

UNIVERSITE DE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur
Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Construction

EVALUATION DES STRUCTURES EN BETON DETERIORATION ET RISQUE DE RUPTURE

Par

DJIDJILI Fayçal

Devant le jury composé de :

S. KENAI	Professeur, Université de Blida	Président
A. BALI	Professeur, ENP d'Alger	Examineur
B. MENADI	Maître de conférences, Université de Blida	Examineur
A. ATTAR	Maître de conférences, Université de Blida	Rapporteur
N. BOURAHLA	Professeur, Université de Blida	Co-Rapporteur

Blida, Juin 2009

1

UNIVERSITE DE SAAD DAHLEB DE BLIDA

Faculté des Sciences de l'Ingénieur

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Construction

EVALUATION DES STRUCTURES EN BETON DETERIORATION ET RISQUE DE RUPTURE

Par

DJIDJILI Fayçal

Devant le jury composé de :

S. KENAI	Professeur, Université de Blida	Président
A. BALI	Professeur, ENP d'Alger	Examineur
B. MENADI	Maître de conférences, Université de Blida	Examineur
A. ATTAR	Maître de conférences, Université de Blida	Rapporteur
N. BOURAHLA	Professeur, Université de Blida	Co-Rapporteur

Blida, Juin 2009

RÉSUMÉ

Pendant leur service, les structures en béton armé subissent une réduction dans leurs performances liées principalement aux divers chargements et aux changements climatiques. Cette réduction est souvent accentuée par la détérioration du béton considérant sa durabilité, c'est à dire sa capacité de résister à l'action atmosphérique, frottement, agressions environnementales, agressions mécaniques et chimiques, ou tout autre processus de détérioration.

La manifestation croissante des exigences en termes de performances de durabilité a conduit à développer des outils adaptés et à rechercher des méthodes efficaces et rentables pour l'évaluation de l'état d'un ouvrage. La simulation numérique pour estimer la dégradation des performances du béton pendant la durée de service des ouvrages est une des technologies clés pour le futur développement de la conception de la durabilité rationnelle et la maintenance des structures en béton.

Dans cette étude, l'impact de cette dégradation sur l'intégrité structurale est évalué par l'intégration des modèles de vieillissement afin d'estimer la perte de performance et d'en juger de la sûreté de l'ouvrage. L'endommagement du béton est simulé par une réduction des propriétés d'hystérésis (résistance et rigidité) et est représenté par un facteur de dégradation correspondant à une série de fonctions puissance variant de zéro dans l'état vierge à l'unité dans le cas de rupture (état de ruine). L'effet de ce dernier est évalué en considérant les déplacements et la capacité de dissipation d'énergie pour évaluer les performances des éléments structuraux en béton armé soumis à des chargements cycliques et sismiques.

Les résultats obtenus montrent les changements importants de la performance dynamique des éléments en béton armé à différents intervalles de temps. Une perte considérable de la capacité de dissipation d'énergie est observée pendant la deuxième phase de l'évolution du vieillissement pour des matériaux de bonne qualité et plus prononcé au premier stade de la dégradation pour des matériaux de qualité inférieure.

Mots-clés: Béton armé, Durabilité, Vieillissement, Excitation sismique.

ملخص

خلال فترة الخدمة، تفقد منشآت الخرسانة المسلحة العديد من خصائصها ووظائفها لأسباب مختلفة كالحمولة (الثقل) و التغيرات المناخية وغالبا ما يكون فقدان هذه الخصائص مرتبطا أساسا بتلف الخرسانة أو خلل في مدة الديمومة المقدره سلفا أي قدرتها على مقاومة التأثيرات الجوية, الاحتكاك, التأثيرات البيئية، التأثيرات الميكانيكية والكيميائية أو أي آلية من آليات التلف.

إن تزايد المتطلبات من حيث الأداء والديمومة يؤدي إلى تطوير أدوات معتمدة للبحث عن المناهج الفعالة و المربحة من أجل تشخيص وفحص وتقييم حالة البناء. و تعتبر المحاكاة الرقمية من أحد أهم مفاتيح التكنولوجيا المستقبلية التي تعمل على تقدير حالة ترددي فاعلية الخرسانة أثناء فترة الخدمة كما أنها من أهم التقنيات المستعملة في تطوير تصميم الديمومة المنطقية و صيانة المنشآت الخرسانية.

في هذه الدراسة، يُقدر تأثير هذا التدهور على هياكل البناية باستعمال نماذج تقدم سن البناية التي تمكننا من تقدير نسبة التراجع من حيث الأداء والتأكد من سلامة المبنى. يتمثل تلف الخرسانة في نقص أداءها و تراجع خواصها (صلابة، المقاومة) و عامل التدهور الذي يتمثل في سلسلة من الدوال الآسية تنتقل من الصفر في حالة الابتدائية إلى الوحدة في حالة الانكسار (حالة الانهيار). و يظهر أثر ذلك التلف من خلال ال انتقال وقدرة على تفريغ الطاقة من اجل تقدير مميزات العناصر الهيكلية في الخرسانة المسلحة المعرضة للتأثيرات الدورية و الزلزالية.

و تدل النتائج المتحصل عليها على حدوث تغييرات هامة في الخصائص الديناميكية لعناصر الخرسانة المسلحة في مختلف الفترات الزمنية. و قد لوحظ فقدان القدرة على تفريغ الطاقة خلال المرحلة الثانية من تقدم سن البناية بالنسبة للمواد ذات نوعية جيدة، بينما يبرز ذلك في المرحلة الأولى من تدهور بالنسبة للمواد ذات النوعية الرديئة.

الكلمة-المفتاح : الخرسانة المسلحة، الديمومة، تقدم سن البناية، التأثير الزلزالي

ABSTRACT

During their service, reinforced concrete structures undergo a reduction of their performances related mainly on the various loadings and the climate changes. This reduction is often accentuated by the deterioration of concrete considering its durability, i.e. its capacity to resist the atmospheric action, friction, environmental aggressions, mechanical and chemical aggressions, or any other process of deterioration.

The increasing requirements in terms of performances of durability resulted developing adapted tools and in seeking effective and profitable methods for the evaluation of the state of a structure. The numerical simulation to estimate the degradation of the performances of the concrete during the structure service life is one of the key technologies for the future development of the design of the rational durability and maintenance of the concrete structures.

In this study, impact of this degradation on the structural integrity is evaluated by considering aging models in order to estimate the loss of performance and to judge the structure safety. Concrete damage is simulated by a reduction of the hysteresis properties (elasticity modulus and strength) represented by a degradation factor corresponding to a series of power functions which varies from zero in the initial state (without degradation). The effect of the latter is evaluated using both a displacement response and an energy audit to measure the performance of reinforced concrete elements subjected to cyclic and seismic loadings.

The results obtained show significant changes in dynamic performance of reinforced concrete elements at different time intervals. A considerable loss of the energy dissipation capacity is observed during the second phase of evolution of the ageing deterioration for good quality materials and become more pronounced at early stage for poor quality materials.

Keywords: Reinforced concrete, Durability, Ageing degradation, Seismic excitation.

REMERCIEMENTS

Je remercie en premier lieu « ALLAH » tout puissant, pour m'avoir gardé en bonne santé et m'avoir donné le courage et la bonne volonté pour mener à bien ce travail.

Je tiens également à remercier vivement tous ceux qui m'ont aidé à élaborer cet ouvrage et en particulier mon promoteur Dr A. ATTAR, pour son aide et ses orientations précieuses, Prof N. BOURAHLA et Mr S. TAFRAOUT pour leurs aides précieuses. Qu'ils trouvent ici l'expression de ma profonde gratitude.

Toute ma reconnaissance aux membres du jury, pour l'honneur et l'intérêt qu'ils m'ont accordé en acceptant d'évaluer mon mémoire.

Mes remerciements s'adressent aussi au personnel de « ALRIM », et à leur tête la Directrice Mme N. ALLAL, pour ses encouragements et son aide dans l'élaboration de ce travail.

Mes vifs remerciements à mes parents et à tous les membres de ma famille pour leur soutien moral et leurs encouragements.

Une pensée très sincère à tous mes amis et en particulier N. Si Ammar, K. Bouabibssa, M. Mahennaoui, I. Meknasi, C. Benhafid et M. Soualmia.

TABLE DE MATIERES

RÉSUMÉ

REMERCIEMENTS

TABLE DE MATIERES

LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES

LISTE DES TABLEAUX

INTRODUCTION 15

CHAPITRE 1. DURABILITÉ ET LES ORIGINES DES DÉGRADATIONS..... 18

1.1. Introduction..... 18

1.2. Définition de la durabilité 18

1.3. Durée de vie d'un ouvrage et états limites de durabilité..... 19

1.4. Observations générales 19

1.5. Les origines des dégradations 21

1.5.1. Les facteurs reliés aux caractéristiques des matériaux et du béton..... 21

1.5.1.a) Influence des propriétés des matériaux entrant dans la fabrication du béton. 21

1.5.1.b) Influence des propriétés physico-chimiques et des paramètres de formulation du béton..... 23

1.5.2. Les facteurs climatiques et environnementaux..... 24

1.5.3. Les facteurs reliés à la conception de l'ouvrage..... 25

1.5.4. Les facteurs reliés aux actions et déformations appliquées aux structures..... 27

1.5.4.a) Les actions permanentes 27

1.5.4.b) Les actions à caractère accidentel..... 27

1.6. Les pathologies des structures en environnement marin 28

1.6.1. L'attaque du sulfate 29

1.6.2. Réaction Alkali-granulats 29

1.6.3. Corrosion des armatures 30

1.7. Conclusion 32

CHAPITRE 2. MÉCANISMES DE DÉGRADATION ET LEURS MODÈLES

MATHÉMATIQUES..... 33

2.1. Introduction..... 33

2.2. Classification de cause de détérioration du béton..... 33

2.3. Mécanismes de dégradation chimique 37

2.3.1. La dégradation par Les réactions qui impliquent la formation des produits expansifs 37

2.3.1.a) Corrosion des armatures : 37

2.3.1.b) Réaction Alkali-granulats 41

2.3.1.c) Dégradation par l'attaque du sulfate..... 42

2.3.2. Détérioration par les réactions chimiques..... 44

2.3.2.a) Hydrolyse des composants de la pâte du ciment	45
3.3.2.b) les réactions d'échange-cation.....	45
2.4. Dégradation par action physique	46
2.4.1. Détérioration par action du gel et dégel.....	46
2.4.1.a) Action de gel sur la pâte du ciment durcie	48
2.4.1.b) Action de gel sur le granulat.....	48
2.4.2. Retrait et fluage.....	47
2.4.2.a) Retraits.....	47
a) Retraits exogènes	50
b) Retraits endogènes.....	50
2.4.2.b) Fluage	52
2.4.3. Détérioration par la fatigue	56
2.4.4. Détérioration par la perte de masse.....	59
2.5. Modélisation de la durabilité des structures en béton.....	60
2.5.1. Modélisation de la dégradation par la corrosion des armatures.....	60
2.5.1.a) Modélisation mathématique de taux de carbonatation :	60
2.5.1.b) Le modèle Duracrete:	62
2.5.2. Modélisation mathématique de la pénétration des ions chlorure dans le béton.....	62
2.5.2.a) Modèle de prédiction de la durée de vie basé sur la résistivité électrique.....	62
2.5.2.b) Modèle empirique de pénétration des ions chlorure :	63
2.5.2.c) Autres approches :	64
2.5.3. Modélisation mathématique de la Détérioration par action du gel et dégel	65
2.5.4. Modélisation mathématique de la Détérioration par la Réaction Alkali-granulats	67
2.5.4.a) Le modèle élastique-endommageable de Mazars	67
2.5.4.b) Le modèle de gonflement	68
2.5.5. Modélisation de la dégradation par la fatigue.....	68
2.5.6. Mécanismes de dégradation structurelle.....	69
2.5.6.a) Modélisation de La Vie Du Service proposé par Carpenteri.....	69
2.5.6.b). Analyse du comportement dans temps d'un voile en béton armé proposé par Ciapoli.....	70
2.5.6.c). Modèle de Pertyna	71
2.6. Récapitulation des modèles mathématique de la durabilité.....	72
2.7. Conclusion	73

CHAPITRE 3. EFFET DE VIEILLISSEMENT SUR LE COMPORTEMENT DU BÉTON SOUS SOLlicitATION DYNAMIQUE..... 74

3.1. Introduction.....	74
3.2. Comportement élastique du béton	74
3.3. Comportement Non-linéaire du béton	75
3.3.1. Comportement d'un élément en béton non armé chargé par une compression uniaxiale.....	75
3.3.2. Comportement d'élément en béton armé fléchi.....	77
3.4. Les causes de la non-linéarité du béton	78
3.5. Comportement du béton sous charge cyclique de compression uniaxiale.....	78
3.6. Comportement du béton sous charge cyclique de traction	79
3.7. Comportement cyclique traction-compression	80
3.8. Comportement du béton sous charges dynamiques.....	80
3.8.1. Définition d'un chargement dynamique	80
3.8.2. Mécanisme de ruine du béton sous charges sismique.....	81

3.9. Les travaux de recherches antérieurs sur les mécanismes de ruine	82
3.10. Loi de comportement hystérésis du béton	84
3.10.1. Généralité et définition	84
3.10.2. Formes des boucles d'hystérésis.....	85
3.10.2.1. Modèle bilinéaire	85
3.10.2.2. Modèle de Park à trois paramètres.....	86
3.10.2.3. Modèle de Kelvin.....	88
3.10.2.4. Modèle Maxwell	88
3.10.2.5. Modèle courbé « Smooth »	89
3.11. Variation du comportement cyclique dans le temps.....	90
3.12. Conclusion	92

CHAPITRE 4 : ÉVALUATION DE L'EFFET DE VIEILLISSEMENT SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE D'UNE PILE DE PONT

94

4.1. Introduction.....	94
4.2. Description de l'ouvrage.....	95
4.3. Modélisation numérique d'une structure en béton armé	96
4.4. Définition des indicateurs de dommage.....	97
4.5. Choix d'un modèle prédictif de durée de vie de la durabilité.....	98
4.6. Analyse dynamique non linéaire.....	100
4.6.1. Chargement cyclique	100
4.6.2. Chargement sismique.....	104
4.7. Conclusion	108

CONCLUSION

110

REFERENCES.....

112

APPENDICE A : Article publié dans la conférence internationale sur la construction et la technologie de construire

117

APPENDICE B : Description du programme IDARC.....

129

APPENDICE C : Fichier input type.....

139

LISTE DES ILLUSTRATIONS GRAPHIQUES

Figure 1. 1	: Évolution de la résistance du béton du jeune âge à moyen terme compte tenu de la qualité des agrégats : (a) granulats légers – (b) granulats de classe courante	22
Figure 1. 2	: Relation entre la perméabilité, la résistance à la compression et le niveau de porosité du béton.....	23
Figure 1. 3	: Mauvais positionnement d'un système de drainage.....	25
Figure 1. 4	: Zones typiques d'attaques par les ions chlore.....	26
Figure 1. 5	: Influence de la géométrie d'un système structural sur les déformations à long terme	26
Figure 1. 6	: Corrosion d'aciers dont l'enrobage ne respecte pas les dispositions réglementaires du BAEL en atmosphère corrosive.....	28
Figure 1. 7	: Éclats en formation.....	30
Figure 1. 8	: Poutre support de réservoir	31
Figure 1. 9	: Pile de pont.....	31
Figure 2. 1	: Les causes physiques de la détérioration de béton.....	34
Figure 2. 2	: Schématisation de la protection naturelle de l'armature dans un béton sain	38
Figure 2. 3	: L'expansion et la fissuration du béton dû à la corrosion des aciers encastrés	38
Figure 2. 4	: Représentation schématique du retrait chimique (noir : la phase solide, gris : la phase liquide, blanc : la phase gazeuse).....	51
Figure 2. 5	: Comparaison entre le retrait chimique et le retrait endogène pour une pâte de ciment à E/C égale à 0,4.	52
Figure 2. 6	: (a) Test mécanique de fluage - (b) Déformations de fluage primaire à secondaire.....	53
Figure 2. 7	: (a) Évolution de la déformation de fluage complète - (b) Variation du coefficient de fluage $\phi(t', t)$ en fonction du niveau de contrainte.	54
Figure 2. 8	: (a) Évolution de la déformation de fluage sous charge et contrainte constante de traction – (b) Évolution du taux de déformation de fluage sous charge et contrainte constante de traction.....	55
Figure 2. 9	: (a) Amplitude des déformations de fluage en fonction de la résistance du béton – (b) Déformations d'un béton ordinaire (BO) et d'un BHP à ratio équivalent de contrainte.	56
Figure 2. 10	: Description de l'évolution de l'endommagement lors de l'application de chargements répétés dans le domaine élastique	57
Figure 2. 11	: Comparaison de la flèche sous chargement a) statique et b) cyclique	59

Figure 2. 12 : Représentation schématique de dégradation par l'action du gel et dégel	66
Figure 2. 13 : L'évolution d'endommagement selon Carpenteri.....	70
Figure 2. 14 : L'évolution d'endommagement selon PERTYNA	71
Figure 3. 1 : Comportement de la contrainte-déformation typique de la pâte du ciment, granulats et béton	75
Figure 3. 2 : Représentation schématique du comportement contrainte-déformation du béton sous une compression uniaxiale	77
Figure 3. 3 : Comportement d'un élément en béton armé fléchi	77
Figure 3. 4 : Comportement cyclique du béton en compression	79
Figure 3. 5 : Comportement cyclique du béton en traction	79
Figure 3. 6 : Comportement uniaxial du béton sous chargement cyclique	80
Figure 3. 7 : Vitesse de déformation pour différents cas de chargement.....	81
Figure 3. 8 : Modèle d'hystérésis bilinéaire	86
Figure 3. 9 : Modèle d'hystérésis de Park	86
Figure 3. 10 : Effet de dégradation de rigidité.....	87
Figure 3. 11 : Effet de détérioration de la résistance	87
Figure 3. 12 : Effet de dégradation de l'adhérence.....	87
Figure 3. 13 : Modèle Kelvin : a) Comportement d'amortissement, b) Composante de rigidité linéaire, c) Composante d'amortissement linéaire	88
Figure 3. 14 : Modèle Maxwell : rigidité et amortissement dépendant de la fréquence	89
Figure 3. 15 : Modèle d'hystérésis courbé.....	90
Figure 4. 1 : Caractéristiques géométriques du Spécimen.....	95
Figure 4. 2 : Chargement cyclique.....	96
Figure 4. 3 : Modèle de la courbe d'hystérésis Lisse.....	97
Figure 4. 4 : Évolution qualitative de la détérioration structurelle	98
Figure 4. 5 : Évolution du dommage	99
Figure 4. 6 : Boucle hystérésis du déplacement en fonction de l'effort de cisaillement à l'âge $t = 0$ (Modèle de référence C00)	101
Figure 4. 7 : Boucles hystérésis du déplacement en fonction de l'effort de cisaillement pour les différents âges et une limite supérieur $\alpha = 2$	102
Figure 4. 8 : Boucles hystérésis du déplacement en fonction de l'effort de cisaillement pour les différents âges et une limite inférieur $\alpha = 4$	103
Figure 4. 9 : Caractéristiques de l'accélérogramme du séisme.....	104
Figure 4. 10 : Déplacement au sommet de la pile de pont.....	105
Figure 4. 11 : Boucle hystérésis du déplacement en fonction de l'effort de cisaillement à l'âge $t = 0$ (Modèle de référence C00)	106
Figure 4. 12 : Boucles hystérésis du déplacement en fonction de l'effort de cisaillement pour les différents âges et une limite supérieur $\alpha = 2$	107
Figure 4. 13 : Boucles hystérésis du déplacement en fonction de l'effort de cisaillement pour les différents âges et une limite inférieur $\alpha = 4$	108

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1.1 : Risques dominants pour différents environnements.....	24
Tableau 2.1 : Dégradation par attaque chimique et conséquences	35
Tableau 2.2 : Dégradation par attaque physique et conséquences.....	36
Tableau 2.3 : Tableau récapitulatif des modèles mathématique de la durabilité.....	72
Tableau 4.1 : Les valeurs de différent paramètres hystérésis de la dégradation.....	100

LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

ACI	: America Code Institute
ELS	: État limite de service
USA	: United State of America
ϕ	: Coefficient de fluage
σ	: Contrainte
f_c	: Résistance à la compression
BO	: Béton ordinaire
BHP	: Béton de haute performance
x_0	: Épaisseur carbonaté initiale
k	: Coefficient de transport du béton
$f(\text{HB})$: Facteur de l'humidité relative.
γ	: Coefficient d'exposition
$x(t)$: profondeur de pénétration du front de carbonatation
R_{carb}	: Résistance à la carbonatation
n	: Facteur qui tient compte de l'âge du matériau
k_e	: Coefficient qui considère l'influence de l'environnement sur R_{carb}
k_c	: Coefficient qui considère l'influence de la cure sur R_{carb}
c_s	: Concentration en CO_2 à la surface
t_0	: Temps de référence
x	: Enrobage
ρ	: Résistivité électrique du béton saturé en eau à 28 jours,
k_1	: Facteur tenant compte de l'agressivité de l'environnement,
b	: Coefficient d'interaction des chlorures, du CO_2 , de l'oxygène.
$C(x, t)$: Concentration en chlorure au temps t et à une distance x de la surface,
Δx	: Épaisseur de béton pour laquelle le profil de concentration en chlorures diffère de la solution de la seconde loi de Fick
$D_{\text{app}}(t)$: Coefficient de diffusion apparent des chlorures au temps t
erf	: fonction erreur
t	: Temps d'exposition.
x_{cr}	: Distance de la surface où la concentration en ions chlorure correspond à la valeur critique
K	: Coefficient
$x((t)$: Profondeur de pénétration du front d'ions chlorure correspondant à la concentration critique
$D_{\text{RMC}, 0}$: Coefficient de migration mesuré en temps t

n	: Facteur qui tient compte de l'âge du matériau ;
k_t	: Constante qui permet le passage du coefficient de diffusion au coefficient de migration
k_e et k_c	: Coefficient qui considèrent l'influence de l'environnement et de la cure sur D_0 ;
a	: Coefficient de vieillissement
α	: La surface spécifique du vide de l'air fermé
e	: Porosité totale
e_0	: Porosité de pores d'air
C, D, E	: Constants
α_0	: La surface spécifique du système du pore d'air
a_0	: L'air total
δ	: Diffusivité d'air dissous
ε	: Déformation
D	: Indicateur de dommage
ε_{equi}	: Déformation équivalente
N	: Le nombre de cycles à la ruine,
R' et β	: Paramètres empiriques,
i	: Le nombre de cycles pour lequel l'estimation de la résistance est faite.
$C.O.V$: Coefficient de variation
R	: Résistance structurelle
S	: Charge externe
λ_i	: Valeur propre ;
ω_i	: Fréquence propre.
$2D$: Deux dimensions
$IDARC$: Inélastique damage analysis of reinforced concrete
$E-W$: Est – Ouest
$u(t)$: Le déplacement
$\dot{u}(t)$: La vitesse relative
K	: la rigidité équivalente.
C	: Coefficient d'amortissement.
$P-\Delta$: Effet P – Delta
λ	: Temps de relaxation
K_D	: La rigidité à "l'infiniment" pour une grande fréquence;
C_D	: L'amortissement constant à zéro fréquence.
HC	: La détérioration de la rigidité
HBE	: La détérioration de la résistance
HSR	: La détérioration de la longueur d'adhérence béton-acier

NOTATION DE LA CHIMIE CIMENTIÈRE

C_3A	: Aluminate tricalcique
C_2S	: Silicate bicalcique
C_3S	: Silicate tricalcique
$Ca(OH)_2$: Portlandite
$CaCO_3$: Carbonate de calcium
$C_3A-3CaSO_4-H_{31}$: Trisulfoaluminate de calcium hydrate ou ettringite
$C_3A-CaSO_4-H_{12}$: Monosulfoaluminate de calcium hydrate
$C-S-H$: Silicate de calcium hydraté
H_2CO_3	: Acide du carbone

INTRODUCTION

Le béton occupe, depuis son invention, la première place en volume d'utilisation des matériaux dans le domaine du bâtiment et du génie civil. Son intérêt vient de sa grande facilité de mise en œuvre, sa résistance en compression, son faible coût et sa durabilité. Les besoins des divers intervenants dans un projet de construction ont évolués. Ainsi, les maîtres d'ouvrages exigent un béton durable. Cette notion de durabilité inclut à la fois son intégration dans l'environnement, la durée de vie du matériau et le processus de vieillissement.

Durant leur service, les structures en béton subissent une réduction dans leurs performances attribuée principalement aux chargements, aux tassements, ainsi qu'aux changements climatiques et cycliques à long terme. Cette réduction peut être accentuée par la détérioration du béton liée à sa durabilité. Il est donc important de pouvoir diagnostiquer les différents mécanismes de détérioration du béton et évaluer leur effet sur le comportement des structures.

Les structures en béton armé soumises aux séismes ont un comportement totalement différent de celui des structures sollicitées statiquement. Durant un séisme la structure vibre et est soumise à des ondes qui peuvent provoquer des endommagements importants pour la structure avec possibilité d'atteinte aux vies humaines. Le comportement des structures vis-à-vis des séismes varie d'une structure à une autre, et cela revient dans la plupart du temps à l'état actuel du béton et à son niveau de détérioration.

Pour apprendre plus sur le comportement du béton soumis à des charges dynamiques (cyclique ou dynamique) en termes de performances de durabilité, des outils adaptés et des méthodes efficaces et rentables sont développées pour le diagnostic, l'auscultation et

l'évaluation de l'état d'un ouvrage, il serait souhaitable de combiner les techniques d'analyses non linéaires avancées avec les mécanismes de vieillissement du béton.

La simulation numérique pour estimer la dégradation des performances du béton pendant la durée de service des ouvrages devrait être une des technologies clés pour le développement durable et la maintenance des structures en béton.

Le but principal de ce travail réside dans l'étude des différents mécanismes de détérioration du béton et l'évaluation de leurs effets sur le comportement des structures sous un chargement cyclique et sismique, par l'intégration de modèles de comportement prenant en compte le vieillissement du matériau à savoir la réduction des propriétés d'hystérésis (la rigidité, la résistance). L'information générée va guider les exploitants et propriétaires d'ouvrages à concevoir et à mettre en place des programmes de gestion préventive de leur infrastructure (maintenance et intervention).

Pour atteindre ce but, la démarche s'est articulée autour de quatre chapitres:

Au chapitre I, nous décrivons les notions principales de la durabilité des bétons ainsi que les causes de sa dégradation: l'action atmosphérique, frottement, agressions environnementales, agressions mécaniques et chimiques.

Au chapitre II, nous présentons les mécanismes de dégradation du béton ainsi que les modèles théoriques et empiriques qui décrivent ces phénomènes pour pouvoir évaluer estimer la capacité du service structurelle restante des constructions existantes.

Au chapitre III, nous traitons les effets du vieillissement sous le comportement dynamique. Le comportement cyclique des éléments en béton armé dégradé et les lois de comportement intégrant la dégradation de rigidité, résistance et adhérence acier-béton y sont décrits.

Au quatrième chapitre, nous proposons un modèle pour l'évolution des effets de dégradation sur le comportement structural d'un élément en béton. Les paramètres de ce modèle sont identifiés à partir des résultats expérimentaux.

Enfin, *le dernier chapitre* est une conclusion générale qui reprend les principaux résultats dégagés lors de cette étude et rapporte les intérêts pratiques qui en découlent. Elle ouvre également de nouvelles perspectives en termes de modélisation pour une meilleure compréhension du comportement du béton sous l'effet de dégradation.

CHAPITRE 1. DURABILITÉ ET LES ORIGINES DES DÉGRADATIONS

1.1. Introduction

Les principales causes de la détérioration du béton peuvent être dues à ses composantes, à sa mise en place ou aux agressions environnementales. Les propriétés d'un béton dépendent généralement de sa structure interne, en d'autres termes, les propriétés peuvent être modifiées en faisant des changements convenables dans la structure d'un béton. Bien que le béton soit le matériau structural le plus utilisé, sa structure est hétérogène et très complexe. Une compréhension de la durabilité et les origines des dégradations du béton sont essentielles avant que nous discutons sur la durabilité et les mécanismes et les modèles de la détérioration du béton.

1.2. Définition de la durabilité

Une longue vie du service est considérée synonyme de durabilité. D'après le comité ACI, la durabilité du béton de ciment Portland est définie par sa capacité de résistance à l'action atmosphérique, attaque chimique, frottement, agressions environnementales, ou tout autre processus de détérioration; en d'autre terme, le béton durable conservera sa forme originale, qualité, et serviabilité quand il est exposé à son environnement [1].

L'estimation de la durabilité d'un ouvrage est le processus dans lequel les estimations suivantes doivent être faites [2] :

- définir la vie de service (la durée de vie) de l'ouvrage,
- identifier la nature et la sévérité de l'environnement,
- identifier les mécanismes d'attaque qui causeront le dommage matériel.

Pour concevoir une structure durable avec ces approches probabilistes, il est nécessaire de disposer de :

- un modèle de conception qui prend en compte les modèles de dégradation des matériaux, pour décrire l'évolution dans le temps de la résistance de la structure et de la sollicitation appliquée par l'environnement,
- des états limites bien identifiés,
- la durée de vie exigée par le maître de l'ouvrage.

1.3. Durée de vie d'un ouvrage et états limites de durabilité

Un de nos intérêts fondamentaux dans la durabilité est la détérioration de propriétés physiques des matières; le taux auquel ces propriétés se détériorent est lié directement à la vie du service de la structure. De plus, pour ce qui concerne la structure, différentes notions de la durée de vie peuvent être distinguées [2] :

- la durée de vie exigée par le maître de l'ouvrage : dépend naturellement du type d'ouvrage et de sa fonction (importance sociale, économique et stratégique).
- la durée de vie probable estimée par les études : est celle qui concerne l'ELS de durabilité.
- la durée de vie réelle : elle est la période au bout de laquelle la structure est reconnue structurellement obsolète. Cette durée peut être plus importante que la durée de vie probable estimée par les études.

1.4. Observations générales

Avant toute discussion d'aspects importants de durabilité de béton, quelques remarques générales sur le sujet seront utiles :

- En premier lieu, l'eau qui est l'agent fondamental de création et destruction de beaucoup de matières naturelles est considérée comme la cause de la plupart des problèmes de la durabilité en béton.

- Deuxièmement, les phénomènes physiques chimiques associés à des mouvements de l'eau dans les solides poreux sont contrôlés par la perméabilité du solide.

- troisièmement, le taux de détérioration est affecté par le type de concentration des ions dans l'eau et par la composition chimique du solide. Le béton est un matériau de base (parce que les composés du calcium alcalins constituent les produits de l'hydratation de la pâte de ciment de Portland); par conséquent, les eaux acides sont supposées être particulièrement nuisibles au béton.

- L'eau comme un agent de détérioration :

Le béton n'est pas le seul matériau qui est vulnérable aux processus physiques et chimiques de détérioration associée avec l'eau. Par conséquent il sera préférable de réviser, en général, les caractéristiques d'eau qui est le principal agent de destruction de matériaux.

Les molécules de l'eau sont capables de pénétrer dans les pores extrêmement fins ou dans les cavités. Comme un dissolvant, l'eau est notée pour sa capacité de dissoudre plus de substance que tout autre liquide connu. Cette propriété explique la présence de beaucoup d'ions et gaz dans quelques eaux qui, à son tour, cause une décomposition chimique de matières solides.

Dans les solides poreux, les mouvements internes et les changements de structure d'eau causent des changements de volume. Par exemple, la congélation d'eau dans la glace, formation de structure rangée d'eau à l'intérieur de pores fins, développement de pression osmotique dû à la différence de la concentration ionique et l'intensification de la pression hydrostatique par les pressions de la vapeur différentielles peut conduire à des augmentations internes dans un solide humide.

1.5. Les origines des dégradations

Les principales causes de la détérioration du béton peuvent être dues à ses composantes, à sa mise en place ou aux agressions environnementales et autres. Cette partie examine les raisons de la détérioration de béton qui se produit pendant la vie du service de la structure.

1.5.1. Les facteurs reliés aux caractéristiques des matériaux et du béton

Les caractéristiques physico-mécaniques du béton ont une influence directe sur la durabilité de l'ouvrage. Pour réaliser un ouvrage durable, il faut donc utiliser un matériau durable. On dira qu'un matériau est durable s'il conserve, aussi longtemps qu'il faut, à la fois son intégrité et les caractéristiques requises. Les caractéristiques du béton qui contrôlent sa durabilité peuvent être regroupées en deux grandes familles.

1.5.1.a) Influence des propriétés des matériaux entrant dans la fabrication du béton

Les trois composants de base d'un béton sont l'eau, le ciment et les granulats. Des additifs peuvent y être rajoutés dans le but de modifier les propriétés telles que la maniabilité et la résistance. Le béton est donc un matériau hétérogène dont les caractéristiques physicochimiques et mécaniques de ses divers constituants sont différentes. Chacun de ses composants joue un rôle bien précis dans le mélange.

- **Type de ciment** : Certains types de ciment offrent de meilleures performances en présence d'eau de mer ou de granulats potentiellement réactifs. En milieu marin, il peut être nécessaire d'utiliser un ciment type 50 à faible teneur en C_3A , pour limiter les risques de réaction alcalis-gratulats on peut choisir un ciment à faible teneur en alcalis [3].

- **Granulats** : Les granulats constituent la plus grande partie du béton, ils proviennent dans la plupart des cas des roches naturelles. Leur utilisation pour la confection d'un béton est motivée par le faible coût volumique, par une meilleure durabilité et stabilité volumétrique par rapport au mélange Eau/Ciment.

La forme, la taille, la porosité, la texture de la surface et la résistance des granulats ont une grande influence sur le comportement du béton à l'état frais. C'est-à-dire, les Particules des granulats sont responsables du module d'élasticité, la stabilité dimensionnelle et la durabilité de béton. Par exemple, les bétons de granulats légers présentent à la fois une forte porosité mais également un module d'élasticité plus faible. En conséquence, ils possèdent une plus faible résistance et une capacité de déformation plus importante (figures 1.1) [4].

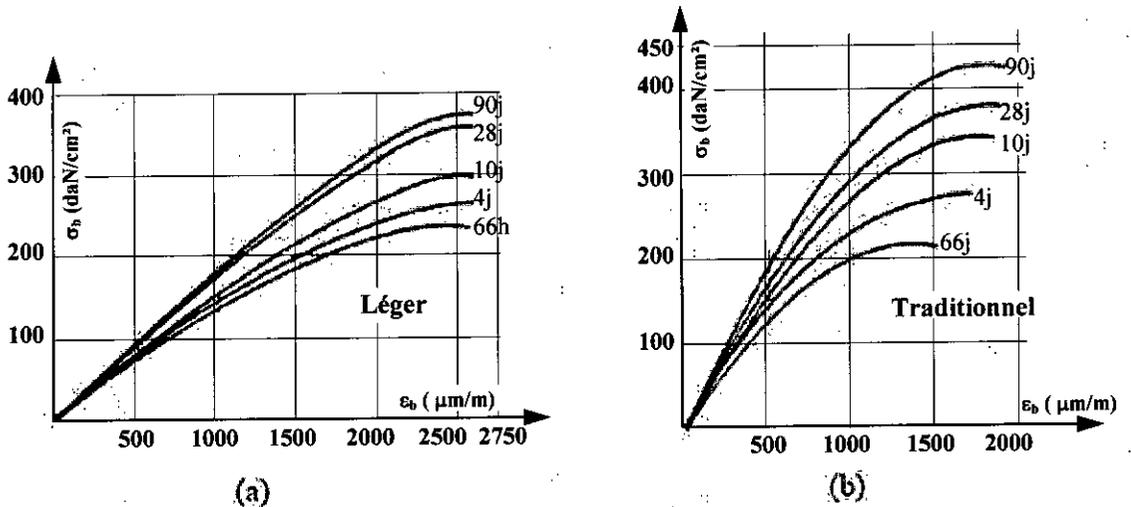


Figure 1.1 : Évolution de la résistance du béton du jeune âge à moyen terme compte tenu de la qualité des agrégats : (a) granulats légers – (b) granulats de classe courante [4]

Certains granulats sont gélifs, c'est-à-dire qu'ils sont sensibles à l'action des cycles de gel-dégel. Il faut donc éviter de les utiliser dans les bétons exposés au gel. Il existe aussi des granulats qui peuvent réagir avec les alcalis du ciment pour former des produits expansifs qui peuvent faire fissurer le béton (réaction alcalis-granulats). Il existe des essais d'acceptation qui permettent d'identifier les granulats potentiellement réactifs.

- **Ajouts minéraux :** (fumée de silice, cendres volantes, laitiers) Les ajouts minéraux peuvent modifier considérablement le comportement du béton exposé à un environnement donné. Ils peuvent parfois améliorer ou diminuer la durabilité du béton. Les effets sont en fonction du type et du dosage de l'ajout minéral [5].

1.5.1.b) Influence des propriétés physico-chimiques et des paramètres de formulation du béton

- **Résistance à la compression et à la traction** : Une résistance à la compression élevée est généralement un indice de bonne qualité du béton : Elle est généralement le signe d'un rapport E/C faible qui produit généralement une pâte de ciment durcie de meilleure qualité (porosité et perméabilité plus faibles). Une bonne résistance à la traction est souhaitable pour la résistance au gel. La résistance à la compression peut être utilisée pour spécifier un niveau de maturité minimal avant la première exposition en milieu agressif (résistance minimale à 28 jours).

- **Caractéristiques des vides d'air** : La porosité est une caractéristique importante de la pâte du ciment hydratée qui contrôle plusieurs propriétés du béton telles que sa perméabilité, sa résistance, sa durabilité et son comportement rhéologique.

Le volume des pores inclus dans la pâte diminue avec la progression d'hydratation. Plus la porosité diminue, plus les propriétés mécaniques augmentent et plus la perméabilité diminue. Donc, les bétons faiblement poreux sont en général plus durables puisque leur faible perméabilité retarde la pénétration de l'eau, et des autres agents potentiellement agressifs (sulfates, CO_2 , Cl^- , etc.).

