



RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE



UNIVERSITE DJILALI LIABES DE SIDI-BEL-ABBES

Faculté de Technologie

Département de Génie Mécanique

THESE

pour l'obtention du diplôme de :

Doctorat en Sciences

Spécialité : Génie Mécanique

Option : Mécanique des Matériaux

Présentée par

BENARBIA Djamila

**ETUDE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DES POUTRES FISSUREES
ET RENFORCEES PAR DES MATERIAUX COMPOSITES**

Soutenue le :

Devant le jury composé de :

Président :

M^r MAZARI Mohamed

Professeur à l'Université de Sidi Bel Abbès

Examineurs :

M^r TOUNSI Abdelouahed

Professeur à l'Université de Sidi Bel Abbès

Mr BENACHOUR Mustapha

Professeur à l'Université de Tlemcen

M^r ZIADI Abdelkader

Professeur au Centre Universitaire d'Ain Témouchent

M^r HOUARI Mohammed Sid Ahmed

Maitre de conférences A à l'université de Mascara

Directeur de thèse :

M^r BENGUEDIAB Mohamed

Professeur à l'Université de Sidi Bel Abbès

Année 2017-2018

REMERCIEMENT

Je tiens en premier lieu à remercier Monsieur le Professeur **Mohamed BENGUEDIAB**, mon directeur de recherche, qui m'a permis de réaliser cette thèse. Ses connaissances techniques et scientifiques ont permis de me diriger, tandis que sa confiance et l'attention qu'il m'a accordées tout au long de ce travail.

Je remercie aussi Monsieur le Professeur **M. MAZARI**, Directeur du LMSR pour m'avoir accueilli dans son laboratoire et qui m'a fait l'honneur de présider cette thèse.

Egalement, je tiens à remercier sincèrement Monsieur le Professeur **A. TOUNSI** pour toute son aide, ses conseils et de m'avoir honoré d'être membre de Jury de ma soutenance.

Je remercie bien évidemment tous les membres de mon jury. Mes sincères remerciements se dirigent vers Monsieur le Professeur **A. ZIADI** du centre universitaire Belhadj BOUCHAIB d'Ain-Témouchent, Monsieur le Professeur **M. BENACHOUR** de l'université Abou Baker BELKAID de Tlemcen et Monsieur le maître de conférence **M. S. A. HOUARI** de l'Université de Mascara d'avoir accepté examiner mon travail.

Je voudrais témoigner ma profonde reconnaissance à mon directeur, Monsieur **S. SI CHAIB** Directeur des travaux publics de la wilaya d'Ain-Témouchent pour son soutien et son aide.

Il me faut remercier particulièrement Melle **H. FEKIRINI** maître de conférences à l'université de Sidi Bel Abbes pour sa bienveillance, ses précieux conseils et orientations qu'il n'a cessé de me prodiguer.

Je voudrais remercier aussi docteur **S. ABDELBARI** Chef de département de Génie-Civil au centre universitaire Belhadj BOUCHAIB d'Ain-Témouchent pour l'aide précieuse qu'il m'a apportée.

Mes remerciements vont également à tous mes collègues du centre universitaire Belhadj BOUCHAIB d'Ain-Témouchent très particulièrement à Monsieur le Professeur **K.AMARA** et Madame **F.S. RIGHI**.

Je souhaite exprimer ma gratitude envers l'ensemble de mes collègues du Laboratoire des Matériaux et Système Réactifs et enseignants chercheurs de l'université de Sidi Bel Abbes, sans exception, qui m'ont encouragé de près ou de loin.

Enfin, j'exprime toute ma reconnaissance à mes parents, à tous les membres de ma famille et mes amis pour leur soutien assidu, leur aide et leur patience pendant toutes ces années de thèse.

Merci

1. Résumé :

Les ouvrages en béton sont souvent exposés à des conditions environnementales difficiles ou amenés à recevoir des surcharges très importantes auxquelles ils doivent résister afin de remplir de façon satisfaisante pendant leur période d'utilisation, toutes les fonctions pour lesquelles ils ont été conçus. Lorsqu'ils ne peuvent pas résister à ces conditions sévères, des désordres vont apparaître, dont les plus fréquemment cités sont celles liées au phénomène de la fissuration du béton. Les ponts peuvent connaître des désordres de gravité très variable dont les causes sont multiples, ces désordres sont généralement dus à des défauts de conception, à une mauvaise mise en œuvre ou à des causes accidentelles ; ils hypothèquent la durabilité, la résistance (capacité portante) et la stabilité des ouvrages et peuvent entraîner leur dégradation, et parfois même leur ruine.

Les principes de la mécanique de la rupture appliquée permettent de quantifier la nocivité et le degré de menace engendré suite au phénomène de la propagation des fissures. L'implication des critères de rupture dans le calcul des structures en béton a contribué à mieux comprendre leur comportement en fissuration avant et après une éventuelle intervention (réparation). De nos jours, le collage des plaques en FRP est l'une des méthodes de réhabilitation les plus utilisées dans le marché grâce aux avantages des matériaux composites. Parallèlement à la résistance mécanique, d'autres propriétés, telles que la durabilité, considérée comme insuffisante pour certains ouvrages existants, ont fait l'objet d'études approfondies, qui ont débouché sur la mise au point d'un nouveau type de béton, dénommé béton fibré.

Une analyse multicritère munie d'une étude comparative est effectuée en s'appuyant sur l'utilisation d'un critère de rupture qui est basé sur la mécanique linéaire élastique de la rupture de propagation des fissures, appliquée pour des structures en béton fissurées et renforcées en flexion par collage extérieur des plaques composites ainsi aux poutres en béton à fibres.

2. Mots clés:

Propagation des fissures, mécanique de la rupture, renforcement par matériaux composites, béton à fibres.

1. Abstract :

Concrete structures are often exposed to harsh environmental conditions or are subject to very high overloads which they must withstand in order to satisfactorily fulfill during their period of use all the functions for which they were designed. When they can't withstand these severe conditions, disorders will appear; the most frequently mentioned are those related to the phenomenon of concrete cracking. Bridges can experience disorders of very variable severity whose causes are many, these disorders are generally due to design defects, poor implementation or accidental causes; they mortgage the durability, the resistance (bearing capacity) and the stability of the constructions and can lead to their degradation, and sometimes even ruin.

The principles of the failure mechanics applied make it possible to quantify the harmfulness and the degree of threat engendered following the phenomenon of the propagation of the cracks. The involvement of failure criteria in the calculation of concrete structures has contributed to a better understanding of their cracking behavior before and after a possible intervention (repair). Nowadays, the bonding of FRP sheets is one of the most used rehabilitation methods in the market thanks to the advantages of composite materials. In addition to mechanical strength, other properties, such as durability, considered insufficient for certain existing structures have been the subject of in-depth studies, which led to the development of a new type of concrete, called fiber concrete.

A comparative study is carried out based on the use of a failure criterion which is based on the elastic linear mechanics of crack propagation fracture, applied for concrete structures cracked and strengthened in bending by external gluing. Composite plates as well as beams made of fiber reinforced concrete.

2. Keywords:

Crack propagation, failure mechanics, strengthening in composite materials, fiber reinforced concrete.

