⁻¹²	6x10 ⁻¹³

76

Simulations de Monte Carlo

Ordres de grandeurs indice de fiabilité – Probabilité de défaillance en construction (mécanique et génie civil)

39 TARGET RELIABILITY LEVELS FOR DIFFERENT STRUCTURES AND DESIGN CODES (D027)

3. Optimisation de la maintenance : approches probabilistes

78

Bilan d'approches disponibles

Les approches disponibles en la littérature pour la modélisation de la dégradation et des actions de maintenance peuvent se classer sur la base de quatre principes [van Noortwijk et Frangopol, 2004]:

- Fonction du taux de défaillance
- Modèles de Markov
- Processus stochastiques
- Calcul de fiabilité dépendant du temps

Fonction du taux de défaillance

Ce taux indique la fréquence avec laquelle une structure/composant tombe en panne et est calculé en fonction de la distribution de sa durée de vie.

+ utile dans les problèmes où les états « en marche » et « en panne » sont bien définis

- il est difficile de définir la défaillance en génie civil. Elle peut être associée à une perte de la capacité de service, une défaillance locale ou l'effondrement

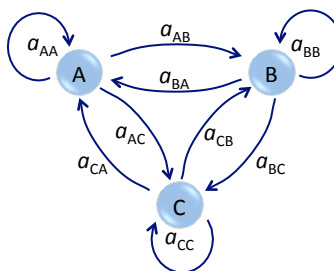
- les structures ou ses composants peuvent présenter différents états de dégradation

79

Bilan d'approches disponibles

Modèles de Markov

Dans cette approche les conditions (états de dégradation) sont discrétisées dans divers états. Par exemple : béton sain, béton fissuré, béton avec une fissuration sévère, etc.



+ largement utilisés dans la gestion des systèmes de génie civil (par exemple, PONTIS, KUBA-MS)

+ les mécanismes de dégradation, d'inspection et de maintenance peuvent être facilement modélisés

- se base principalement sur des informations provenant de l'inspection visuelle ou le jugement d'experts

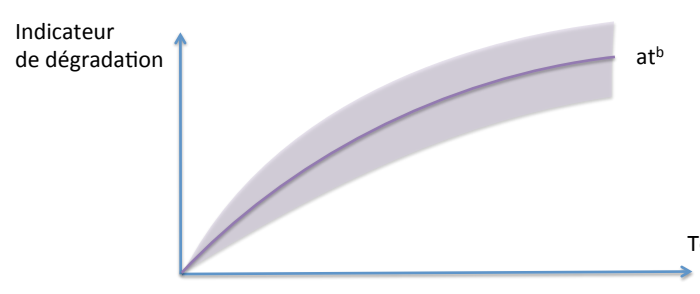
- la fiabilité n'est pas directement intégrée

80

Bilan d'approches disponibles

Processus stochastiques

La dégradation au temps t est modélisée par une loi de type at^b avec $a, b > 0$. Il y a une incertitude autour de cette loi caractérisée par un écart-type constant.



+ Outil simplifié pour l'optimisation de la maintenance des éléments critiques ou pour prioriser la maintenance de réseaux lorsque les propriétés mathématiques du processus stochastique sont bien connues.

- Elle se concentre sur un seul composant, un mode de défaillance et une incertitude (écart-type du processus de dégradation).