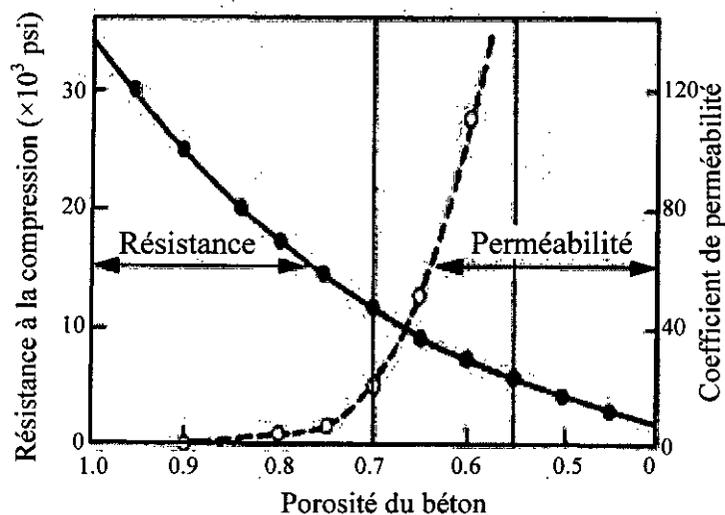


Figure 1.2 : Relation entre la perméabilité, la résistance à la compression et le niveau de porosité du béton [1]

1.5.2. Les facteurs climatiques et environnementaux

Il est clair qu'une structure de béton évoluera de manière très différente en fonction des conditions climatiques et du type d'exposition face aux agents potentiellement agressifs. Par exemple, un béton de 20 MPa sans air entraîné ($E/C = 0,6$) pourrait être acceptable pour fabriquer un trottoir ou un parapet de pont à Mexico. Cependant dans un climat beaucoup plus rude (Montréal par exemple), il serait totalement impossible d'utiliser un tel béton dans ce type d'ouvrage [6].

Dans les climats chauds et secs, les problèmes de durabilité sont beaucoup plus rares. Les exigences touchant à la qualité du béton y sont généralement moins sévères. Pas de gel, peu de précipitations, pas de sels de déglçage, peu d'écart thermique, etc. On retrouve parfois des cas de dégradation par des eaux agressives (eau souterraine, eau de mer).

Les différents mécanismes à la source des dégradations du béton en fonction des conditions climatiques et du type d'exposition du béton sont représentés dans le tableau suivant.

Tableau 1.1 : Risques dominants pour différents environnements [5]

Environnements	RISQUES DOMINANT				
	Corrosion par la carbonatation	Dégradation par le gel-dégel	Corrosion par les chlorures	Dégradation par attaque de sulfate	Affaiblissement du béton dissolution de la chaux
Humides sans gel ou avec gel faible	×				
Humides avec gel modéré	×	×			
Humides avec gel sévère en présence ou non de sels fondants	×	×	×	?	
Marin (marnage ou immergé)	×		×	×	
Marin avec gel sévère	×	×	×	×	
Eau faiblement agressive chimiquement					×
Eau fortement agressive				×	

Légende :

× Risque dominant

? Autre risque possible à considérer

1.5.3. Les facteurs reliés à la conception de l'ouvrage

De nombreux critères de conception peuvent exercer une grande influence sur la durabilité d'une structure de béton. Même si la durabilité du matériau est assurée, celle-ci n'entraîne pas forcément celle de la structure. Ainsi, une structure mal conçue peut avoir une durabilité déficiente malgré l'utilisation d'un béton de bonne qualité. En choisissant des critères de conception appropriés et de mettre en œuvre des moyens supplémentaires (dispositions constructives, traitement des assemblages, ...) on peut diminuer considérablement le stress environnemental sur la structure.

Exemple : Dans le cas d'un pont routier, il est important de prévoir un drainage adéquat pour limiter les accumulations d'eau et de sels fondants. Il faut aussi prévoir un recouvrement de béton suffisant pour offrir une bonne protection contre la corrosion des aciers d'armature.

Parmi les principaux critères de conception qui contrôlent la durabilité d'une structure de béton on retrouve :

- Tous les aspects reliés au système de drainage et d'évacuation des eaux (pour diminuer les problèmes de gel-dégel et d'écaillage).
- Le calcul des aciers d'armature et le choix de l'épaisseur de recouvrement des armatures (corrosion).
- Le choix des enduits protecteurs ou des imperméabilisants
- Le choix d'une géométrie particulière de la structure qui permettrait de diminuer le stress environnemental (forme et disposition des colonnes et des poutres).

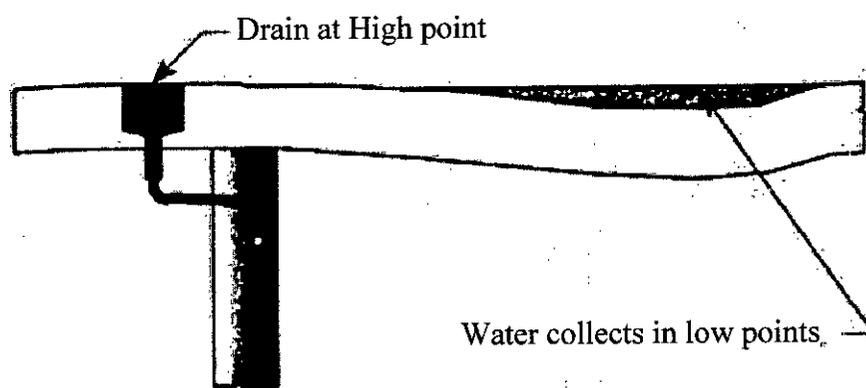


Figure 1.3 : Mauvais positionnement d'un système de drainage [7]

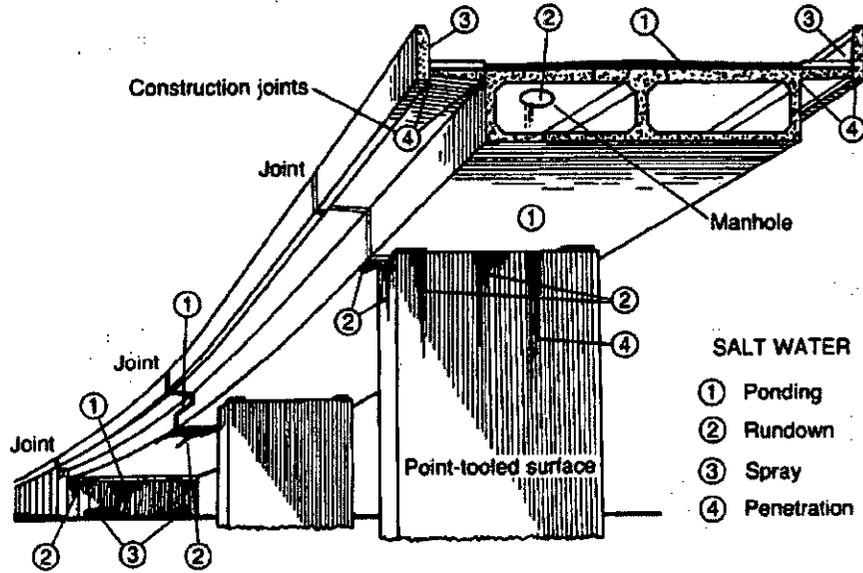


Figure 1.4 : Zones typiques d'attaques par les ions chlore [8]

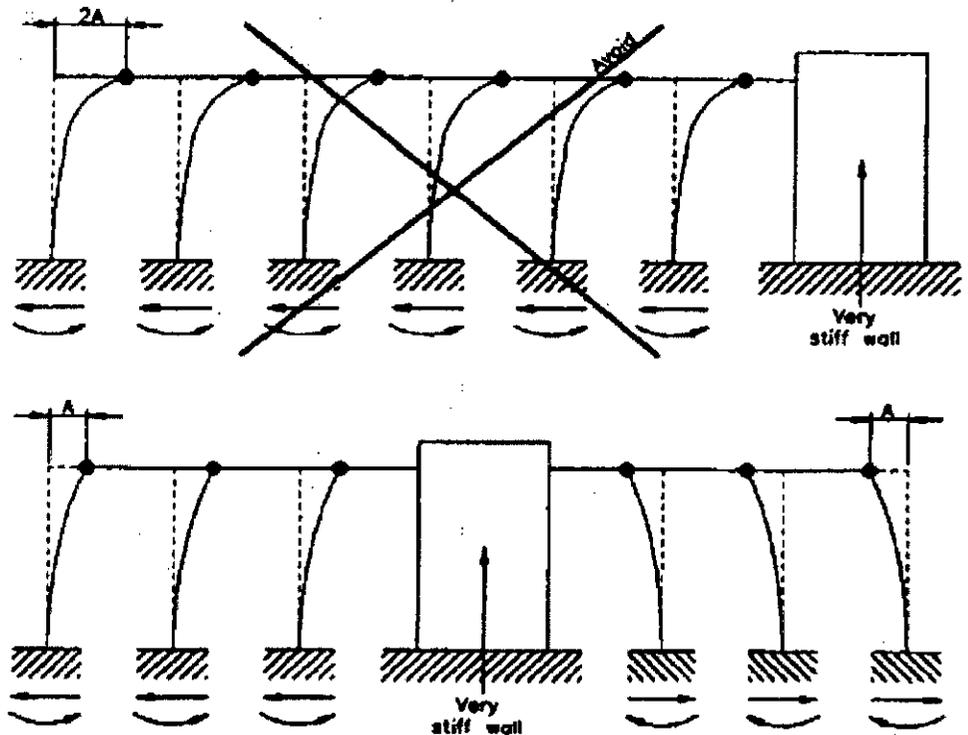


Figure 1.5 : Influence de la géométrie d'un système structural sur les déformations à long terme [9]

1.5.4. Les facteurs reliés aux actions et déformations appliquées aux structures

1.5.4.a) Les actions permanentes

L'évaluation des actions dues à des charges permanentes appliquées à une structure (incluant son poids propre) et des sollicitations qu'elles induisent peut être entachée d'erreurs ou d'imprécisions parfois inacceptables. Par exemple, la masse volumique du béton, fixée conventionnellement à 2.5 t/m^3 par la plupart des codes de calcul, peut être sensiblement inférieur dans la réalité. Mais la principale source d'imprécision provient d'erreurs d'oubli ou de sous-estimation portant sur le poids de certains équipements et des surcharges des éléments secondaires dans la structure [9].

1.5.4.b) Les actions à caractère accidentel

- **Action mécanique de l'eau :** L'action mécanique de l'eau sur les structures recouvre principalement les phénomènes d'affouillement et d'abrasion. Par exemple, l'affouillement autour des piles de ponts consiste en un creusement du lit de la rivière qui tend à en déchausser les fondations [10]. Pendant les crues, les mouvements d'eau transportent des sédiments qui, dans certains cas, peuvent avoir un effet abrasif sur les piles et leur fondation.

- **Action dues aux séismes :** Parmi les phénomènes naturels les plus destructeurs figurent les séismes qui ont marqués leurs fortes présences à partir d'énormes dégâts en pertes humaines et économiques. Tant qu'une structure ne reçoit que les charges verticales permanentes (poids de la construction, des équipements, des occupants...), le béton armé peut présenter certains défauts qui restent cachés (ou non). Dès qu'il est secoué par un séisme, tous les défauts sont causes de dégradations accélérées, et la désagrégation se propage parfois jusqu'à la ruine. Par exemple, Les armatures non enrobées et corrodées ne donneront pas la résistance nécessaire au béton en cas de séisme, par conséquent le béton éclate (figure 1.6) [11].



Figure 1.6 : Corrosion d'aciers dont l'enrobage ne respecte pas les dispositions réglementaires du BAEL en atmosphère corrosive [11]

L'analyse des effets des séismes sur les constructions a permis de mettre en évidence les principes de conception permettant d'éviter les effondrements catastrophiques, voire de limiter le degré d'endommagement. De façon schématique, un séisme est un déplacement imposé induisant dans les diverses parties d'un ouvrage des efforts dont l'intensité est d'autant plus élevée que les parties en question sont rigides. Les effondrements ont été observés dans le cas de structures peu hyperstatiques comportant des éléments d'une ductilité insuffisante. Par une suite de dégradation des caractéristiques élastiques du matériau.

1.6. Les pathologies des structures en environnement marin

Ce dernier paragraphe présentera les dégradations par le gonflement dû à la présence de sulfates, réaction chimique et la corrosion des armatures. Ces phénomènes ont été observés dans beaucoup d'ouvrages dans le monde.

1.6.1. L'attaque du sulfate

L'expansion du béton par l'attaque du sulfate a provoqué des soulèvements des piles d'un pont localisé dans la rivière d'Albe à l'Est d'Allemagne, de 8 centimètre en 4 ans et a causé des fissures d'où il était nécessaire de le démolir et reconstruire les piles a nouveau. De tels événements d'expansion du sulfate peuvent être évités par une étude consciencieuse de conditions de l'environnement, et en fournissant la protection convenable contre l'attaque du sulfate.

Verbeck a rapporté des résultats sur la performance du béton dans les sols du sulfate localisés à Sacramento, Californie. Le sol dans le bassin contient approximativement 10% du sulfate du sodium. Les échantillons du béton faits avec différents types de ciment du portland. La détérioration des échantillons du béton a été évaluée après plusieurs périodes d'exposition par observation visuelle, et par les mesures de la résistance et du module d'élasticité dynamique. Les résultats démontrent clairement que la perméabilité de béton avait plus d'influence sur la résistance du sulfate que la composition de ciment. par exemple, la performance de béton qui contient 390 kg/m^3 du 10% de ciment C_3A se comporte mieux que le béton qui contient deux à trois fois 310 kg/m^3 des 4% de ciment C_3A [12].

1.6.2. Réaction Alkali-granulats

Les rapports publiés sur la détérioration du béton dû à la réaction alcalin-granulat, montre que les dépôts de granulats alcalins réactifs sont répandus dans les Etats Unis, l'est de Canada, Australie, Nouvelle Zélande, Afrique du sud, Danemark, Allemagne, Angleterre, et Islande.

Sachant que les réactions chimiques sont en fonction de température, dans les pays où la température est faible, il était pensé en premier lieu que la réaction du silice alcaline n'était pas un problème. Mais l'expérience avec certaines pierres alcalines réactives a montré que l'hypothèse était fausse. En exemple, il a été découvert en 1971 que le béton du barrage de Val-de-la-Mare au Royaume-Uni souffrait de réaction de l'alcali-silice, peut-être par suite de l'usage d'une pierre de la diorite écrasée qui contient des veines de silice amorphe.

En 1981, les signes de la détérioration du béton dû à la réaction de l'alcali-silice ont été trouvés dans 23 structures (de l'âge 6 à 17 ans), localisés en Écosse, le Midlands, Galles, et autres parties sud-ouest d'Angleterre. Ces structures sont réalisées par du béton fait avec des granulats insuffisamment lavés [13].

1.6.3. Corrosion des armatures

En 1974 un effondrement soudain d'une poutre principale de 12 ans avec précontraint du béton est dû à la corrosion de torons. L'usage de 2 à 4% de chlorure du calcium par poids dans le ciment comme un accélérateur dans le béton a été vu comme le facteur responsable de la corrosion des aciers. Plusieurs anomalies semblables se sont produites dans la Grande-Bretagne, par conséquent, le Code britannique a exigé que le chlorure du calcium ne devrait jamais être ajouté au béton précontraint, béton armé, et béton qui contient du métal encastré.

Les ouvrages et éléments concernés par la corrosion des armatures sont les suivants :

- Bâtiments : acrotères et balcons, dans toutes les atmosphères, éléments verticaux et terrasses, en milieux industriel et maritime. Ce sont bien sûr les éléments les plus sensibles des bâtiments, du fait soit de leur minceur, soit de la difficulté à maintenir des enrobages suffisants.



Figure 1.7 : Éclats en formation [14]

- Bâtiments industriels : poteaux et dalles. Ces éléments sont en effet soumis assez souvent à des expositions d'agents chimiques. Les poutres sont également des éléments particulièrement sensibles des constructions industrielles, car supportant parfois les dalles de plancher. Certaines d'entre elles sont parfois dans des états assez surprenants.



Figure 1.8 : Poutre support de réservoir [14]

- Ponts et ouvrages d'art : dans cette catégorie d'ouvrages, il apparaît que les zones les plus sensibles sont les tabliers, les appuis en superstructures, et les équipements de tablier où l'influence des sels de déverglaçage est importante.

Figure 1.9 : Pile de pont [14]

1.7. Conclusion

La durabilité des ouvrages en béton peut être définie comme leur capacité d'assurer la tenue en service prévue. Cependant, le béton mécaniquement résistant n'est pas nécessairement durable, il subit des agressions physico-chimiques dont l'intensité est liée principalement aux types d'agressions environnementales et à sollicitations extérieures. C'est pourquoi la conception d'un béton est extrêmement liée à l'environnement dans lequel le béton va être exposé durant la durée de vie d'un ouvrage.

Notre étude bibliographique a montré la diversité des paramètres intervenant dans la dégradation du béton. Afin d'appréhender ces dégradations, de nombreux modèles de type déterministe ont été élaborés, ils ont pour objectif de prévoir et d'estimer l'état actuel du béton. Dans le prochain chapitre nous présenterons les mécanismes de dégradation ainsi que leurs modèles.

CHAPITRE 2. MÉCANISMES DE DÉGRADATION ET LEURS MODÈLES MATHÉMATIQUES

2.1. Introduction

Pour évaluer la durabilité "potentielle" d'un béton, il est nécessaire de connaître les mécanismes susceptibles qui conduisent à sa dégradation, et d'étudier la résistance du matériau vis-à-vis de ces dégradations.

Si l'on exclut, d'une part les événements accidentels, et d'autre part les effets à long terme des sollicitations mécaniques, tels que la fatigue due à des sollicitations répétées ou le fluage qui peuvent engendrer des pertes dans la précontrainte ou encore l'abrasion, la durée de vie des ouvrages en béton armé peut être limitée par :

- la pénétration des agents agressifs qui peut conduire à l'amorçage et au développement du processus de corrosion des armatures,
- les réactions chimiques internes, mettant en jeu des composantes issues du milieu environnemental ou des composantes déjà présentes dans le matériau, telles que l'alcali-réaction ou les attaques sulfatiques. Ces composantes provoquent de gonflement et des fissurations du béton,
- les cycles de gel-dégel qui entraînent le gonflement et la fissuration du béton par gel interne et un écaillage des surfaces exposées aux sels.

2.2. Classification de causes de détérioration du béton

Mehta et Gerwick ont regroupé les causes physiques de détérioration du béton (figure 2.1) dans deux catégories [1] :

- la perte de masse due au frottement, érosion, et cavitation,

- la fissuration due à la température normale et l'inclinaison de l'humidité, la cristallisation de sels dans les pores, les chargements structurels, et l'exposition aux variations de la température tel que la congélation ou le feu.

De la même façon, autres auteurs ont groupé les causes chimiques de détérioration en trois catégories [1] :

- 1- hydrolyse des composants de la pâte du ciment par l'eau douce,
- 2- réactions d'échange-cation entre les fluides agressifs et la pâte du ciment,
- 3- réactions qui mènent à la formation de produits expansifs, tel que l'expansion du sulfate, l'expansion alcali-granulat, et la corrosion d'acier dans le béton.

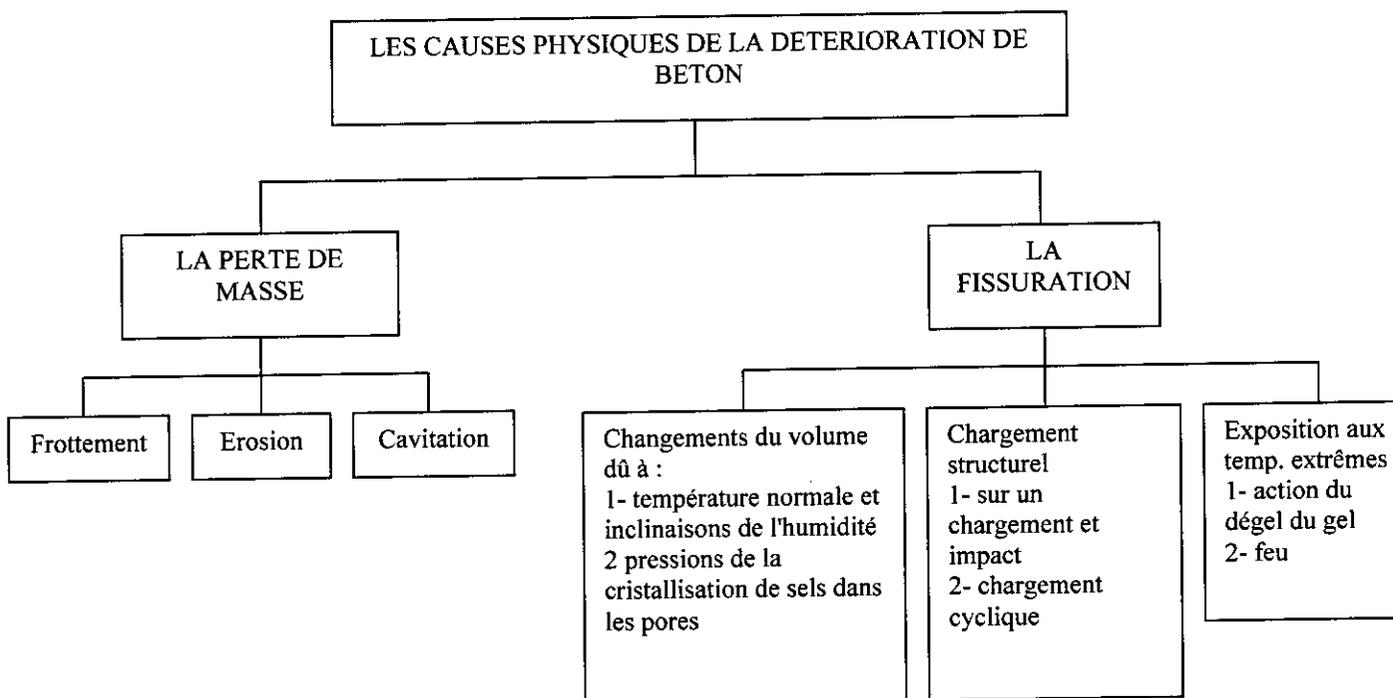


Figure 2.1 : Les causes physiques de la détérioration de béton [1]

Les causes physiques et chimiques de détérioration sont purement arbitraires; dans la pratique, les deux sont fréquemment superposés l'un sur l'autre. Par exemple, la perte de masse et la fissuration augmentent la perméabilité de béton qui par conséquent devient la

cause fondamentale d'un ou plusieurs processus de la détérioration chimique. De la même façon, les effets nuisibles des phénomènes chimiques sont physiques; par exemple, le lavage des composants de la pâte du ciment durcie par l'eau douce ou les fluides acides augmenteraient la porosité du béton, donc il rend le matériau plus vulnérable au frottement et érosion.

Les tableaux 2.1 et 2.2 qui suivent listent les différents types de dégradations, chimiques et physiques. Pour chacune d'elles, les conséquences sur le matériau et la pathologie sont décrites de façon sommaire. Enfin, les fonctions de l'ouvrage altérées par cette dégradation (stabilité, étanchéité, durée de vie) sont identifiées.

Tableau 2.1 : Dégradation par attaque chimique et conséquences

Origine	Conséquence sur le matériau béton	Pathologie	Fonction altérée		
			Stabilité	Étanchéité	Durée de vie
Réaction alcali-granulat	Formation d'un gel expansif	Fissuration	×	×	×
Attaque par les sulfates ou sulfures	Cristallisation de sels dans les pores du béton	Érosion désintégration et perte de ciment	×		×
Lixiviation	Lessivage de la chaux	Augmentation de la porosité	×		×
Attaque par les chlorures	Dépassivation des aciers	Corrosion des aciers, fissuration	×	×	×
Carbonatation	Dépassivation des aciers	Corrosion des aciers, fissuration	×	×	×

Tableau 2.2 : Dégradation par attaque physique et conséquences

Origine	Conséquence sur le matériau béton	Pathologie	Fonction altérée		
			Stabilité	Étanchéité	Durée de vie
Retrait	Contraintes internes	Fissuration	×	×	
Fluage	Diminution des performances mécaniques, déformation excessives	Fissuration	×		
Variation d'humidité	Variation de volume : gonflement	Fissuration	×	×	
Cycles de gel/dégel	Variation de volume	Fragmentation, écaillage de surface, éclatement	×		×
Cycles thermique	Baisses des caractéristiques mécaniques	Éclatement, fissures	×		×
Chocs	Abrasion, érosion, cavitation	Perte de matière, usure de surface			×
Fatigue, vibration	Déformation excessive	Microfissures près des agrégats et des barres, décollement aux interfaces, fissuration	×		

2.3. Mécanismes de dégradation chimique

2.3.1. La dégradation par Les réactions qui impliquent la formation des produits expansifs

Les réactions chimiques qui impliquent la formation des produits expansifs dans un béton durci peuvent conduire à certains effets nuisibles. En premier, l'expansion peut avoir lieu sans faire de dommage dans le béton, mais l'intensification croissante des contraintes internes se manifeste finalement par la fermeture des joints de l'expansion, déformation et déplacements dans les différentes parties de la structure et finalement la fissuration du béton. Les quatre phénomènes associés à des réactions chimiques expansives sont :

- la corrosion d'acier en béton,
- l'attaque de l'alcali-granulat,
- l'attaque du sulfate,
- l'hydratation différée de CaO et MgO libre.

Les réactions chimiques se manifestent sous la forme des effets physiques, tel que l'augmentation dans la porosité et la perméabilité, diminution dans la résistance et création des fissures. Une attention spéciale sera portée à l'attaque du sulfate, l'attaque de l'alcali-granulat, et la corrosion d'acier encastré dans le béton, parce que ces phénomènes sont responsables de la détérioration d'un grand nombre des structures en béton.

2.3.1.a) Corrosion des armatures :

La corrosion des armatures dans le béton armé apparaît comme le défaut le plus fréquemment rencontré dans les constructions, donc ce phénomène est considéré comme l'une des principales causes de la détérioration de béton armé. Les dégâts en béton dus à la corrosion des aciers se manifestent sous forme d'expansion, fissuration, et finalement décollement de l'enrobage. En plus, de la perte d'enrobage, les éléments en béton armé peuvent souffrir de dégâts structurels dus à la perte d'adhérence entre l'acier et le béton.

L'acier noyé dans le béton est protégé par une solution interstitielle basique de pH élevé qui engendre la formation sur la surface des armatures d'un film d'oxydes ou d'hydroxydes de fer qui devient imperméable et fortement adhérent à la surface de l'acier dans les environnements alcalins. Ce film agit en tant qu'une barrière et il rend l'acier passif à la corrosion. Cependant deux processus peuvent altérer cette protection, la carbonatation du béton et la pénétration des agents agressifs, notamment les ions de chlorure (figure 2.2).

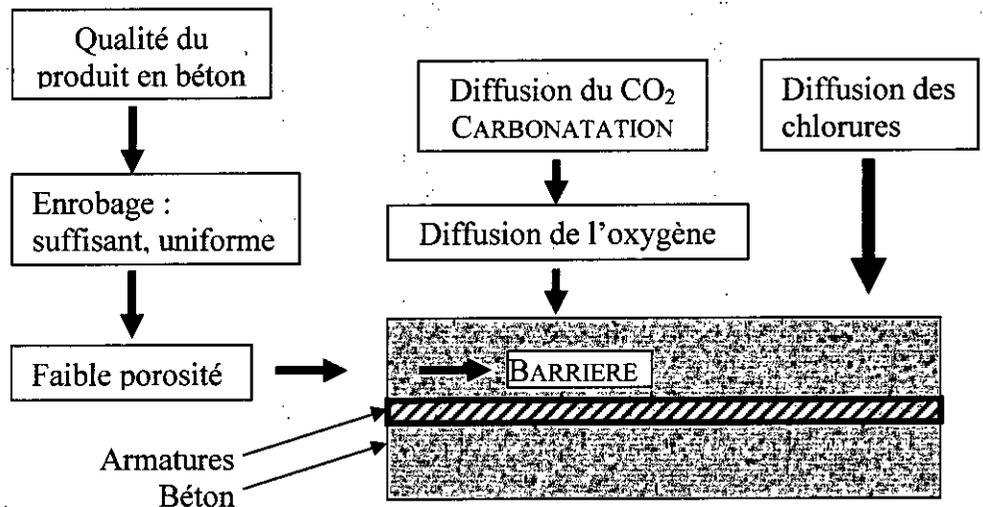


Figure 2.2 : Schématisation de la protection naturelle de l'armature dans un béton sain [15]

La transformation de fer métallique en corrosion est accompagnée par une augmentation dans le volume qui, selon l'état d'oxydation, peut dépasser le 600% du volume initial du métal (figure 2.3). Cette augmentation du volume peut être la principale cause de l'expansion et la fissuration du béton [1].

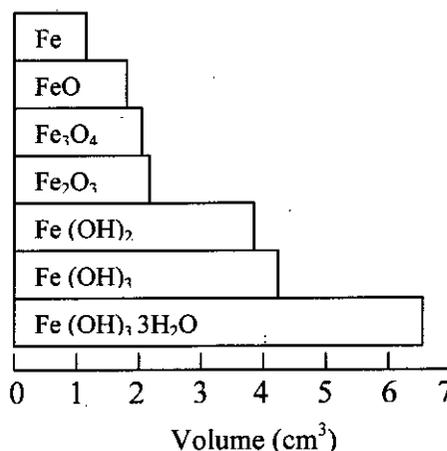


Figure 2.3 : L'expansion et la fissuration du béton dû à la corrosion des aciers encastrés [1]

A. La carbonatation du béton :

La carbonatation est provoquée par la pénétration du dioxyde de carbone CO_2 présent dans l'air. Ce phénomène réduit le pH de la solution interstitielle du béton à une valeur telle que le film d'oxyde passive protégeant l'acier devient instable. La barrière se détruit et la corrosion peut alors se développer.

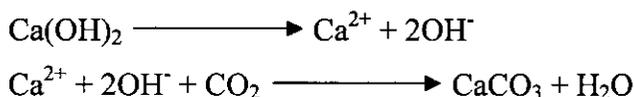
Dans les conditions exceptionnelles (par exemple, quand le béton a une perméabilité et alkalis élevés et la plupart de l'hydroxyde du calcium sont carbonatés ou neutralisés par une solution acide), le pH de béton peut être réduit au voisinage des aciers à une valeur inférieur à 11,5, donc la passivité d'acier est détruite et est suivi par un processus de corrosion [1].

Mécanisme de carbonatation :

La carbonatation est définie par la réaction du dioxyde de carbone qui pénètre dans le réseau poreux du béton avec les composés hydratés. Cette réaction transforme des produits d'hydratation, notamment l'hydroxyde de calcium (Portlandite) $\text{Ca}(\text{OH})_2$ en carbonate de calcium CaCO_3 . La réaction de la carbonatation peut être écrite comme suit :



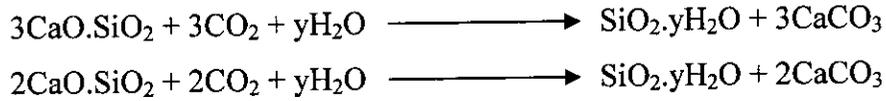
Pour simplifier, les étapes de la réaction est premièrement la dissolution de $\text{Ca}(\text{OH})_2$ suivi par la dissolution de dioxyde du carbone :



D'autre part, le dioxyde du carbone réagit aussi avec l'eau dans les pores et les vides capillaires pour former de l'acide du carbone (H_2CO_3) qui à son tour réagit avec les différents hydrates et principalement avec le Portlandite forment le carbonate de calcium.



Des réactions supplémentaires qui impliquent des composants d'hydrate du silicate du calcium (C_2S et C_3S) sont possibles s'il y a suffisamment d'eau dans les pores. Le CaO dans ces composés (C_2S et C_3S) est combiné avec dioxyde du carbone forment du carbonate du calcium et de la silice hydratée [16] :



Il est possible que les autres produits d'hydratation (l'ettringite, Sulfoaluminates du calcium, ...) soient également sensibles au dioxyde de carbone, et donc à la carbonatation.

La vitesse de propagation de la carbonatation diminue avec le temps, d'autant plus que la formation de carbonates de calcium rend les hydrates moins accessibles pour la dissolution. Cette vitesse dépend des caractéristiques du matériau comme par exemple la porosité et la nature du ciment. L'humidité relative du milieu environnant est un paramètre fondamental dans le mécanisme de la carbonatation.

B. La pénétration des ions chlorure dans le béton :

A cause de l'absence des ions du chlorure dans la solution, le film oxyde de fer est rapporté pour être stable aussi longtemps que le pH de la solution reste au-dessus de 11,5. Puisque les ciments du portland hydratés contiennent des alcalis dans les pores fluides et 20% du poids de solide d'hydroxyde du calcium, il y a une alcalinité suffisante dans le système pour maintenir le pH au-dessus de 12 [1].

A cause de la présence d'ions du chlorure, selon le rapport Cl^-/OH^- , il est rapporté que le film protecteur peut être détruit même si la valeur de pH est au-dessus de 11,5. Quand les rapports molaires Cl^-/OH^- sont plus élevés que 0,6, l'acier ne peut pas être protégé contre la corrosion, probablement parce que le film oxyde de fer devient perméable ou instable sous ces conditions [1].

Le profil de concentration en chlorures dans le béton est défini par une courbe concentration-profondeur qui est strictement décroissante si les cycles d'humidification-séchage sont négligeables. Dans le cas contraire, ce profil n'est pas décroissant où les ions peuvent migrer dans un réseau constamment saturé d'eau.

2.3.1.b) Réaction Alcali-granulats

La perte de la résistance, l'élasticité et la durabilité de béton, peuvent être causé par des réactions chimiques internes dans le béton qui impliquent des ions alcalins, des ions de l'hydroxyle et certains composants du Silices qui peuvent être présents dans le granulats. Ces réactions chimiques sont connues sous le nom de "réaction de l'alcali-granulats" ou "réaction de l'alcali-silice" [17]. Des publications et des rapports ont montré que la réaction de alcali-granulats est l'une des causes de détresse dans les structures localisées dans des environnements humides, tels que les barrages, les piliers de pont.

Les paramètres qui contrôlent l'alcali-réaction sont essentiellement la quantité d'alcalins, la présence d'eau et d'ions de calcium, ainsi que la quantité et la réactivité des compositions minérales. Les études faites en USA ont montré que lorsqu'on utilise le ciment portland qui contient plus de 0,6% de Na_2O , dans la combinaison avec un granulats alcalin réactif, des grandes expansions sont produites dû à ce phénomène.

Mécanismes d'expansion

Selon le degré de désordre dans la structure du granulats, sa porosité et la dimension de la particule, des gels de l'alcali silicate d'une composition chimique variable sont formés en présence des ions d'hydroxyle et de métal-alcali. Comme les sols marins qui contiennent du sodium de surface-adsorbée ou potassium, quand les gels du silicate alcalins entrent en contact avec l'eau, ils gonflent en absorbant une grande quantité d'eau. La pression hydraulique développée peut mener à l'expansion et la fissuration des particules des granulats affectées, ensuite la matrice de la pâte du ciment qui entoure les granulats, et en fin le béton.

2.3.1.c) Dégradation par l'attaque du sulfate

Le sulfate présente un risque majeur d'agression chimique pour le béton, l'attaque du sulfate se produit quand les pores en béton sont pénétrés par des solutions de sulfates qui se trouvent dans l'eau, sols, eau de mer et effluents industriels. L'agressivité des milieux sulfatiques dépend essentiellement de :

- Ph du sol ou l'eau,
- la disponibilité des ions du sulfate,
- les ions présentés dans la solution du sulfate,
- C₃A Contenu dans le ciment,
- densité, perméabilité du béton.

Chacun de ces facteurs ne détermine pas seulement le taux et le degré d'attaque, mais aussi la nature et mécanisme d'attaque. Les réactions chimiques possibles sont :

- la conversion d'hydroxyde du calcium dans le ciment résolu au sulfate du calcium,
- la conversion d'aluminates du calcium hydratés et ferrites au sulfoaluminates du calcium ou sulfoferrite ou leurs solutions solides,
- la décomposition de silicates du calcium hydratés.

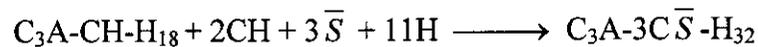
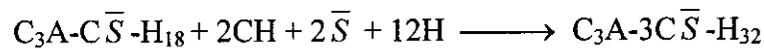
La détérioration de béton par suite des réactions chimiques entre la pâte du ciment Portland hydraté et les ions du sulfate d'une source extérieure est connue pour prendre deux mécanismes distinctement différents qui sont comme suit [1] :

- L'attaque du sulfate peut se manifester sous la forme d'expansion dans le béton. Quand la perméabilité du béton augmente l'eau agressive pénètre plus facilement à l'intérieur, donc le processus de détérioration accélère.

- L'attaque du sulfate peut se manifester aussi dans la forme d'une perte progressive de résistance et perte de masse due à la détérioration dans la cohésion des produits de l'hydratation du ciment.

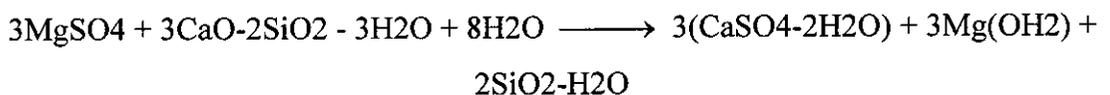
Les Réactions chimiques impliquées dans l'attaque du Sulfate

L'hydroxyde du calcium et les phases de l'alumine de ciment de Portland hydraté sont plus vulnérables à l'attaque des ions du sulfate. Dans l'hydratation, le ciment Portland avec plus de 5% de C₃A contient de l'alumine dans la forme d'hydrate du monosulfate (C₃A-CS-H₁₈). Si le C₃A est plus que 8% dans le ciment, les produits de l'hydratation contiendront aussi du monosulfate C₃A-CH-H₁₈. Lorsque la pâte du ciment entre en contact avec les ions du sulfate, en présence de l'hydroxyde du calcium, les deux hydrates d'alumine sont transformés à l'ettringite, (C₃A-3CH-H₃₂) :



Les expansions du sulfate en béton sont associées à l'ettringite; cependant, la formation du gypse par suite des réactions échange-cation est aussi capable de causer l'expansion. Toutefois, il a été observé que la détérioration de la pâte du ciment Portland durcie par formation du gypse à travers un processus qui conduit à une réduction de la rigidité et de la résistance [18].