1. الملخص:

غالباً ما تتعرض المنشآت الخرسانية لظروف بيئية قاسية أو تلقى حمولات زائدة أين يتوجب مقاومتها بصفة مرضية أثناء فترة الخدمة مع استقاء جميع المهام التي صممت من أجلها. عندما تكون الهياكل غير قادرة على تحمل مثل هذه الظروف القاسية، حتما ستظهر بعض أعراض التدهور خاصة تلك التي تتعلق بظاهرة التشققات الخرسانية. تتسم الجسور بكثرة تعرضها لخطورة العيوب ذات الأسباب المتعددة، والتي غالباً ما تكون ناتجة عن سوء أشغال التنفيذ أو سوء التصميم أو أية أسباب أخرى عارضة؛ ما يؤدي إلى خرق المتانة والمقاومة (قدرة الحمولة) واستقرار الهياكل مما يؤدي إلى تدهور خطير قد يصل حتى الخراب أحياناً.

تسمح مبادئ ميكانيك الانكسارات التطبيقية بالقياس الكمي لدرجة الضرر و التهديد الناتج عن ظاهرة انتشار الشقوق. ساهم إشراك معايير ميكانيك الانكسارات في حساب الهياكل الخرسانية لفهم أحسن لسلوكها إزاء التشققات قبل و بعد عمليات تدخل محتملة (إصلاح). في الوقت الحاضر، تعد طريقة إلصاق لوحات FRP أحد أساليب إعادة التأهيل الأكثر استخداماً في السوق بفضل فوائد المواد المركبة. بالإضافة إلى المقاومة الميكانيكية، والخصائص الأخرى، مثل الاستدامة، تعتبر غير كافية لبعض الهياكل القائمة، كانت موضوع دراسات متعمقة، مما أدى إلى تطوير نوع جديد من الخرسانة. ويشار إليها بالخرسانة المسلحة بالألياف.

وأجريت دراسة مقارنة على أساس استخدام معيار تمزق يستند إلى الميكانيكا الخطية المرنة للكسروانتشار التشققات، والمطبقة على الهياكل الخرسانية المتصدعة، وتعزيزها في الانحناء بواسطة الإلتصاق الخارجي للوحات المركبة وكذلك الحزم المصنوعة من خرسانة الألياف.

2. الكلمات المفتاح:

انتشار الانشقاقات، ميكانيك الكسر، التعزيز بالمواد المركبة، الخرسانة المسلحة بالألياف.

TABLE DES MATIERES

Résumé.....	iii
Abstract.....	iv
المخلص.....	v
Table des matières.....	vi
Liste des tableaux	xi
Liste des figures.....	xii
Liste des notations et abréviations.....	xv
INTRODUCTION GENERALE.....	1
1. Problématique.....	2
2. Objectifs de la recherche.....	3
3. Structure et contenu du document.....	3
CHAPITRE I: PATHOLOGIES DES OUVRAGES ET DEGRADATION DES STRUCTURES.....	5
I.1 INTRODUCTION	6
I.2 DEGRADATION PAR FISSURATION DU BETON	7
I.2.1 Fissuration normale du béton armé.....	7
I.2.2 Quelques origines des fissures	7
I.2.3 Caractéristiques des fissures	9
I.2.4 Rôle mécanique de la fissure	10
I.3 CAUSES POSSIBLES DE DEGRADATION DU BETON.....	11
I.3.1 Pathologie d’origines chimiques	12
I.3.1.1 Corrosion des armatures	12
I.3.1.2 Alcali-réactions	14
I.3.1.3 Réaction sulfatique	15

I.3.2	Pathologie d'origines physiques	15
I.3.2.1	Retrait	15
I.3.2.2	Gel-dégel	17
I.3.2.3	Sels de déverglaçage	18
I.3.2.4	Actions de l'eau de mer	18
I.3.3	Pathologie d'origines mécaniques	18
I.3.3.1	Tassements et mouvements des appuis	18
I.3.3.2	Séisme	19
I.3.3.3	Incendie	19
I.3.3.4	Chocs	19
I.3.4	Erreurs de conception – Défauts d'exécution	20
I.4	CONCLUSION.....	20
 CHAPTRE II : REHABILITATION ET TECHNIQUES DE RENFORCEMENT.....		22
II.1	INTRODUCTION.....	23
II.2	METHODES DE REPARATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES EN BETON ARME	23
II.2.1	METHODES NON STRUCTURALES	23
II.2.1.1	Préparation de la surface à réparer	24
II.2.1.2	Protection des armatures.....	24
II.2.1.3	Apport de matériaux (mise en œuvre)	25
II.2.2	METHODES STRUCTURALES	25
II.2.2.1	Adjonction d'armature complémentaire.....	25
II.2.2.2	Béton Projeté.....	27
II.2.2.3	Projection d'un béton avec un ajout d'armatures.....	29
II.2.2.4	Augmentation des sections par un béton additif.....	29
II.2.2.5	Précontrainte additionnelle	31

II.2.3	RENFORCEMENT DES STRUCTURES	32
II.2.3.1	Renforcement par platines métalliques	32
II.2.3.2	Renforcement par les matériaux composites	33
II.3	CONCLUSION.....	37
CHAPTRE III : GENERALITES SUR LES MATERIAUX COMPOSITES.....		39
III.1	INTRODUCTION.....	40
III.2	LES RENFORTS.....	42
III.3	LA MATRICE.....	45
III.3.1	RESINES THERMODURCISSABLES.....	46
III.3.2	RESINES THERMOPLASTIQUES.....	46
III.4	L'INTERFACE.....	47
III.5	LES ADDITIFS.....	47
III.6	ARCHITECTURE DES MATERIAUX COMPOSITES.....	47
III.6.1	MONOCOUCHE.....	47
III.6.2	STRATIFIE.....	48
III.6.3	STRUCTURES EN SANDWICH	48
III.6.4	AUTRES ARCHITECTURES.....	49
III.7	LOIS DE COMPORTEMENT DES COMPOSITES	49
III.8	CONCLUSION.....	51
CHAPTRE IV : PROPAGATION DES FISSURES DANS LES STRUCUTRES EN BETON.....		52
IV.1	INTRODUCTION.....	53
IV.2	MECANIQUE DE LA RUPTURE APPLIQUEE.....	54
IV.2.1	Modes élémentaires de fissuration	55
IV.2.2	Notions de base	56
IV.2.3	Paramètres d'étude de la zone singulière	57
IV.2.3.1	Le facteur d'intensité de contrainte K.....	58

IV.2.3.2	Le taux de restitution d'énergie G.....	59
IV.2.3.3	Intégrale J.....	60
IV.2.4	Rupture fragile par fissuration brutale dans les théories classiques.....	61
IV.2.4.1	Critère du facteur d'intensité de contraintes.....	62
IV.2.4.2	Critère du taux de restitution d'énergie G ou de l'intégrale J.....	62
IV.3	RESISTANCE A LA FISSURATION DU BETON.....	63
IV.3.1	Constituants et microstructure du béton	63
IV.3.2	Essais du béton en traction.....	64
IV.3.3	Essai du béton en flexion 3-points	65
IV.3.4	Zone du processus de rupture	67
IV.3.5	Comportement fragile, ductile, quasi-fragile	68
IV.3.6	Énergie de séparation	69
IV.4	PROPAGATION DES FISSURES DANS LES STRUCTURES EN BETON : APPLICATION	72
IV.4.1	Hypothèses de bases.....	72
IV.4.2	Modèles étudiés.....	72
IV.4.3	Résultats et discussion	74
IV.4.3.1	(Mode I).....	74
IV.4.3.2	(Mode II).....	77
IV.5	CONCLUSION.....	79
 CHAPITRE V : PROPAGATION DES FISSURES DANS LES POUTRES EN BETON COLLEES PAR LES COMPOSITES.....		80
V.1	INTRODUCTION.....	81
V.2	COMPORTEMENTS DES POUTRES RENFORCEES PAR LE COLLAGE DES MATERIAUX COMPOSITES.....	81
V.3	PROPAGATION DES FISSURES DANS LES POUTRES EN BETON COLLEES PAR LES FRP	83