Bilan d'approches disponibles

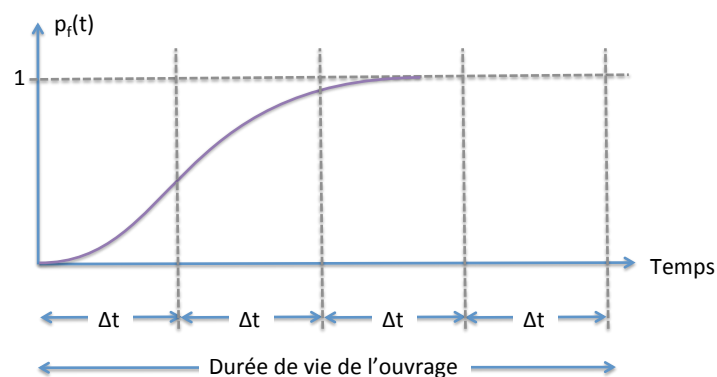
Calcul de fiabilité dépendant du temps

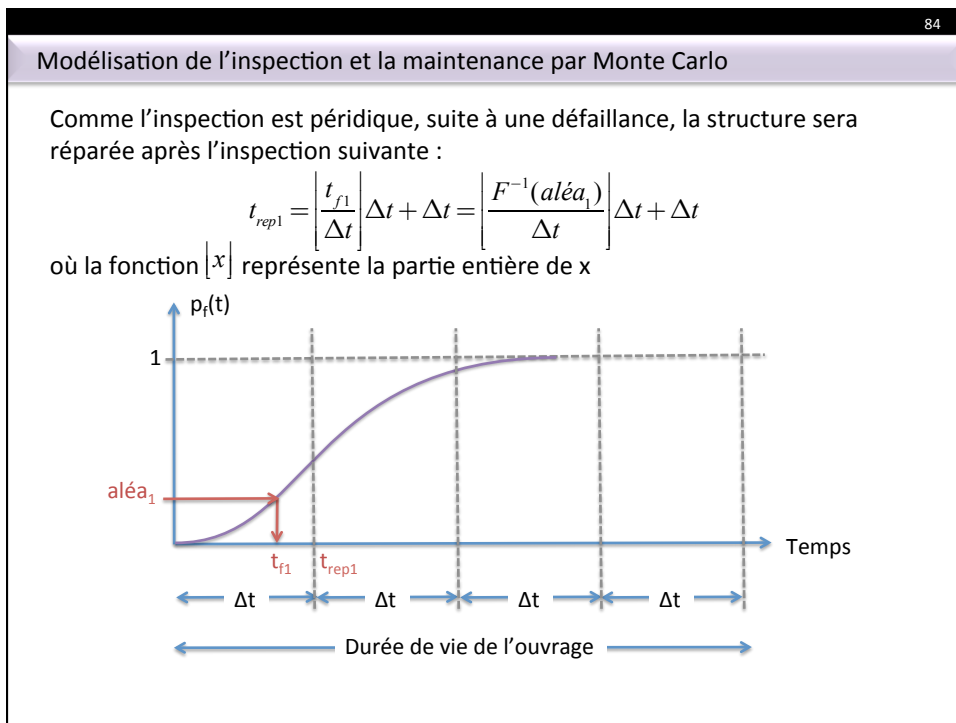
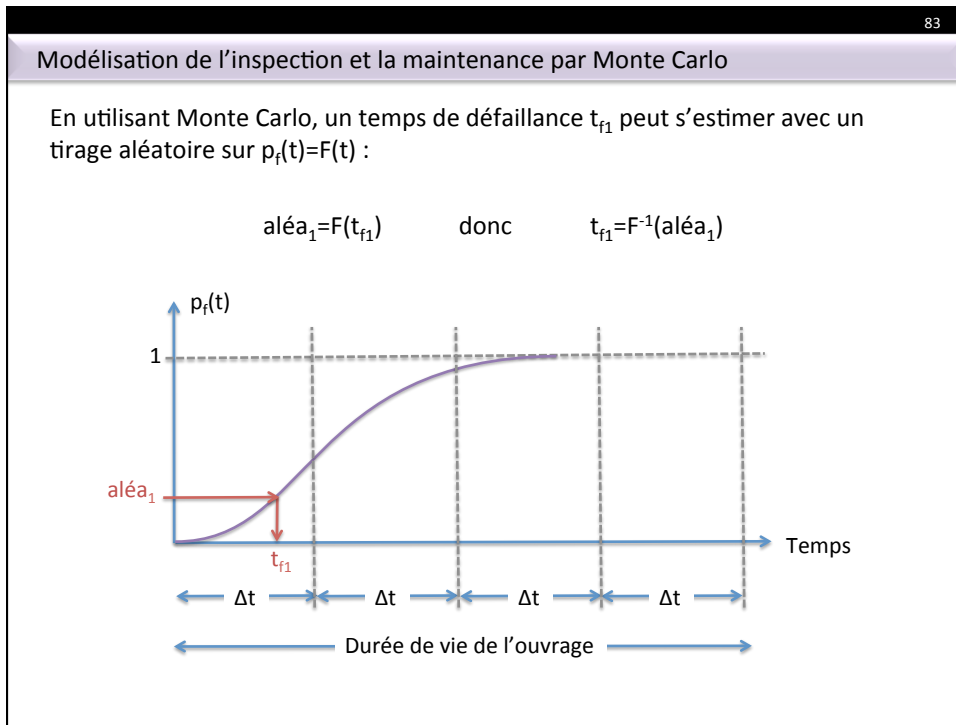
Cette technique a pour but de minimiser les coûts de maintenance en assurant un niveau optimal de sécurité.