Selon le type des ions présents dans la solution du sulfate (c.-à-d, Na⁺ ou Mg²⁺), l'hydroxyde du calcium et le C-S-H de la pâte du ciment Portland peuvent être transformées en gypse par la suite des réactions suivantes [1] :



Dans le premier cas (l'attaque du sulfate de sodium), la formation d'hydroxyde de sodium comme un sous-produit de la réaction assure la continuation de haute alcalinité dans le système qui est essentiel pour la stabilité de C-S-H. En revanche, dans le deuxième cas (l'attaque du sulfate du magnésium) la transformation d'hydroxyde de calcium en gypse est accompagnée de la formation de l'hydroxyde de magnésium relativement insoluble et pauvrement alcalin; donc la stabilité de C-S-H dans le système est réduite. L'attaque du sulfate de magnésium présente une agression sévère sur béton.

2.3.2. Détérioration par les réactions chimiques

Les réactions chimiques dans le béton peuvent provoquer une détérioration de béton, parmi ces réactions chimiques on trouve les réactions alcalin-granat qui se produisent entre l'alcali dans la pâte du ciment et certaines matières réactives qui sont présentes dans le granulat. Les hydratations différées de CaO cristallin et MgO si elles se présentent des quantités excessives dans le ciment Portland provoquent une corrosion électrochimique d'acier encastré en béton [1].

D'autre part, Dans une pâte du ciment Portland bien hydratée, la phase solide qui est composée à l'origine de l'hydratation relativement insolubles de calcium (tel que C S-H, CH, et C-A-S-H), existe dans un état d'équilibre stable avec un pH élevé de 12.5 à 13.5 à cause à des grandes concentrations de Na^+ , K^+ , et les ions OH. Donc, le béton du ciment Portland serait dans un état de déséquilibre chimique quand il entre en contact avec un environnement acide [1].

Théoriquement, tout environnement avec un pH moins de 12.5 peut être agressif, parce qu'une réduction de l'alcalinité dans les pores déstabilise les produits d'hydratation. Donc, du point de vue de béton du ciment Portland, les eaux industrielles et naturelles peuvent être classées comme un fluide agressif. Cependant, le taux d'attaque chimique sur le béton sera en fonction de pH du fluide agressif et la perméabilité de béton [1].

Les différents cas de la détérioration par les réactions chimiques sont présentés comme suit :

2.3.2.a) Hydrolyse des composants de la pâte du ciment

L'eau pure de l'accumulation du brouillard ou la vapeur d'eau, et l'eau douce de pluie ou de neige, peut contenir peu ou aucuns ions du calcium. Quand ces eaux entrent en contact avec la pâte du ciment Portland, elles ont tendance de dissoudre les produits contenant de calcium. Donc, l'hydroxyde du calcium qui est le composant essentiel dans la pâte du ciment, et sa haute solubilité dans l'eau pure (1230 mg/liter), est très susceptible à l'hydrolyse, cela expose les autres composants du ciment à la décomposition chimique [1].

3.3.2.b) les réactions d'échange-cation

Basé sur l'échange-cation, trois types de réactions nuisibles qui peuvent se produire entre les solutions chimiques et les composants de la pâte du ciment. Cés réactions sont comme suit :

a. Formation de sels du calcium solubles : La réaction de l'échange-cation entre les solutions acides et les composants de la pâte du ciment engendre des sels solubles de calcium, tel que le chlorure du calcium, l'acétate du calcium, et le bicarbonate du calcium.

À travers la réaction de l'échange-cation, les solutions de chlorure de l'ammonium et sulfate de l'ammonium qui se trouvent dans l'engrais et l'industrie de l'agriculture sont capables de transformer les composants de la pâte du ciment en produits très solubles, par exemple :



Suite à l'attaque d'acide carbonique sur la pâte du ciment, les réactions de l'échange-cation entre l'acide carbonique et l'hydroxyde du calcium présent dans pâte du ciment Portland hydratée peuvent être montrées comme suit :



Dans la deuxième réaction, le carbonate du calcium se transforme en bicarbonate soluble, et la présence du CO_2 libre aide à l'hydrolyse d'hydroxyde du calcium.

b. Formation d'insoluble et des sels du calcium non expansives : Certains ions présents dans l'eau agressive peuvent réagir avec la pâte du ciment pour former des sels insolubles de calcium; leur formation ne cause pas de dégât dans le béton à moins que le produit de la réaction soit expansif. Les produits de réaction entre l'hydroxyde du calcium et l'oxalique, tartrique, tannique, les humiques, ou acide phosphorique appartiennent à la catégorie d'insoluble non expansif. C'est la présence d'acide de l'humique qui cause la détérioration chimique [1].

c. L'attaque chimique par solutions qui contiennent des sels du magnésium : Les solutions du magnésium réagissent aisément avec l'hydroxyde de calcium présent dans les pâtes de ciment Portland pour former des sels solubles de calcium. La solution MgSO_4 est très agressive car les ions du sulfate peuvent être nuisibles aux hydrates de l'alumine présents dans la pâte du ciment Portland [1].

L'attaque des ions du magnésium sur la pâte du ciment Portland est étendue à l'hydrate du silicate de calcium qui est le principal composant de la pâte du ciment. Il paraît que le contact prolongé avec les solutions du magnésium avec la C-S-H dans la pâte du ciment Portland hydratée provoque une perte progressive des ions du calcium qui sont remplacés par les ions de magnésium. Le produit final de la réaction de la substitution est un hydrate du silicate de magnésium.

2.4. Dégradation par action physique

2.4.1. Détérioration par action du gel et dégel

Les causes de détérioration de béton durci par l'action du gel peuvent être en rapport avec la microstructure complexe du matériau; cependant, l'effet nuisible ne dépend pas seulement des caractéristiques du béton mais aussi des conditions de l'environnement

spécifiques. L'action des cycles de gel-dégel produit deux principaux types de détériorations du béton :

- *La fissuration interne :*

Cette dégradation se manifeste par l'apparition d'une intense microfissuration du béton non seulement en surface mais aussi à l'intérieur de la masse de béton soumise au gel. Dans un béton mal protégé contre le gel, l'intensité de la fissuration interne dépend du nombre de cycles de gel-dégel et de la sévérité des cycles (températures minimale et maximale, taux de gel, degré de saturation).

La fissuration interne du béton diminue la performance du béton en réduisant considérablement ses caractéristiques mécaniques (résistances à la compression et à la traction, module élastique) et son imperméabilité. Par exemple, un béton fortement attaqué par le gel interne peut perdre presque toute sa cohésion.

- *l'écaillage des surfaces.*

Comme son nom l'indique, il s'agit d'un mode de dégradation qui touche surtout la surface du béton en contact avec le milieu externe (les premiers millimètres). Elle se manifeste par le décollement progressif de petites particules de pâte qui ont souvent la forme de petites écailles.

Bien qu'il y ait généralement une relation directe entre la résistance et la durabilité, cela ne compte pas dans le cas de dégât du gel. Par exemple, la comparaison entre un béton sans l'air-entraînement et un béton avec l'air-entraînement, montre que le premier peut être de haute résistance, mais le dernier aura une meilleure durabilité à l'action de gel à cause de la protection contre le développement des pressions hydrauliques élevées.

Les mécanismes par lesquels le dégât du gel se produit dans la pâte du ciment sont décrits comme suit :

2.4.1.a) Action de gel sur la pâte du ciment durcie

Quand l'eau commence à geler dans une cavité capillaire, le volume d'eau se dilate de 9% de son volume initial. Pendant ce processus, la pression hydraulique produite conduit à la fissuration du béton. La magnitude de cette pression dépend de la perméabilité du matériau et le taux auquel la glace est formée.

En plus de la pression hydraulique causée par l'eau gel dans les grandes cavités, l'existence d'inclinaisons de la concentration du sel locales dans les vides capillaires engendre de pression osmotique. Cette pression qui résulte du gel partiel de solutions dans les vides capillaires est une autre source d'expansions destructrices de la pâte du ciment. Autre cause de l'expansion d'échantillons de la pâte du ciment est l'utilisation du benzène au lieu de l'eau qui contracte en gelant.

L'Analogie à la formation de lentilles de la glace dans sol, en impliquant la migration à grande échelle d'eau de petits pores aux grandes cavités, est connu pour être la cause fondamentale d'expansion dans les corps poreux [19].

2.4.1.b) Action de gel sur le granulat

Le mécanisme de développement d'une pression interne en gelant une pâte du ciment saturée est aussi applicable aux autres corps poreux; cela inclut des granulats produits de pierres poreuses, tel que le grès, le calcaires, et les schistes. Le comportement d'une particule de granulat exposée à l'action de gel dépend à l'origine de la dimension, le nombre et la continuité des pores (c-à-d, la perméabilité).

Les granulats de perméabilité élevée qui contiennent généralement un nombre élevé de grands pores, bien qu'ils autorisent l'entrée et sortie facile d'eau, ils sont capables de causer des problèmes de durabilité. C'est parce que la zone de transition entre la surface de granulat et la matrice de ciment peut être endommagée quand l'eau sous pression est expulsée dans les pores.

2.4.2. Retrait et fluage

Le chargement structurel, soit par application de contraintes cylindriques ou de surcharges permanentes, favorise des fissurations internes. Le fluage est la déformation continue, anélastique du béton sous charge constante ou variable. Après suppression de l'effort, l'élément de structure ne reprend pas sa forme initiale. Ce phénomène dépend de plusieurs facteurs tel que : la température, le degré d'humidité, l'âge du béton à la mise en service, le rapport entre la contrainte de service et la contrainte de rupture. Les conséquences de fluage peuvent être une diminution de la précontrainte et/ou de résistance mécanique.

La déformation en béton conduit souvent à la fissuration, elle est produite par suite de la réponse de matériau à des charges externes et environnement. Quand le béton durci (chargé ou déchargé) est exposé à la température ambiante et à l'humidité, généralement il subit une diminution des dimensions initiales et porte le nom de retrait.

Les deux principaux mécanismes différés de **fluage** et de **retrait**, modifient l'état du matériau (variation de volume, de déformation ou de contrainte) dans un temps déterminé (quelques minutes à quelques années) sous sollicitations (chargement mécanique, hydrique, etc.). Ces phénomènes sont responsable de fissures évolutives dans les structures hyperstatiques sous l'effet de la précontrainte et donc nuisibles pour la sante de l'ouvrage. L'hétérogénéité ainsi que les propriétés mécaniques et physiques du béton rendent possibles ces comportements différés qui dépendent principalement de la présence de l'eau au sein du béton.

2.4.2.a) Retraits

La maturation des matériaux cimentaires s'accompagne d'une réduction dimensionnelle ou retrait, même en l'absence de chargement. On distingue une composante exogène, due à des gradients hydriques ou thermiques régnant entre le matériau et le milieu environnant, et une composante endogène générée par le matériau lui-même sans échange avec l'extérieur [20].

a) Retraits exogènes

Ce type de retrait dépend essentiellement du climat environnant, tel que la température et de l'humidité relative mais aussi de l'épaisseur de l'ouvrage. On distingue le retrait plastique et le retrait de séchage [20].

a.1) Retrait plastique

Ce type de retrait affecte le béton au très jeune âge (pendant la prise initiale). Il est dû à l'évaporation très rapide de l'eau en surface. Sans apport suffisant d'eau (cure ou eau des couches de béton sous-jacentes), celui-ci entraîne une fissuration à la surface externe de l'ouvrage. L'importance du retrait plastique est influencée par les conditions climatiques environnantes (température, humidité relative, vitesse du vent) [20].

a.2) Retrait de séchage

L'eau qui s'évapore d'un béton conservé dans l'air non saturé provoque le retrait de séchage. Le retrait de séchage est une diminution du volume de la pâte provoquée par une réorganisation de l'eau. Le retrait de séchage survient lorsqu'on abaisse le taux d'humidité interne du béton. C'est la forme la plus courante et la plus visible du retrait. La cause principale du retrait de séchage est l'assèchement progressif de la pâte de ciment [20].

b) Retraits endogènes

Depuis les années 1900, on savait déjà que l'hydratation d'une pâte de ciment s'accompagne d'une diminution de volume. Ceci vient du fait que le volume des hydrates formés est inférieur au volume des composants initiaux eau et ciment [21], [22]. Ce processus entraîne une diminution de volume après la prise du béton. Il fait apparaître des vides dans la pâte de ciment hydraté (capillaires vides) qui ont pour effet de diminuer le taux d'humidité interne (auto-dessiccation). La diminution de volume est de l'ordre de 6,25 ml pour 100 g de ciment. Il est essentiel de faire une distinction entre la variation du volume absolu et la variation du volume apparent.

Le volume apparent est défini comme étant égal à la somme des volumes occupés par la phase solide, liquide et gazeuse et correspond à l'enveloppe externe du mélange. Le volume absolu concerne juste le volume occupé par les deux phases solide et liquide. Dans la littérature, la réduction du volume est généralement appelée "retrait endogène" ou "variation volumique endogène". L'utilisation du terme "endogène" vient du fait que les phénomènes sont internes au matériau et s'effectuent sans échange d'humidité avec l'extérieur. La diminution du volume absolu est nommée "retrait chimique", "retrait Le Chatelier" ou "contraction volumique". Le retrait chimique tient donc compte, en plus du retrait endogène, de la contraction des pores. L'amplitude de ces retraits dépend essentiellement du rapport E/C du mélange et de la nature du ciment.

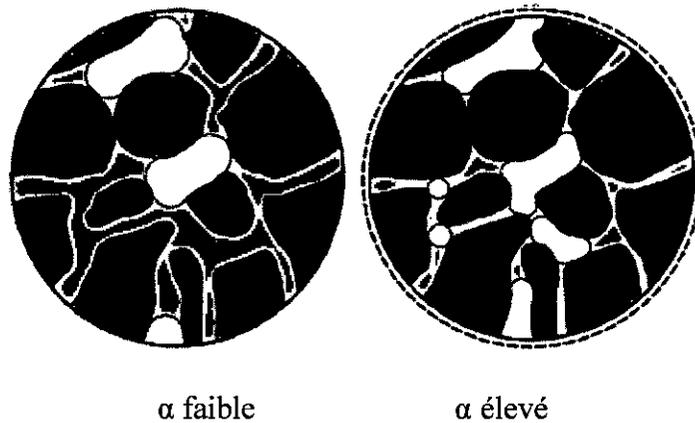


Figure 2.4 : Représentation schématique du retrait chimique (noir : la phase solide, gris : la phase liquide, blanc : la phase gazeuse) [23]

Avec l'avancement de l'hydratation du ciment, le squelette rigide qui se forme progressivement gêne le retrait et des vides capillaires apparaissent au cœur de la pâte de ciment hydraté. La figure 2.4 ci-dessus illustre la formation d'un volume gazeux dû à la variation de volume. Ce mécanisme fait diminuer son taux d'humidité interne nommé "auto-dessiccation". A ce stade, la variation du retrait endogène est très petite par rapport de la variation du retrait chimique (Figure 2.5).

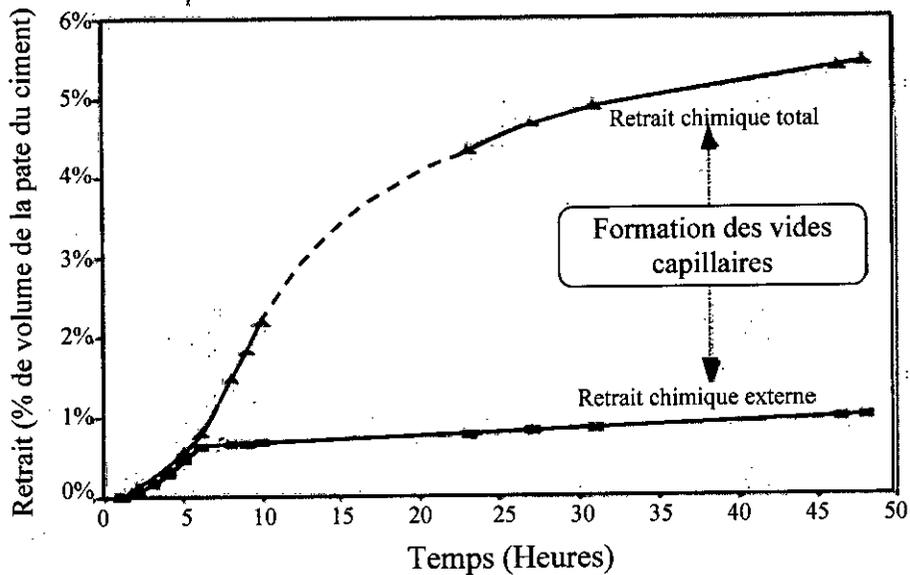


Figure 2.5 : Comparaison entre le retrait chimique et le retrait endogène pour une pâte de ciment à E/C égale à 0,4 [24]

2.4.2.b) Fluage

Définitions et généralités.

Le fluage correspond à l'augmentation des déformations d'un élément de structure sous charge maintenue constante au cours du temps. Les déformations de fluage sont évaluées par la différence des évolutions dans le temps des bétons chargés et non chargés. Ce paragraphe présente les types de déformations de fluage, l'influence de la résistance et du type de chargement sur l'évolution des déformations, la comparaison du comportement en fluage sous efforts de traction et de compression avec un rappel sur la définition de la fonction de fluage. L'influence de plusieurs paramètres sur le comportement différé est démontrée.

a) Les déformations de fluage sous contraintes croissantes.

La déformation de fluage se décompose suivant trois phases d'évolution (primaire, secondaire et tertiaire) qui possèdent des caractéristiques différentes en termes de déformation, de vitesse de déformation et d'accélération de la déformation. Les déformations de fluage sont alors approximativement deux à trois fois plus importantes que la déformation "instantanée" (figure 2.6 (a)). Dans cette gamme de contraintes, le mécanisme de fluage a tendance à modifier le matériau en le compactant (figure 2.6 (b)) ; ce qui lui confère un gain de résistance.

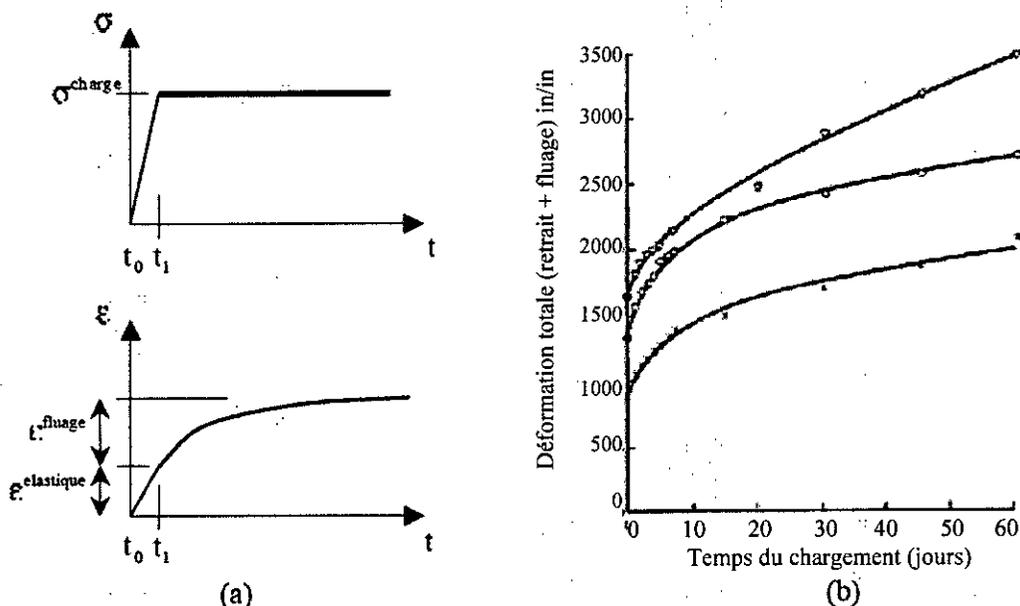


Figure 2.6 : (a) Test mécanique de fluage - (b) Déformations de fluage primaire à secondaire [25]

On remarque que la vitesse de déformation reste toujours positive. En revanche, pour ces trois phases de fluage, différentes accélérations de la déformation sont identifiées [25] :

- Phase primaire : l'accélération est négative et influence la déformation à se stabiliser.
- Phase secondaire : l'accélération oscille autour d'une valeur nulle entraînant une évolution de la déformation à vitesse constante.
- Phase tertiaire : l'accélération devient positive. La déformation augmente rapidement en générant la rupture du matériau.

On observe que les forts niveaux de contrainte génèrent une fissuration du matériau dont la progression modifie de manière significative la déformation de fluage et notamment dans sa dernière phase (80% de déformation en plus par rapport à la valeur de déformation de fluage secondaire). L'accélération positive dans cette ultime phase s'associe à un mécanisme de déformations dilatantes du béton par croissance rapide de la micro-fissuration.

Pour un béton, la présence de granulat semble différer, voire arrêter ces premières fissures à l'interface "pâte de ciment –granulat". Dans le cas d'une pâte de ciment, cette barrière à l'ouverture de fissure est inexistante et la fissuration se propage plus rapidement en générant la perte de cohésion matérielle et l'instabilité de l'élément.

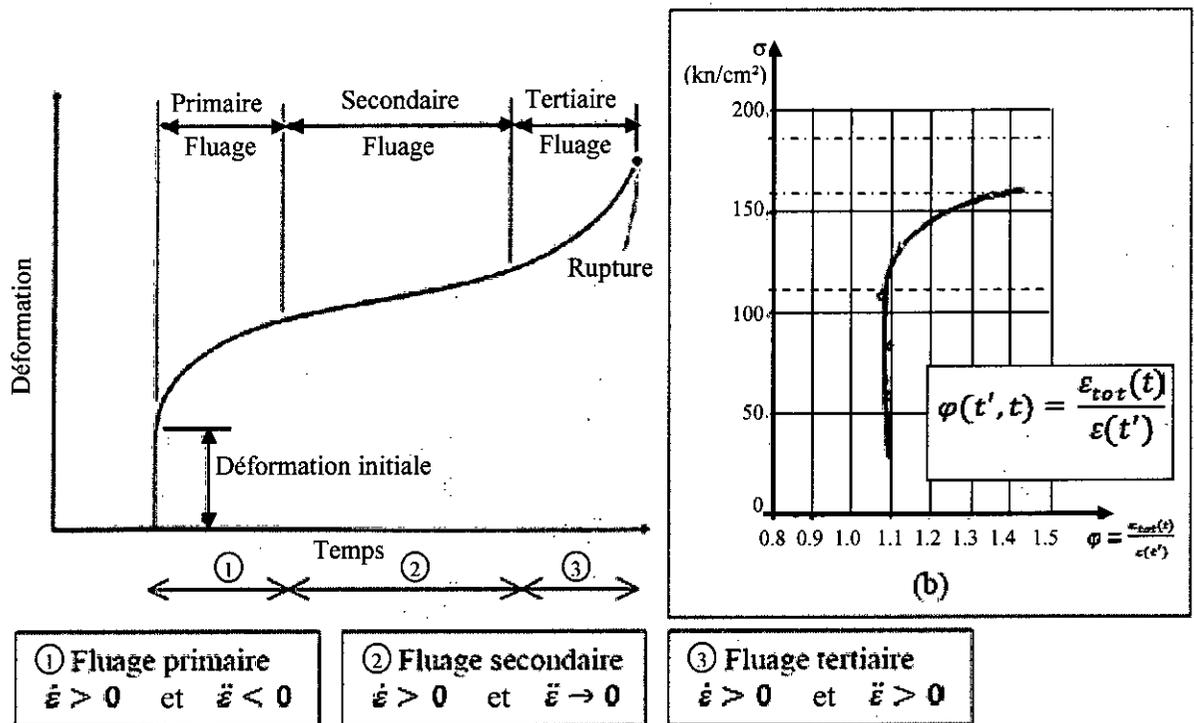


Figure 2.7 : (a) Évolution de la déformation de fluage complète - (b) Variation du coefficient de fluage $\varphi(t', t)$ en fonction du niveau de contrainte [25]

b) Influence du type de chargement.

La cinétique de déformation de fluage présente des différences selon si on maintient constante une charge ou une contrainte (figure 2.8 (a)). Principalement, un écart visible sur la valeur de la vitesse de déformation de la phase de fluage secondaire est constaté. Les phases de fluage primaire et tertiaire restent peu sensibles à la distinction de contrainte constante ou de charge constante (figure 2.8 (b)).

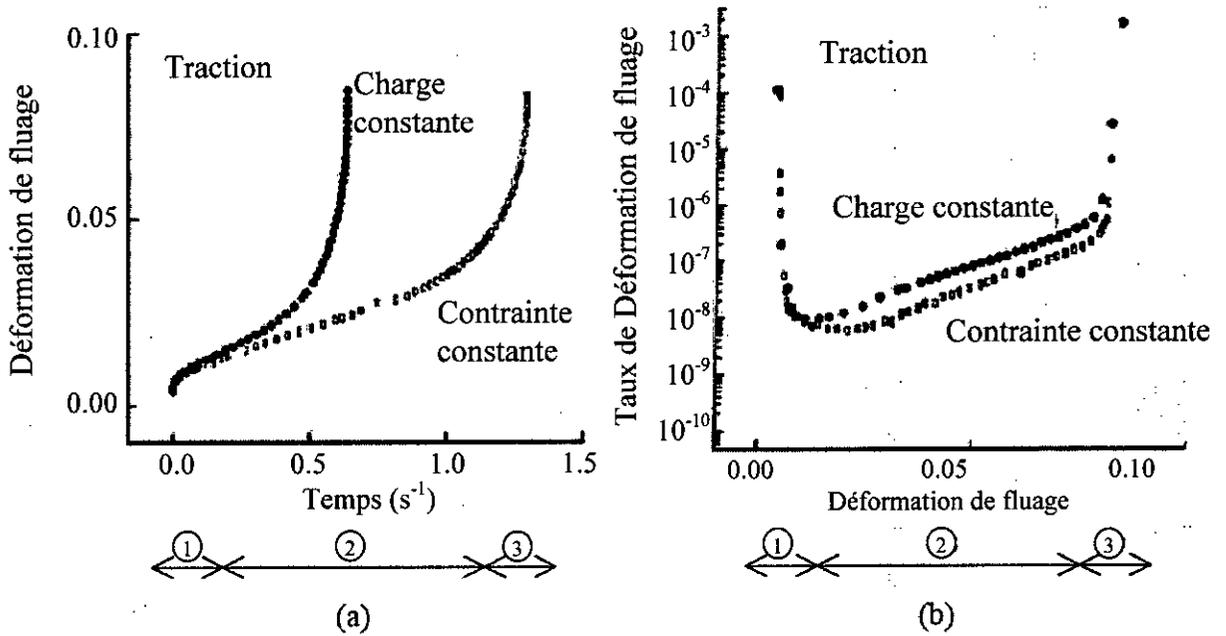


Figure 2.8 : (a) Évolution de la déformation de fluage sous charge et contrainte constante de traction – (b) Évolution du taux de déformation de fluage sous charge et contrainte constante de traction [25]

Généralement dans le cas réel des structures, la plupart des essais expérimentaux sur le fluage est conduite à charge constante et non à contrainte constante (Acker, 1980). C'est pourquoi, même si les déformations de fluage sont obtenues sous charge constante, elles pourront provenir de contraintes croissantes, dans le domaine non-linéaire de comportement notamment. Sous charge élevée, la déformation peut conduire à la rupture par des contraintes excédant la résistance du matériau.

c) Influence de la résistance du béton.

Des bétons de composition différente développent des déformations de fluage dont l'amplitude peut être reliée à leur résistance (figure 2.9 (a)). Globalement, le taux de fluage comme la déformation, semble plus importante pour des bétons de plus faible résistance. En revanche, à ratios de contrainte égaux $x = \sigma/f_c$, la déformation totale du béton est supérieure pour de plus fortes résistances (figure 2.9 (b)).

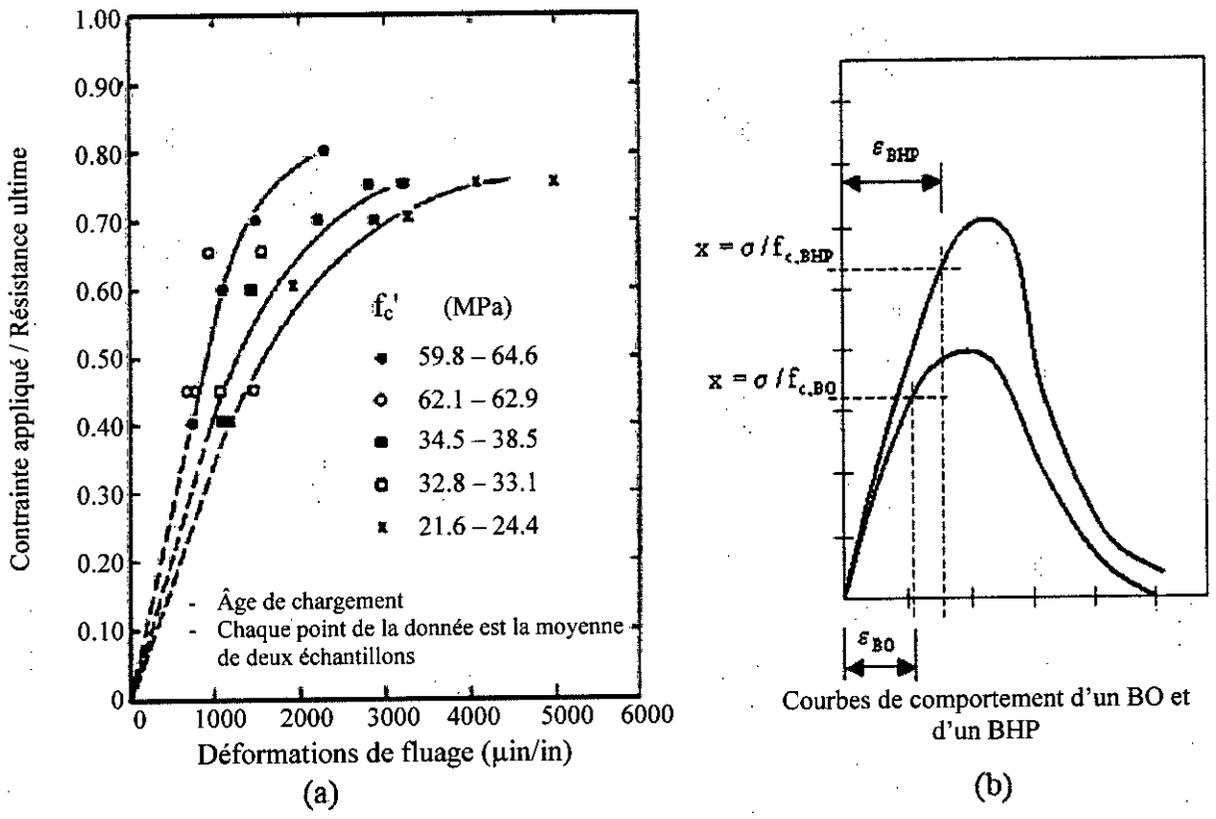


Figure 2.9 : (a) Amplitude des déformations de fluage en fonction de la résistance du béton – (b) Déformations d'un béton ordinaire (BO) et d'un BHP à ratio équivalent de contrainte [25]

2.4.3. Détérioration par la fatigue

Pour l'ensemble des matériaux, la fatigue est assimilable à un processus de changement progressif et permanent de la structure interne au niveau microscopique, se traduisant par une variation des propriétés mécaniques au niveau macroscopique. Les déformations irréversibles résultent de l'arrangement et du développement de microfissures.

Les cycles produisent une progression discontinue de la fissuration pour laquelle le nombre de cycles subis est la variable de description cinématique. L'altération mécanique du matériau peut entraîner la rupture après un plus ou moins grand nombre de répétitions et ceci, même si le niveau de la sollicitation répétée est inférieur à la sollicitation de rupture

dans un chargement unique de courte durée. L'effet des chargements sur les diverses propriétés n'est pas identique. Par conséquent, il n'existe pas un paramètre unique pour l'évaluation de l'endommagement.

Mécanisme d'endommagement

La courbe d'endommagement d'un matériau sous sollicitation cyclique présente trois étapes d'endommagement. Ces étapes sont différenciées par la cinétique d'accumulation de l'endommagement (sous la forme de déformations par exemple). Une courbe typique est présentée sur la figure 2.10.

Il ne semble pas exister de seuil de niveau de charge permettant de fixer la limite d'endurance du béton. Néanmoins, il est possible de définir une limite acceptable en rapport avec l'utilisation réelle des structures. Cette valeur est estimée à 10^6 cycles pour un niveau de charge de 50%. Les différentes étapes de l'endommagement du béton vont comme suit :

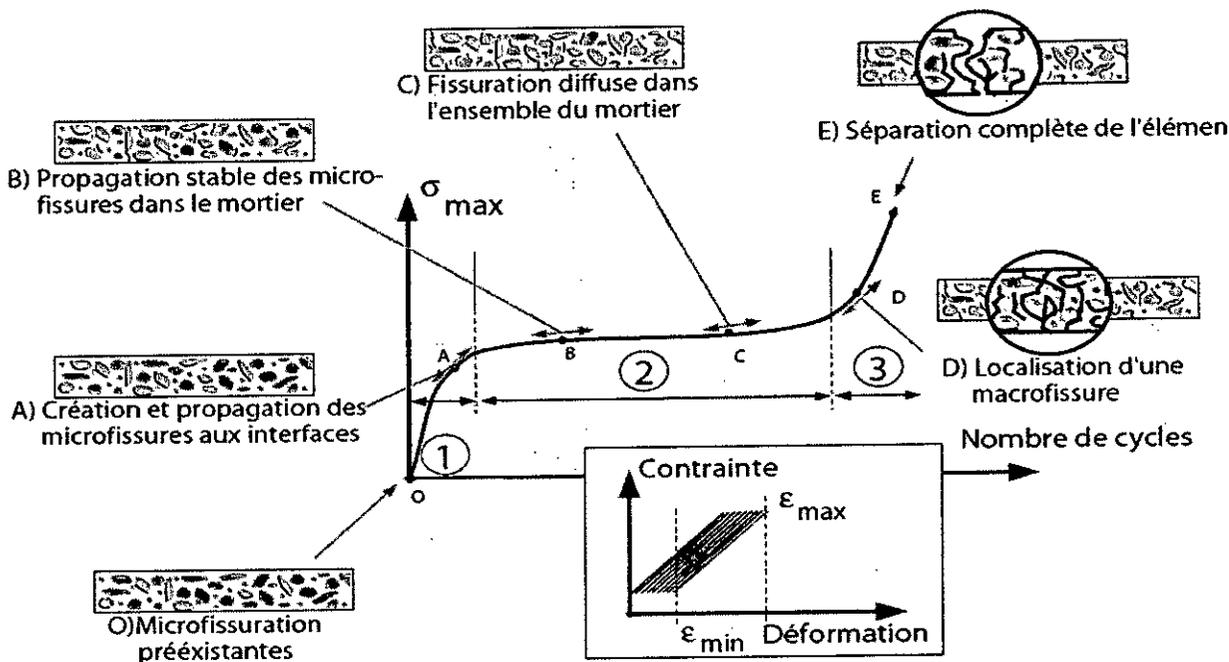


Figure 2.10 : Description de l'évolution de l'endommagement lors de l'application de chargements répétés dans le domaine élastique

1. *Initiation de fissures autour des gros granulats* : Elle est attribuée à la détérioration progressive de l'adhérence entre les granulats et la matrice de ciment. Cette initiation est stoppée par la présence des petits granulats. Le point le plus délicat à définir concerne l'état initial d'endommagement de la structure. Or, au niveau d'un élément de volume, des micro-fissures sont presque toujours présentes en proportions variables. Leur présence va énormément influencer la cinétique d'évolution des déformations irréversibles.

2. *Accumulation progressive de l'endommagement aux interfaces et dans la pâte* : Cette étape constitue la phase stable de la propagation de l'endommagement. Cette propagation se traduit par l'apparition de déformations irréversibles. La propagation de fissures se fait par des branchements de défauts. Des relevés comparatifs entre des chargements statiques et cycliques fait par Saito, indiquent une fissuration légèrement plus importante dans la masse, mais nettement accrue au sein de l'auréole de transition lors des sollicitations cycliques.

La propagation de ces déformations est due aux effets d'engrènement. De plus, la présence et la distribution des points de concentration de contraintes (vide, défaut) vont influencer la propagation de la fissuration. Lors de l'initiation, si les défauts sont concentrés, la déformation à partir de laquelle la vitesse de propagation est stable sera plus grande (début de la zone 2, sur la figure 2.10). Lors de la propagation, si les défauts sont répartis aléatoirement, la pente de la phase 2, est d'autant plus grande qu'il y a de défauts.

3. *Extension instable d'une macro fissure qui entraîne la rupture*. Lorsque la concentration de défauts est trop importante, la percolation d'une macro-fissure est atteinte, signifiant la fin de la phase de propagation stable. Le critère de rupture est basé sur une déformation limite, qui, lorsqu'elle est atteinte, provoque la propagation dramatique et brusque d'une macro-fissure. La figure 2.11 indique le rapport qu'il semble y avoir entre la déformation ultime en statique et en cyclique.

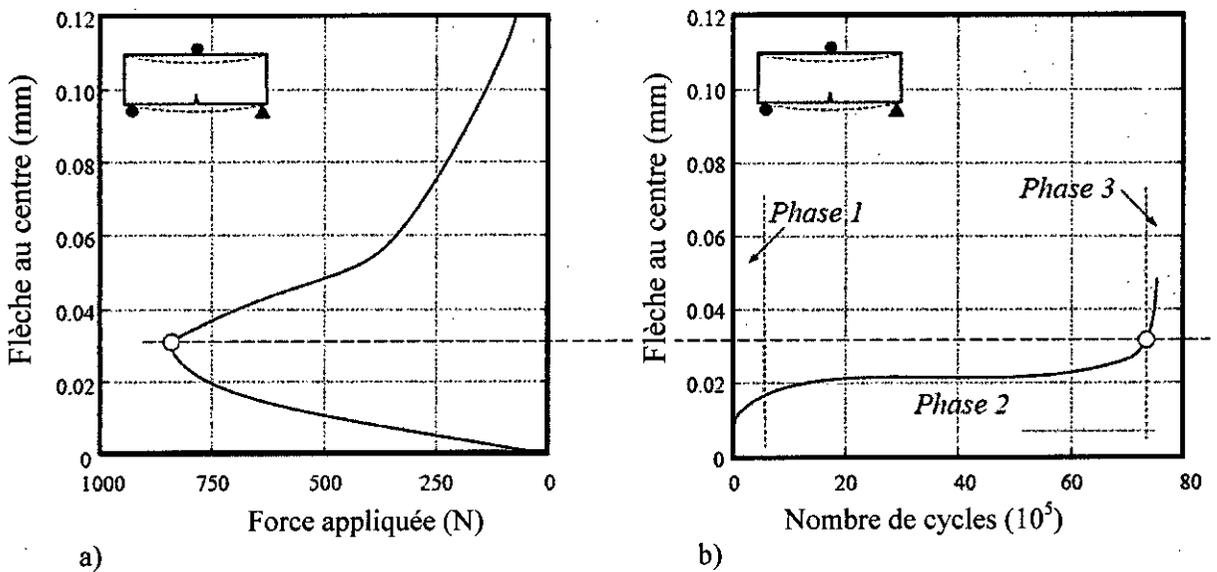


Figure 2.11 : Comparaison de la flèche sous chargement a) statique et b) cyclique

2.4.4. Détérioration par la perte de masse

Le frottement, l'érosion, provoquent une perte de masse à la surface du béton. Une autre possibilité de dommage aux structures hydrauliques qui est cavitation qui est en rapport avec la perte de masse par la formation de bulles de vapeur et leur chute subite subséquente dû à changement soudain de direction de l'eau liquide.