V.3.1	DESCRIPTION DU MODELE APPLIQUE.....	83
V.3.2	RESULTATS ET DISCUSSION.....	84
V.3.3	ETUDE PARAMETRIQUE.....	86
V.4	CONCLUSION.....	90
	CHAPITRE VI : PROPAGATION DES FISSURES DANS LES POUTRES EN BETON A FIBRES.....	91
VI.1	INTRODUCTION:.....	92
VI.2	BETON RENFORCE DE FIBRES.....	92
VI.2.1	Formulation du béton fibré :.....	93
VI.2.2	Caractéristiques du béton fibré.....	94
VI.3	ROLES DES FIBRES DANS LE BETON.....	95
VI.4	PROPAGATION DES FISSURES DANS LE BETON FIBRE :.....	96
VI.4.1	Analyse des résultats :.....	96
VI.4.2	Etude paramétrique :.....	97
VI.4.2.1	Effet du dosage des fibres:.....	97
VI.4.2.2	Effet de la taille de la fissure :.....	98
VI.4.3	Etude comparative :.....	100
VI.5	CONCLUSION :.....	101
	CONCLUSION GENERALE.....	102
1.	Conclusion.....	103
2.	Recommandations.....	104
3.	Perspectives de la recherche.....	104
	REFERENCES BIBLIGRAPHIQUES.....	105

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I. 1: Les différentes causes d'endommagement du béton.....	12
Tableau III.1: Propriétés des fibres de verre type E et S.....	43
Tableau III.2: Propriétés des fibres de Carbone HR et HM.....	44
Tableau III.3: Propriétés des fibres d'Aramides.....	45
Tableau III.4: Caractéristiques des résines thermodurcissables.....	46
Tableau III.5: Caractéristiques des résines thermoplastiques.....	47
Tableau IV.1 : Paramètres géométriques du modèle soumis à la flexion 3 points.....	73
Tableau IV.2 : Paramètres géométriques du modèle soumis au fendage.....	73
Tableau IV.3 : Récapitulatif des caractéristiques mécaniques du matériau étudié.....	74
Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques et géométriques du modèle	83

LISTE DES FIGURES

Figure I.1: Exemple de fissuration.....	9
Figure I.2 : Schéma d'une section en cours de fissuration.....	11
Figure I.3: Dégradation par corrosion des armatures.....	12
Figure I. 4 : Déformation endogène de la pâte de ciment.....	16
Figure II.1 : Renforcement de la fibre inférieure d'une poutre par adjonction d'armatures additionnelles.....	27
Figure II.2 : Renforcement d'une poutre au moyen de béton projeté.....	28
Figure II.3 : Renforcement d'une poutre par chemisage.....	30
Figure II.4 : Application de la précontrainte additionnelle pour la réparation des ponts à poutres sous chaussée.....	31
Figure II.5 : Description des principales applications du renforcement par composites collés sur ouvrages de génie civil – (a) Renforcement à la flexion de poutres ; (b) Renforcement à l'effort tranchant de poutres ; (c) Confinement des colonnes ;.....	36
Figure III.1. Matériau composite :	
a) Composites renforcés avec particules ; b) Composites renforcés avec des fibres.....	40
Figure III.2. Principaux matériau de renforts	42
Figure III.3. Organisation hexagonale du tissu des atomes de Carbone.....	44
Figure III.4. Types de matrice.....	46
Figure III.5. Construction d'un stratifié.....	48
Figure III.6. Construction d'un Sandwich.....	49
Figure IV.1 Processus de rupture.....	53
Figure IV.2 Propagation d'une fissure.....	54
Figure IV.3 : Modes de fissuration.....	56
Figure IV.4: Zone délimitant le voisinage d'une pointe de fissure.....	56
Figure IV.5 : Contour d'intégration.....	60
Figure IV.6 : Hiérarchie des processus de rupture dans les matériaux à base de ciment : la pâte de ciment (a), le mortier (b), béton (c).....	64
Figure IV.7: Comportement du béton en traction (selon Terrien, 1980 [35]).....	65
Figure IV.8: Essai du béton en flexion trois points : (a) la propagation de fissure ; et (b) à la fin de l'essai.....	65
Figure IV.9 : Étapes de la croissance des fissures en mode 1 : (a) l'initiation de la propagation des fissures stables, (b) la zone processus développés partiellement, et (c) début de la propagation instable de la fissure au pic de charge.....	66