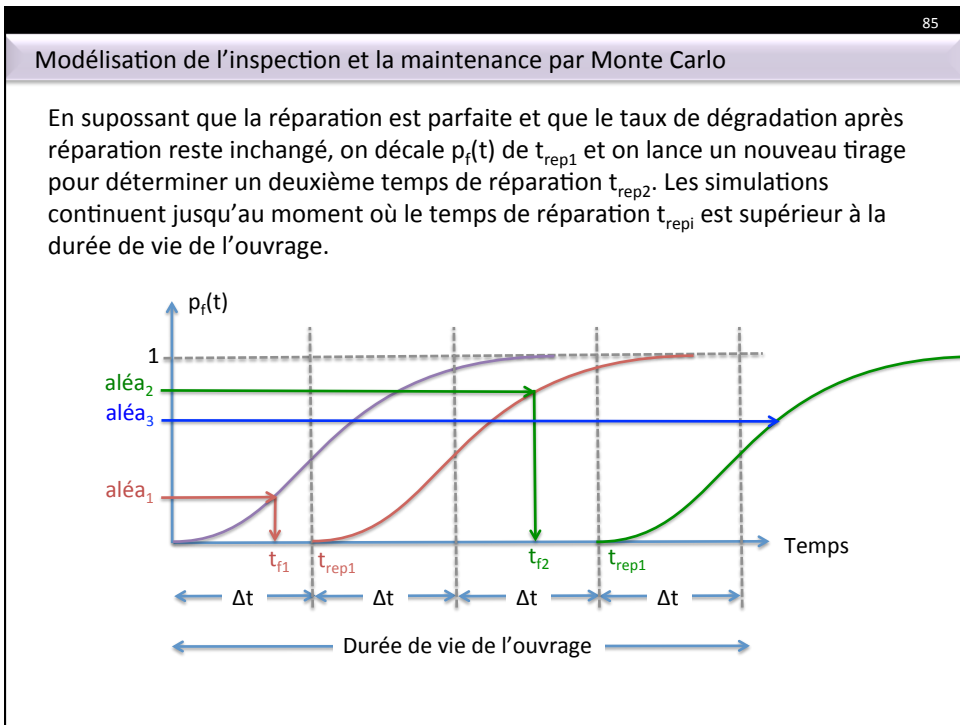
- + Permet de considérer d'une façon exhaustive les incertitudes liées aux propriétés des matériaux, les actions environnementales, la charge, ...
- + Permet aussi de tenir en compte des différents états limites (ELS, ELU)
- Pour certaines techniques, les effets de l'inspection et la maintenance sont difficiles à intégrer.
- Si les modèles de dégradation sont complexes et les sources d'incertitude importantes, le temps de calcul limite son utilisation.

Modélisation de l'inspection et la maintenance par Monte Carlo

Nous cherchons à estimer les coûts de maintenance d'une structure qui est inspectée avec un intervalle périodique Δt . Considérons que nous avons calculé la probabilité de défaillance pour le phénomène de dégradation en fonction du temps à partir d'une technique de fiabilité et pour une fonction d'état limite donnée : $p_f(t) = F(t)$







86

Modélisation de l'inspection et la maintenance par Monte Carlo

Pour N simulations, il est donc possible de simuler les années de réparation :

Simulation	Temps de réparation
1	t_{11}, t_{12}
2	t_{21}, t_{21}, t_{21}
3	t_{31}
.	.
.	.
.	.
N	t_{N2}, t_{N1}

87

Coûts

Deux types de coûts sont généralement pris en compte dans l'analyse économique :

- **Les coûts directs** considèrent les frais dépensés pour la construction, l'inspection, la réparation, la réhabilitation, le remplacement et la déconstruction.
- **Les coûts indirects** se calculent à partir des frais déployés par les utilisateurs en raison de la non-exploitation de l'ouvrage.

On considère uniquement ici les coûts directs. Étant donné nous cherchons à optimiser les coûts de réparation, les coûts de construction et de déconstruction ne sont pas inclus dans l'analyse.