La pâte du ciment durcie ne possède pas de haute résistance au frottement, surtout quand la pâte de ciment dans le béton à une porosité élevée ou une résistance basse. Liu a trouvé une bonne corrélation entre le rapport de l'eau/ciment et la résistance au frottement du béton. En conséquence, pour obtenir une résistance au frottement aux surfaces du béton, le comité ACI recommande que la résistance à la compression du béton doit être au moins 28MPa au minimum [1].

L'érosion agit sur la surface par l'action abrasive de fluides qui contiennent des particules solides. Le taux d'érosion de la surface dépendra de la porosité ou de la résistance de béton, et sur la quantité, dimension, forme, densité, dureté, et la vitesse des particules en mouvement. Il est rapporté que si la quantité et la dimension de solides sont petites, l'érosion sera négligeable.

Comme une mesure supplémentaire pour améliorer la durabilité du béton au frottement ou à l'érosion, il devrait être noté que le processus d'usure physique de béton se produit à la surface; d'où l'attention particulière devrait être faite pour assurer que le béton à la surface est de haute qualité.

2.5. Modélisation de la durabilité des structures en béton

À cause de la détérioration, la sécurité réelle d'un système structurel diminue avec le temps, Par conséquent, on introduit le facteur de temps dans les mécanismes de la détérioration. Dans le développement d'une méthodologie pour la mise en œuvre d'une démarche globale et prédictive de la durabilité des structures en béton, des modèles probabilistes permettant la quantification des détériorations courantes et futures dans le temps des constructions en béton armé.

Ces modèles peuvent être dérivés des modèles mathématiques des effets de mécanismes de la dégradation et/ou des résultats empiriques. Cependant, les propriétés mécaniques d'un élément structurel doivent être en rapport avec le progrès de détérioration au moyen des relations qui sont approprié à chaque état de la limite d'intérêt pour la vie du service attendue. Les relations simplifiées peuvent être introduites pour modeler l'évolution dans le temps des effets de plusieurs mécanismes de la dégradation.

2.5.1. Modélisation de la dégradation par la corrosion des armatures

2.5.1.a) Modélisation mathématique de taux de carbonatation :

Une formule a été publiée en 1928 par Uchida et Hamada qui ont montré que la profondeur de la carbonatation peut être proportionnelle au rapport ciment/eau et à la racine carrée de temps [16]. Depuis plusieurs modèles ont été développé par lesquels on peut prédire le comportement futur du béton.

La pénétration du CO_2 et la réaction avec les hydrates de la pâte divisent le béton en deux zones : non carbonatée et carbonatée. La profondeur de carbonatation est donc un indicateur de durabilité. Malgré la complexité des phénomènes, on admet généralement que l'épaisseur de la zone carbonatée (profondeur de la carbonatation) $x(t)$ (en mm), à un instant donné t de la vie d'un ouvrage, est donnée par la relation suivante [2] :

$$x(t) = x_0 + K \sqrt{t} \dots\dots\dots (2.1)$$

Où : x_0 : épaisseur carbonatée initiale (en mm),
 K : constante prenant en compte à la fois la composition du béton (rapport E/C, dosage et nature du liant, ...) et les conditions d'environnement (humidité relative, pression, ...), K est obtenue empiriquement ou théoriquement.

Cette relation est largement utilisée en pratique, car elle est simple à l'utilisation et la précision obtenue est acceptable dans bon nombre de cas.

Plusieurs publications ont défini la constante K , d'après Papadakis, dans le cas où $x_0 = 0$ et en décomposant le coefficient K en plusieurs facteurs, la relation (1) peut s'écrire sous la forme suivante [26] :

$$x(t) = \gamma \cdot f(\text{HB}) \cdot k \cdot \sqrt{t} \dots\dots\dots (2.2)$$

Où : k : coefficient de transport du béton,
 $f(\text{HB})$: facteur de l'humidité relative,
 γ : coefficient d'exposition.

2.5.1.b) Le modèle Duracrete:

Dans le cadre du projet européen Duracrete (Duracrete, 1999), une expression a été proposée pour traduire le temps nécessaire à l'initiation de la corrosion des armatures selon un processus de dégradation dû à la carbonatation de la matrice cimentaire. Le modèle Duracrete calcule une valeur de profondeur de carbonatation x_c (m) pour une durée d'exposition donnée (t) [27].

La profondeur de carbonatation est exprimée selon la relation suivante, en fonction du temps t (s) :

$$x(t) = \sqrt{\frac{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot c_s}{R_{carb}}} \sqrt{t} \left(\frac{t_0}{t} \right)^n \dots\dots\dots (2.3)$$

- Où :
- $x(t)$: profondeur de pénétration du front de carbonatation,
 - R_{carb} : résistance à la carbonatation,
 - n : facteur qui tient compte de l'âge du matériau,
 - k_e : coefficient qui considère l'influence de l'environnement sur R_{carb} ,
 - k_c : coefficient qui considère l'influence de la cure sur R_{carb} ,
 - c_s : concentration en CO_2 à la surface,
 - t_0 : temps de référence (année), correspondant souvent à $t_0 = 28$ jours.

2.5.2. Modélisation mathématique de la pénétration des ions chlorure dans le béton

2.5.2.a) Modèle de prédiction de la durée de vie basé sur la résistivité électrique

Quand des grandes quantités de chlorure sont présentes, le béton a tendance à tenir plus d'humidité qui augmente le risque de corrosion de l'acier en baissant la résistivité électrique de béton. Une fois la passivité de l'acier encastré dans béton est détruite, c'est la résistivité électrique qui contrôle le taux de corrosion. Il devrait être noté que les sources communes de chlorure en béton sont les mélanges, les granulats contaminé-sel, et la pénétration du sel ou l'eau de mer dans la solution.

Un modèle de prédiction de la durée de vie a été proposé par ANDRADE C. basé sur la résistivité électrique, et par la pénétration des agents agressifs dans le béton par diffusion. À partir de la relation de la diffusivité et conductivité ($D = k_o \cdot \sigma$) et de la relation entre la profondeur de pénétration de l'espèce diffusante et coefficient de diffusion ($x = x \cdot \sqrt{D \cdot t}$), on peut définir la durée de vie (t) jusqu'à la dépassivation par la formule suivante [28] :

$$t = \frac{x^2 \cdot \rho \cdot b}{k_1} \dots\dots\dots (2.4)$$

- Où : x : enrobage,
 ρ : résistivité électrique du béton saturé en eau à 28 jours,
 k₁ : facteur tenant compte de l'agressivité de l'environnement,
 b : coefficient d'interaction des chlorures, du CO₂, de l'oxygène.

La résistivité électrique est un paramètre plus adéquat pour rendre compte de la résistance à la pénétration d'un agent agressif liquide ou gazeux.

2.5.2.b) Modèle empirique de pénétration des ions chlorure :

Le modèle suivant est basé sur la seconde loi de Fick de la diffusion, ce modèle permet de déterminer le profil de concentration en ions chlorure dans une structure en immersion permanente :

$$C(x, t) = C_{s, \Delta x} \cdot \left[1 - \operatorname{erf} \frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{app}(t) \cdot t}} \right] \dots\dots\dots (2.5)$$

- Où : C_s : concentration en chlorure à la profondeur Δx dépendant de l'environnement,
 C(x, t) : concentration en chlorure au temps t et à une distance x de la surface,
 Δx : épaisseur de béton pour laquelle le profil de concentration en chlorures diffère de la solution de la seconde loi de Fick,

$D_{app}(t)$: coefficient de diffusion apparent des chlorures au temps t ,
 erf : fonction erreur,
 t : temps d'exposition.

2.5.2.c) Autres approches :

On peut exprimer la profondeur de carbonatation, c'est-à-dire conventionnellement l'abscisse à laquelle la concentration en chlorures atteint la valeur critique :

$$C(x_{cr}, t) = c_{cr} \dots \dots \dots (2.6)$$

Où : x_{cr} : distance de la surface où la concentration en ions chlorure correspond à la valeur critique c_{cr} ; ($x_{cr} = k \sqrt{t}$),
 K : coefficient en $m/(\text{année})^{0.5}$,
 t : temps d'exposition, en année.

D'autres lois, prenant en compte l'évolution de D et de c_s , en fonction du temps et de la composition du béton ont été développées. Donc l'évolution du front critique en ions chlorure est exprimé par la loi suivante [29] :

$$x(t) = 2k \sqrt{k_t \cdot D_{RMC,0} \cdot k_e \cdot k_c \cdot t \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n} \dots \dots \dots (2.7)$$

Où : $x(t)$: profondeur de pénétration du front d'ions chlorure correspondant à la concentration critique (mm),
 $D_{RMC,0}$: coefficient de migration mesuré en temps t (m^2/s),
 n : facteur qui tient compte de l'âge du matériau,
 k_t : constante qui permet le passage du coefficient de diffusion au coefficient de migration,
 k_e et k_c : coefficient qui considèrent l'influence de l'environnement et de la cure sur D_0 ,
 t_0 : temps de référence (année).

D'autre part, de nombreuses expériences ont montrés que le coefficient de diffusion des ions chlorure diminuait avec le temps sous l'effet de la variation de la microstructure du béton d'enrobage. Le coefficient de diffusion sera donc, peut être exprimé sous la forme suivante [2] :

$$A(t) = \left(\frac{t_0}{t} \right)^a \dots\dots\dots (2.8)$$

Où : t_0 : temps de référence,
 t : temps d'exposition,
 a : coefficient de vieillissement.

2.5.3. Modélisation mathématique de la Détérioration par action du gel et dégel

Les modèles scientifiques de comportement du béton vis-à-vis les effets du gel et dégel ne sont pas bien développés. Donc la manipulation de variables dans béton intrigant pour la durabilité du gel et dégel à travers l'usage de modèles mathématiques dans prédiction de la vie du service n'est pas possible dans l'immédiate. Car deux obstacles sont apparents dans les tentatives de modéliser l'effet du gel et dégel :

- En premier, il y a le modèle imprévisible de cycles préjudiciables,
- Deuxièmement, c'est difficile de vérifier l'influence apparente de paramètres du mélange dans les essais de laboratoire avec le comportement réel de structures dans le service.

Comme il est illustré dans la figure 2.12, la durabilité du gel et dégel ne suit pas un comportement prévisible. Le niveau de dégât par cycle pourrait varier d'une apparition de fissures mineures internes à une rupture d'une section de béton. Également, le taux de dégât variera d'année à année selon les conditions climatiques locales [16].

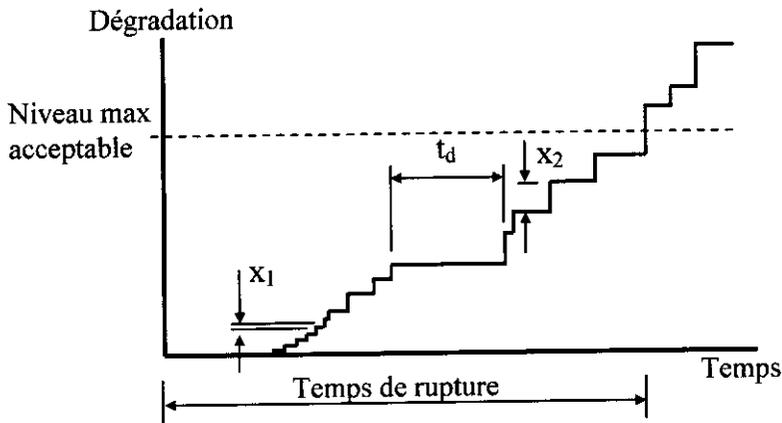


Figure 2.12 : Représentation schématique de dégradation par l'action du gel et dégel [16]

Néanmoins Fagerlund (1997) a élaboré deux approches possibles pour évaluer la durabilité du gel et dégel basés sur le degré de saturation critique. Ce degré de saturation critique est une fonction du matériau et il est un résultat de la distance entre l'endroit gelant et l'espace l'air a rempli le plus proche. La contrainte potentiellement préjudiciable sur les pores dans le béton dû à l'augmentation du gel avec l'augmentation de la distance entre l'endroit gelant et l'espace d'air à remplir le plus proche. Le degré de saturation critique est donné par l'équation suivante [16] :

$$D_{CR} = 2L_{CR} \left[\frac{2\alpha L_{CR}}{9} + 1 \right]^{0.5} \dots\dots\dots (2.9)$$

Où : α : la surface spécifique du vide de l'air fermé.

Une approche alternative est de déterminer la vie du service potentielle basé sur un modèle du degré de saturation capillaire comme une fonction du temps de l'expiration. La vie du service potentielle est définie par le niveau critique de saturation S_{CR} [16] :

$$S_{CR} = S_{CAP} (t_p) = \left[\frac{1}{e} \right] \left[e_0 + C\alpha_0^D a_0 (\delta_t)^E \right] \dots\dots\dots (2.10)$$

- Où : e : porosité totale,
- e_0 : porosité de pores d'air,
- C, D, E : constants,
- α_0 : la surface spécifique du système du pore d'air,
- a_0 : l'air total,
- δ : diffusivité d'air dissous.

2.5.4. Modélisation mathématique de la Détérioration par la Réaction Alkali-granulats

2.5.4.a) Le modèle élastique-endommageable de Mazars

L'expansion du béton est la conséquence du gonflement du squelette granulaire consécutif à la formation d'un gel dans les granulats siliceux. Nous présentons un modèle 3D d'évolution de l'endommagement dans une éprouvette hétérogène soumise à la réaction chimique. L'intérêt de cet outil numérique, est de modéliser les conséquences de cette réaction chimique et de comprendre comment l'endommagement progresse.

Deux phases essentielles sont prises en compte pour simuler le comportement mécanique du béton : les *granulats* et le *mortier de ciment*. Le contact entre la matrice cimentaire et le granulat est supposé collant dans un premier temps. Les granulats sont considérés comme purement élastiques. Il y a plusieurs possibilités pour rendre compte du comportement mécanique du mortier. Nous avons choisi, dans le cadre de ce projet, le **modèle élastique-endommageable de Mazars**.

L'endommagement a plusieurs conséquences sur le comportement mécanique du matériau. Mazars retient la modification du comportement élastique qui résulte d'un changement des caractéristiques mécaniques. Dans ce modèle 3D, l'endommagement D est isotrope et affecte la rigidité du matériau. Une déformation équivalente ε_{equi} est introduite et définie comme suit :

$$\varepsilon_{equi} = \sqrt{\sum_i (\varepsilon_i)^+} \dots\dots\dots (2.11)$$

Avec :

$$(\varepsilon_i)^+ = \left(\frac{\varepsilon_i + |\varepsilon_i|}{2} \right) \text{ et } \varepsilon_i \text{ les déformations principales. Cette déformation équivalente contrôle.}$$

L'évolution de l'endommagement selon les conditions suivantes :

$$f(\varepsilon, D) = \varepsilon_{equi} - K \dots\dots\dots (2.12)$$

K est la valeur maximale atteinte par $\varepsilon_{\text{equi}}$ durant l'histoire du matériau. L'endommagement D apparaît lorsque la déformation équivalente $\varepsilon_{\text{equi}}$ atteint le seuil K initialisé à ε_{D0} . L'endommagement défini par Mazars est séparé en deux parties :

$$D = \alpha_T^\beta D_T + (1 - \alpha_T)^\beta D_c \dots\dots\dots (2.13)$$

$A_{T,C}$ et $B_{T,C}$ sont les paramètres matériaux. Le poids relatif α_T est défini comme suit :

$$\alpha_T = \sum_i \frac{\varepsilon_{ti} \varepsilon_i}{\varepsilon_{\text{equi}}^2} \dots\dots\dots (2.14)$$

2.5.4.b) Le modèle de gonflement

Nous utilisons un modèle de dilatation des granulats basée sur la courbe d'expansion libre formulée par Larive (1998) :

$$\varepsilon(t) = \beta \frac{1 - e^{-t/\tau_c}}{1 + e^{-(t-\tau_L)/\tau_c}} \dots\dots\dots (2.15)$$

Où τ_L et τ_c sont les temps caractéristiques associés au comportement expansif des gravillons. β désigne la déformation atteinte à la fin de la réaction chimique. Les paramètres du modèle de gonflement sont identifiés à partir de résultats expérimentaux effectués à haute température pour accélérer la réaction (Riche, 2003).

2.5.5. Modélisation de la dégradation par la fatigue

Les concepteurs ont besoin avant tout de prédire la durée de vie de l'ouvrage. Il s'agit de déterminer la limite acceptable d'endurance d'une structure. Elle est définie comme étant le nombre total de cycles de chargement avant rupture de la structure sous un certain niveau de chargement. L'évaluation du nombre de cycles entraînant la ruine est un des paramètres les plus souvent cités.

Zhang et coll proposent une formule d'estimation de la résistance résiduelle. Elle a d'abord été mise au point pour la résistance à la compression f_c et vérifiée pour la résistance à la flexion avec les résultats d'essais menés par Cornelissen :

$$f_{c, N_i} = \frac{1 - (1 - R') \cdot \beta \cdot \text{Log}(N)}{1 - (1 - R') \cdot \beta \cdot \text{Log}(N - N_i)} \cdot e^{-0.144 \frac{N_i^{1.89}}{N} \frac{(1 - N_i)^{0.244}}{N}} \cdot f_c \dots\dots\dots (2.16)$$

Où : N : le nombre de cycles à la ruine,
 R' et β : paramètres empiriques,
 i : le nombre de cycles pour lequel l'estimation de la résistance est faite.

Cette formule donne une assez bonne estimation sur les résultats de résistance à la flexion. Néanmoins, elle ne semble pas être applicable à l'estimation de la valeur en traction. Les multitudes d'essais pour tenter d'en faire une estimation juste mettent en avant une forme générale de l'équation permettant cette estimation. Les différents paramètres sont obtenus par analyses inverses. L'équation prend la forme suivante :

$$\frac{f_{c, N}}{f_c} = 1 - \beta(1 - R) \text{Log} N \dots\dots\dots (2.17)$$

Où : N : le nombre de cycles à la ruine,
 R' et β : paramètres empiriques.

2.5.6. Mécanismes de dégradation structurelle

2.5.6.a) Modélisation de La Vie Du Service proposé par Carpenteri

Le niveau de dégât peut être mesuré par un indicateur $D(t)$, qui généralement est représenté par une fonction non-décroissante et non-négative de temps t , L'indicateur du vieillissement D d'un certain état de déformation devrait être égale à la valeur 0 dans les conditions initiales ($t = 0$ ans), et augmenter avec le temps. Après certain temps t , D devrait atteindre la valeur 1. Carpenteri a montré que le niveau du dégât peut aussi être exprimé comme une fonction de temps t [30] :

$$D = \left(\frac{t}{t_{\max}} \right)^\alpha \dots\dots\dots (2.18)$$

t_{\max} qui est le lifecycle de la structure et α est un coefficient qui a été interpolé des données expérimentaux des essais de l'Émission Acoustiques sur un échantillon, $\alpha = 2$ et 4.

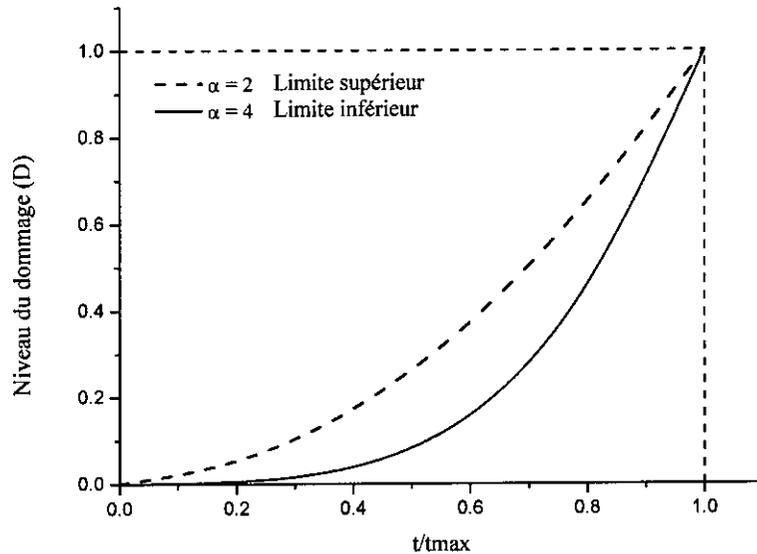


Figure 2.13 : L'évolution d'endommagement selon Carpenteri

2.5.6.b). Analyse du comportement dans temps d'un voile en béton armé proposé par Ciapoli

Une méthodologie de l'analyse de la durabilité dans le temps est proposée par Ciapoli. Elle consiste d'illustrer avec référence à un voile en béton armé soumis à un effort de cisaillement ou l'effort tranchant dans le plan, les deux combinés avec force axiale. Dans cet exemple, la dégradation structurelle dû au vieillissement est supposée se produire par suite de réactions globales expansives dans le béton, et par des chocs qui sont représentés par des tremblements de terre qui se produisent pendant la vie du service attendue du voile [31]. L'augmentation dans dégât est modélée par la relation suivante :

$$X(t) = C(t - t_{\lim})^2 \dots \dots \dots (2.19)$$

Où C est le paramètre, il est décrit par une distribution du \log_n avec une valeur moyenne de $2.2 \times 10^{-6}/\text{yr}$ et coefficient de variation (C.O.V.) est de 0,5. Cette valeur résulte par l'expérimentation. La section du béton diminue avec le temps comme dégât accumulé.

2.5.6.c). Modèle de Pertyna

D'après Pertyna, la définition d'indicateurs de la dégradation D_i est basée sur les valeurs propres ou les fréquences de la matrice de rigidité. La vie d'une structure est définie par une baisse de la résistance structurelle R sous l'effet d'une charge externe S , [32] :

$$\text{Rupture} = \{f\} = \{R \leq S\} \dots\dots\dots (2.20)$$

Équation (2.20) peut être exprimée quant à une fonction de l'état de la limite g , comme suit :

$$g(X) = R(X) - S(X) \leq 0 \text{ Rupture,}$$

$$g(X) > 0 \text{ Bon état}$$

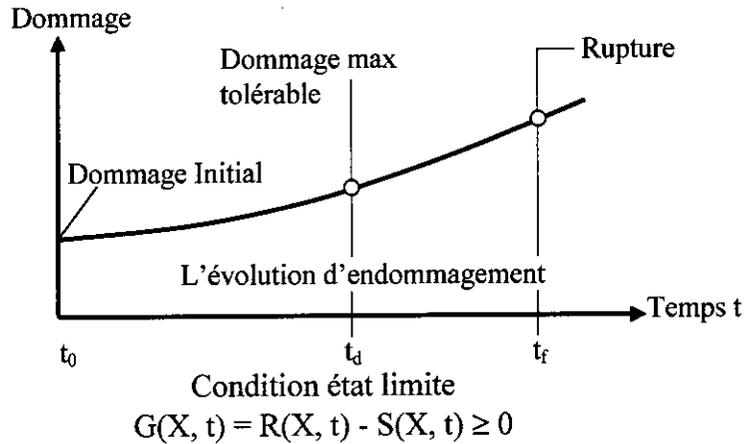


Figure 2.14 : L'évolution d'endommagement selon PERTYNA

Comme illustré dans la figure 2.14, l'indicateur du dommage D_i augmentera pendant telle accumulation de la dégradation. L'indicateur du dommage D_i peut être défini comme suit :

$$D_i = 1 - \frac{\lambda_i^{endommagé}}{\lambda_i^{initial}} \dots\dots\dots (2.21)$$

$$\text{Or : } D_i = 1 - \frac{\omega_i^{endommagé}}{\omega_i^{initial}} \dots\dots\dots (2.22)$$

D'où :

λ_i : valeur propre ;

ω_i : fréquence propre.

2.6. Récapitulation des modèles mathématique de la durabilité

Tableau 2.3 : Tableau récapitulatif des modèles mathématique de la durabilité

	MECANISMES DE DETERIORATION	MODELES	RANG DE α	
dégradation physico-chimique	La carbonatation	$x(t) = x_0 + K \sqrt{t}$	0.5	
		$x(t) = \gamma \cdot f(\text{HB}) \cdot k \cdot \sqrt{t}$	0.5	
		$x(t) = \sqrt{\frac{2 \cdot k_e \cdot k_c \cdot c_s}{R_{\text{carb}}}} \sqrt{t} \left(\frac{t_0}{t}\right)^n$	0.5	
	La pénétration des ions chlorure	$t = \frac{x^2 \cdot \rho \cdot b}{k_1}$		0.5
		$C(x, t) = C_{s, \Delta x} \cdot \left[1 - \text{erf} \frac{x - \Delta x}{2 \cdot \sqrt{D_{\text{app}}(t) \cdot t}} \right]$		0.5
		$x(t) = 2k \sqrt{k_i \cdot D_{RMC,0} \cdot k_e \cdot k_c \cdot t} \cdot \left(\frac{t_0}{t}\right)^n$		0.5
		$C(x_{\text{cr}}, t) = c_{\text{cr}}$ Où $x_{\text{cr}} = k \sqrt{t}$		0.5
		$A(t) = \left(\frac{t_0}{t}\right)^a$		Variable
	Réaction Alkali-granulats	$Si_{\text{dissolved}} = \frac{A}{1 + \left(\frac{t}{B}\right)^C}$		Entre 0.4 et 0.6
	Détérioration par action du gel et dégel	$D_{\text{CR}} = 2L_{\text{CR}} \left[\frac{2\alpha L_{\text{CR}}}{9} + 1 \right]^{0.5}$		0.5
$S_{\text{CR}} = S_{\text{CAP}}(t_p) = \left[\frac{1}{e} \right] \left[e_0 + C\alpha_0^D a_0 (\delta_i)^E \right]$			-	
dégradation mécanique (structurelle)	Modèle de Carpenteri	$D = \left(\frac{t}{t_{\text{max}}}\right)^\alpha$	Entre 2 et 4	
	Modèle de Ciapoli	$X(t) = C(t - t_1)^2$	2	
	Modèle de Petryna	$D_i = 1 - \frac{\lambda_i^{\text{endommagé}}}{\lambda_i^{\text{initial}}}$	-	

2.7. Conclusion

Dans le domaine de Génie Civil, l'évaluation de l'endommagement des matériaux (Béton) est un point clé pour la maîtrise de la durabilité et de la fiabilité des structures en service. Dans cette perspective, il est nécessaire non seulement de quantifier l'endommagement mais aussi d'identifier les différents mécanismes qui en sont responsables. Dans ce chapitre, les différents mécanismes de dégradation, ainsi que leurs modèles numériques sont présentés pour répondre à cette problématique.

Dans les études de sécurité de certaines structures en béton, il doit être pris en compte des événements accidentels tels que les séismes. Il est donc nécessaire d'avoir une connaissance du comportement du matériau sous un tel chargement dynamique. Dans le chapitre suivant on parlera du comportement du béton sous les sollicitations sismiques et cycliques.

CHAPITRE 3. EFFET DE VIEILLISSEMENT SUR LE COMPORTEMENT DU BÉTON SOUS SOLLICITATION DYNAMIQUE

3.1. Introduction

Le comportement du béton est la combinaison de plusieurs mécanismes, principalement non-linéaires. Ce matériau étant fragile, les non linéarités s'accompagnent de micro et/ou de macro-fissures. De ce fait une attention particulière doit être portée au comportement du matériau pour pouvoir reproduire correctement les différents phénomènes mis en jeu lors de sa dégradation.

D'autre part, il est bien connu que le comportement du béton sous charges cycliques/dynamiques est totalement différent de son comportement sous charges statiques. Dans un chargement transitoire, l'effet de la fatigue et de la vitesse de déformation sur le comportement du béton et des aciers doivent être aussi pris en considération. De ce fait, dans les études de sécurité de certaines structures en béton, il doit être pris en compte des événements accidentels tels que des chocs et les séismes. Il est donc nécessaire d'avoir une connaissance du comportement du matériau sous un tel chargement cyclique/dynamique et son évolution durant la vie de service de l'ouvrage.

3.2. Comportement élastique du béton

Les caractéristiques élastiques d'un matériau sont une mesure de sa rigidité. Malgré le comportement de la non-linéaire de béton, une évaluation du module élastique (le rapport entre la contrainte appliqué et déformation instantanée) est nécessaire pour déterminer les contraintes produites par les déformations, il est aussi exigé pour calculer la variation des contraintes sous charge dans les éléments simples et moments dans les structures compliquées.

3.3. Comportement Non-linéaire du béton

D'après les courbes contrainte-déformation (σ - ϵ) typiques pour les granulats, pâte de ciment hydratée et béton chargées par une compression uniaxiale (figure 3.1), et d'après les étapes typiques dans la courbe contrainte-déformation (σ - ϵ) caractérisant le comportement d'un élément fléchi simplement appuyé qui sont montrées sur la figure 3.3, le béton n'est vraiment pas un matériau élastique [1].

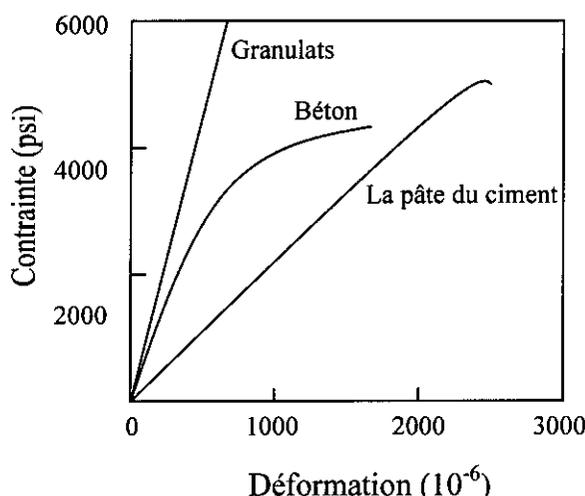


Figure 3.1 : Comportement de la contrainte-déformation typique de la pâte de ciment, granulats et béton [1]

3.3.1. Comportement d'un élément en béton non armé chargé par une compression uniaxiale

Le rapport entre le niveau de la contrainte (exprimé par pourcentage de la charge ultime) et la microfissuration en béton, représente quatre étapes de comportement du béton (la figure 3.2) :

Étape 1 : Il est bien connu que même avant l'application de charge externe, les microfissures existaient déjà dans la zone de la transition entre la matrice du mortier et les

granulats concassés en béton. Quand un élément en béton est soumis à un retrait thermique ou par séchage, les déformations différentielles seront installées entre la matrice du mortier et les granulats concassés, en causant des fissures dans la zone de la transition. Au-dessous de 30 pourcent de la charge ultime, les fissures de la zone de la transition restent stables; par conséquent, les courbes σ - ϵ restent linéaires.

Étape 2 : Au-dessus de 30 pour cent de la charge ultime, une augmentation de la contrainte, les microfissures de la zone de la transition commencent à augmenter dans la longueur, largeur et nombres, par conséquent le rapport σ/ϵ augmente et la courbe commence à dévier de la ligne droite. Cependant, un système stable de microfissures peut être existé dans la zone de la transition jusqu'à 50 pourcent de la charge ultime, de 50 à 60 pourcent de la charge ultime, les fissures commencent à se former dans la matrice.

Étape 3 : Avec une augmentation dans le contrainte jusqu'à 75 pourcent de la charge ultime, non seulement le système de la fissure dans la zone de la transition devient instable mais aussi la prolifération et propagation de fissures dans la matrice augmentent.

De 75 à 80 pourcent de la charge ultime, le taux de déformation atteint le niveau critique nécessaire pour augmentation de la fissure spontanée sous contrainte continue et le matériau tend à la rupture.

Étape 4 : Au-dessus de 75 pourcent de la charge ultime, avec une contrainte croissante, des très grandes déformations sont développées, en indiquant que le système de la fissure devient continu grâce à la propagation rapide de fissures dans la matrice et la zone de la transition.

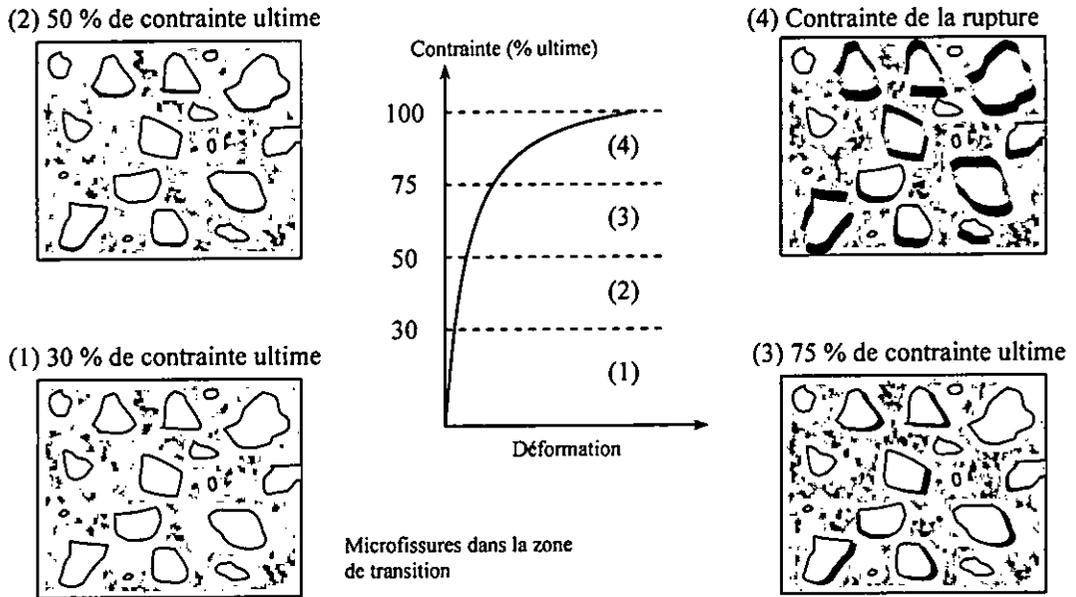


Figure 3.2 : Représentation schématique du comportement contrainte-déformation du béton sous une compression uniaxiale [1]

3.3.2. Comportement d'élément en béton armé fléchi

D'après la figure 3.3, la réponse fortement non-linéaire peut être grossièrement divisée en trois intervalles de comportement : la phase élastique non fissurée, la phase de propagation de la fissuration et la phase plastique (plastification des aciers et/ou écrasement du béton).

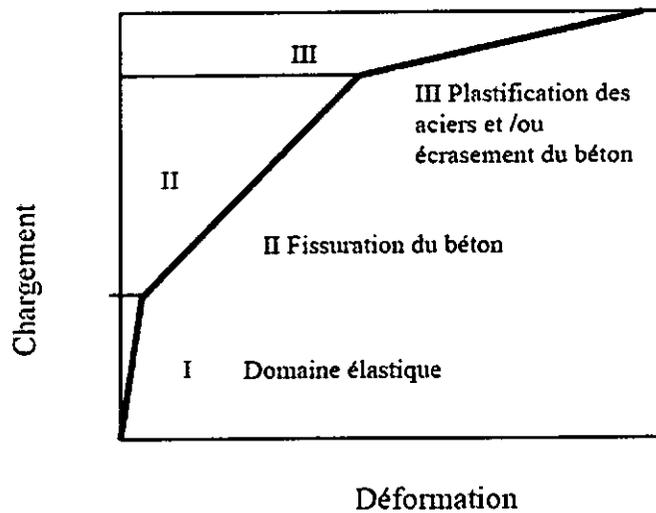


Figure 3.3 : Comportement d'un élément en béton armé fléchi [33]

3.4. Les causes de la non-linéarité du béton

La cause de la non-linéarité du rapport de la contrainte-déformation a été expliquée par des études sur le processus de microfissuration progressif en béton. La réponse non-linéaire est due à deux effets majeurs, la fissuration du béton en traction et la plastification des aciers et l'écrasement du béton en compression. D'autres non linéarités proviennent de l'interaction entre le béton et l'acier, tels que l'adhérence béton-acier. Le fluage, le retrait et les effets de variation de la température contribuent aussi à ce comportement fortement non-linéaire.

De plus, la relation contraintes-déformations du béton est non seulement non-linéaire mais est aussi différente en compression qu'en traction et les propriétés mécaniques dépendent de l'âge du béton lors du chargement, de la température ambiante et de l'humidité. Les propriétés du béton et de l'acier dépendent aussi de la vitesse de déformation à des niveaux différents.

3.5. Comportement du béton sous charge cyclique de compression uniaxiale

La figure (3.4) montre la réponse typique du béton soumis à un chargement uni axial cyclique de compression et permet d'obtenir des renseignements utiles sur le comportement du béton. D'une part, elle permet de confirmer le rôle prépondérant joué par le développement de la microfissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau, et d'autre part, elle permet de mettre en évidence le développement de déformations permanentes. Celles-ci sont le plus souvent expliquées par l'effet de frottement entre surfaces des microfissures et non la refermeture complète des microfissures après déchargement. Un autre renseignement pouvant être tiré de cette figure, concerne le développement de boucles d'hystérésis. Ce phénomène peut être expliqué soit : par le frottement entre lèvres de microfissures en cours de refermeture ou réouverture de celles-ci, soit par le mouvement de l'eau dans la structure microporeuse de la pâte de ciment hydratée.