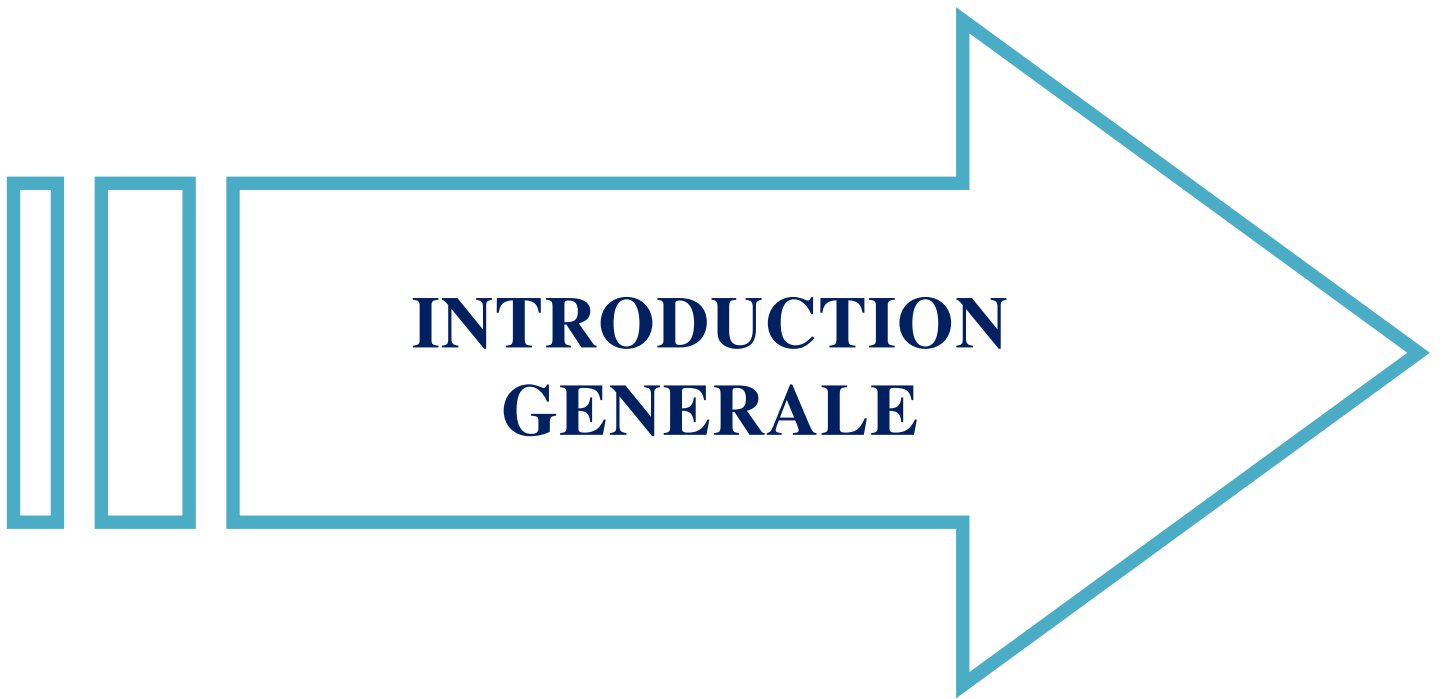
Figure IV.10: Certains des mécanismes de durcissements dans la zone du processus de rupture (Surendra [36]).....	67
Figure IV.11: Trois types du comportement de la fissure (selon Bazant et Planas [37]).....	68
Figure IV.12 : Schéma descriptif de l'essai de flexion 3 points.....	73
Figure IV.13 : Représentation géométrique du modèle à l'aide d'ABAQUS... ..	73
Figure IV.14 : Représentation géométrique du disque brésilien.....	74
Figure IV.15 : Variation du K_I en fonction de la longueur de la fissure.....	74
Figure IV.16 : Variation du K_I en fonction de la position de la charge	75
Figure IV.17 : Variation du K_I en fonction de la longueur de la fissure.....	76
Figure IV.18 : Variation du K_I en fonction de la l'angle d'inclinaison de la fissure.....	77
Figure IV.19 : Variation du K_{II} en fonction de la position de la charge.....	78
Figure IV.20 : Variation du K_{II} en fonction de l'angle d'inclinaison de la fissure.....	79
Figure V. 1: Comparaison de comportement entre les poutres renforcées et celles non renforcées.....	82
Figure V. 2: Comparaison de comportement entre différents matériaux.....	82
Figure V. 3 : Poutre pré-fissurée soumise à la flexion (avant et après renforcement).....	84
Figure V.4 : Description du modèle à l'aide d'ABAQUS	84
Figure V. 5: Effet du patch sur la propagation des fissures dans les poutres renforcées et celles non renforcées.....	84
Figure V. 6: Facteur d'intensité de contraintes K_I des poutres réparées en fonction de l'épaisseur de la plaque pour une longueur de renforcement $L_p = 2400$ mm.....	86
Figure V.7: Facteur d'intensité de contraintes K_I des poutres renforcées en fonction de la raideur de la plaque pour une longueur de renforcement $L_p = 2400$ mm et $t_a = 4$ mm.....	87
Figure V.8 : Facteur d'intensité de contraintes K_I des poutres réparées en fonction de la raideur de la plaque pour une longueur de renforcement $L_p = 2400$ mm et $t_a = 4$ mm.....	87
Figure V.9 : Facteur d'intensité de contraintes K_{II} des poutres réparées en fonction de l'épaisseur de la plaque.	88
Figure V.10 : Facteur d'intensité de contraintes K_{II} des poutres réparées en fonction de la raideur de la plaque.....	89
Figure V.11 : Facteur d'intensité de contraintes K_{II} des poutres réparées en fonction de la raideur de la plaque.....	90
Figure VI. 1: Composition du béton fibré.....	94
Figure VI.2 : Effet des fibres pour le retardement de la fissuration dans le béton.....	95
Figure VI. 3: KIC en fonction du dosage des fibres de carbone.....	96
Figure VI. 4: Effet du dosage du Carbone sur la propagation des fissures.....	97

Figure VI. 5: Effet du dosage des fibres métalliques sur la propagation des fissures.....	98
Figure VI.6: Effet de la taille de la fissure.....	99
Figure VI.7: Effet de la taille de la fissure.....	99
Figure VI. 8: Comparatif des résultats.....	100

LISTE DES NOTATIONS & ABBREVIATIONS

a	Longueur ou demi-longueur de la fissure
b, w	Hauteur de la poutre
BRF	Béton renforcé des fibres
CFRP	Polymères renforcés par les fibres de Carbone
CMOD	déplacement d'ouverture des lèvres de la fissure
(CMOD) _C	déplacement d'ouverture des lèvres de la fissure critique
(CTOD)	le déplacement d'ouverture de la pointe de fissure initiale
(CTOD) _C	le déplacement d'ouverture de la pointe de fissure initiale critique
d	Excentricité de la charge
E	Module d'élasticité longitudinale (module de Young)
E _a	Module de Young de l'adhésif
G, G _C	Taux de restitution de l'énergie, Taux de restitution de l'énergie critique.
GFRP	Polymères renforcés par les fibres de Verre
J	Intégrale de contour.
K _I	Facteur d'intensité de contraintes en mode I
K _{II}	Facteur d'intensité de contraintes en mode II
K _{III}	Facteur d'intensité de contraintes en mode III
K _C	Facteur d'intensité de contraintes critique
L	Longueur de la poutre
L _P	Longueur de la plaque collée
P	Energie potentielle
t _a	Epaisseur de la plaque collée

U_s	Energie interne de déformation.
U_s^e	Energie interne de déformation élastique.
U_s^p	Energie interne de déformation plastique.
W_{ext}	Energie potentielle des forces extérieures
W_e	Energie de déformation élastique
r, θ	Le rayon et l'angle en coordonnées polaires.
$\alpha(a)$	coefficient de correction géométrique
γ_s	énergie superficielle caractéristique du matériau
ω_C	la séparation critique de fissure cohésive
ν	Coefficient de poisson.
μ	Module de cisaillement.
σ	composantes normale du tenseur de contraintes
τ	composantes tangentielle du tenseur de contraintes



**INTRODUCTION
GENERALE**

1. Problématique :

Dans le Génie Civil, le point de départ de toute défaillance d'une structure soumise à des sollicitations diverses est provoqué par la naissance des fissures et donc une apparition de déformations permanentes et imposition d'une diminution de la rigidité des matériaux.

Afin de pallier à ce problème majeur auquel font face toutes les infrastructures, particulièrement celles liées au réseau routier, les études qui se poursuivent par maints chercheurs virent vers la proposition d'utilisation des matériaux nouveaux avec de nouvelles techniques de réalisation qui assurent le retour de rigidité et de résistance à l'ouvrage. Plusieurs méthodes de renforcement des bétons ont été proposées dans le domaine de restauration des structures existantes, depuis plusieurs décennies, dont le souci primordial était d'améliorer les performances du béton et de prolonger la durée de vie des ouvrages. En effet, les conditions environnementales sévères et l'augmentation continue des charges d'exploitation accélèrent l'apparition des fissures dans les structures en béton. La présence d'une fissure d'origine mécanique dans une structure en béton armé ou précontraint présente un véritable danger qui peut menacer directement la durabilité de l'ouvrage et même sa durée de vie pour laquelle il a été conçu. La propagation des fissures est un phénomène très dangereux qui mérite d'être mieux compris afin de permettre d'apporter les solutions les plus fiables et de manière définitive. L'étude de la résistance des éléments en béton aux mécanismes de la rupture a une grande importance pour le calcul des structures.