88

Coûts

Les coûts d'inspection/maintenance ont lieu à des instants différents du temps. Par conséquent, dans l'analyse de cycle de vie, l'espérance des coût totaux $E[C_T]$ est :

$$E[C_T] = \sum_{t=0}^{T_t} E[C_j(t)] \frac{1}{(1+r)^t}$$

où $C_j(t)$ est la $j^{\text{ème}}$ dépense au temps t ,
 T_t est la durée du cycle de vie et
 r est le taux d'actualisation utilisé pour actualiser les $C_j(t)$ au valeur présent.

$C_j(t)$ représente les coûts d'inspection C_i , de réparation C_R et de défaillance C_f . C_i et C_R dépendent du type de techniques et des matériaux utilisés en l'inspection et la maintenance. Le coût de défaillance C_f est proportionnel à la perte de la capacité de service ou les conséquences de l'effondrement de l'ouvrage.

89

Coûts

Les taux d'actualisation sont influencés par un certain nombre de facteurs économiques, sociaux et politiques. Par exemple, les taux d'actualisation utilisés par divers organismes gouvernementaux sont :

	Taux d'actualisation	Période prise en compte (années)
Afrique du Sud	8 %	20-40
Allemagne	3 %	Variable
Australie	6 - 7 %	20-30
Canada	5 - 10 %	20-50
Danemark	6 - 7 %	30
Etats-Unis	3 - 7 %	Variable
Italie	5 %	
France	8 %	30
Hongrie	6 %	30
Japon	4 %	40
Mexique	12 %	30
Norvège	5 %	25
Nouvelle Zélande	10 %	25
Pays-Bas	4 %	30
Portugal	3 %	20-30
République tchèque	7 %	20-30
Royaume-Uni	3,5 %	30
Suède	4 %	15-60
Commission européenne	5 %	
Banque Mondiale - PVD	10-12 %	

Sources : les données sont extraites principalement de *Economic Evaluation Methods for Road Projects in PIARC Member countries, Summary and Comparison of Frameworks*, PIARC Committee C9, Août 2003, et de documents internes au Plan.

90

Optimisation de coûts

Pour une technique de maintenance avec une inspection périodique, les coûts peuvent se minimiser en cherchant un intervalle d'inspection optimal :

Δt_1 ● ●

C_1 ★ ★

C_R ★ ★

C_F ★ ★

91

Optimisation de coûts

Si Δt est petit : $C_i \uparrow$, $C_R \uparrow$ et $C_F \downarrow$
 Si Δt est grand : $C_i \downarrow$, $C_R \downarrow$ et $C_F \uparrow$

L'espérance des coûts totaux dévient donc dépendante de Δt :

$$E[C_T(\Delta t)] = E[C_i(\Delta t)] + E[C_R(\Delta t)] + E[C_F(\Delta t)]$$

Le problème d'optimisation s'écrit donc :

$$\Delta t_{opt} = \arg \min_{\Delta t \in]0, T_i[} E[C_T(\Delta t)]$$

92

Optimisation de coûts

Exemple – optimisation de l'intervalle d'inspection

Considérons une structure en béton armé placée dans un environnement corrosif. L'évolution de la probabilité de fissuration sévère dans le temps a été estimée en utilisant des simulations de Monte Carlo. Cette probabilité sera modélisée par une loi normale de moyenne 40 ans et écart-type 8 ans.

Nous allons utiliser des simulations de Monte Carlo pour estimer les coûts de maintenance sur la base de cette distribution. Dans la stratégie de réparation, on suppose que la structure est inspectée périodiquement tous les Δt ans. Les coûts d'inspection, réparation et défaillance sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Coût d'une inspection	20 €/m ²
Coût d'une réparation	150 €/m ²
Facteur pour calculer le coût de défaillance, F_f	200 €/m ²

On suppose que l'intervalle d'inspection est 5 ans et que le taux d'actualisation est 4%. Le coût de défaillance est calculé proportionnel au nombre d'années sans réparation :

$$C_F = \Delta t_{\text{sans réparation}} \times F_f$$

Q1) Déterminer l'espérance des coûts d'inspection, réparation, défaillance et totaux à valeur présent.

Q2) Calculer à nouveau les coûts pour Δt égal à 2, 10, 15 et 20 ans. Déterminer la valeur de l'intervalle d'inspection optimal.