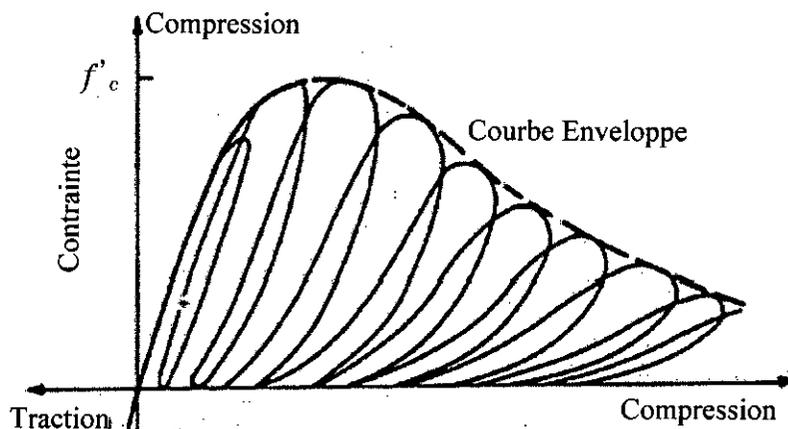


Figure 3.4 : Comportement cyclique du béton en compression [34]

3.6. Comportement du béton sous charge cyclique de traction

L'essai de traction cyclique présenté sur la figure 3.5, confirme le rôle prépondérant joué par le développement de la microfissuration dans la dégradation des caractéristiques élastiques du béton. L'observation de la figure 3.5 montre que les boucles d'hystérésis sont très faibles. Ceci semble plausible si l'on admet que celles-ci sont dues principalement à des phénomènes de frottement entre lèvres de microfissures ; phénomènes de faible importance pour ce type de sollicitations [33].

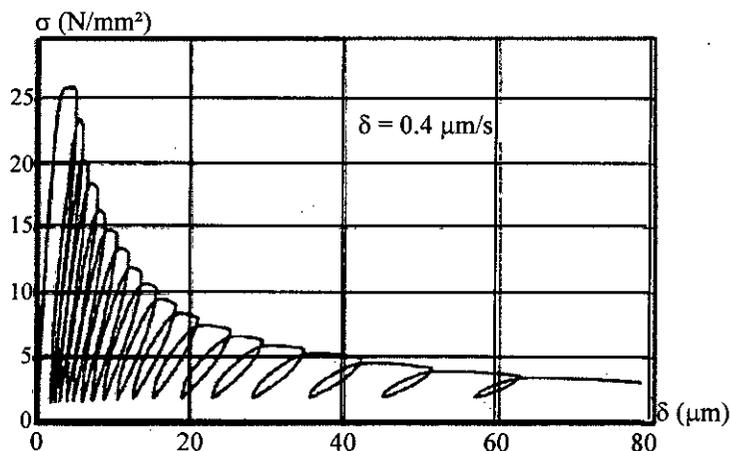


Figure 3.5 : Comportement cyclique du béton en traction [36]

3.7. Comportement cyclique traction-compression

Une caractéristique importante du comportement du béton, l'effet unilatéral, peut être mise en évidence grâce aux essais cycliques de traction-compression. Ce phénomène se manifeste par un recouvrement partiel ou total de la raideur lors du passage d'un chargement en traction, où cette raideur est essentiellement endommagée à cause de la fissuration, vers un chargement de compression (figure 3.6). Ce comportement est dû au fait que sous contrainte de compression les fissures de traction se referment de telle sorte qu'il n'y aura aucune interaction avec celles qui vont se créer en compression dans une direction perpendiculaire. Le béton redevient un matériau au comportement sain.

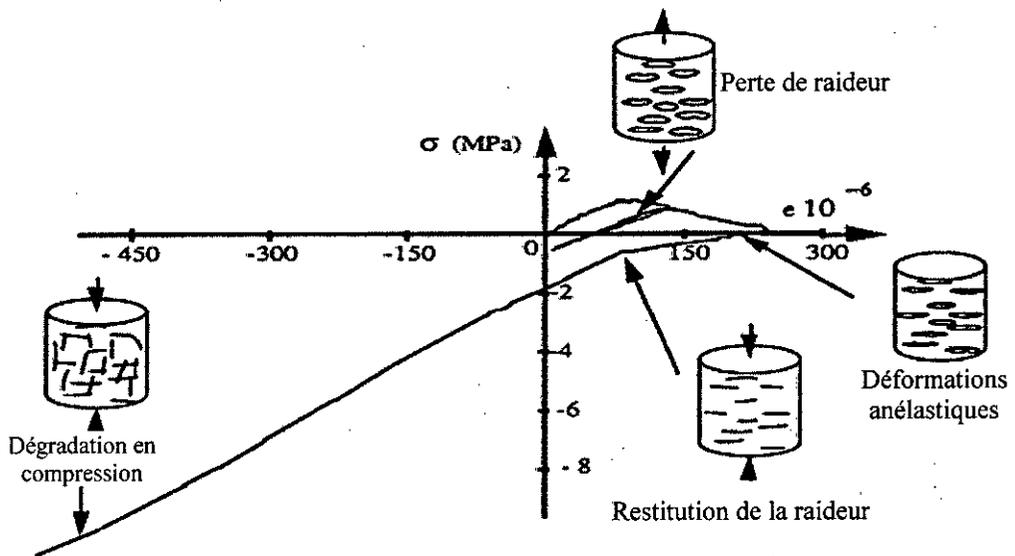


Figure 3.6 : Comportement uniaxial du béton sous chargement cyclique [36]

3.8. Comportement du béton sous charges dynamiques

3.8.1. Définition d'un chargement dynamique

Un chargement dynamique est caractérisé par la variation du chargement dans temps.. Nombreux chercheurs ont étudié l'effet de la fatigue et de la vitesse de chargement sur la réponse du béton. D'après Bishoff and Perry (1991), la vitesse de déformation dans le béton dépend du cas de chargement comme indiqué sur la figure 3.7 pour différents cas de chargement tels que les charges de fluage, statiques, sismiques, impact et explosions.

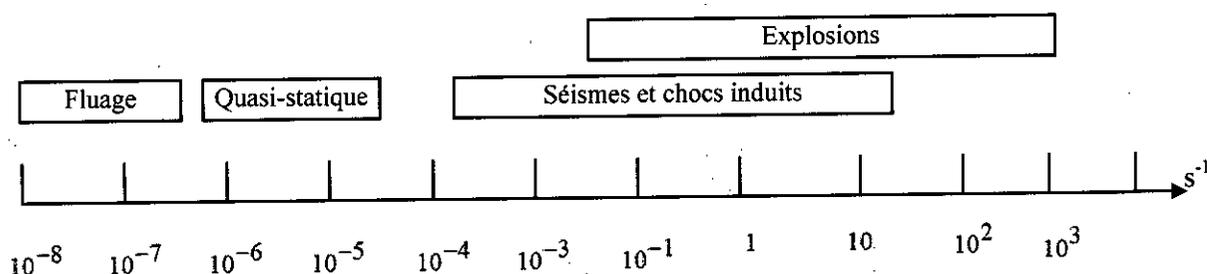


Figure 3.7 : Vitesse de déformation pour différents cas de chargement [37]

Noter que cette échelle se transposerait à celle des vitesses de chargement en la multipliant par le Module d'Young - considéré constant lors des essais dynamiques - du matériau testé. Par rapport à la gamme quasi-statique est comprise entre 10^{-6} et 10^{-4} s^{-1} . Les explosions puissantes, les séismes et les chocs qu'ils induisent tel que l'effet de martèlement de structures (hammering effect) peuvent générer des vitesses de déformations allant de 10^{-3} jusqu'à plus de 100 s^{-1} [38].

La durée d'un chargement sismique est un paramètre significatif dans les processus de fissurations et dégradations progressives des éléments d'une construction. Elle est liée à la magnitude du séisme. Cette durée est au maximum de l'ordre de 60 s en zone très sismique, mais n'est que de quelques secondes en zone peu sismique.

3.8.2. Mécanisme de ruine du béton sous charges sismique

Généralement la ruine d'une structure est due principalement à la perte de la capacité portante de la structure vis-à-vis des charges verticales en présence de l'action sismique [39], [40]. Un effondrement provoqué par une instabilité dynamique de la structure est généralement déclenché par des déplacements excessifs des étages et amplifié par l'effet P- Δ [41], et de la détérioration de la résistance et de la rigidité des éléments du système [42].

Lors d'un séisme violent, l'adhérence béton-armatures, même bien réalisée, va sans doute commencer à se dégrader à certains endroits, mais ça doit pouvoir se faire progressivement à chaque secousse. Sous l'effet des secousses, le béton perd (plus ou

moins brutalement) sa cohésion autour et à l'intérieur des armatures, ce qui affaiblit le bâtiment. Au delà des déformations possibles sans dommage il y a d'abord dégradation puis rupture. Il est souhaitable d'obtenir des dégradations, même importantes plutôt que des ruptures pour éviter l'effondrement.

L'évaluation de la sécurité vis-à-vis de la ruine nécessite la détermination de la réponse dynamique du système à l'état détérioré, particulièrement pour les anciennes constructions où la dégradation commence tôt à des faibles déformations.

La rupture alors peut être locale ou globale, la rupture globale peut avoir plusieurs causes dont la plus connue est celle produite par la propagation de la défaillance locale d'un élément à un autre.

La ruine locale est généralement le résultat de la formation des rotules plastiques au niveau des nœuds, causés soit par l'écrasement du béton de mauvaise qualité, le détachement (non adhérence) des armatures (longitudinales) du béton connu sous le nom de l'effet du pincement « pinching » c'est-à-dire le resserrage des barres, ou même par le manque des aciers transversaux qui favorisent le cisaillement de l'élément, comme il peut être produit par la combinaison de deux ou plusieurs de ces paramètres.

3.9. Les travaux de recherches antérieurs sur les mécanismes de ruine

Le problème de la formation des mécanismes de ruine sous les sollicitations sismiques, a attiré l'attention de beaucoup d'auteurs depuis de nombreuses années. Il est important de signaler que beaucoup de travaux de recherche ont été réalisés expérimentales et analytiques pour objectifs de comprendre et de quantifier l'effet des divers paramètres responsables de la détérioration du béton sous le chargement sismique.

Plus récemment, en 1999 Aschheim & Black ont effectué une étude systématique pour estimer l'effet des dommages sismiques sur la réponse d'un système à « SSDL ». Les dommages préliminaires sont modélisés par une réduction de la rigidité initiale en

négligeant le déplacement résiduel, l'analyse est élaborée en utilisant le modèle d'hystérésis de Takéda [43].

Gaetano DELLA CORTE, Gianfranco DE MATTEIS & Raffaele ANDOLFO (2000) ont fait une étude paramétrique sur la réponse dynamique non élastique d'un « SSDL » caractérisé par plusieurs paramètres tel que la non linéarité, le durcissement, le pincement des courbes, et la détérioration de la résistance, il a été constaté alors que l'effet de durcissement, le resserrement des courbes d'hystérésis due à l'adhérence des aciers ainsi que la dégradation de résistance par hystérésis sont les trois aspects phénoménologiques qui ont un impact important sur la réponse sismique du système [44].

En 2002 H.G. Kwak et S.P. Kim, et contrairement aux autres recherches, ont fait plusieurs analyses en introduisant l'effet d'adhérence des aciers aux autres modèles d'hystérésis tels que la dégradation de rigidité et la détérioration de résistance. Leur conclusion était que pour une prédiction plus au moins précise de la formation des rotules plastiques au niveau des nœuds, la courbe ($M-\varphi$) en considérant l'effet d'adhérence des aciers avec le béton en plus des autres effets représente une tâche très importante et non négligeable [45].

Dans la même année, A. Colombo et P. Negro ont présenté des informations additionnelles sur l'effet de dégradation par hystérésis par rapport à l'analyse avec un déplacement imposé représentant le chargement sismique. Ils ont étudié les effets de la détérioration de résistance et la dégradation de rigidité sur la demande de ductilité du système structurel non élastique, en faisant une série d'analyse spectrale sur un modèle à « SSDL » caractérisé par des lois de comportements par hystérésis dégradés [46].

L'importance de l'intégration de l'effet de la détérioration de la résistance ainsi que la dégradation de rigidité est faite indépendamment sur deux types de structure, ductile et fragile. A cet effet les principales conclusions de cette étude sont : l'adoption d'un modèle dégradé sans l'inclusion de l'effet d'hystérésis dans l'évaluation des déformations maximales probable des structures reste insuffisante, en plus la détérioration de la résistance joue un rôle significatif dans l'évaluation de la ductilité demandée.

3.10. Loi de comportement hystérésis du béton

3.10.1. Généralité et définition

L'estimation et l'étude du mécanisme de ruine nécessite des modèles d'hystérésis capable de simuler tous les modes importants de détérioration et de dégradation cyclique des éléments qui sont observés dans la réalité par la formation d'une rotule plastique au niveau du nœud. A cet effet plusieurs modèles d'hystérésis ont été développés pour représenter le comportement des éléments structuraux pour exhiber les caractéristiques des matériaux constituant ces éléments, où chaque matériau a sa propre courbe d'hystérésis selon ses caractéristiques internes et son comportement vis-à-vis des sollicitations externes.

Le premier modèle d'hystérésis utilisé est celui proposé en 1965 par Clough & Johnston, ce dernier est un modèle bilinéaire simulant l'effet de dégradation de rigidité élasto – plastique. En 1970 Takeda développa un modèle tri linéaire où la dégradation de rigidité est basée sur le déplacement maximum du système, ce modèle est destiné pour les éléments en béton armé [47].

Les modèles comme celui de Sivaslevan & Reinhorn en 2000, qui incluent la dégradation de rigidité et de détérioration de résistance avec un resserrage des boucles. Le modèle développé par Song & Pincheira dans la même année, est aussi capable de représenter la détérioration cyclique de la résistance ainsi que la dégradation de rigidité basée sur la dissipation d'énergie d'hystérésis.

Comme le but de notre investigation est l'évaluation du comportement du béton dégradé sous l'effet du chargement sismique, il s'est avéré que l'utilisation d'un modèle d'hystérésis est primordiale, pour connaître le comportement réel des éléments constituant le système structurel.

A cet effet, dans notre analyse d'un cas réel, des modèles d'hystérésis simulant la dégradation et la détérioration cyclique des éléments seront utilisés, ces modèles sont à

base multilinéaire avec des pics orientés et pincement, l'effet de dégradation de l'adhérence des aciers est lui aussi pris en charge dans l'analyse.

3.10.2. Formes des boucles d'hystérésis

Le chargement sismique est une sollicitation alternée qui provoque plusieurs cycles de chargement et de déchargement. Les études expérimentales ont montrées que les courbes efforts – déformations résultantes de l'application des chargements cycliques ont des formes de boucles d'hystérésis.

Ces formes varient selon les caractéristiques des matériaux. Pour simuler ces lois de comportement plusieurs modèles ont été développés, dont les plus célèbres sont :

- Modèle Park à trois paramètres.
- Modèle Steel tri linéaire.
- Modèle bi linéaire
- Modèle Kelvin.
- Modèle Maxwell
- Modèle d'hystérésis Smooth
- Modèle de Ramberg & Osgood
- Modèle de TAKEDA.

Nous présentons ci-dessous quelques modèles disponibles dans le code de calcul IDARC [48].

3.10.2.1. Modèle bilinéaire

Ce modèle d'hystérésis ne comporte ni l'effet de la dégradation de rigidité, ni la détérioration de la résistance ni l'adhérence. Il est fait spécialement pour la détermination de la réponse des structures réalisées en charpente métallique. Les figures qui suivent présentent un modèle typique des boucles.

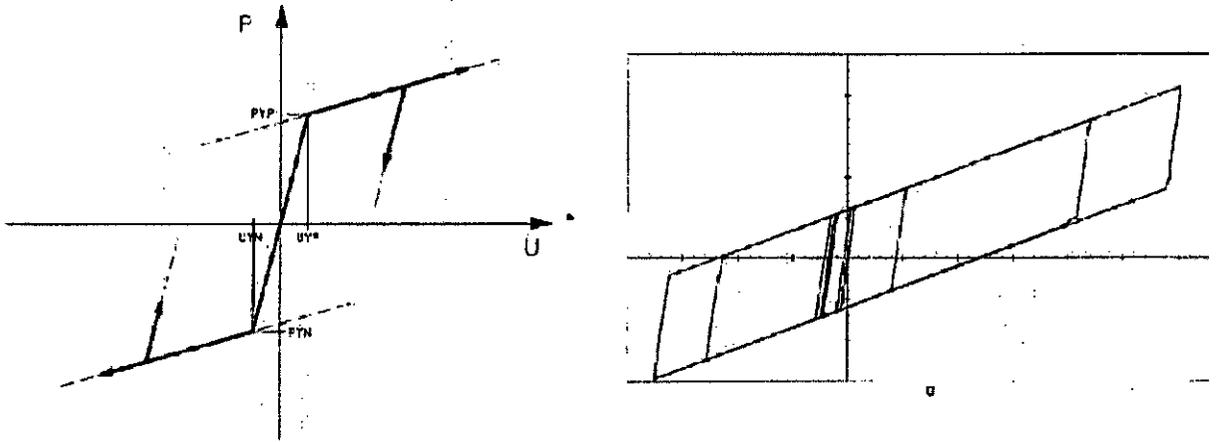
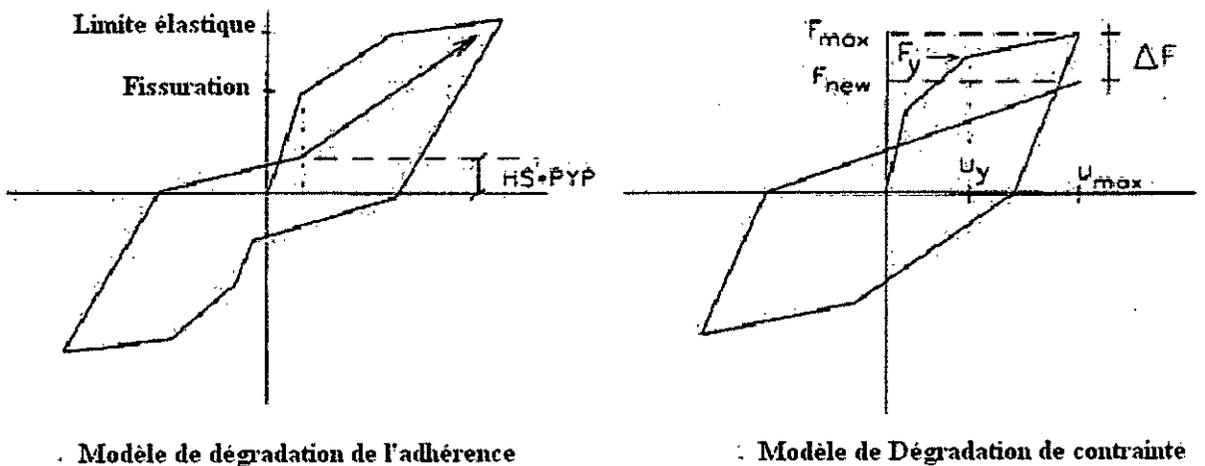


Figure 3.8 : Modèle d'hystérésis bilinéaire

3.10.2.2. Modèle de Park à trois paramètres

Ce modèle a été initialement proposé par Park & al. 1987, il incorpore la dégradation de rigidité, la détérioration de résistance, la réponse non symétrique, l'adhérence aciers – béton sous forme d'enveloppe tri linéaire monotone. Le modèle trace le comportement d'hystérésis d'un élément le passage d'une étape linéaire à un autre, en fonction de la déformation. Les figures suivantes présentent l'influence de plusieurs paramètres sur la forme des boucles d'hystérésis :



· Modèle de dégradation de l'adhérence

· Modèle de Dégradation de contrainte

Figure 3.9 : Modèle d'hystérésis de Park

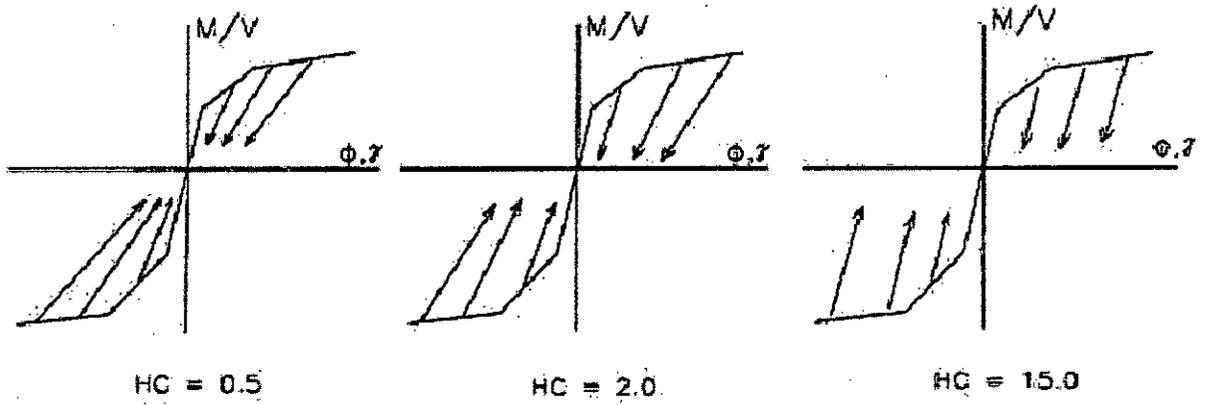


Figure 3.10 : Effet de dégradation de rigidité

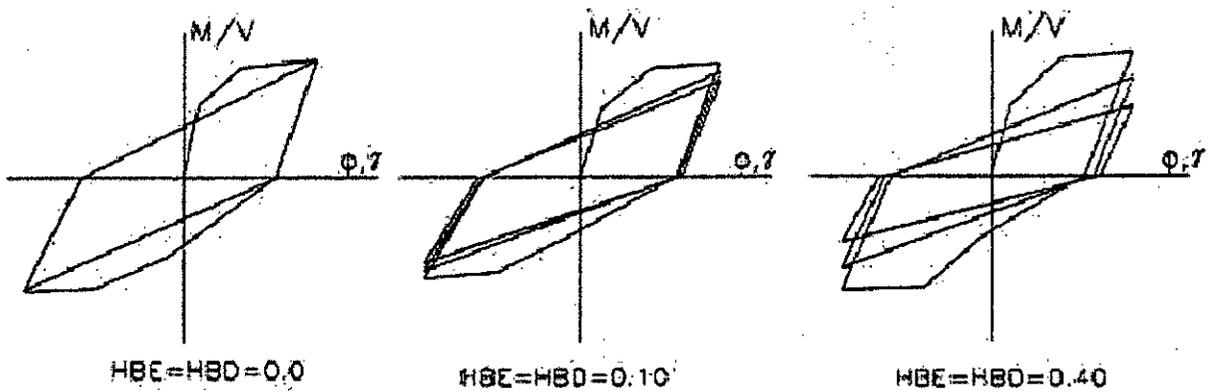


Figure 3.11 : Effet de détérioration de la résistance

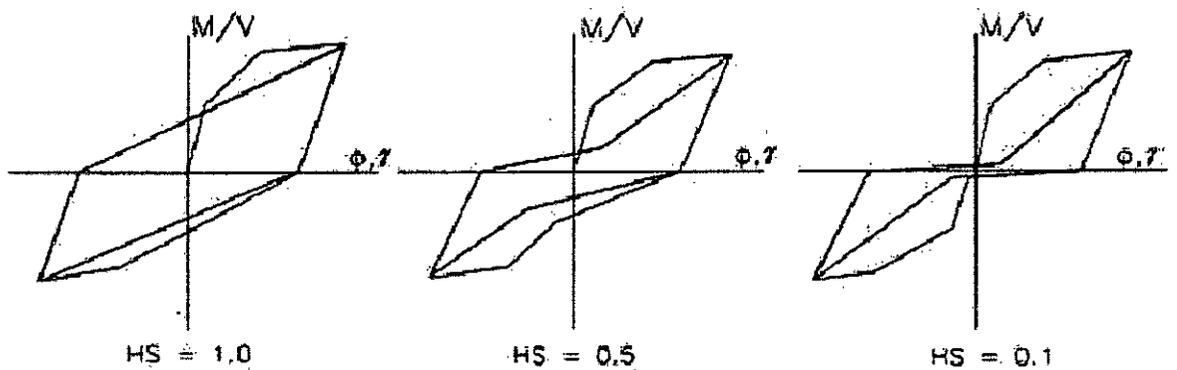


Figure 3.12 : Effet de dégradation de l'adhérence

3.10.2.3. Modèle de Kelvin

Le comportement d'un amortissement visqueux peut être modélisé soit par le modèle de Kelvin, soit par le modèle de Maxwell (Reinhorf & al. 1995). Le modèle Kelvin inclut la contribution de la rigidité de l'élément et l'amortissement visqueux linéaire (Figure 3.13). La relation force déplacement du modèle est comme suit :

$$F_d(t) = Ku(t) + C\dot{u}(t) \dots\dots\dots (3.1)$$

Avec :

$u(t), \dot{u}(t)$: Représentent respectivement le déplacement et la vitesse relative,

K : la rigidité équivalente,

C : Coefficient d'amortissement.

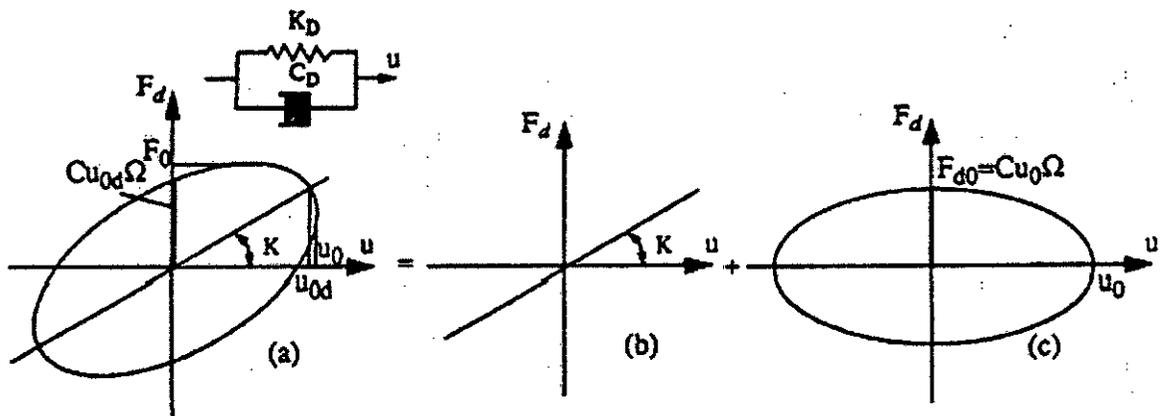


Figure 3.13 : Modèle Kelvin: a) Comportement d'amortissement, b) Composante de rigidité linéaire, c) Composante d'amortissement linéaire

3.10.2.4. Modèle Maxwell

Quand l'amortissement dépend de la fréquence, un modèle plus raffiné qui utilise un modèle Maxwell est recommandé. Ce modèle a été trouvé convenable pour représenter des amortissements simulant un fluide visqueux (Constantinou et Symans, 1992). Le modèle Maxwell consiste en une série d'amortissement et une source (Figure 3.14). La force dans l'amortissement est définie par :

$$F_d(t) + \lambda \dot{F}_d(t) = C_D \dot{u}(t) \dots\dots\dots (3.2)$$

Avec :

$$\lambda : \text{Temps de relaxation} \quad \lambda = \frac{C_D}{K_D}$$

K_D : la rigidité à "l'infiniment" pour une grande fréquence,

C_D : l'amortissement constant à zéro fréquence.

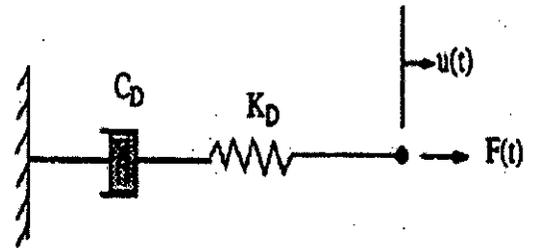
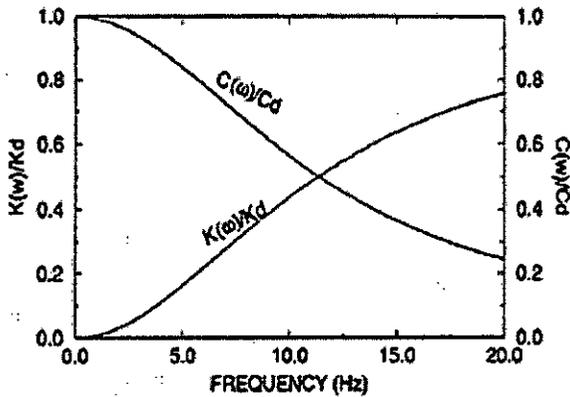


Figure 3.14 : Modèle Maxwell : rigidité et amortissement dépendant de la fréquence

3.10.2.5. Modèle courbé « Smooth »

Ce modèle est élaboré sur la base du modèle de Wen-Bouc (Bouc, 1967 ; Baber & Noori, 1985) pour modéliser la réponse des l'amortissement dû au frottement, et l'amortissement par hystérésis des panneaux porteurs. Il inclut l'effet de dégradation de rigidité, détérioration de résistance ainsi que l'adhérence.

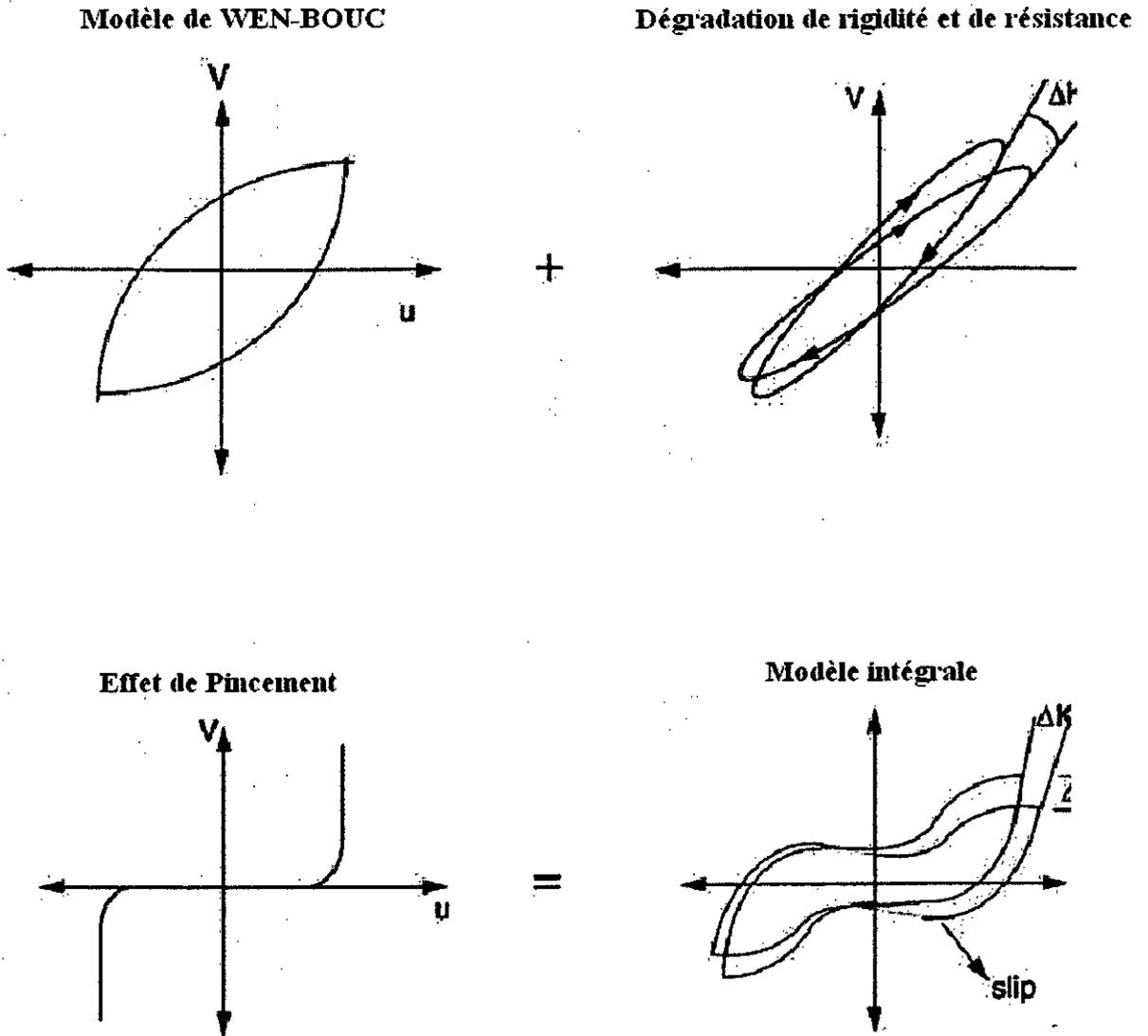


Figure 3.15 : Modèle d'hystérésis courbé

3.11. Variation du comportement cyclique dans le temps

En plus de l'effet du vieillissement du béton dû au processus de détérioration, les éléments structurels subissent une dégradation progressive de la rigidité et de la résistance avec nombre croissant des cycles de chargement et de déchargement provoqués par le chargement répétitive (le chargement sismique).

En revanche, la plupart des études existantes sur le comportement de la rigidité des bâtiments soumis au chargement sismique utilisent généralement des modèles hystérésis pour simuler la dégradation cyclique des éléments en béton armé. Mais, ces études ne peuvent pas connaître l'effet progressif de dommage dû au vieillissement des matériaux sur les changements de ses caractéristiques hystérésis.

Cependant, une évaluation réaliste de la réponse sismique des structures en béton armé à un âge donné peut être faite seulement si la variation de la détérioration est incorporée dans le comportement hystérésis des éléments structurels.

La relation entre le degré du dommage dû au vieillissement et la détérioration de la résistance cyclique, la détérioration de la rigidité et l'effet de l'adhérence béton-acier reste jusqu'à présent un sujet de recherche pratiquement inexploité. L'accès aux résultats expérimentaux des caractéristiques cycliques de la force-déformation à des âges différents permet de définir des paramètres de dégradation précités. Donc, jusqu'à ce que les données soient disponibles à suggérer, un modèle de dommage peut être ajusté à l'analyse dynamique rigide. Dans notre étude le choix d'un modèle sera fait sur la base d'un modèle simple qui permet de modéliser l'évolution du dommage dû au vieillissement.

Pour simuler la perte des caractéristiques hystérésis et mécaniques du matériau dû à l'effet du vieillissement du béton, des facteurs de la détérioration sont déterminées pour que les caractéristiques hystérésis varient proportionnellement à un niveau de dommage D , qui sont définis par les équations suivantes [49] :

$$HC = HC_0 + (HC_D - HC_0)D \dots \dots \dots (3.3)$$

$$HBE = HBE_0 + (HBE_D - HBE_0)D \dots \dots \dots (3.4)$$

$$HSR = HSR_0 + (HSR_D - HSR_0)D \dots \dots \dots (3.5)$$

$$E = E_0 + (E_D - E_0)D \dots \dots \dots (3.6)$$

$$f_c = f_{c0} + (f_{cD} - f_{c0})D \dots \dots \dots (3.7)$$

Où :

HC , HBE , HSR , E et f_c : La détérioration de la rigidité, de la résistance, de la longueur d'adhérence béton-acier, du module d'élasticité et de la résistance à la compression respectivement à un âge donné défini par un niveau de vieillissement D ;

HC_0 , HBE_0 , HSR_0 , E et f_c : La détérioration de la rigidité, de la résistance de la longueur d'adhérence béton-acier, du module d'élasticité et de la résistance à la compression respectivement correspondent au niveau de la détérioration à $t=0$;

HC_D , HBE_D , HS_D , E et f_c : La détérioration de la rigidité, de la résistance de la longueur d'adhérence béton-acier, du module d'élasticité et de la résistance à la compression respectivement correspondent au niveau de la détérioration maximal.

Théoriquement, les facteurs de la détérioration de la rigidité et de la résistance peuvent varier d'un niveau de la détérioration nulle (béton en bon état) à niveau de la détérioration maximal qui représente des caractéristiques du matériau très faibles. Cependant, le paramètre de l'adhérence béton-acier est introduit pour mettre en évidence la corrosion des aciers qui est un processus agissant à long terme, ce dernier affaiblit efficacement les éléments structurels et augmente leur vulnérabilité aux charges extrêmes tel que les séismes [49].

3.12. Conclusion

Le comportement du béton est la combinaison de plusieurs mécanismes, principalement non linéaires. Ce matériau étant fragile, les non linéarités s'accompagnent de micro et/ou de macro-fissures. De ce fait une attention particulière doit être portée au comportement du matériau pour pouvoir reproduire correctement les différents phénomènes mis en jeu lors de sa dégradation.

La mise en sécurité des bâtiments et des ouvrages existants en béton armé vis-à-vis des sollicitations accidentelles (séismes) reste un réel enjeu technologique, pour cela, dans un contexte de calcul de structures existantes soumises à des chargements sévères tels que les séismes, le calcul dynamique se doit combiner entre l'analyse dynamique non-linéaire et les mécanismes de vieillissement.

Cependant, les analyses non linéaire ne prennent pas en considération l'effet de fatigue des éléments, dû principalement à la dégradation cyclique de la rigidité ainsi que la détérioration de résistance et d'adhérence des aciers. La prise en charge de ces paramètres dans l'analyse est effectuée par l'introduction des modèles d'hystérésis définissant le comportement des éléments structuraux sous l'action sismique et/ou cyclique.

CHAPITRE 4 : ÉVALUATION DE L'EFFET DE VIEILLISSEMENT SUR LE COMPORTEMENT SISMIQUE D'UNE PILE DE PONT

4.1. Introduction

Dans les études de sécurité des structures existantes en béton armé, des événements accidentels tels que des séismes doivent être pris en considération pour évaluer l'état actuel et futur de ces ouvrages. Sachant que la qualité du béton joue un rôle très important dans le comportement des structures vis-à-vis des actions sismiques, il est intéressant d'intégrer les mécanismes de vieillissement dans le comportement de dégradation des propriétés hystérésis du béton.

L'évaluation de la réduction dans les capacités structurelles des structures sous l'action cyclique et sismique sur un intervalle de temps vis-à-vis de la durabilité du béton nécessite une analyse dynamique non linéaire qui prend en considération les lois de comportement du béton armé. Dans notre cas il s'agit de tenir compte des paramètres caractérisant le comportement post-élastique du matériau comme la dégradation de rigidité et de la résistance.

Dans ce chapitre, Pour simuler et appréhender le comportement d'une pile de pont vis-à-vis des sollicitations dynamiques on fait appelle à la modélisation numérique dynamique non linéaire basée sur les propriétés du matériau, plus précisément sur la notion d'indicateurs de dommage. Ces indicateurs sont relatifs aux dégradations considérées (la dégradation de la rigidité, la dégradation de la résistance et la dégradation d'adhérence béton-acier). L'effet du vieillissement est introduit dans la simulation par un modèle prédictif de la durée de vie de la durabilité.