L'une des méthodes de réhabilitation les plus utilisées dans le marché est le collage des plaques en FRP, grâce aux avantages des matériaux composites: la facilité de mise en place, légèreté, excellente résistance à la corrosion, l'inertie à la température ambiante et la très bonne tenue à la fatigue.

Parallèlement à la résistance mécanique, d'autres propriétés, telles que la durabilité, considérée comme insuffisante pour certains ouvrages existants, ont fait l'objet d'études approfondies, qui ont débouché sur la mise au point d'un nouveau type de béton,

dénoté béton fibré ou béton renforcé des fibres. Les bétons à fibres permettent d'obtenir des comportements structuraux ductiles dont ils peuvent atteindre des résistances mécaniques particulièrement élevées (résistance à la compression, à la traction directe et à la flexion) ainsi qu'une durabilité exceptionnelle, en plus, de permettre de réduire le nombre d'armatures ou encore de diminuer les dimensions d'une section.

2. Objectifs de la recherche :

Le but principal assigné dans cette étude est d'établir une recherche qui permet d'apporter une bonne compréhension du comportement mécanique des structures en béton soumises au phénomène de la propagation des fissures, afin de dégager les meilleures solutions pour faire face aux risques de la dégradation par fissuration. Les objectifs spécifiques de l'étude sont

- Evaluer le comportement du béton fissuré avant qu'il ne subit aucune intervention.
- Evaluer les performances offertes par le procédé du collage extérieur des matériaux composites, au béton fissuré.
- Evaluer les performances données au béton fissuré par le renforcement intérieur des fibres dans le cas des bétons à fibres, en apportant sur l'effet de la présence des fibres dans ce matériau fragile.
- Etablir le rapport entre les meilleures solutions optées pour la réparation des structures en béton, et la recherche du type de renforcement le plus fiable dont l'objectif à atteindre est de faire stopper la propagation des fissures dans le béton.

3. Structure et contenu du document:

Le travail entrepris se divise en six chapitres :

Dans les trois premiers chapitres, une synthèse bibliographique a été faite dont le but est d'enrichir les connaissances sur la nature et le comportement des matériaux étudiés, et de définir la démarche à suivre tout le long de cette recherche.

Au début, et en premier chapitre, on présentera une classification des désordres les plus fréquemment observés et les différentes causes susceptibles de provoquer la fissuration du béton en s'intéressant d'une part à l'influence d'une fissure sur les processus de dégradation, et d'autre part aux conséquences de celle-ci sur la stabilité et la capacité portante de l'ouvrage affecté. En second lieu, le deuxième chapitre comporte une synthèse sur l'ensemble des interventions et des différentes techniques de réparation qui peuvent être envisagées pour la réhabilitation et le renforcement des structures en béton armé. Une description des FRP et des caractéristiques des matériaux composites feront l'objet du troisième chapitre.

Le quatrième chapitre sera axé sur l'étude du phénomène de la propagation des fissures dans les structures en béton, en identifiant les paramètres mis en jeu et qui ont une influence sur le comportement mécanique du matériau vis-à-vis des risques de la rupture. Une analyse théorique est effectuée en s'appuyant sur l'utilisation d'un critère de rupture qui est basé sur la mécanique linéaire élastique de la rupture. Ensuite, dans le cinquième chapitre, on présentera une analyse de propagation des fissures dans les structures en béton armé fissurées et renforcées en flexion par collage extérieur des plaques en FRP et des tôles d'acier en tenant compte des différents paramètres. En sixième chapitre, on présentera également une analyse de la propagation des fissures dans les poutres en béton à fibres en utilisant un critère de rupture basé sur la détermination du facteur d'intensité de contraintes, on terminera par une étude comparative entre les trois cas étudiés.

Pour finir, dans la conclusion générale, on a résumé l'ensemble des résultats obtenus dans ce travail, en mettant en exergue les points les plus essentiels de cette recherche afin d'aboutir à quelques perspectives d'études dans l'avenir.

CHAPITRE I:



PATHOLOGIE DES OUVRAGES EN BETON ET DEGRADATION DES STRUCTURES

I.1 INTRODUCTION :

Les ouvrages d'art (ponts et viaducs, soutènements, tunnels...) sont des maillons essentiels des réseaux d'infrastructures. Leur pérennité et leur disponibilité constituent un fort enjeu pour la collectivité. Le réseau routier Algérien compte plus de 4 910 ponts, dont la construction et la nature de certains lui confèrent une valeur stratégique et technique inestimables, ce qui nécessitent de faire appel à des spécialistes, pour leur surveillance, leur diagnostic ou la mise en œuvre d'investigations particulières, de manière à optimiser la pérennité de l'ouvrage et la sécurité des usagers.

Ces ouvrages sont souvent exposés à des conditions sévères et difficiles dont ils sont amenés à recevoir des surcharges très importantes auxquelles ils doivent résister afin de remplir de façon satisfaisante pendant leur période d'utilisation, toutes les fonctions pour lesquelles ils ont été conçus. Lorsqu'ils ne peuvent pas résister à ces conditions, des désordres vont apparaître, dont les plus fréquemment cités sont la corrosion des armatures et la fissuration du béton. Les ponts peuvent connaître des désordres de gravité très variable dont les causes sont multiples, ces désordres sont généralement dus à des défauts de conception, à une mauvaise mise en œuvre ou à des causes accidentelles ; ils hypothèquent la durabilité, la résistance (capacité portante) et la stabilité des ouvrages et peuvent entraîner leur dégradation, et parfois même leur ruine.

La présence de déformations ou de fissurations inhabituelles est souvent la manifestation tangible d'un endommagement, qu'il s'agisse de ponts en béton. Certaines fissures peuvent sembler bénignes à l'œil nu, alors qu'en mesurant avec précision leur mouvement on peut mettre en évidence un sérieux défaut de résistance structurale. Par ailleurs, certains ouvrages peuvent être endommagés bien avant l'apparition de signes visibles (cas des bétons attaqués par alcali-réaction [1]).

Les quatre principaux symptômes de la dégradation des ouvrages en béton sont les suivants :

- Les fissures.
- Les épaufrures (fragments de béton détachés de la masse de l'ouvrage).
- L'écaillage (décollement de la couche de mortier de peau laissant les granulats à nu).
- La désintégration (désorganisation de la peau du béton pouvant se poursuivre par une destruction avancée du béton).

La fissuration est de loin le symptôme le plus fréquent mais des dégradations d'apparence identique peuvent avoir des causes d'origine différente, voire résulté d'une combinaison de plusieurs causes.

Dans ce chapitre, on présentera une classification des désordres les plus fréquemment observés et les différentes causes susceptibles de provoquer la fissuration du béton en s'intéressant d'une part à l'influence d'une fissure sur les processus de dégradation, et d'autre part aux conséquences de celle-ci sur la stabilité et la capacité portante de l'ouvrage affecté.

I.2 DEGRADATION PAR FISSURATION DU BETON :

I.2.1 Fissuration normale du béton armé:

La fissuration d'une structure en béton armé, lorsqu'elle est peu visible et limitée aux zones en traction, peut être en général considérée comme normale. Le fonctionnement logique d'une pièce en béton armé prévoit localement un certain nombre de fissures très fines sans qu'il y ait lieu de s'alarmer.

I.2.2 Quelques origines des fissures :

Une fissure est la représentation visible d'un état de contrainte anormal, de traction ou de cisaillement, qui atteint la limite de rupture du matériau. Une fissure de flexion ne ressemble certes pas à une fissure due à la corrosion, mais il n'en demeure pas moins qu'elles sont toutes issues d'un dépassement de la contrainte limite de traction à un moment donné de la vie de l'ouvrage.

Fargeot et Tourneur [2] proposent la classification décrite ci-après :

- Fissures de compression, conséquences de gonflement du matériau dû à l'effet de poisson.



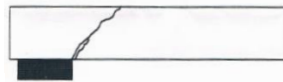
- Fissures de traction pure résultant d'une traction directe



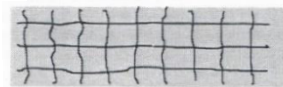
- Fissures de flexion dues à l'allongement de la fibre tendue.



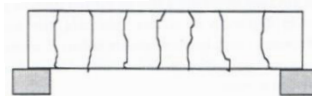
- Fissures de cisaillement dues aux contraintes principales de traction.



- Fissures de retrait dues à des efforts de traction superficielle conséquence d'une perte de volume.



- Fissures thermiques ou hygrométriques dues à des efforts de traction engendrés par la contraction d'une pièce bridée.



- Fissures dues au gel qui ont pour origine la rupture du béton sous la poussée due au gonflement de l'eau sous l'effet du gel.



- Fissures résultent à la corrosion.



I.2.3 Caractéristiques des fissures :

La fissuration représente le premier type d'endommagement qui se développe lorsque la structure se trouve chargée mécaniquement. Les fissures peuvent alors s'étendre de la microfissuration à la lézarde. Ces fissures représentent certainement la forme d'altération la plus fréquente. Des formes très diverses peuvent être observées et leurs origines sont nombreuses.



Figure I.1: Exemple de fissuration

Elles peuvent être décrites par une multitude de paramètres. Cette identification peut aider à déterminer la cause probable de la fissuration. Les fissures sont habituellement caractérisées par :

- **L'âge :** Cette indication pourtant précieuse, et parfois difficile à obtenir lorsque la fissure n'est pas provoquée par une cause accidentelle et signalée. La connaissance de l'âge de la fissure peut permettre de renseigner l'observateur sur la cause des désordres. Mais elle permet surtout d'avoir une idée sur le traitement de cette fissuration.
- **Le tracé :** Le tracé d'une fissure se définit par son orientation (souvent révélatrice de son origine) et sa longueur mesurable sur l'ouvrage. Lorsque la fissure est continue sur l'axe

d'orientation, elle est appelée fissure franche. Lorsque l'axe d'orientation est défini par plusieurs fissures successives, elle est dite discontinue.

- **L'ouverture :** Elle peut s'évaluer facilement à l'œil nu sur son tracé en prenant un repère sur un réglet, ou au moyen d'appareils de mesures spécialisés, tels que le fissuromètre, le compte-fil, la jauge d'épaisseur ou la loupe de mesure linéaire. L'ouverture d'une fissure est donnée par l'ouverture maximale relevée sur le tracé. Une précision du dixième de millimètre est généralement atteinte.

- **La profondeur :** Une fissure peut être traversante lorsqu'elle est visible sur au moins deux faces de la structure. Elle est dite aveugle quand elle supposée traversante mais débouche sur une face non accessible de l'ouvrage. Ce type de fissure est en général d'ouverture importante et peut laisser passer des fluides comme l'air ou l'eau qui présentent un danger vis-à-vis de la durabilité des armatures d'acier. Enfin, elle sera dite de surface lorsque son ouverture est maximale en surface et nulle au sein du matériau.

- **L'activité :** Elle caractérise la variation dimensionnelle de l'ouverture de la fissure dans le temps. Les fissures dont l'ouverture reste constante quelles que soient les variations de température ou de charge sont appelées fissures mortes. Au contraire, seront qualifiées de fissures actives celles dont l'ouverture varie en fonction de facteurs extérieurs tels que la température, la charge, l'hygrométrie, etc. la variation de cette ouverture définit le souffle de la fissure. L'ouverture moyenne est donnée par la demi-somme de l'ouverture minimale et de l'ouverture maximale.

La connaissance des éléments précédents doit permettre de déterminer si la fissuration est superficielle ou au contraire plus profonde, morte ou en évolution. Mais indépendamment de ces éléments, il faut avant tout considérer le rôle mécanique de la fissure.

I.2.4 Rôle mécanique de la fissure :

Le béton est un matériau fragile, dans lequel une fissure est le signe d'un dépassement d'une contrainte de traction. Mazars [3] a montré qu'après une phase de microfissuration, plus ou moins répartie dans un volume sollicité, une localisation des phénomènes conduit à

la formation d'une fissure unique. La fissure correspond à un endommagement ultime localisé du matériau. Parallèlement à la fissuration, se développe une zone importante d'endommagement, siège de cette microfissuration répartie comme la figure I-2 indiquée ci-dessous :

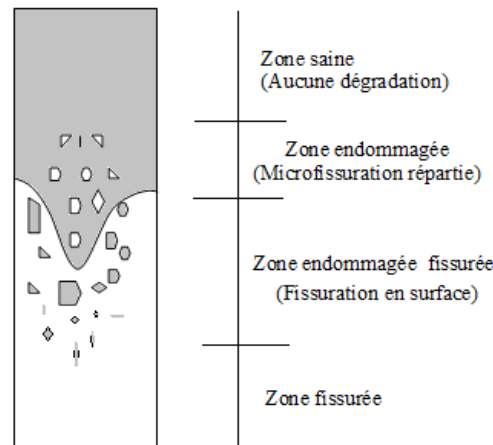


Figure I.2 : Schéma d'une section en cours de fissuration, d'après [3]

Le problème de la fissure ne se pose véritablement que lorsque celle-ci a une influence défavorable sur le comportement mécanique de l'élément considéré (diminution de la capacité portante).

Avant cette étape la présence d'une fissure n'est pas alarmante si ce n'est que l'aspect esthétique et surtout l'étanchéité aux agents agressifs doivent être préservés.

Les recommandations quant à la fissuration de règlements s'appliquent plutôt aux états limites de service. Mais, pour chacune des pathologies qui vont maintenant être évoquées, l'examen du symptôme que constitue la fissuration doit être tout d'abord relié à des notions comme la capacité portante de l'ouvrage, qui intéresse davantage l'état-limite ultime.

I.3 CAUSES POSSIBLES DE DEGRADATION DU BETON:

Plusieurs facteurs peuvent jouer un rôle important dans les différents processus de dégradation du béton. Dans de nombreux cas, les dégâts résultent de la combinaison de divers mécanismes. Le Tableau I.1 présente les plus fréquentes causes de dégâts et de détériorations du béton. [4 ,5 et 6].

<i>Dégâts accidentels</i>	<i>Erosion</i>	<i>Corrosion des armatures</i>
<i>Actions chimiques</i>	Abrasion	<i>Erreurs de conception</i>
Attaque acide	Cavitation	Détails de conception inadéquats
Attaque de l'eau agressive	<i>Changements de température</i>	Conception structurale insatisfaisante
Action alcali-carbonate	A l'intérieur et à l'extérieur	<i>Distorsion ou mouvement</i>
Action alcali-silice	<i>Retrait</i>	<i>Vieillessement</i>
Attaque chimique diverse	Phase plastique/Séchage	<i>Erreurs de construction</i>
Attaque de sulfate	<i>Gel</i>	

Tableau I. 1: Les différentes causes d'endommagement du béton.