4.2. Description de l'ouvrage

L'évaluation de dommage structurel est appliquée ici sur un prototype d'une pile de pont sous un chargement cyclique/sismique afin de quantifier l'effet de la détérioration du vieillissement pour deux types de la durée de vie de service (50 et 100 années).

L'élément étudié est une colonne circulaire d'échelle réelle qui a été testée aux laboratoires de l'Institut National de Niveaux et Technologie. La colonne représente une pile de pont typique conçue conformément aux spécifications de CALTRANS. La pile a été testée en appliquant des charges axiales et latérales comme il est montré dans la figure 4.1 [50].

Le diamètre de la colonne est de 1.52 m avec une hauteur (H) de 9.14 m. La colonne est composée d'un béton de classe C35/30 et des armatures longitudinales. L'acier présente une bonne ductilité avec une déformation de 2% et une contrainte de plasticité de 10025 Mpa avant la rupture. Les essais ont été exécutés en utilisant un déplacement quasi-statique contrôlé comme il est montré dans la figure 4.2 [50].

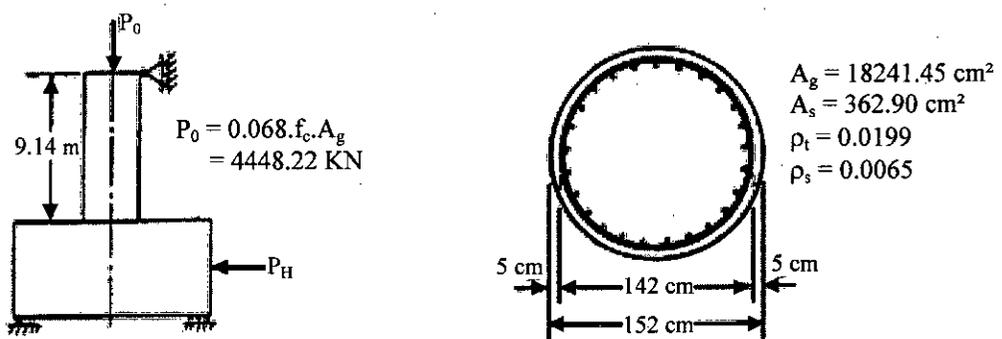


Figure 4.1 : Caractéristiques géométriques du Spécimen [50]

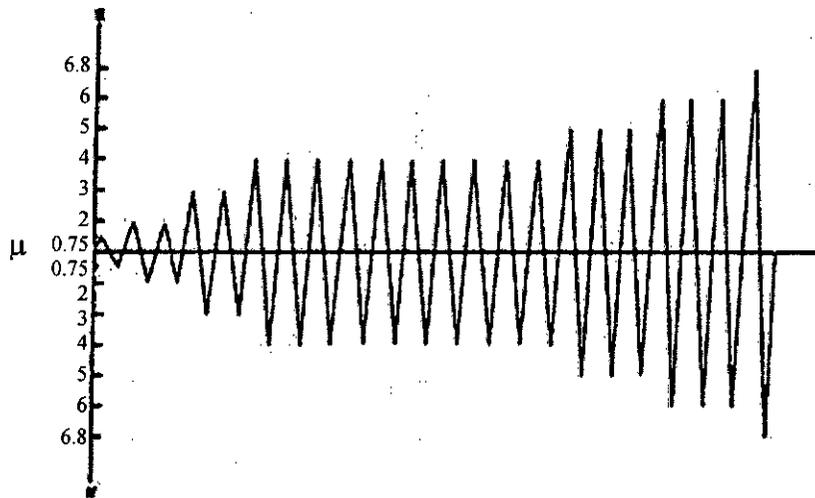


Figure 4.2 : Chargement cyclique [50]

4.3. Modélisation numérique d'une structure en béton armé

La modélisation numérique en éléments finis d'une structure en béton armé se fait par deux représentations, soit en deux dimensions 2D où les nœuds sont affectés par trois degrés de libertés, soit en trois dimensions 3D où les nœuds sont affectés par six degrés de libertés selon le but recherché par l'utilisateur.

Il existe plusieurs logiciels de calcul dynamique non linéaires. En se limitant aux codes de calcul non commerciaux spécialisés au calcul des structures en béton armé, on peut citer DRAIN et IDARC. Ce dernier présentant plus d'option pour les lois de comportement et l'évaluation des dommages et a été choisi pour effectuer l'analyse. Dans notre cas on utilise IDARC pour la modélisation numérique [51].

La modélisation dynamique non linéaire est effectuée par un programme de calcul appelé « IDARC » (Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete) développée par (Park & al. 1987 ; Kunnath & al. 1992). Un modèle à deux dimensions 2D, représentant une pile de pont (Figure 4.1) a été élaboré, où la colonne est modélisé par un élément « poteau » qui prend en compte les déformations axiale, flexion et cisaillement.

4.4. Définition des indicateurs de dommage

Les courbes d'hystérésis utilisées dans l'analyse sont des modèles d'hystérésis lisse avec pincement, élaborés par la combinaison de plusieurs paramètres tel que la dégradation de la rigidité, la détérioration de la résistance ainsi que la dégradation de l'adhérence des aciers. L'introduction de ces paramètres dans la modélisation se fait sous forme de valeurs numériques, où chaque valeur représente un état de dégradation.

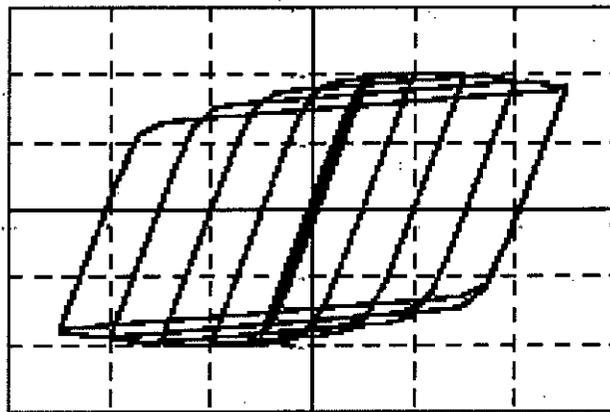


Figure 4.3 : Modèle de la courbe d'hystérésis Lisse

Les indicateurs de dommage utilisés pour appliquer l'approche performantielle dans le contexte d'estimer et évaluer le dégât structurel d'un prototype d'une pile de pont sont ceux qui ont été préconisés comme des paramètres définissant la courbe d'hystérésis dans la modélisation. Ces grandeurs régissent les phénomènes hystérésis liés au chargement cyclique du béton. Ils sont comme suit :

- Paramètre de dégradation de la rigidité.
- Paramètre de détérioration de la résistance.
- Paramètre de l'adhérence béton- acier.

Enfin, l'exploitation des résultats se fait principalement sur la base des points suivants :

- Le déplacement latéral de la structure.
- L'énergie dissipée par les éléments et la structure.

4.5. Choix d'un modèle prédictif de durée de vie de la durabilité

Les processus du dommage sont reconnus comme la dégradation de la résistance, rigidité causé par des mécanismes mécaniques, mécanismes chimique, ou processus physiques. Originellement, tous sont purement local, étudié sur un niveau de la micro-échelle.

Comme il est représenté dans la figure 4.4, les étapes de la dégradation est basé sur les changements microstructural, à travers une initiation de la détérioration, correspond au début des effets macrostructural, avec une propagation rapide jusqu'à ce qu'on dépasse un niveau de seuil de dommage (définition de la vie du service utile prévue). En fait, la dégradation des structures se produit avec le temps et il doit être pris en considération pour s'assurer qu'ils respectent les exigences des niveaux réelle [31].

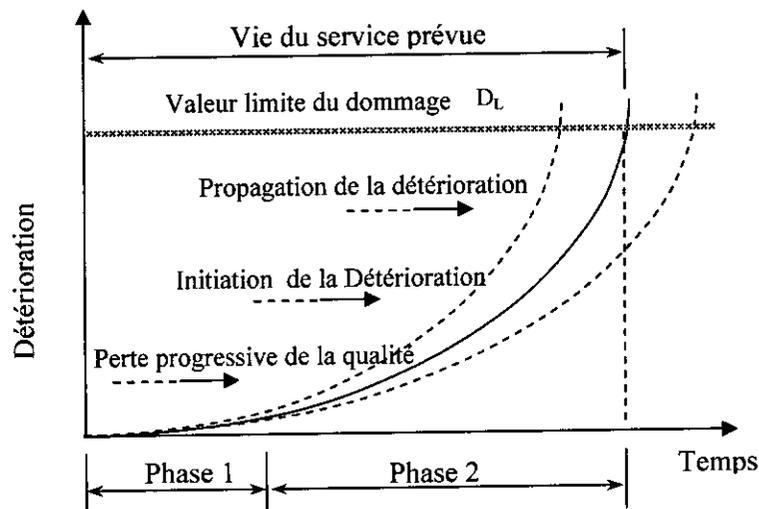


Figure 4.4 : Évolution qualitative de la détérioration structurelle [31]

Un modèle simplifié peut être introduit pour modéliser l'évolution d'effet progressif de dommage dû au vieillissement des matériaux sur les changements de ses caractéristiques hystérésis dans le temps. Dans notre cas, l'effet de rupture est introduit comme une réduction de la rigidité causée par la détérioration matérielle pour modéliser le comportement du béton dans le temps.

Dans cette étude, l'endommagement du béton est utilisé comme indicateur du dommage D par une fonction normalisée qui varie par définition de zéro dans l'état initial (sans dégradation) et augmente à une unité dans le cas de rupture ($D = 1$).

Carpenteri a montré que le niveau du dégât peut aussi être exprimé comme une fonction de temps t :

$$D = \left(\frac{t}{t_{\max}}\right)^{\alpha} \dots\dots\dots (4.1)$$

t_{\max} qui est le lifecycle de la structure et α est un coefficient qui a été interpolé des données expérimentaux des essais de l'Émission Acoustiques sur un échantillon. Dans le but de cette étude, une limite supérieure et inférieure qui correspondent respectivement à $\alpha = 2$ et $\alpha = 4$ sont définies pour couvrir la courbe expérimentale obtenue dans [30].

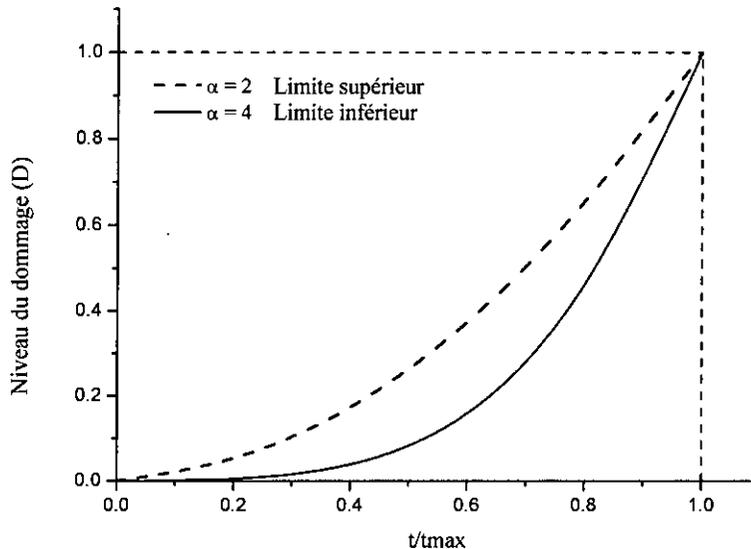


Figure 4.5 : évolution du dommage

4.6. Analyse dynamique non linéaire

4.6.1. Chargement cyclique

De la même façon que les analyses effectuées par Valles et al, dans la simulation des caractéristiques essentielles du comportement hystérésis du béton, trois modèle de ces paramètres sont modélisés à l'aide du logiciel appelé IDARC en utilisant un modèle hystérésis lisse, et avec un coefficient de la dégradation de la rigidité $HC_0=9.0$, coefficient de la dégradation de la résistance $HBE_0 = 0.05$; et un coefficient de la longueur d'adhérence béton-acier $HSR = 0.0$. Ces paramètres ont été estimés à partir des observations expérimentales, et pourrait être utilisés pour représenter une section bien détaillée à l'instant $t = 0$ (âge de la référence) [51].

Les valeurs intermédiaires aux âges différents sont calculées en utilisant les équations (3.3), (3.4), (3.5), (3.6) et (3.7). Le tableau 4.1 représente les valeurs des paramètres de la dégradation hystérésis (la résistance, rigidité et longueur d'adhérence béton-acier) et la dégradation (module d'élasticité et résistance à la compression) avec l'énergie hystérésis dissipée.

Tableau 4.1 : Les valeurs de différente paramètres hystérésis de la dégradation

Cas	Age (Années)	α	D	HC	HBE	E (MPa)	fc (MPa)	HSR	Énergie Hystérésis Normalisé
C00	0	-	0.0	9.0	0.05	28337.5	35.9	0.20	1.00
C01	25	2	0.250	7.25	0.058	21253.1	26.9	0.65	0.15
C02	25	4	0.063	8.56	0.022	26566.4	33.6	0.31	0.74
C03	30	2	0.360	6.48	0.078	18136.0	23.0	0.85	0.12
C04	30	4	0.130	8.09	0.035	24664.9	31.2	0.43	0.44
C05	65	2	0.423	6.04	0.090	16364.9	20.7	0.96	0.10
C06	65	4	0.179	7.75	0.044	23279.0	29.4	0.52	0.33
C07	70	2	0.490	5.57	0.103	14452.1	18.3	1.08	0.05
C08	70	4	0.240	7.32	0.056	21533.6	27.2	0.63	0.24

La réponse globale mesurée en termes du déplacement en fonction de l'effort de cisaillement montre que le comportement sous le chargement cyclique est relativement stable pendant la phase initiale de la dégradation (25 et 65 années) et pour la limite inférieure ($\alpha = 4$), mais une détérioration rapide des premiers cycles peut être remarquée particulièrement pendant la phase critique (30 et 70 années) et pour $\alpha = 2$, comme il est montré dans les figures 4.7 et 4.8.

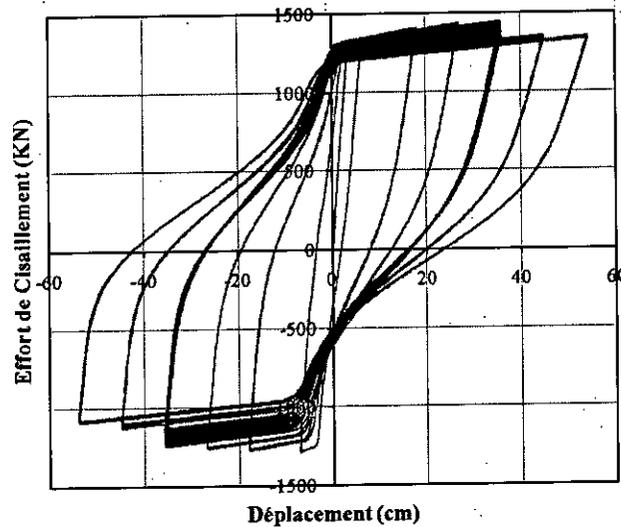
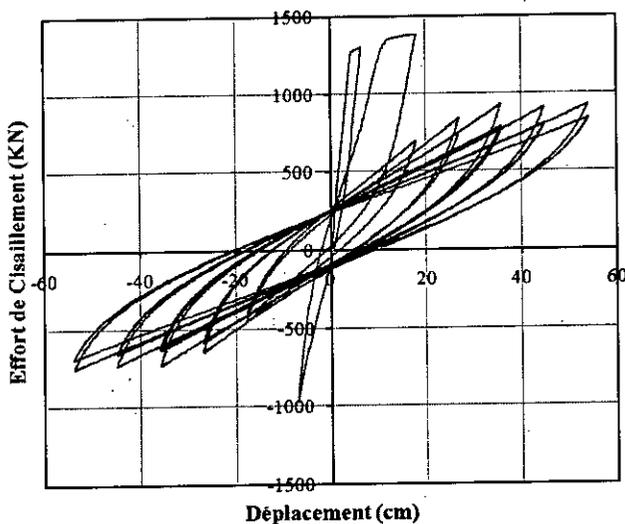
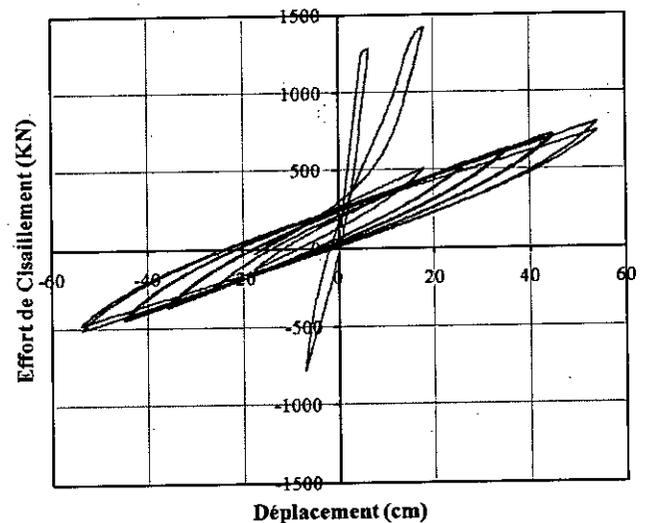


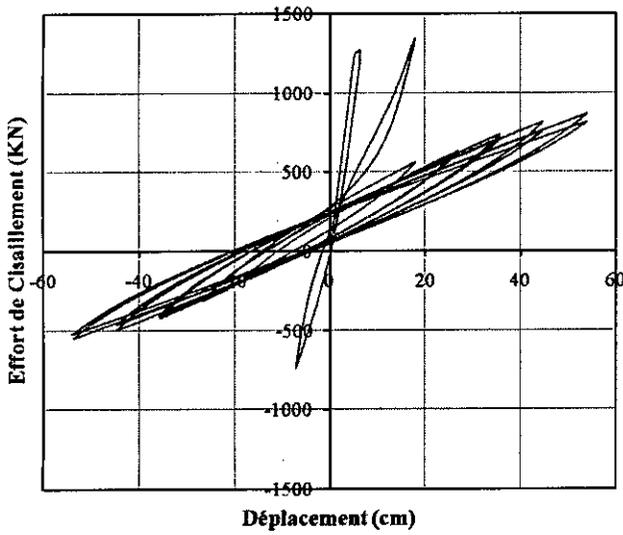
Figure 4.6 : Boucle hystérésis du déplacement en fonction de l'effort de cisaillement à l'âge $t = 0$ (Modèle de référence C00)



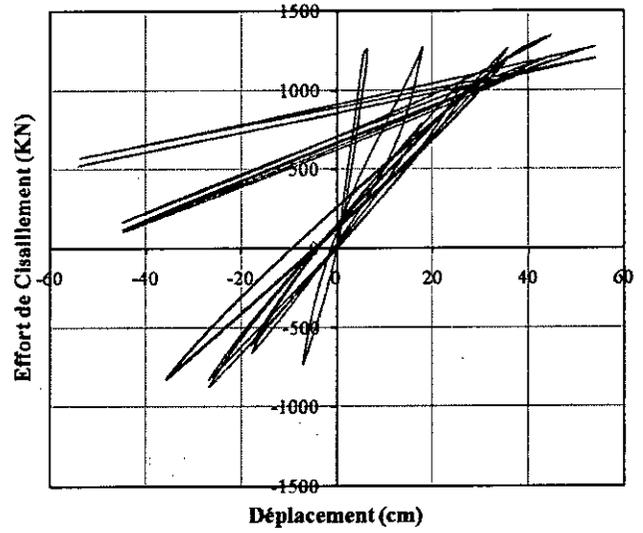
(a) Boucle hystérésis à l'âge $t = 25$
et $\alpha=2$, (C01)



(b) Boucle hystérésis à l'âge $t = 30$
et $\alpha=2$, (C03)

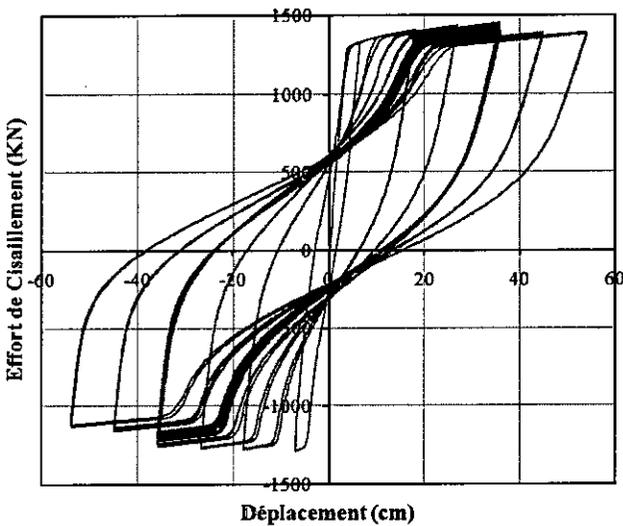


(c) Boucle hystérésis à l'âge $t = 65$
et $\alpha=2$, (C05)

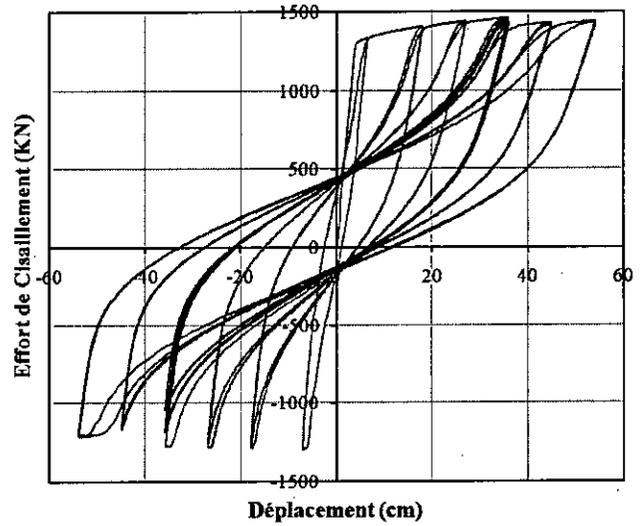


(d) Boucle hystérésis à l'âge $t = 70$
et $\alpha=2$, (C07)

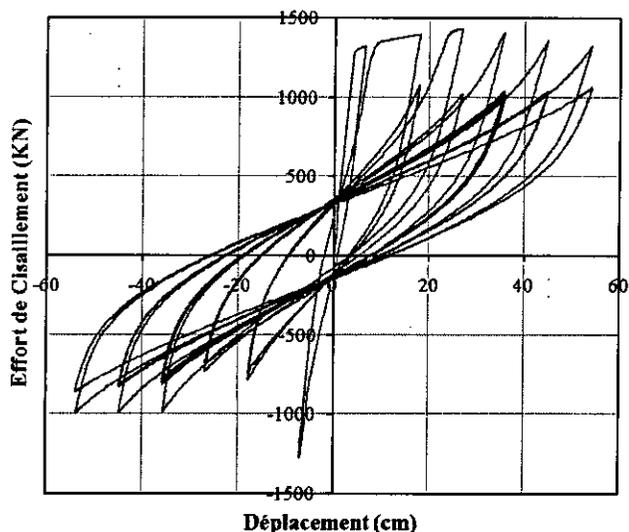
Figure 4.7 : Boucles hystérésis du déplacement en fonction de l'effort de cisaillement pour les différents âges et une limite supérieur $\alpha = 2$



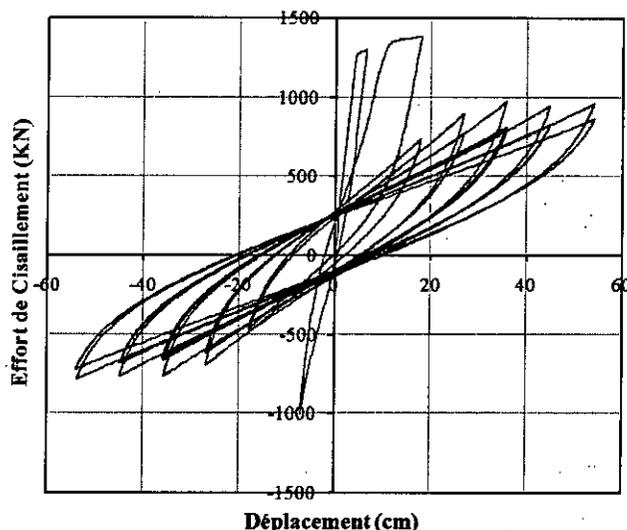
(a) Boucle hystérésis à l'âge $t = 25$
et $\alpha=4$, (C02)



(b) Boucle hystérésis à l'âge $t = 30$
et $\alpha=4$, (C04)



(c) Boucle hystérésis à l'âge $t = 65$
et $\alpha=4$, (C06)



(d) Boucle hystérésis à l'âge $t = 70$
et $\alpha=4$, (C08)

Figure 4.8 : Boucles hystérésis du déplacement en fonction de l'effort de cisaillement pour les différents âges et une limite inférieure $\alpha = 4$

Quant à l'énergie hystérésis, la capacité de la dissipation de l'élément peut être changée modérément dans la première phase de la dégradation due au vieillissement, comme il est représenté dans le cas C02 ($t = 25$ et $\alpha = 4$), où la perte d'énergie hystérésis est approximativement 25% par rapport au cas de référence C00.

À l'âge critique de la limite supérieure ($t = 70$ et $\alpha = 2$) l'élément perd 95% de sa capacité de la dissipation d'énergie. Dans tous les autres cas l'élément dissipe moins que 50% de sa capacité d'énergie hystérésis par rapport au l'élément de référence, ce qui indique que le matériau est extrêmement vulnérable.

4.6.2. Chargement sismique

L'analyse est menée sur la base d'un accélérogramme réel enregistré à partir de la station de Dar El Beida située à 25 Km de l'épicentre de séisme du Boumerdes du 21 mai 2003 du site des structures). L'accélérogramme de Dar El Beida est caractérisé par une durée du mouvement fort de 30 secondes. Pour l'analyse de la réponse on utilise l'amplitude dont la composante E-W (0.52g) comme il est représenté dans la figure 4.9. La modélisation par la méthode de l'intégration numérique pas à pas est portée sur un intervalle de temps constant (1/1000 sec). On suppose que l'amortissement visqueux interne (amortissement de Rayleigh) est égal à 7%.

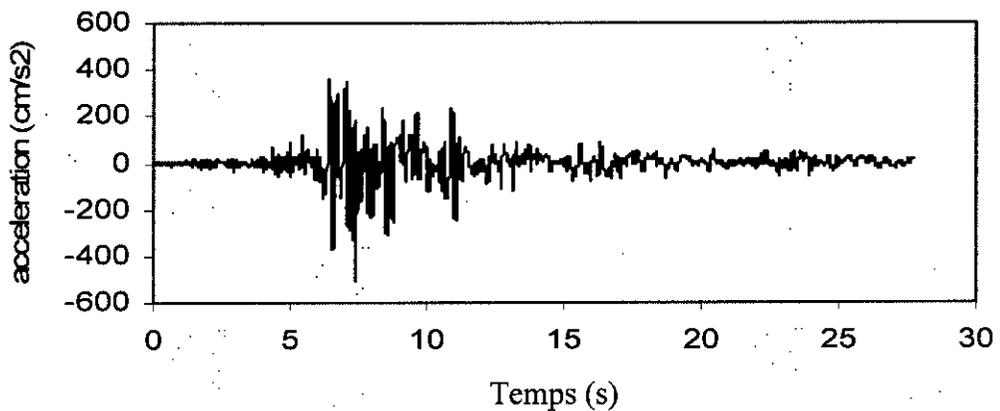


Figure 4.9 : Caractéristiques de l'accélérogramme du séisme [49]

La réponse globale mesurée en termes de déplacement au sommet de la colonne montre que le comportement général de la structure sollicitée par l'accélérogramme de Dar El Beida est resté stable et l'historique du déplacement est dominé par la fréquence fondamentale. Le déplacement maximal est inférieur de 1% de la hauteur de la colonne et un déplacement permanent négligeable peut être remarqué à la fin de la réponse (Figure 4.10).

La réponse du spécimen à l'âge critique de la limite inférieure (C08) est relativement stable mais on remarque une perte considérable de la rigidité qui devient visible dans l'historique de la réponse caractérisée par une forme d'une vague étendue et une grande déformation permanente (Figure 4.10).

La réponse du spécimen à l'âge critique de la limite supérieur (C07), montre un comportement différent sous les mêmes conditions de chargement. Au premier temps, la colonne a subi une grande déformation inélastique et est devenue instable après le premier pic de chargement sismique (accélérogramme) où le déplacement maximal était cinq fois plus grand que le déplacement du modèle de référence et la déformation permanente est plus grande.

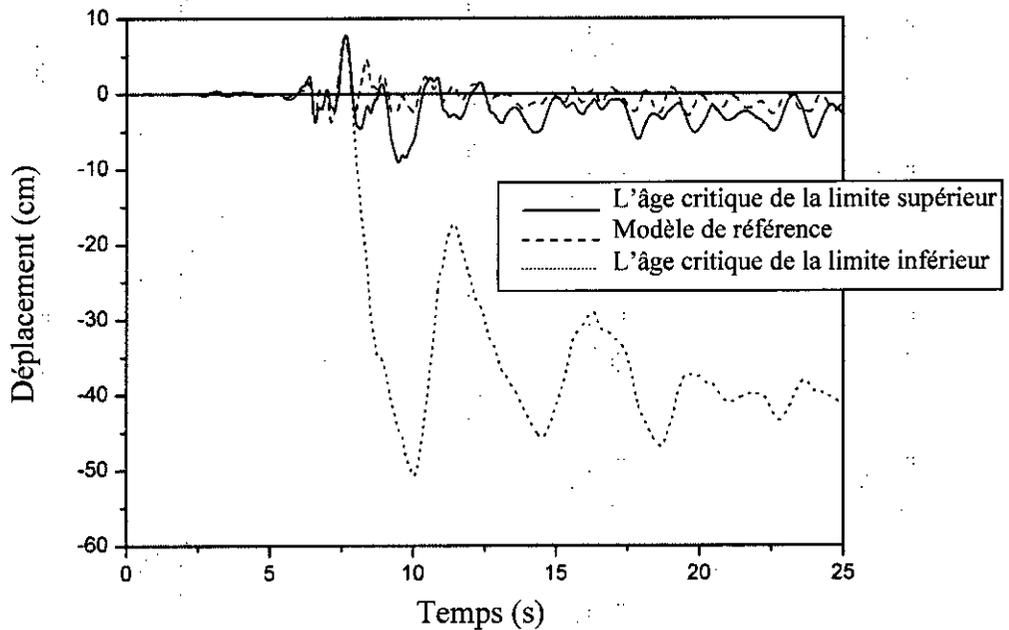


Figure 4.10 : Déplacement au sommet de la pile de pont

Comme prévu, les boucles hystérésis du déplacement en fonction de l'effort de cisaillement du modèle de référence étaient stables avec seulement des dégradations mineures. Le modèle C08 ($t = 70$, $\alpha = 4$) a exposé plus de dégradation de la boucle hystérésis mais la dégradation de la rigidité et la résistance sont faibles comparées à ceux correspondent au modèle C07 ($t = 70$, $\alpha = 2$) où les boucles ont montré une dégradation dans la rigidité et la résistance (Figure 4.12).

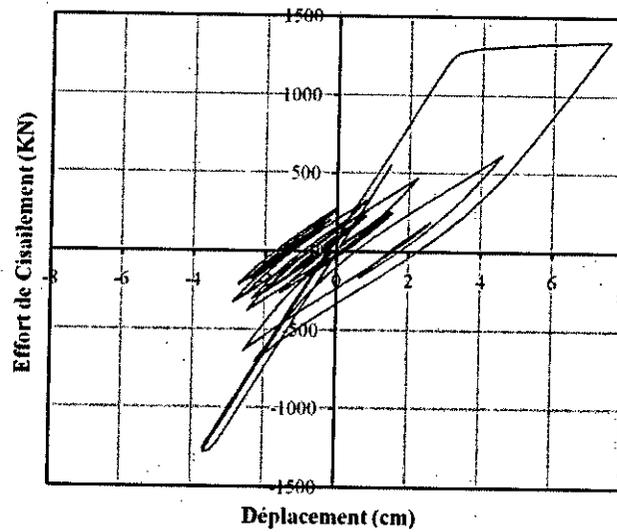
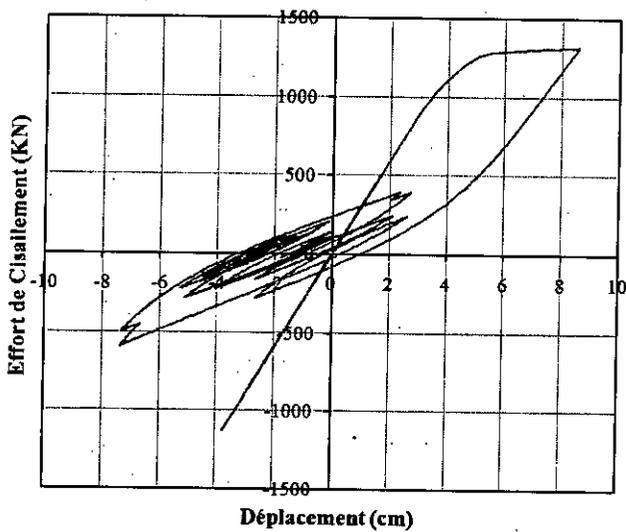
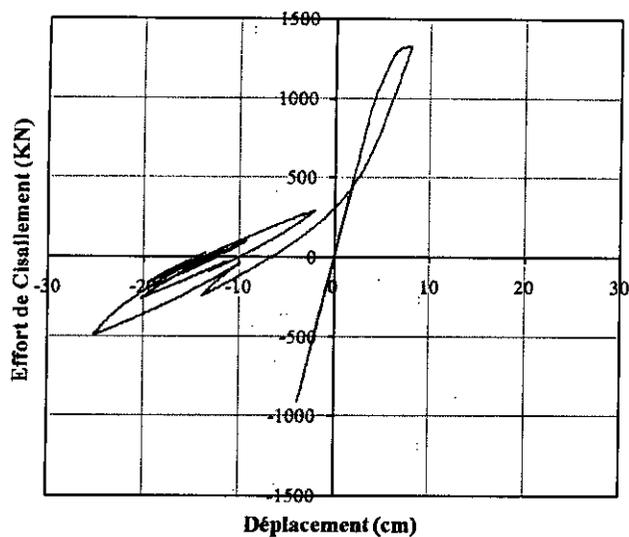


Figure 4.11 : Boucle hystérésis du déplacement en fonction de l'effort de cisaillement à l'âge $t = 0$ (Modèle de référence C00)

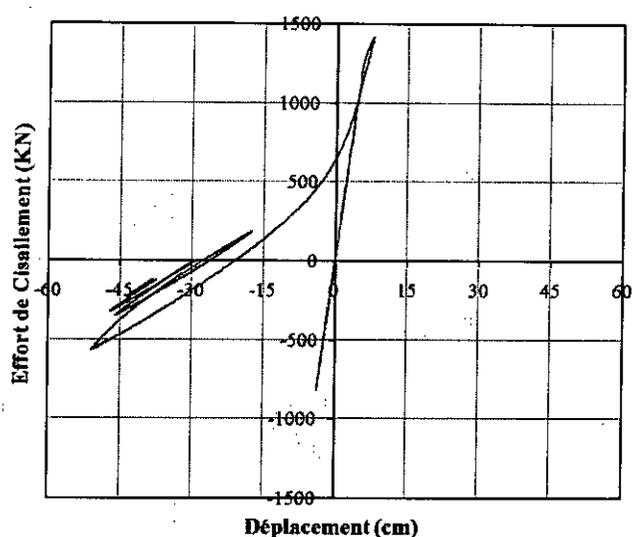


(a) Boucle hystérésis à l'âge $t = 25$
et $\alpha=2$, (C01)

(b) Boucle hystérésis à l'âge $t = 30$
et $\alpha=2$, (C03)

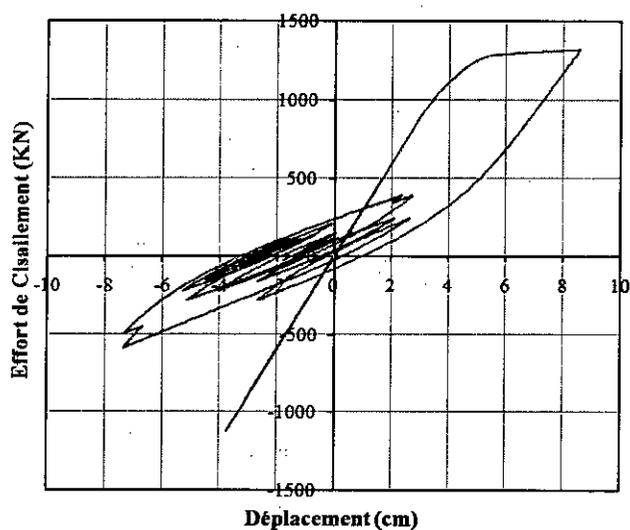


(c) Boucle hystérésis à l'âge $t = 65$
et $\alpha=2$, (C05)

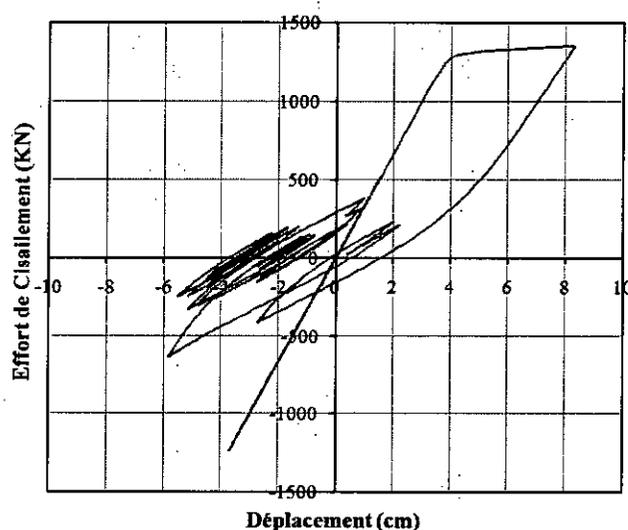


(d) Boucle hystérésis à l'âge $t = 70$
et $\alpha=2$, (C07)

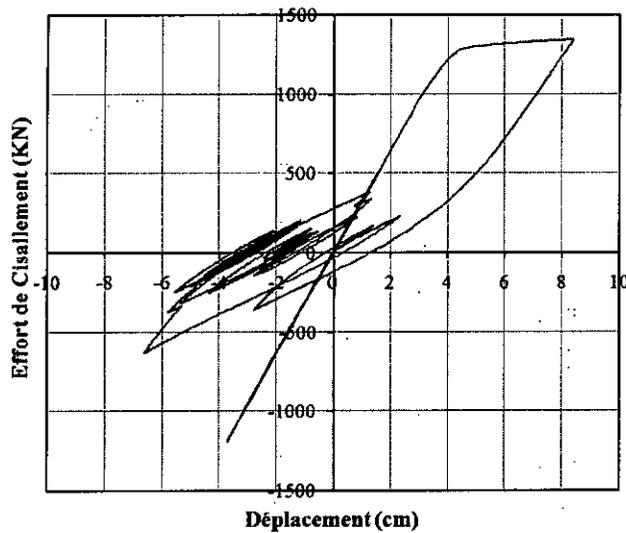
Figure 4.12 : Boucles hystérésis du déplacement en fonction de l'effort de cisaillement pour les différents âges et une limite supérieur $\alpha = 2$



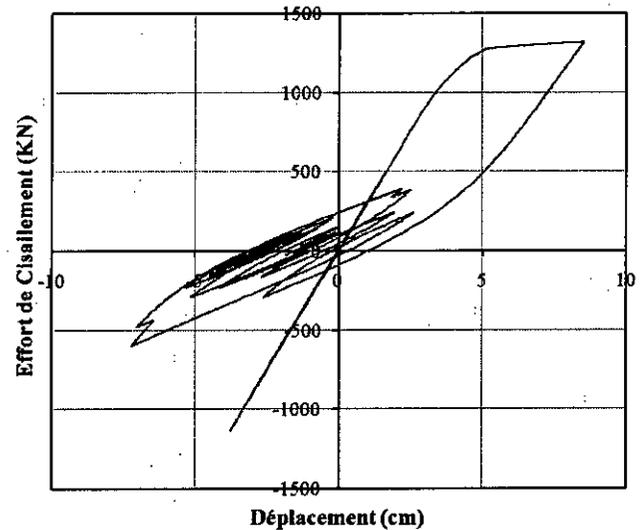
(a) Boucle hystérésis à l'âge $t = 25$
et $\alpha=4$, (C02)



(b) Boucle hystérésis à l'âge $t = 30$
et $\alpha=4$, (C04)



(c) Boucle hystérésis à l'âge $t = 65$
et $\alpha=4$, (C06)



(d) Boucle hystérésis à l'âge $t = 70$
et $\alpha=4$, (C08)

Figure 4.13 : Boucles hystérésis du déplacement en fonction de l'effort de cisaillement pour les différents âges et une limite inférieure $\alpha = 4$

4.7. Conclusion

On a étudié dans cette partie les effets de vieillissement sur le comportement du béton sous sollicitation dynamique. Dans cette étude, il ressort que le béton est un matériau ayant un comportement extrêmement complexe. Les résultats obtenus montrent une grande variation dans la réponse mesurée. Cette variation peut être attribuée d'une part à la qualité du matériau mais aussi à l'évolution de l'endommagement dû au vieillissement du matériau.