L'objectif du présent paragraphe est de dresser un panorama des principales pathologies affectant les ouvrages en béton en les classant en fonction de leurs origines chimiques, physiques, mécaniques.

I.3.1 Pathologie d'origines chimiques :

I.3.1.1 Corrosion des armatures :

Il est établi que le phénomène de corrosion des armatures d'une structure en béton armé peut être effectué en deux périodes : Amorçage et propagation ; et le passage de l'une à l'autre correspond à la dépassivation de l'acier [7]. La durabilité des constructions est en principe assurée le béton qui protège physiquement et chimiquement l'acier de la corrosion. La capacité de protection offerte par le béton peut s'évoluer en termes de qualité de recouvrement et d'épaisseur d'enrobage.



Figure I.3: Dégradation par corrosion des armatures

Cependant deux processus peuvent altérer cette protection [8]:

- La diminution du PH de la solution interstitielle du béton en raison de la carbonatation.
- La pénétration des agents agressifs notamment les ions Chlore jusqu'au niveau des armatures.

a) Carbonatation du béton :

Il est important de retenir que le béton est un matériau basique et que, pour cette raison, il est vulnérable aux attaques acides et, plus particulièrement, à celles faisant intervenir des acides forts. La carbonatation est une réaction chimique entre la chaux du béton et le dioxyde de carbone de l'air qui a pour effet d'abaisser le PH de la phase interstitielle du béton. Les conséquences de cette réaction chimique sont très dommageables pour les armatures qui se trouvent à un PH où elles ne sont plus passivées et peuvent alors se corroder.

b) Pénétration des chlorures :

Les autres espèces chimiques susceptibles de détruire cette couche de passivation sont les ions Chlore. Ils s'introduisent dans le béton, soit au moment du gâchage à partir des constituants de base, soit plus tardivement si l'ouvrage est exposé à des embruns marins ou à des sels de déverglaçage [7]. La vitesse de pénétration dépend de la porosité ainsi que de la perméabilité du béton. Celle-ci est liée à l'état de fissuration du matériau. Lorsque la migration des chlorures s'effectue dans le béton déjà carbonaté superficiellement, le seuil de dépassivation est alors atteint plus rapidement : la corrosion s'en trouve aggravée.

On peut penser qu'une pré-fissuration de l'ouvrage va avoir pour effet de réduire la durée d'amorçage de la corrosion [7].

c) Effet de la corrosion :

Les oxydes et les hydroxydes formés à la surface de l'acier induisent deux conséquences :

- Une augmentation de volume par rapport au métal de base : le volume final est au minimum deux fois plus grand que celui du métal de base. Les variations volumiques induisent des contraintes dans le béton d'enrobage avec apparition de petites fissures.
- Une migration des produits de corrosion à l'intérieur du système poreux si la corrosion est initiée par les chlorures. Ceux-ci peuvent même apparaître à la surface du béton. Ce transport des oxydes crée des cavités et l'acier peut être profondément altéré. La réduction de la section des armatures diminue la capacité portante des aciers et ainsi de la structure.

I.3.1.2 Alkali-réactions :

Les mécanismes des alcali-réactions [1], complexes, se développent au sein des structures de façon généralement hétérogène. Ils résultent, dans leur principe, d'une réaction entre la phase liquide interstitielle, contenant des alcalins en quantité importante, et les particules réactives contenues dans les granulats (silice amorphe ou cryptocristalline) ; la chaux et l'humidité créent un environnement propice.

Parmi les trois réactions actuellement connues, à savoir les réactions alcali-silice, alcali-silicate (proche de la précédente) et alcali-carbonate, la plus fréquente est la première : les alcalins, qui proviennent essentiellement du ciment mais aussi, dans certains cas, de l'altération des granulats en milieu basique (tels les granulats contenant des feldspaths, des micas ou des argiles), commencent par migrer au sein de la solution interstitielle présente dans les pores du béton et entrent en contact avec les particules de silice réactive présentes à la surface ou dans les fissures des granulats. Il se forme alors un gel de silicate alcalin. Ensuite, ce gel de silicate alcalin se combine avec le calcium provenant de la pâte du liant (Ca(OH)_2) pour former un gel silico-calco-alcalin. Ce gel peut absorber une grande quantité d'eau et possède la propriété d'être gonflant. Il peut alors provoquer une expansion du béton, une tension dans les armatures passives, voire une surtension dans les armatures actives.

Les produits de la réaction sont souvent observés autour des granulats, mais aussi dans les fissures des granulats ou dans les pores et les fissures de la pâte de ciment. Le gel peut migrer au sein du béton et, lorsqu'il est suffisamment fluide, s'écouler par les fissures du

parement des constructions. La viscosité du gel de réaction joue donc un rôle important, et il semble qu'elle soit fonction de sa composition chimique.

Les produits de la réaction peuvent prendre différents aspects qui vont du gel parfaitement lisse (aspect craquelé au microscope électronique à balayage) à des amas de cristaux (aspect de roses des sables, de lamelles, de filaments), en passant par diverses morphologies intermédiaires.

La fissuration en réseau est le désordre le plus fréquemment rencontré : **faïençage** avec des mailles de petite dimension (20 à 50 mm) et une profondeur de fissure assez faible (quelques centimètres), ou **réseau de fissures** de dimension plus grande (30 à 40 cm) et de profondeur plus importante (supérieure à 10 cm).

I.3.1.3 Réaction sulfatique :

Ces réactions sont provoquées par l'action des sulfates provenant du milieu extérieur ou des granulats avec la chaux et les aluminates du ciment. Le produit final de ces réactions est l'ettringite secondaire dont le développement au sein du béton provoque une expansion qui altère les caractéristiques mécaniques du béton.

I.3.2 Pathologie d'origines physiques :

I.3.2.1 Retrait :

Il s'agit de la fissuration la plus pénalisante pour la durabilité d'un ouvrage [9]. En effet, la fissuration précoce provoque des fissures ouvertes et surtout elle se produit avant que l'armature joue pleinement son rôle. Les trois principaux types de retrait sont :

- Le retrait plastique, qui peut affecter le béton au très jeune âge et qui est causé par une évaporation trop rapide de l'eau en surface ;

- Le retrait endogène, lié au processus de réorganisation de l'eau dans la pâte de ciment ;

- Le retrait de dessiccation causé par le séchage du matériau du fait du déséquilibre hygrométrique avec le milieu extérieur.

a) **Le retrait plastique** : C'est le retrait qu'on peut observer avant la prise de la pâte de ciment et qui est dû à la perte prématurée d'une partie de l'eau de gâchage par évaporation. La perte en eau excessive peut conduire au phénomène de ressuage ou un arrêt prématuré de l'hydratation, d'où l'utilisation de certaines solutions de cure pour limiter ce retrait.

Il provoque une forte contraction de la pâte qui fait fissurer la surface externe. Il est généralement associé à une technique de cure mal adaptée aux conditions climatiques.

L'amplitude du retrait plastique est très importante comparée à celle du retrait hydraulique et dépend de la géométrie de l'ouvrage.

b) **Le retrait endogène** : Par définition, c'est la déformation volumique du matériau mesurée en condition adiabatique et sans échange d'humidité avec le milieu extérieur.