Les résultats obtenus montrent que la réponse du béton est contrôlée par des mécanismes d'endommagement qui sont reflétés par la réduction dans la rigidité et la résistance du matériau dans le temps sous un chargement sismique et cyclique. On observe une réduction considérable pendant la deuxième phase de l'évolution de la détérioration due au vieillissement pour un matériau de bonne qualité. Mais, elle est remarquée aussi tôt dans les premières phases du vieillissement pour un matériau de mauvaise qualité.

Cependant, cette étude est limitée aux problèmes linéaires. C'est pourquoi, on n'approfondira pas l'étude de ce cas et on suppose que la relation entre le facteur du dommage et les paramètres hystérésis du matériau est linéaire. Cependant, dans le cas non-linéaire, il faudra tenir compte du rapport entre le facteur du dommage dû au vieillissement et les caractéristiques hystérésis du matériau, et introduire des méthodes numériques, par exemple, la méthode des éléments finis.

CONCLUSION

La dégradation de la capacité structurelle des ouvrages dans le temps est un problème qui affecte l'infrastructure stratégique (ponts, plates-formes marines, centrales nucléaires, etc.) dans le monde entier. Une telle dégradation est principalement causée par l'exposition des structures aux actions ordinaires (vent, vagues, corrosion, etc.).

Les chargements accidentels tels que les séismes peuvent se produire à n'importe quel moment. Par conséquent, les phénomènes de la détérioration dus au vieillissement doivent être estimés dans toute évaluation de la performance sismique à long terme des structures en béton armé, et les modèles appropriés sont développés pour simuler correctement la nature de ces effets dans le temps.

Dans cette étude, l'impact de cette dégradation sur l'intégrité structurelle est évaluée par l'intégration des modèles de vieillissement afin d'estimer la perte de performance et d'en juger de la sûreté de l'ouvrage. L'endommagement du béton est simulé par une réduction des propriétés d'hystérésis (résistance et rigidité) et est représenté par un facteur de dégradation correspondant à une série de fonctions puissance variant de zéro dans l'état vierge à l'unité dans le cas de rupture (état de ruine). Afin d'estimer le comportement sismique en termes de réponse du déplacement, des modèles hystérésis et l'énergie hystérésis de dissipation sont utilisés dans la modélisation d'un prototype d'une pile de pont sous chargements cycliques et sismiques.

Les résultats obtenus montrent des changements considérables dans le comportement des éléments en béton armé à intervalles de temps différents. Une perte considérable de la capacité de la dissipation d'énergie est observée pendant la deuxième phase d'évolution de la détérioration due au vieillissement pour un matériau de bonne qualité (limite inférieure),

cependant, pour un matériau de mauvaise qualité, l'évolution de la détérioration est très importante (limite supérieure) dès les premières phases du vieillissement.

Néanmoins, une recherche supplémentaire est encore exigée avant d'appliquer cette méthodologie aux applications de l'estimation de la perte grandeur nature. Il serait par exemple nécessaire de prendre en compte le rapport entre le facteur de vieillissement et les caractéristiques hystérésis qui sont supposés varier linéairement dans notre étude.

REFERENCES

1. Mehta, P.K. et Monteiro, J.M., "Concrete structure, properties, and materials" Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics, New jersey, Second Edition, (1993).
2. Baroghel-bouny, V., "Conception des bétons pour une durée de vie données des ouvrages", Documents scientifiques et techniques préparé dans le cadre du groupe de travail de l'association Française de Génie Civil (AFGN), (Juillet 2004).
3. Rendell, F., Jauberthie, R. et Grantham, M., "Deteriorated concrete, Inspection and physicochemical analysis", Authors and Thomas Telford limited, (2002).
4. Dreux, G., "Nouveau guide du béton", Edition Eyrolles, Paris (1976).
5. Baron, J. et Ollivier, J.P., "Les béton, Bases et données pour leur formation", Association technique de l'industrie des liants hydrauliques, École Française du béton Edition Eyrolles, Paris, (1999).
6. Mehta, P.K. "Performance of concrete in marine environment", American Concrete Institute, SP-65, paper. 1-20, Detroit, (1980)
7. Emmons, P.H., "Concrete repair and maintenance illustrated"? R.S. Means Company Ltd; illustrated edition, (Dec 1994).
8. Pritchard B., "Bridge design for economy and durability", Thomas Telford Services London, paper 172, (1992).
9. Eurocode1 partie 2.1 (ENV 1991-2.1), "Densités, poids propres et charges d'exploitation", AFNOR, (1991).
10. Galgaro, J.A. et Virlogeux M., "Projet et construction des ponts. Généralités, fondations, appuis, ouvrages courantes", presses des ponts et chaussées, seconde Edition, (1991).
11. Balandier, p., "Le séisme et les constructions en béton arme et en maçonnerie", Document d'information à l'usage du constructeur, Direction Départementale de l'Équipement de la Guadeloupe, Volume 4, Paris.
12. Verbeck, G.J., "Performance of concrete", Toronto Press, University of Toronto, Edition E. G. Sweson, Toronto, (1968).

13. Palmer, D., "Alkali-Aggregate (Silica) reaction in concrete", Cement and Concrete Association, Vol. 15, No. 3, paper 24-27, (1981).
14. Jocelyne, J., Guy, T., "Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion", documents scientifiques et techniques préparé dans le cadre du groupe de travail de l'association Française de Génie Civil (AFGN), (Novembre 2003).
15. Ait Mokhtar, K., "Étude comparative vis-à-vis de la carbonatation de matériaux cimentaires à base de ciment Portland et de ciment aux cendres", Université de la Rochelle, France.
16. Richardson, M.G., "Fundamentals of Durable Reinforced Concrete", Spon Press, Taylor and Francis Group, London, (2002).
17. Stanton, T.E., "Expansion of Concrete Through Reaction Between Cement and Aggregate" Proc, American Soc. of Civil Eng, Vol. 66, P. 1781-812, (1940).
18. Cohen, M.D. et Mather, B., "Sulphate attack on concrete research needs", ACI Materials Journal, Vol. 88, No. 1, pp. 62-69, (1991).
19. Meier, U. et Harnik, A.B., "Freezing OF Water in Cement Paste with and Coatings to Prevent Evaporation", Cement and Concrete Research, Vol. 8, pp. 545-551, (1978).
20. Andriamanantsilavo, R., "Comportement des Matériaux Cimentaires dans un Coffrage : Expérimentation, Modélisation et Simulation de la Poussée et du Processus de Maturation", Thèse Doctorat, Laboratoire de Génie Mécanique et Matériaux, Centre de Recherche de Lorient, Université de Bretagne Sud, (2003).
21. Le Chatelier, H., "Les changements de volume qui accompagne le durcissement des ciments", Bull. Société de l'encouragement pour l'industrie Nationale, 5^{ème} série, tome 5, (1900).
22. Boivin, S.G., "Retrait au jeune âge du béton : Développement d'une méthode expérimentale et contribution à l'analyse physique du retrait endogène", Thèse de doctorat à l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, paper 251, (1999).
23. Jensen, O.M. et Hansen, P.F., "Autogenous deformation and RH-change in perspective", Cement and Concrete Research", Vol.31, pp. 1859-1865, Elsevier Science Ltd, (Décembre 2001).
24. Sellevold, E.J., Justnes, H., "High Strength Concrete Binders – Part B: Nonevaporable Water, Self-Desiccation and Porosity of cement Pastes with and without Condensed Silica Fume", 4th International Conference on Fly Ash, Silica Fume and Natural Pozzolans in Concrete, (1992).

25. Berthollet, A., "Contribution à la modélisation du Béton vis-à-vis du vieillissement et de la durabilité", Thèse Doctorat, Département Génie Civil, Institut National des Sciences Appliquées, LYON, (2003).
26. Papadakis, V.G., Vayenas, C.G., et Fardis, M.N., "Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation", *ACI materials journal*, Vol. 88, N.4, pp 363-373, (1991).
27. Izquierdo, D., Andrade, C. et Arteaga, A., "Risk analysis of crack width limit state due to reinforcement corrosion", *Proc. of International RILEM Workshop Life Prediction and Aging Management of Concrete Structures*, Cannes, France, (octobre 2000).
28. Andrade, C., Alonso, C., Arteaga, A. et Tanner, P., "Methodology based on the electrical resistivity for the calculation of reinforcement service life", 5th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Barcelona, Spain (Juin 2000), Editeur V.M. Malhotra, ACI 2000, pp 899-915
29. Gehlen, Ch. et Schiessel, P., "Probability based durability design for the Western Scheldt Tunnel", *Structural Concrete*, P1, N. 2, p. 1-7, (June 1999).
30. Carpinteri, A., Lacidogna, G. et N. Pugno, "Structural damage diagnosis and life-time assessment by acoustic emission monitoring", *Engineering Fracture Mechanics*, 74 (2007), pp 273–289.
31. Ciampoli, M., "A probabilistic methodology to assess the reliability of deteriorating structural elements", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 168 (1999) 207-220.
32. Petryna, Y.S. et Krätzig, W.B., "Structural damage and life-time estimates by nonlinear FE simulation", *Engineering Structures* 27 (2005) 1726–1740.
33. Kadid, A., "Analyse Non Linéaire par Éléments Finis des Plaques en Béton Armé Soumises aux Explosions", Thèse de Doctorat, Département de Génie Civil, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Université de Batna.
34. Karsan, I.D., et Jirsa, J.O., "Behaviour of concrete under compressive loadings". *ASCE Journal of Structural Division* 95 (ST12), pp. 2543-2563, (1969).
35. Cornelissen, H.A.W., Hordjik, D.A., and Reinhardt, H.W. "Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete". *Heron, Fracture Mechanics and Structural Aspects of Concrete*, 31(2), 45-56, (1986).

36. Ramatani, S. "Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral". Thèse de Génie Civil : E.N.S de Cachan, Paris, (1999).
37. Bishoff, P.H., and Perry, S.H., "Compressive behaviour of concrete at high strain rates". *Materials and Structures*, vol. 24, pp. 425-450, (1991).
38. Belaoura, M., Laradi, N. et Brara, A., "Comportement dynamique du béton sous sollicitations multiaxiales", 7^{ème} Colloque national, AFPS, École Central Paris.
39. Eisenberg, J.M., "Lessons of recent earthquakes in Armenia, Turkey, & Taiwan", 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 012, (2002).
40. Eisenberg, J.M., "Gravitational seismic collapse mechanism analysis in view of conceptual design », 12th World Conference on Earthquake Engineering, paper 0245, (2000).
41. Bruneau, M., Vian, D., "Experimental investigation on P-Delta effects to collapse during earthquakes", 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 021, (2002).
42. Calvi, G.M., Magenes, G., Pampanin, S., "Experimental Test on a three story reinforced concrete designed for gravity only", 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 727, (2002).
43. Luis, F. Ibarra, "Global collapse of frames structures under seismic excitations", Thèse de Doctorat, Department of civil and environmental Engineering Stanford University, (December 2003).
44. Della Corte, G., De Matteis, G., Landolfo, R., "Influence of different hysteretic behaviours on seismic response of SDOF systems", 12th World Conference on Earthquake Engineering, paper 2402, (2000).
45. Kwak, H.G., Kim, S.P., "Nonlinear Dynamic Analysis of RC Frames under Earthquake Loading", *Proceedings of the Ninth International Conference on Civil and Structural Engineering Computing*, Civil-comp Press, Stirling, Scotland, paper 108, (2003).
46. Colombol, A., Negro, P., "Effects of strength deterioration on inelastic seismic demands", 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 272, (2002).

47. Ashutosh, B., "Evaluation of performance of reinforced concrete buildings", Thèse Doctorat, Department of civil and environmental Engineering Carleton University, Ottawa, Canada (Marsh 2001).
48. IDARC 2D version 6.1, User's Guide, (February 2006).
49. Bourahla, N., Attar, A., Djidjili, F., Kenai, S. et Tafraout, S., "Effect of Ageing Degradation on the Performance of Reinforced Concrete Bridge Piers under Seismic Excitations", Article publié dans la conférence internationale sur la construction et la technologie de construire (ICCBT), pp 101-112, (2008).
50. Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S. K., Li, C. et Madan, A., "IDARC 2D Version 4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings", Technical Report NCEER-96-0010, National Center For Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, (January 1996).
51. Tafraout, S., "Comportement structurel des constructions en béton arme et identification des mécanismes de ruine sous l'action du séisme du 21 mai 2003", Thèse Magister, Département Génie Civil, Université Saâd Dahleb, Blida, (2006).

13. Palmer, D., "Alkali-Aggregate (Silica) reaction in concrete", Cement and Concrete Association, Vol. 15, No. 3, paper 24-27, (1981).
14. Jocelyne, J., Guy, T., "Réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion", documents scientifiques et techniques préparé dans le cadre du groupe de travail de l'association Française de Génie Civil (AFGN), (Novembre 2003).
15. Ait Mokhtar, K., "Étude comparative vis-à-vis de la carbonatation de matériaux cimentaires à base de ciment Portland et de ciment aux cendres", Université de la Rochelle, France.
16. Richardson, M.G., "Fundamentals of Durable Reinforced Concrete", Spon Press, Taylor and Francis Group, London, (2002).
17. Stanton, T.E., "Expansion of Concrete Through Reaction Between Cement and Aggregate" Proc, American Soc. of Civil Eng, Vol. 66, P. 1781-812, (1940).
18. Cohen, M.D. et Mather, B., "Sulphate attack on concrete research needs", ACI Materials Journal, Vol. 88, No. 1, pp. 62-69, (1991).
19. Meier, U. et Harnik, A.B., "Freezing OF Water in Cement Paste with and Coatings to Prevent Evaporation", Cement and Concrete Research, Vol. 8, pp. 545-551, (1978).
20. Andriamanantsilavo, R., "Comportement des Matériaux Cimentaires dans un Coffrage : Expérimentation, Modélisation et Simulation de la Poussée et du Processus de Maturation", Thèse Doctorat, Laboratoire de Génie Mécanique et Matériaux, Centre de Recherche de Lorient, Université de Bretagne Sud, (2003).
21. Le Chatelier, H., "Les changements de volume qui accompagne le durcissement des ciments", Bull. Société de l'encouragement pour l'industrie Nationale, 5^{ème} série, tome 5, (1900).
22. Boivin, S.G., "Retrait au jeune âge du béton : Développement d'une méthode expérimentale et contribution à l'analyse physique du retrait endogène", Thèse de doctorat à l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, paper 251, (1999).
23. Jensen, O.M. et Hansen, P.F., "Autogenous deformation and RH-change in perspective", Cement and Concrete Research", Vol.31, pp. 1859-1865, Elsevier Science Ltd, (Décembre 2001).
24. Sellevold, E.J., Justnes, H., "High Strength Concrete Binders – Part B: Nonevaporable Water, Self-Desiccation and Porosity of cement Pastes with and without Condensed Silica Fume", 4th International Conference on Fly Ash, Silica Fume and Natural Pozzolans in Concrete, (1992).

25. Berthollet, A., "Contribution à la modélisation du Béton vis-à-vis du vieillissement et de la durabilité", Thèse Doctorat, Département Génie Civil, Institut National des Sciences Appliquées, LYON, (2003).
26. Papadakis, V.G., Vayenas, C.G., et Fardis, M.N., "Fundamental modeling and experimental investigation of concrete carbonation", *ACI materials journal*, Vol. 88, N.4, pp 363-373, (1991).
27. Izquierdo, D., Andrade, C. et Arteaga, A., "Risk analysis of crack width limit state due to reinforcement corrosion", *Proc. of International RILEM Workshop Life Prediction and Aging Management of Concrete Structures*, Cannes, France, (octobre 2000).
28. Andrade, C., Alonso, C., Arteaga, A. et Tanner, P., "Methodology based on the electrical resistivity for the calculation of reinforcement service life", 5th CANMET/ACI International Conference on Durability of Concrete, Barcelona, Spain (Juin 2000), Editeur V.M. Malhotra, ACI 2000, pp 899-915
29. Gehlen, Ch. et Schiessel, P., "Probability based durability design for the Western Scheldt Tunnel", *Structural Concrete*, P1, N. 2, p. 1-7, (June 1999).
30. Carpinteri, A., Lacidogna, G. et N. Pugno, "Structural damage diagnosis and life-time assessment by acoustic emission monitoring", *Engineering Fracture Mechanics*, 74 (2007), pp 273–289.
31. Ciampoli, M., "A probabilistic methodology to assess the reliability of deteriorating structural elements", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 168 (1999) 207-220.
32. Petryna, Y.S. et Krätzig, W.B., "Structural damage and life-time estimates by nonlinear FE simulation", *Engineering Structures* 27 (2005) 1726–1740.
33. Kadid, A., "Analyse Non Linéaire par Éléments Finis des Plaques en Béton Armé Soumises aux Explosions", Thèse de Doctorat, Département de Génie Civil, Faculté des Sciences de l'Ingénieur, Université de Batna.
34. Karsan, I.D., et Jirsa, J.O., "Behaviour of concrete under compressive loadings". *ASCE Journal of Structural Division* 95 (ST12), pp. 2543-2563, (1969).
35. Cornelissen, H.A.W., Hordjik, D.A., and Reinhardt, H.W. "Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight concrete". *Heron, Fracture Mechanics and Structural Aspects of Concrete*, 31(2), 45-56, (1986).

36. Ramatani, S. "Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral". Thèse de Génie Civil : E.N.S de Cachan, Paris, (1999).
37. Bishoff, P.H., and Perry, S.H., "Compressive behaviour of concrete at high strain rates". *Materials and Structures*, vol. 24, pp. 425-450, (1991).
38. Belaoura, M., Laradi, N. et Brara, A., "Comportement dynamique du béton sous sollicitations multiaxiales", 7^{ème} Colloque national, AFPS, École Central Paris.
39. Eisenberg, J.M., "Lessons of recent earthquakes in Armenia, Turkey, & Taiwan", 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 012, (2002).
40. Eisenberg, J.M., "Gravitational seismic collapse mechanism analysis in view of conceptual design », 12th World Conference on Earthquake Engineering, paper 0245, (2000).
41. Bruneau, M., Vian, D., "Experimental investigation on P-Delta effects to collapse during earthquakes", 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 021, (2002).
42. Calvi, G.M., Magenes, G., Pampanin, S., "Experimental Test on a three story reinforced concrete designed for gravity only", 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 727, (2002).
43. Luis, F. Ibarra, "Global collapse of frames structures under seismic excitations", Thèse de Doctorat, Department of civil and environmental Engineering Stanford University, (December 2003).
44. Della Corte, G., De Matteis, G., Landolfo, R., "Influence of different hysteretic behaviours on seismic response of SDOF systems", 12th World Conference on Earthquake Engineering, paper 2402, (2000).
45. Kwak, H.G., Kim, S.P., "Nonlinear Dynamic Analysis of RC Frames under Earthquake Loading", *Proceedings of the Ninth International Conference on Civil and Structural Engineering Computing*, Civil-comp Press, Stirling, Scotland, paper 108, (2003).
46. Colombol, A., Negro, P., "Effects of strength deterioration on inelastic seismic demands", 12th European Conference on Earthquake Engineering, paper 272, (2002).

47. Ashutosh, B., "Evaluation of performance of reinforced concrete buildings", Thèse Doctorat, Department of civil and environmental Engineering Carleton University, Ottawa, Canada (Marsh 2001).
48. IDARC 2D version 6.1, User's Guide, (February 2006).
49. Bourahla, N., Attar, A., Djidjili, F., Kenai, S. et Tafraout, S., "Effect of Ageing Degradation on the Performance of Reinforced Concrete Bridge Piers under Seismic Excitations", Article publié dans la conférence internationale sur la construction et la technologie de construire (ICCBT), pp 101-112, (2008).
50. Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S. K., Li, C. et Madan, A., "IDARC 2D Version 4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings", Technical Report NCEER-96-0010, National Center For Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, (January 1996).
51. Tafraout, S., "Comportement structurel des constructions en béton arme et identification des mécanismes de ruine sous l'action du séisme du 21 mai 2003", Thèse Magister, Département Génie Civil, Université Saâd Dahleb, Blida, (2006).

APPENDICE A :

**Article publié dans la conférence
internationale
sur la construction et la technologie de construire**



ICCBT2008

Effect of Ageing Degradation on the Performance of Reinforced Concrete Bridge Piers under Seismic Excitations

N. Bourahla*, University Saâd Dahleb, Blida, Algeria
A. Attar, University Saâd Dahleb, Blida, Algeria
F. Djidjeli, University Saâd Dahleb, Blida, Algeria
S. Kenai, University Saâd Dahleb, Blida, Algeria
S. Tafraout, University Saâd Dahleb, Blida, Algeria

ABSTRACT

Due to the ageing of the existing infrastructure on a worldwide scale and to the lack of explicit quantitative evolution of structural degradation of reinforced concrete elements during their lifetime, it is necessary to develop mathematical tools to evaluate the reduction in their structural capacities over a time interval.

In this study, concrete damage is simulated by a reduction of the hysteresis properties (elasticity modulus and strength) represented by a degradation factor corresponding to a series of power functions which varies from zero in the initial state (without degradation) to unity in the case of failure. Upper and lower bounds were derived to cover the variation of the ageing degradation rate. The effect of the latter is evaluated using both a displacement response and an energy audit to measure the performance of reinforced concrete elements subjected to cyclic and seismic loadings. The results obtained show a correlation between the degradation factor and element service life: maintenance must take place from 25 and 65 years for a lifecycle of 50 and 100 years respectively. By considering a concrete of better quality, one can ensure a more important service life with the reduction of the risk of ruin of the structure under seismic loading.

Keywords: Ageing degradation, Seismic excitation, Concrete damage, Lifecycle analysis, Structural integrity, Reinforced concrete bridge pier.

*Correspondence Author: Prof. Dr. Nouredine Bourahla, university of Blida, Algeria. Tel: +(213)70904485, Fax: +(213)25433939. E-mail: nbourahla@yahoo.com

1. INTRODUCTION

Concrete is not inherently durable, its microstructure and subsequently its properties change with time. This deterioration may have mechanical, chemical, bio-chemical or physical origins and is very much concerned by its constant interaction with the environment [1]. In addition, with respect to in service concrete, the design of structure, the concrete used, and the construction practices employed may be deficient. Consequently, besides ageing parameters, many sources of uncertainty must be taken into account in the assessment of the reliability of an existing structure, including lack of in-service measurements of strength and loads and variations in service or accidental loads.

It is important to understand material deterioration and its impact on structural behaviour in order to evaluate its safety and its serviceability to estimate the remaining structural service capacity of existing constructions. In this study, the main effects of the damage are identified as reductions of strength and stiffness, occurring over a life-time t , and leading to a reduction in structural safety. A concrete damage index is defined as a stiffness softening phenomenon and a hysteresis characteristics degradation caused by mechanical material deterioration [2, 3] and is represented by a degradation factor corresponding to a series of power functions which varies from zero in the initial state (without degradation) to unity in the case of failure. Upper and lower bounds were derived to cover the variation of the ageing degradation rate.

2. MATERIAL AND SERVICE LIFE MODELLING

As represented in figure 1 [4], the degradation stage evolves from the microstructural changes, through a deterioration initiation, corresponding to the beginning of macrostructural effects, up to a rapid propagation until a threshold level of damage is exceeded (thus defining the expected useful service life). In fact, age-related degradation of structures occurs with time and must be taken into account to ensure that they are respecting the actual standards requirement.

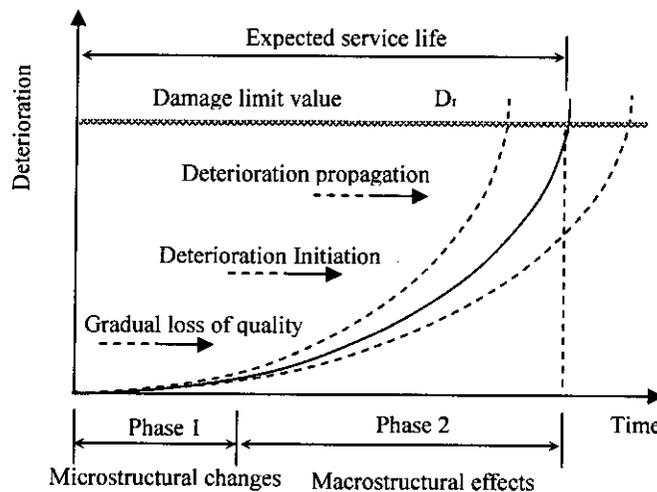


Figure1. Qualitative evolution of structural deterioration [4]

Simplified relations can be introduced to model the evolution of the effects in time. In our case, to model concrete behaviour, the failure effect is introduced as a stiffness softening

phenomenon caused by material deterioration. A damage indicator D [2], taking the value 0 in the undamaged virgin state, and increase with deterioration growing until the loss of structural integrity ($D = 1$) is applied.

As proposed by Carpenteri [5], the damage level can also be expressed as a power function of time t :

$$D = \left(\frac{t}{t_{max}}\right)^\alpha \tag{1}$$

t_{max} being the lifecycle of the structure and α is a coefficient that has been interpolated from the Acoustic Emission data of a reference specimen. For the purpose of this study, an upper and lower bounds corresponding to $\alpha=2$ and $\alpha=4$ respectively are found to be sufficient to cover the experimental stepwise curve obtained in [5].

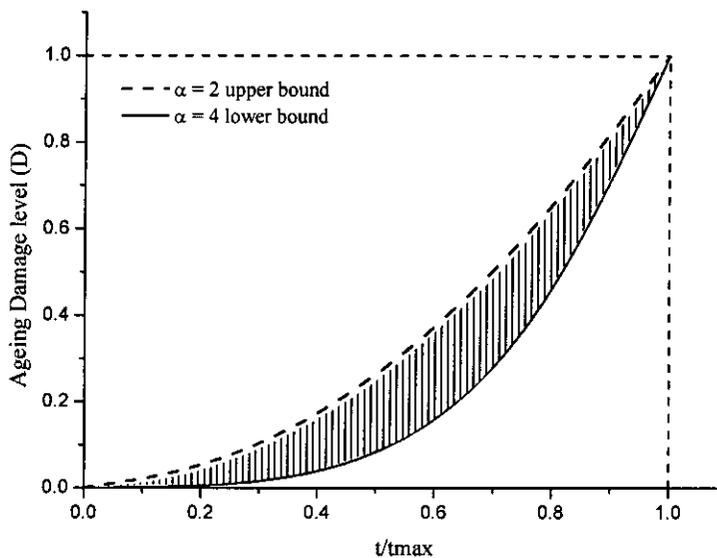


Figure2. Damage evolution

3. HYSTERESIS LOOPS DEGRADATION (CYCLIC AND SEISMIC LOADING)

Beside the ageing effect, RC structural elements undergo progressive stiffness and strength deterioration with increasing number of yield excursions due to repetitive load. On the other hand, most of the existing studies on the inelastic behaviour of buildings subjected to seismic ground motion have generally adopted hysteresis models calibrated on standard reinforced concrete elements. Hence, these studies cannot recognise the progressive effect of damage due to ageing of the materials and the changes of its hysteresis characteristics.

However, a realistic estimate of the seismic response of RC structures at a given age can be made only if the variation of the degradation is incorporated in the hysteretic behaviour of structural elements.

The relationship between the ageing damage level and the cyclic strength decay, the stiffness degradation and the slip-bond effect is not explicitly expressed at the present time. Access to experimental results of the cyclic force-deformation characteristics of components at different

Effect of Ageing Degradation on the Performance of Reinforced Concrete Elements under seismic excitations

ages provides the best means of specifying the above degrading parameters. Thus, until data are available to suggest a model of damage that may be suited to inelastic dynamic analysis, the choice was made to use a simple model that could be varied so as to investigate how the evolution of ageing damage affects the computed results.

To simulate the loss of the material hysteresis characteristics because of ageing effect, the degradation factors are assumed to vary proportionally to the ageing damage level D as follows:

$$HC = HC_0 + (HC_D - HC_0)D \quad (2)$$

$$HBE = HBE_0 + (HBE_D - HBE_0)D \quad (3)$$

$$HSR = HSR_0 + (HSR_D - HSR_0)D \quad (4)$$

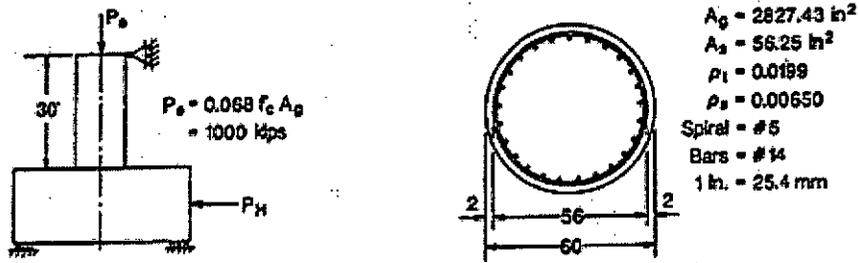
where HC , HBE and HSR are the parameters characterising the stiffness degradation, the hysteretic energy-based strength decay and the slip-bond length respectively at a given age defined by the ageing damage level D . HC_0 , HBE_0 and HSR_0 correspond to the reference degradation level at $t=0$. HC_D , HBE_D and HSR_D correspond to the maximum degradation level. The general meaning of the parameters can be characterised as follows: An increase in HC retards the amount of stiffness degradation ($HC_0 > HC_D$); an increase in HBE accelerates the strength deterioration ($HBE_0 < HBE_D$) and an increase in HS reduces the amount of slip ($HSR_0 < HSR_D$) [6].

Theoretically, the stiffness and strength degradation factors may vary from no degradation level (ideal concrete) to maximum degradation level representing very poor material characteristics. The slip-bond parameter, however, is introduced to take into account the rusting of steel reinforcement which is a long-term process that effectively weakens structural elements and increases their vulnerability to extreme loads such as earthquakes. This parameter controls the pinching of the hysteresis loops.

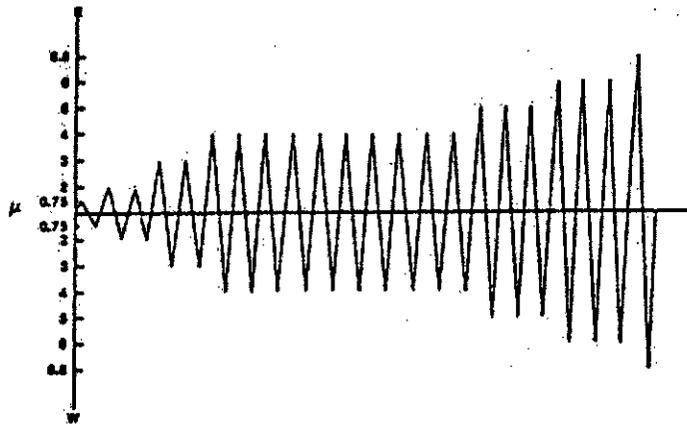
5. INELASTIC DYNAMIC ANALYSES

The purpose of this analysis is to evaluate the structural damage of a prototype bridge pier under cyclic and seismic loading in order to measure the ageing deterioration effect at the fast starting and critical points for the two design lifecycles 50 and 100 years. Both the upper and lower bound curves defined by the coefficients $\alpha=2$ and $\alpha=4$ are considered.

The structure is a full-scale circular column which was tested at the laboratories of the National Institute of Standards and Technology [7]. The column represents a typical bridge pier designed in accordance with CALTRANS specifications. The pier was tested by applying both axial and lateral loads as shown in Figure 3 (a). The diameter of the column is 1.52 m with an aspect ratio of 6.0 ($H=9.14\text{m}$). The column was made of C35/30 concrete and grade 60 steel was used as longitudinal reinforcement. The steel exhibited good ductility in the material testing with a 2% strain and a stress hardening of 10025 Mpa before actual rupture. The cross-section in Figure 3 (a) shows the reinforcement details. The tests were performed using a displacement controlled quasi-static history as shown in Figure 3(b).



(a) Specimen geometric characteristics



(b) Cyclic loading

Figure3. Configuration and loading of full-scale bridge pier [7]

5.1 Cyclic Loading

Similarly to the analyses carried out by Valles and al [6] to simulate the essential characteristics of the hysteresis behaviour, the IDARC smooth hysteresis model [8] is used instead of the three parameters model, with a stiffness degradation coefficient $HC_0=9.0$, strength degradation coefficient $HBE_0=0.05$; and a pinching coefficient $HSR = 0.0$. These parameters were estimated from the observed experimental loops, and could be used to represent well-detailed section at a reference age $t=0$.

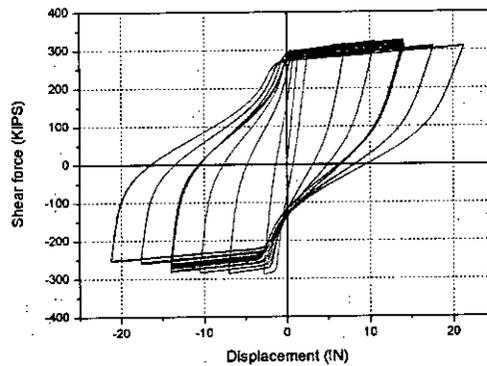
Intermediate values at different ages are computed using equations (2), (3) and (4). Table 1 summarises the values of the strength, stiffness and slip-bond degradation parameters together with the dissipated hysteresis energy.

Effect of Ageing Degradation on the Performance of Reinforced Concrete Elements under seismic excitations

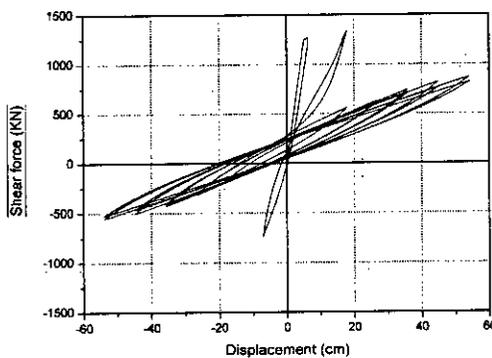
Table1. Values of the different hysteresis degrading parameters

case	Age (Years)	α	D	HC	HBE	E (MPa)	f_c (MPa)	HSR	Hysteresis Energy Normalised
C00	0		0.	9.0	0.05	28337.5	35.9	0.20	1.00
C01	25	2	0.250	7.25	0.058	21253.1	26.9	0.65	0.15
C02	25	4	0.063	8.56	0.022	26566.4	33.6	0.31	0.74
C03	30	2	0.360	6.48	0.078	18136.0	23.0	0.85	0.12
C04	30	4	0.130	8.09	0.035	24664.9	31.2	0.43	0.44
C05	65	2	0.423	6.04	0.090	16364.9	20.7	0.96	0.10
C06	65	4	0.179	7.75	0.044	23279.0	29.4	0.52	0.33
C07	70	2	0.490	5.57	0.103	14452.1	18.3	1.08	0.05
C08	70	4	0.240	7.32	0.056	21533.6	27.2	0.63	0.24

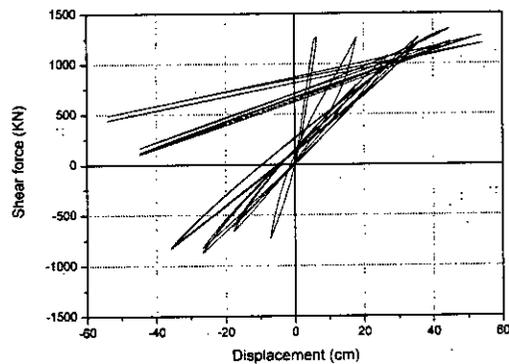
The hysteresis loops show a relatively stable behaviour during the initial phase of degradation (25 and 65 years) for the lower bound ($\alpha=4$), but a rapid deterioration from the first cycles can be noticed especially at the critical phase (30 and 70 years) of the upper bound ($\alpha = 2$) as shown on Figures 4 & 5.



(a) Hysteresis loop at age $t = 0$

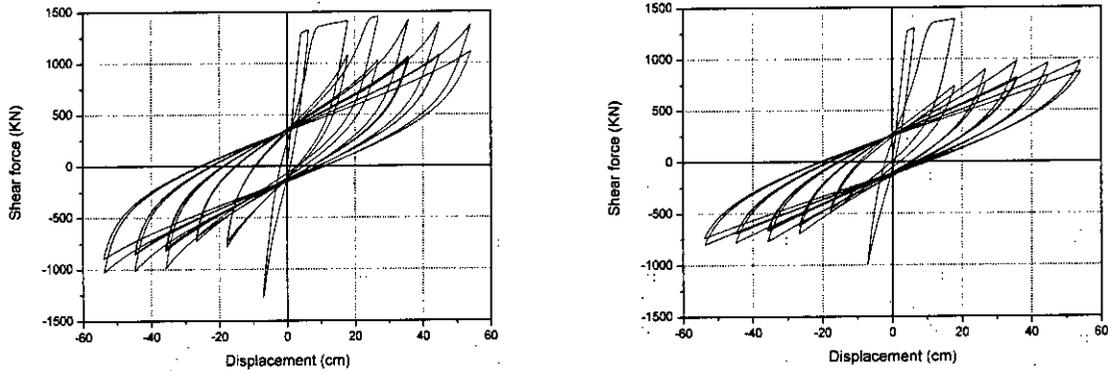


(c) Hysteresis loop at age $t = 65$ ($\alpha=2$)



(d) Hysteresis loop at critical age $t = 70$ ($\alpha=2$)

Figure4. Comparison of shear-deformation hysteresis loops at different ages for upper bound ($\alpha=2$)



(c) Hysteresis loop at age $t = 65$ ($\alpha=4$) (d) Hysteresis loop at critical age $t = 70$ ($\alpha=4$)

Figure5. Comparison of shear-deformation hysteresis loops at different ages for lower bound ($\alpha = 4$)

In terms of hysteresis energy, the dissipation capacity of the element can be moderately altered in the first phase of the ageing degradation as represented by the case C02 (age 25 $\alpha=4$) where the hysteresis energy loss is about 1/4 of the reference case C00. At critical age of the upper bound (age 70 $\alpha=2$) the element loss most (95%) of its energy dissipation capacity. In all other cases the elements dissipated less than 50% of the hysteresis energy capacity of the reference element which is indicative of extremely vulnerable material.

5.2 Seismic loading

For the purpose of the present analysis the bridge pier is subjected to a ground acceleration recorded at a station located in Dar-El-Beida about 25 km from the epicentre of the Boumerdes earthquake 2003 (Algeria). The duration of the strong motion is 30 seconds. The response analysis is carried out using 1.35 times the E-W component (0.52g) as shown in Figure 6. The step-by-step numerical integration is carried out at constant time interval 1/1000 sec. Internal viscous damping (Rayleigh damping) equal to 7 % is assumed.

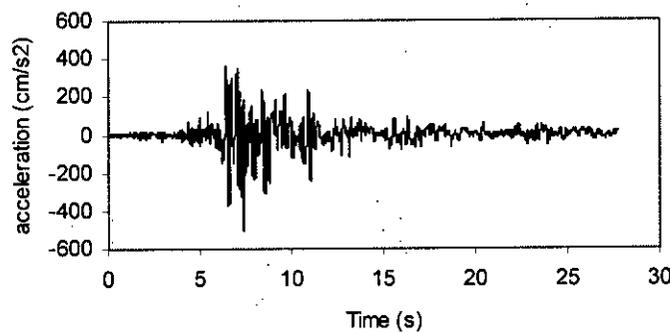


Figure6. Earthquake ground accelerations

Effect of Ageing Degradation on the Performance of Reinforced Concrete Elements under seismic excitations

A reference model at age $t=0$ (C00) using the material characteristics determined previously (cyclic loading) is first considered. The overall response measured in terms of the top column displacement indicates that the behaviour is stable and the displacement time history is dominated by the fundamental frequency. The maximum displacement is less than 1% of the pier height and a negligible permanent displacement can be noticed at the end of the time history response (Figure 7). The response of the specimen at the critical age of the lower bound (C08) is relatively stable but it showed evidence of a considerable loss of stiffness which become visible on the response time history characterised by an elongated waveform and a larger permanent deformation (Figure 7). The specimen at the critical age of the upper bound (C07), however, exhibit different behaviour under the same loading conditions. At an early stage, the pier underwent large inelastic deformation and became unstable after the first peak of the earthquake ground acceleration, where the maximum displacement was more than five times of the reference model and more importantly, the permanent deformation is remarkably larger.

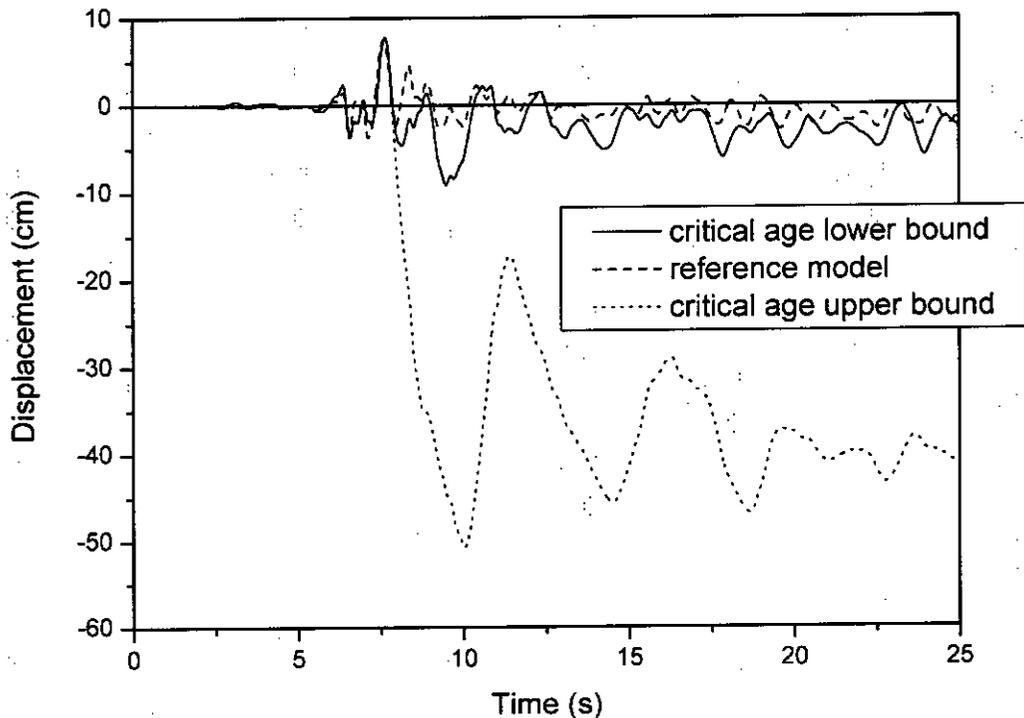
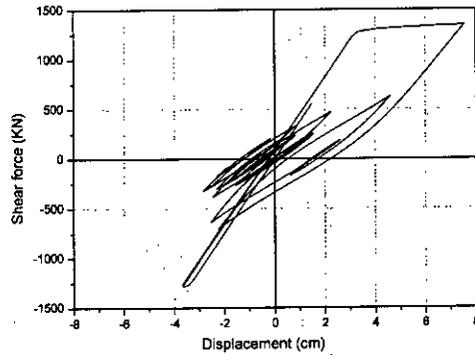
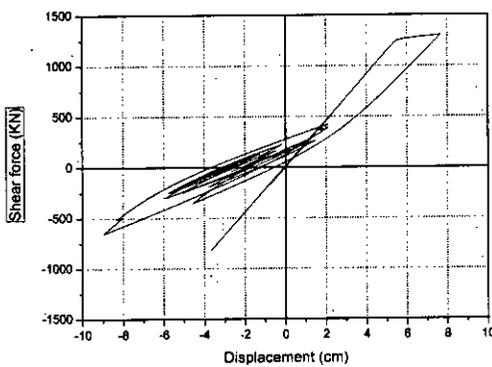


Figure7. Displacement time history at the top of the pier

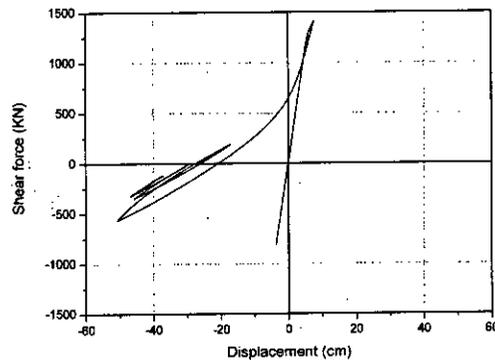
As expected, the shear-deformation hysteresis loops of the reference model were stable with only minor degradation and pinching. The C08 model (age = 70, $\alpha = 4$) exhibited more hysteresis loop degradation but some stiffness and strength remained to dissipate energy compared to those corresponding to the C07 model (age = 70, $\alpha = 2$) where the loops showed pronounced degradation in strength and stiffness as well as pinching (Figure 8).



(a) Reference model $t = 0$



(a) Critical age lower bound (C08)



(b) Critical age upper bound (C07)

Figure8. Shear-deformation hysteresis loops

6. CONCLUSION

Structural capacity degradation over time is a problem that affects strategic infrastructure (bridges, marine platforms, nuclear plants, building structures, etc.) all over the world. Such degradation is mainly caused by the exposure of structures to ordinary actions (wind, waves, corrosion, etc.). Accidental loading such as earthquake may occur at any time during the lifetime of the structures. Therefore, in any assessment of the long-term seismic performance of RC structures, the ageing deterioration phenomena must be appreciated, and appropriate models developed to accurately simulate the time-dependent nature of these effects.

In this study, a model for predicting the evolution in time of a damage factor varying within a lower and upper bound is introduced to assess the reduction of the stiffness and strength capacity as well as the hysteresis parameters of a RC element.

The seismic behaviour in terms of displacement response, hysteresis loops shape and hysteresis energy dissipation are conducted using a prototype bridge pier under cyclic and seismic loadings.

The results obtained show significant changes of RC elements at different time intervals. A considerable loss of the energy dissipation capacity is observed during the second phase of evolution of the ageing deterioration for good quality materials (lower bound) and become more pronounced at early stage for poor quality materials (upper bound).

Effect of Ageing Degradation on the Performance of Reinforced Concrete Elements under seismic excitations

Nevertheless, further research is still required before the methodology is applicable to full-scale loss assessment applications. For example, it will be necessary to account for the relationship between the ageing damage factor and the hysteresis characteristics which is assumed to vary linearly in this study.

REFERENCES

- [1]. P.K. Mehta and B. C. Gerwick, Cracking-corrosion interaction in concrete exposed to a marine environment, *Concrete International-Design and Construction*, Vol. 4, N° 10, October 1982, pp; 45-51
- [2]. W.B. Krätzig, Y.S. Petryna, Assessment of structural damage and failure', *Archives of Applied Mechanics*, 71 (2001) 1-15
- [3]. S. C. Dutta and P. K. Das, Validity and application of two simple hysteresis models to assess progressive seismic damage in R/C asymmetric buildings', *Journal of Sound and vibration* Vol. 257, No 4, (2002) 753-777.
- [4]. M. Ciampoli, A probabilistic methodology to assess the reliability of deteriorating structural elements, *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 168 (1999) 207-220
- [5]. A. Carpinteri, G. Lacidogna, N. Pugno, Structural damage diagnosis and life-time assessment by acoustic emission monitoring, *Engineering Fracture Mechanics* 74 (2007) 273-289
- [6]. R. E. Valles, A. M. Reinhorn, S. K. Kunnath, C. Li, and A. Madan, IDARC 2D Version 4.0, A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings, Technical Report NCEER-96-0010 (1996) National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- [7]. W. C. Stone, and G. C. Cheok, Inelastic Behavior of Full-Scale Bridge Columns Subjected to Cyclic Loading, NIST Building Science Series 166 (1989), National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, M. D.
- [8]. S. K. Kunnath, A. M. Reinhorn, and Y. J. Park, Analytical Modeling of Inelastic Seismic Response of R/C Structures, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 4, (1990) 996-1017

APPENDICE B :

Description du programme IDARC 2D

INTRODUCTION :

Le programme IDARC « Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete » ou « Programme d'analyse inélastique des dommages des structures en béton armé » a été produit en 1987 comme un programme d'analyse à deux dimensions pour étudier la réponse non linéaire des structures en béton armé à plusieurs niveaux. La version originale de ce dernier comporte les éléments structurels suivants :

- Éléments poteaux
- Éléments poutres
- Éléments voiles

La version originale du programme développé par Park & Ang (1984) inclus l'estimation de l'indice du dommage produit par chaque élément dans chaque niveau ainsi que pour l'ouvrage entier. Cet indice inclus le rapport entre la déformation max et ultime ainsi que le rapport entre l'énergie d'hystérésis dissipé et l'énergie monotone max.

Cette version du programme incorpore :

- Un système d'identification : analyse statique pour déterminer les propriétés des éléments et le mode de rupture ultime de l'ouvrage.
- Analyse de réponse dynamique : analyse dynamique élastique en pas à pas.
- Analyse de structure et analyse des dommages : l'analyse de la super structure et l'évaluation des dommages.

Cependant la dernière version, comporte quelque nouveautés tels que :

- L'addition d'une routine pour le calcul automatique de la courbe enveloppe des éléments.
- Module d'analyse quasi-statique ou pseudo dynamique pour la comparaison avec les tests expérimentaux.
- L'ajout de l'effet P-Delta.

NOUVEAUTES DE LA DERNIERE VERSION DU PROGRAMME :

Dans la nouvelle version de IDARC, plusieurs paramètres sont ajoutés dans le programme pour rapporté plus de performance ainsi que de précision, parmi des nouveautés ajoutées :

- Amortissement hystérésis, Viscoélasticité, Frottement.
- Macro modèle pour les panneaux porteurs.
- Propagation de plasticité.
- Nouveaux modèles d'hystérésis.
- Nouveaux indicateurs de dommage.
- Nouvel option « Pushover »
- Capture de la réponse durant l'analyse « snapshot ».
- Option d'amortissement proportionnel.

CAPTURE DE LA REPONSE D'UNE STRUCTURE :

Le programme IDARC permet d'avoir la réponse de la structure à n'importe quel moment durant l'analyse, plusieurs cas de capture peuvent être effectués :

- Profil de déplacement.
- Rapport de contrainte des éléments.
- État de rupture de la structure.
- Indice des dommages.
- Caractéristiques dynamiques (analyse des valeurs propres).

La définition de la capture de la réponse peut être effectuée soit par défaut ou défini par l'utilisateur. On choisissant la capture par défaut l'utilisateur doit définir les points de fissure, ou de rupture des poteaux, poutres, ou voiles de la structure qu'il désire voir les résultats de l'analyse.

Durant l'analyse l'état des poteaux, poutres, et voiles est observé. Quand un élément se fissure, se brise ou atteint sa valeur ultime, le programme préserve sa trace. Toutes les informations sont reportées graphiquement à la fin de l'analyse.

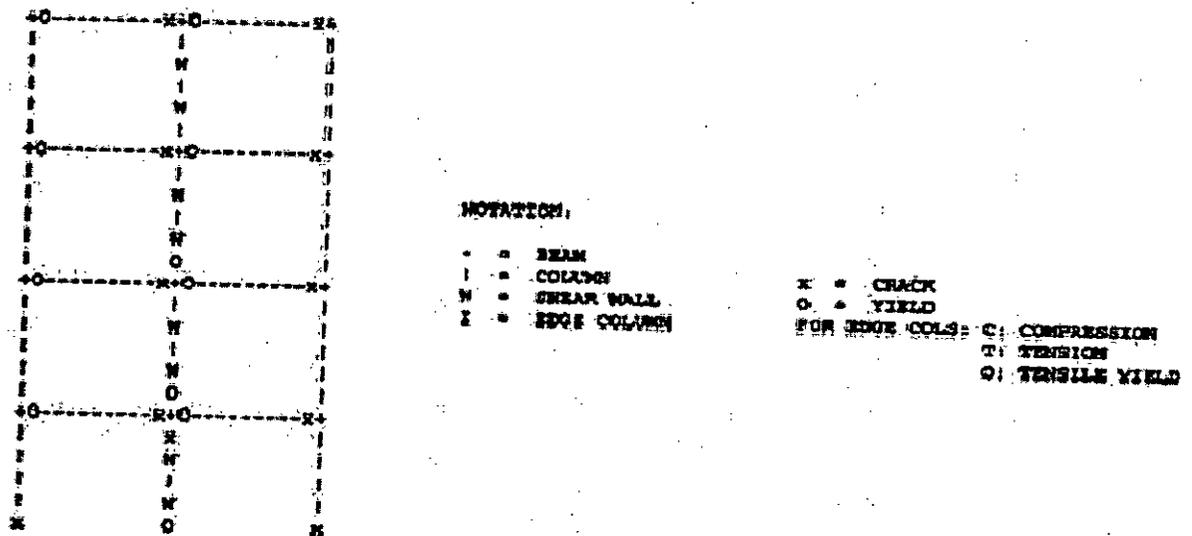


Figure 1 : État de contrainte d'une structure

REGLES D'HYSTERESIS :

La nouvelle version d'IDARC comporte plusieurs lois d'hystérésis tels que:

- Modèle Park à trois paramètres.
- Modèle tri linéaire.
- Modèle bi linéaire

Ainsi que d'autres modèles sont incorporés dans cette version pour simuler les d'autres comportements. Le choix de ces lois est effectué selon les besoins de l'utilisateur. On dispose dans le programme IDARC de deux types globaux des modèles d'hystérésis, dont le premier c'est le modèle Bilinéaire et le second est le Multilinéaire lisse, où pour chaque type on peut avoir la variation des paramètres voulus pour avoir la dégradation voulue.

Les suivantes figures présentent les modèles d'hystérésis, ainsi que les courbes de dégradation des diverses paramètres :

Modèle Multilinéaire :

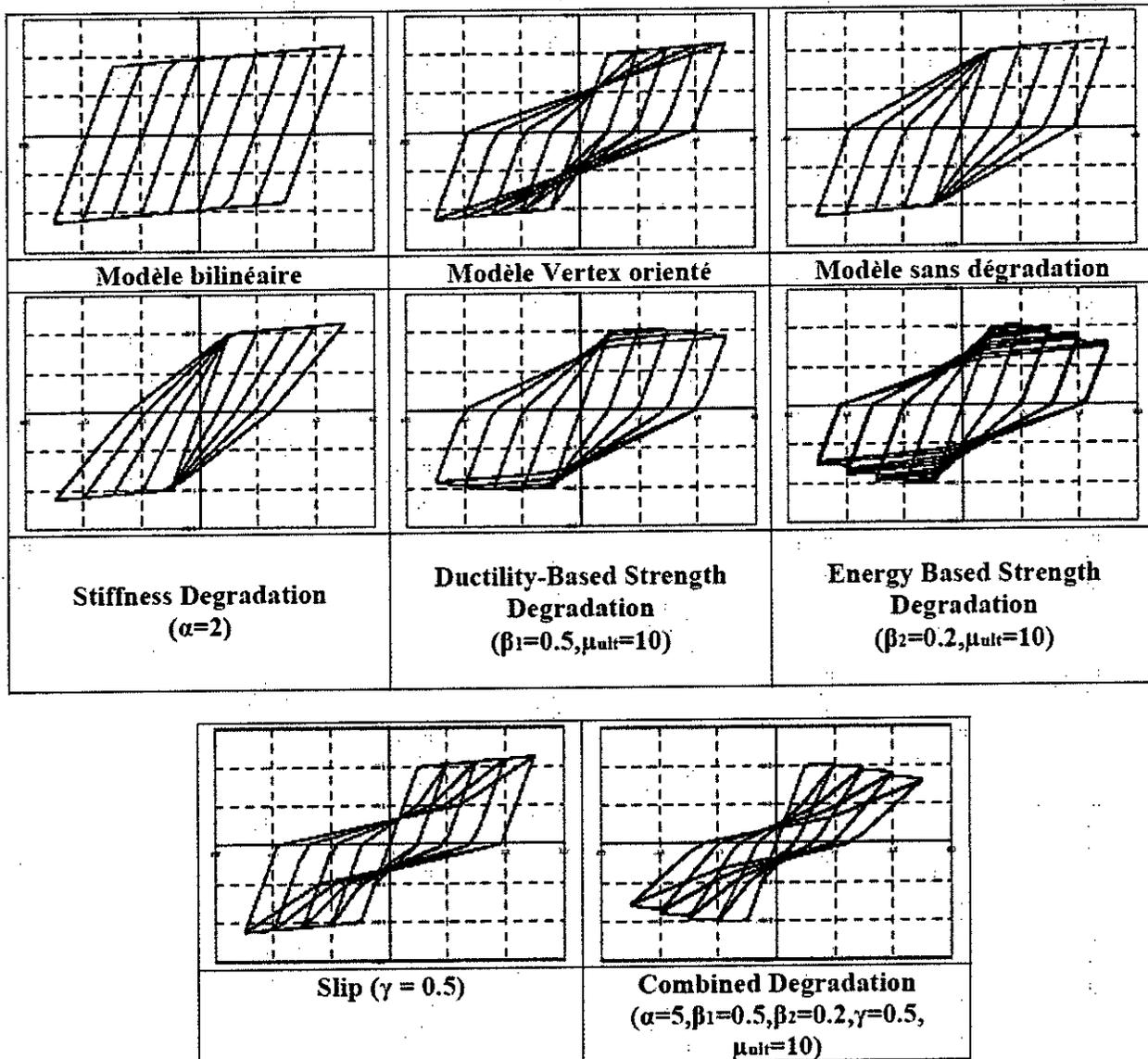


Figure 2 : Présentation qualitative de l'effet de dégradation des paramètres dans le comportement hystérétique du modèle multilinéaire

Modèle lisse "smooth model":

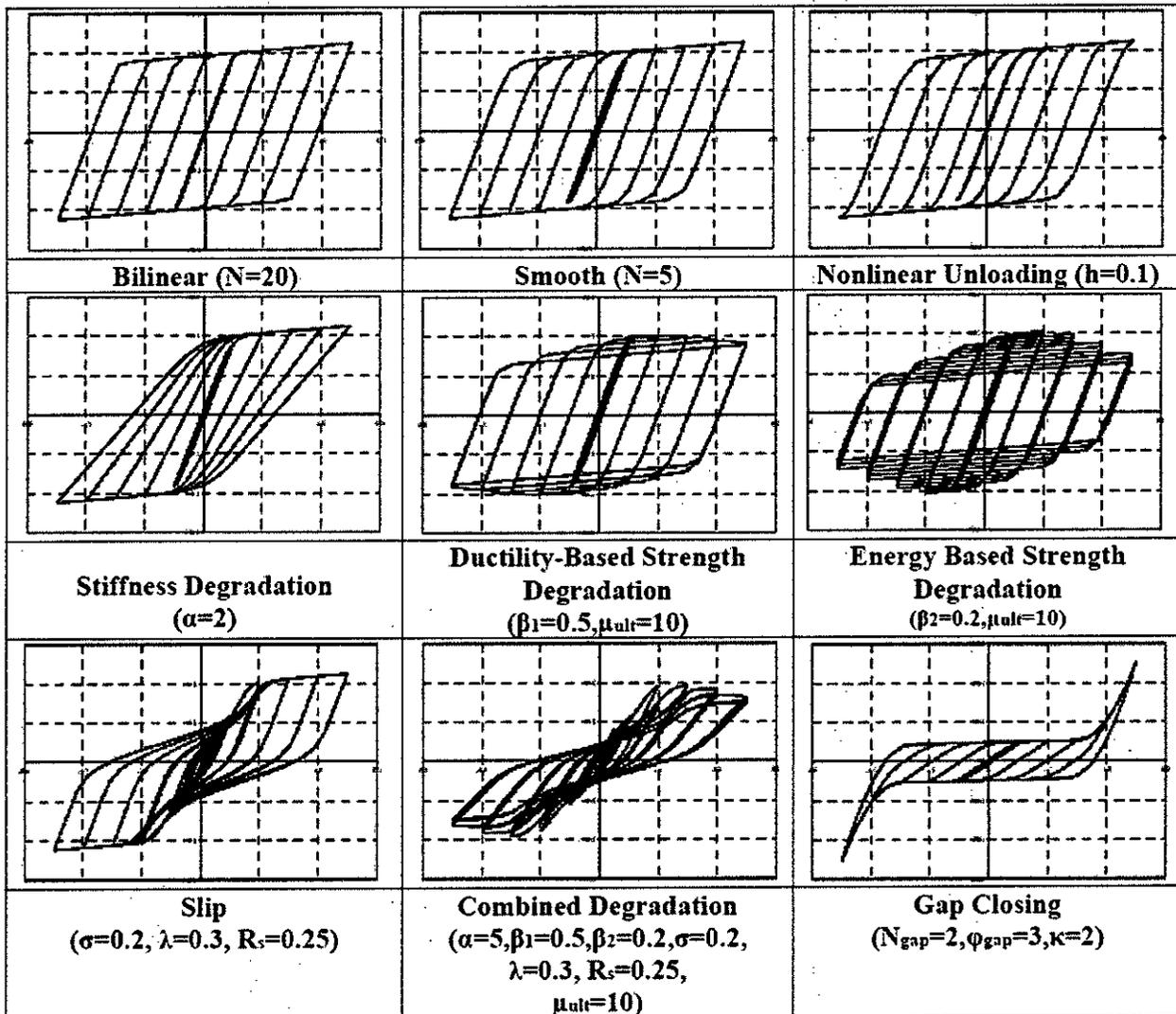


Figure 3: Présentation qualitative de l'effet de dégradation des paramètres dans le comportement hystérétique du modèle multilinéaire

ANALYSE DES DOMMAGES :

La nouvelle version d'IDARC incorpore plusieurs modèles d'indice de dommage : (1) le modèle Park & Ang (Park et al. 1984 ; Kunnath et al. 1992b) ; (2) le modèle basé sur la fatigue introduit par Reinhorf et Valles (1995) ; et un troisième modèle qui dépend sur la variation de la période fondamentale de la structure. Les modèles de Park & Ang ainsi que celui de la fatigue peuvent être utilisées pour calculée les différentes indices de dommages.

Le tableau qui suit présente l'indice de dommage, ainsi que les dégâts observés et interprété par Park & al. 1984 :

Tableau 1 : l'indice de dommage et les dégâts observés

Degré de dommage	Apparence physique	Indice de dommage	État de l'ouvrage
Rupture	Rupture partielle ou totale de l'ouvrage	> 1.0	Perte du bâtiment
Sévère	Écrasement du béton extensif, ouverture des aciers transversaux	0.4 – 1.0	Peut être réparé
Modéré	Large fissuration du béton extensif, éclatement du béton dans les zones faibles	< 0.4	Réparable
Mineur	Mineurs fissuration ; décollage du béton dans les poteaux	/	/
Faible	Quelque fissuration	/	/

PREPARATION DU FICHER INPUT :

La préparation du fichier input est effectuée selon l'organigramme suivant :

1. Définition des paramètres généraux :

- Système d'unité.
- Types d'éléments.
- Géométrie. (dimensions)
- Types de portiques.

2. Introduction des propriétés des matériaux :

- Béton.
- Armatures
- Panneaux porteurs.
- ... Autres

3. Choix du modèle d'hystérésis :

- Modèle multilinéaire.
- Modèle smooth.

4. Choix des options d'analyse :

- Analyse statique inélastique.
- Analyse monotone pushover
 - Control de force.
 - Control de déplacement.
- Analyse dynamique non linéaire
- Analyse quasi-statique.

5. Choix des options du fichier output.

- Capture de la contrainte, déformation, dommage.
- Control de l'output des niveaux.
- Hystérésis des éléments.
- ... Autres.

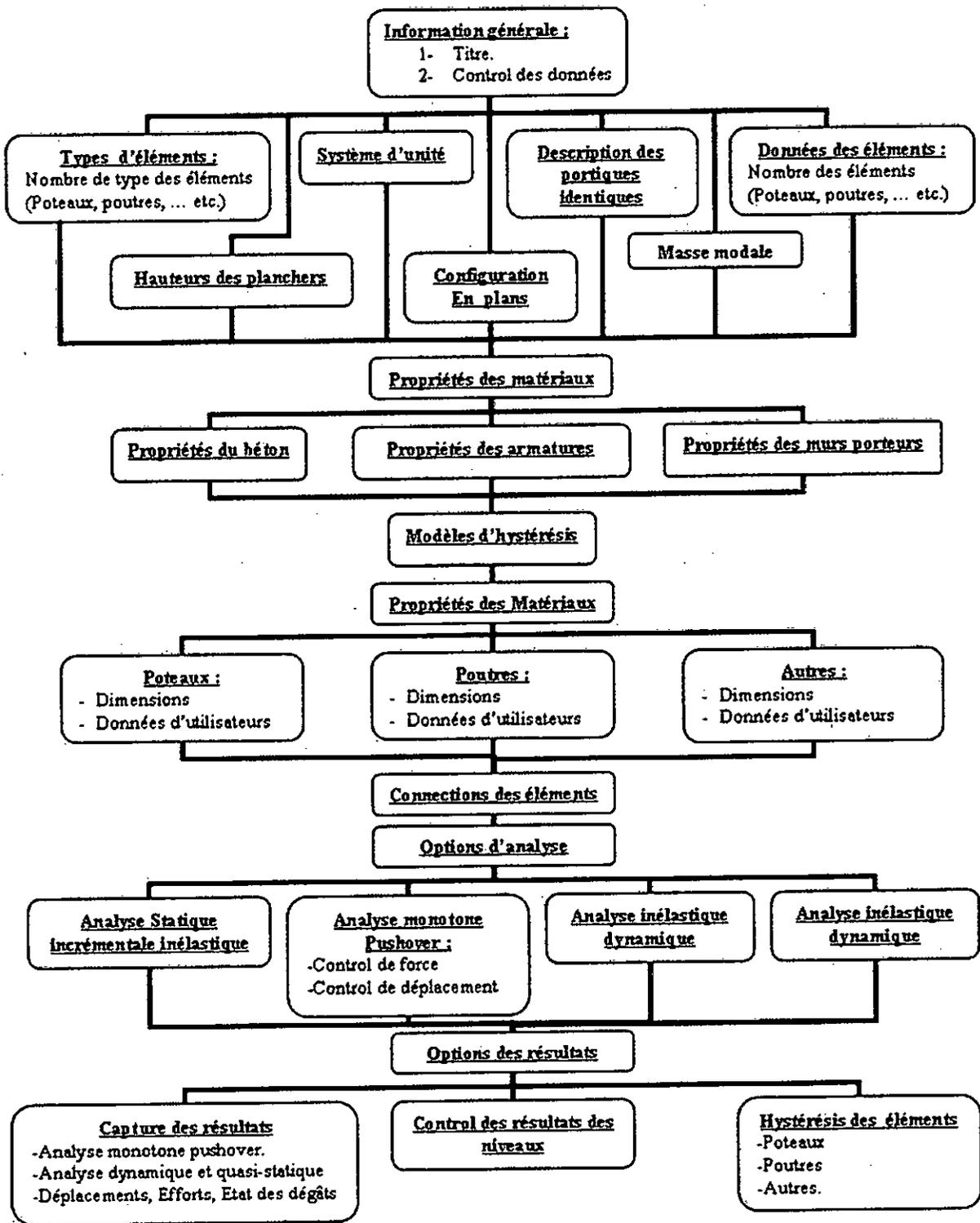


Figure 4 : Organigramme de préparation du fichier Input du Programme IDARC

APPENDICE C :

Modèle type du Ficher Input

CASE STUDY # 1 : Circular Column Test

CONTROL DATA

1, 1, 1, 1, 0, 1, 0, 0, 1

ELEMENT TYPES

1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0

ELEMENT DATA

1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0

UNIT SYSTEM (KIPS/INCH)

1

FLOOR ELEVATIONS

360.0

DESCRIPTION OF IDENTICAL FRAMES

1

PLAN CONFIGURATION (SINGLE COLUMN LINE)

1

NODAL WEIGHTS

1, 1, 300.0

CODE FOR SPECIFICATION OF USER PROPERTIES

0

CONCRETE PROPERTIES

1, 5.21, 4110.0, 0.2, 0.624, 0.0, 0.0

REINFORCEMENT PROPERTIES

1, 68.9, 103.6, 27438.0, 0.0, 0.0

HYSTERETIC MODELING RULES

1

1, 2, 9.0, 0.01, 0.05, 10, 0.5, 0.20, 0.30, 0.25, 10, 1000, 1.0

MOMENT CURVATURE ENVELOPE GENERATION

0

COLUMN DIMENSIONS

2

1,1,1,1, 360.0,0.0,0.0, 1000.0, 60.0, 2.5, 54.5, 25, 1.69, 0.625, 3.5

COLUMN CONNECTIVITY

1,1,1,1,0,1

ANALYSIS TYPE

4

STATIC ANALYSIS OPTION (Axial Force Only)

0,0,0,1

4,1

Nodal Loads

1, 1, 1, 1, 900.0

Quasistatic Analysis

1

1

1

301

0.0	2.5	0.0	-2.80	0.0	3.5	7.060	3.5	0.0	-3.5
-7.03	-3.5	0.0	3.50	7.08	3.5	0.0	-3.5	-7.02	-3.5
0.0	5.0	9.0	10.60	9.0	5.0	0.0	-5.0	-9.0	-10.55
-9.0	-5.0	0.0	5.0	9.0	10.6	9.0	5.0	0.0	-5.0
-9.0	-10.55	-9.0	-5.0	0.0	5.0	10.0	13.5	14.08	13.5
10.0	5.0	0.0	-5.0	-10.0	-13.5	-14.05	-13.5	-10.0	-5.0

0.0	5.0	10.0	13.5	14.07	13.5	10.0	5.0	0.0	-5.0
-10.0	-13.5	-14.05	-13.5	-10.0	-5.0				
0.0	5.0	10.0	13.5	14.08	13.5	10.0	5.0	0.0	-5.0
-10.0	-13.5	-14.08	-13.5	-10.0	-5.0				
0.0	5.0	10.0	13.5	14.08	13.5	10.0	5.0	0.0	-5.0
-10.0	-13.5	-14.07	-13.5	-10.0	-5.0				
0.0	5.0	10.0	13.5	14.10	13.5	10.0	5.0	0.0	-5.0
-10.0	-13.5	-14.07	-13.5	-10.0	-5.0				
0.0	5.0	10.0	13.5	14.10	13.5	10.0	5.0	0.0	-5.0
-10.0	-13.5	-14.07	-13.5	-10.0	-5.0				
0.0	5.0	10.0	13.5	14.12	13.5	10.0	5.0	0.0	-5.0
-10.0	-13.5	-14.07	-13.5	-10.0	-5.0				
0.0	5.0	10.0	13.5	14.12	13.5	10.0	5.0	0.0	-5.0
-10.0	-13.5	-14.07	-13.5	-10.0	-5.0				
0.0	5.0	10.0	13.5	14.12	13.5	10.0	5.0	0.0	-5.0
-10.0	-13.5	-14.07	-13.5	-10.0	-5.0				
0.0	5.0	10.0	13.5	14.10	13.5	10.0	5.0	0.0	-5.0
-10.0	-13.5	-14.07	-13.5	-10.0	-5.0				
0.0	5.0	10.0	16.0	17.66	15.5	10.0	5.0	0.0	-5.0
-10.0	-15.5	-17.66	-15.5	-10.0	-5.0				
0.0	5.0	10.0	16.0	17.66	15.5	10.0	5.0	0.0	-5.0
-10.0	-15.5	-17.66	-15.5	-10.0	-5.0				
0.0	5.0	10.0	16.0	17.66	15.5	10.0	5.0	0.0	-5.0
-10.0	-15.5	-17.66	-15.5	-10.0	-5.0				
0.0	6.0	12.0	20.0	21.30	20.0	12.0	6.0	0.0	-6.0
-12.0	-20.0	-21.19	-20.0	-12.0	-6.0				
0.0	6.0	12.0	20.0	21.32	20.0	12.0	6.0	0.0	-6.0
-12.0	-20.0	-21.27	-20.0	-12.0	-6.0	0.0			

0.005

SNAPSHOT OUTPUT

0,

0,0,0,0,0

OUTPUT CONTROL

1,6,1

CYC1.OUT

MISCELLANEOUS OUTPUT INFORMATION

1,0,0,0,0,0

COLUMN OUTPUT

1

CASE STUDY # 1 : Circular Column Test
CONTROL DATA
1, 1, 1, 1, 0, 1, 0, 0, 1
ELEMENT TYPES
1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0
ELEMENT DATA
1, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0, 0
UNIT SYSTEM (KIPS/INCH)
1
FLOOR ELEVATIONS
360.0
DESCRIPTION OF IDENTICAL FRAMES
1
PLAN CONFIGURATION (SINGLE COLUMN LINE)
1
NODAL WEIGHTS
1, 1, 900.0
CODE FOR SPECIFICATION OF USER PROPERTIES
0
CONCRETE PROPERTIES
1, 5.2, 4110.0, 0.2, 0.624, 0.0, 0.0
REINFORCEMENT PROPERTIES
1, 68.9, 103.6, 27438.0, 0.0, 0.0
HYSTERETIC MODELING RULES
1
1, 2, 9.0, 0.01, 0.05, 10, 0.5, 0.20, 0.30, 0.25, 10, 1000, 1.0
MOMENT CURVATURE ENVELOPE GENERATION
0
COLUMN DIMENSIONS
2
1,1,1,1, 360.0,0.0,0.0, 1000.0, 60.0, 2.5, 54.5, 25, 1.69, 0.625, 3.5
COLUMN CONNECTIVITY
1,1,1,1,0,1
ANALYSIS TYPE
3
STATIC ANALYSIS OPTION (Axial Force Only)
0,0,0,1
4,1
Nodal Loads
1, 1, 1, 1, 900.0
Dynamic Analysis Control Data
0.70,0.0 , 1e-3, 25, 7,3
Wave data
0, 5000,0.005
EARTHQUAKE FILE NAME
ACCELG.DAT
SNAPSHOT OUTPUT
0,
1,1,1,1,1

Output options

1, 5e-3, 1

result.PRN

MISCELLANEOUS OUTPUT INFORMATION

1,0,0,0,0,0.

COLUMN OUTPUT

1