Le retrait endogène résulte du fait que le volume des hydrates formés est légèrement inférieur au volume des composants initiaux (eau et ciment), ce qui entraîne une diminution de volume après la prise du béton.

Avant la prise de la pâte de ciment, on observe un retrait d'origine chimique qui est généralement le plus facile à mesurer. Ce retrait est la conséquence de l'absorption de l'eau des pores capillaires due à l'hydratation du ciment non encore hydraté.

Après la prise, [10] distingue trois stades de déformation : un premier retrait, un gonflement et un second retrait (figure I.4). Le premier retrait débute dès la prise et dure 2 à 3 heures. Il peut aller jusqu'à 600 $\mu\text{m/m}$. Le gonflement apparaît au début du durcissement et dure une vingtaine d'heures. Pendant cette période, les déformations peuvent atteindre 400 $\mu\text{m/m}$. Le second retrait apparaît à la fin de la prise, il peut durer plus de 7 jours et atteindre 1500 $\mu\text{m/m}$.

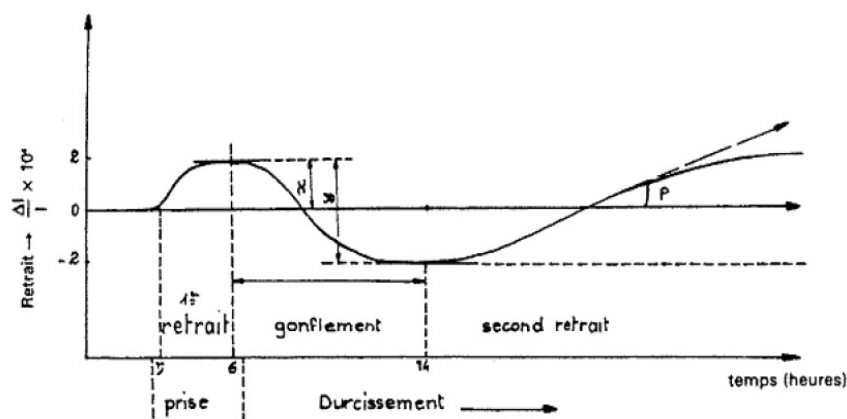


Figure I. 4 : Déformation endogène de la pâte de ciment

Après la phase d'hydratation, le mélange eau-ciment se raidit, c'est la prise. Les particules de ciment se soudent formant entre elles des ponts cristallins. Cette étape coïncide avec le début du retrait endogène, qualifié de retrait d'auto dessiccation. Le retrait endogène est un des processus intrinsèques du béton car il ne dépend que des propriétés du matériau. Il est influencé, entre autres, par le nombre et le type d'agrégats, car à l'interface pâte-granulat, il est empêché par les granulats qui créent des zones de concentration de contraintes où vont se former les premières fissures.

c) **le retrait de dessiccation** : Lors du séchage du béton, le départ d'eau va provoquer dans la matrice cimentaire, le retrait de dessiccation. C'est une déformation causée par le séchage du matériau du fait du déséquilibre hygrométrique avec le milieu environnant, appelé également retrait de séchage.

Conventionnellement, c'est la déformation observée dans cette configuration moins que celle du retrait endogène.

Ce retrait hydrique n'est pas intrinsèque du béton car les transferts hydriques de l'intérieur de l'élément vers l'extérieur, amènent à considérer la taille et la géométrie des éléments.

I.3.2.2 Gel-dégel :

Les symptômes les plus courants sont l'écaillage de surface et le gonflement de tout ou partie de la structure accompagné le plus souvent d'une fissuration en réseau. L'intensité des dégradations dépend, évidemment, de la plus ou moins grande porosité du béton et de son degré de saturation. Quant aux sels antiverglas, ils peuvent provoquer une microfissuration résultant de la chute brutale de température du matériau lorsque fond la couche de glace par suite de la pénétration des ions chlorures, et déclencher la corrosion des armatures.

La gélivité des granulats a aussi une influence sur la résistance des bétons aux basses températures. Il semble qu'il existe une dimension critique des granulats au-delà de laquelle les pressions hydrauliques provoquées par le gel et l'expulsion de l'eau de leurs pores dépassent leur résistance mécanique.

I.3.2.3 Sels de déverglaçage :

L'emploi de sels fondants accroît les dégâts sur les ouvrages pendant les périodes hivernales, ils se manifestent sous quatre formes :

- Microfissuration du matériau résultant du choc thermique créé par le sel qui fait fondre la couche de glace en abaissant la température du support.
- Ecaillage des surfaces qui s'explique par l'augmentation des pressions osmotiques au voisinage de la surface en raison de l'augmentation de la teneur en sel.
- Pénétration des chlorures sur plusieurs centimètres de profondeur entraînent la corrosion de l'acier.
- Attaque chimique provoquée par la présence d'agents agressifs contenus dans les sels (sulfates, alcalins...).

I.3.2.4 Actions de l'eau de mer :

Les effets de la mer sur le béton sont divers. De l'érosion, de l'usure peuvent tout d'abord se manifester sous les chocs répétés de graviers, de sables. Des cycles d'humidification et de séchage, de chaud et de froid peuvent ensuite se produire. Le béton subit alors des contraintes de retrait et de gonflement hydrauliques. Enfin, l'eau de mer contient des sels qui vont avoir une action sur les ciments. Les éléments les plus dangereux sont les sulfates de magnésium et de calcium. Les désordres peuvent aller de la fissure à une dégradation complète du matériau.

I.3.3 Pathologie d'origines mécaniques :

I.3.3.1 Tassements et mouvements des appuis :

Des tassements différentiels des fondations peuvent entraîner une fissuration. Les mouvements d'appuis sont dus soit à des affouillements, soit à des glissements de terrain. Ils entraînent dans la structure des déformations importantes. Certains de ces mouvements sont visibles à l'œil nu, d'autres nécessitent une comparaison des nivellements avant et après les tassements.

I.3.3.2 Séisme :

Même léger, un séisme peut être la source de désordres importants. Ceux-ci sont à craindre au niveau des fondations (effet de vibration modifiant la consistance du sol d'assise), aux liaisons piles / poutres (effet de cisaillement dû à la secousse), aux fixations, ancrages, assemblages qui auront eu à souffrir de soulèvement, torsion ou arrachage des pièces qu'ils maintenaient. Sans aboutir forcément à l'effondrement de l'ouvrage, de tels événements peuvent gravement endommager des éléments porteurs de celui-ci. La stabilité de la construction ne sera plus ainsi assurée [11].

I.3.3.3 Incendie :

L'incendie a pour effet d'élever de façon rapide la température au sein du béton (la température doit être supérieure à 800°C). A une température de 573°C, le point de quartz est dépassé et les granulats contenant du quartz se fissurent. A 800°C, on atteint la décarbonatation de CaCO_3 avec la libération de chaux vive. On observe alors une décohésion des granulats calcaires.

Sur le plan mécanique, la vaporisation brutale de l'eau se combine à une altération interne du béton pour créer des microfissurations, des écaillages voire des éclatements de béton, d'où une diminution de la section.

Mais les désordres affectant les structures en béton armé proviennent plutôt des armatures. Sous l'effet de la chaleur, les ferrailages se dilatent et peuvent perdre une part importante de leur résistance. C'est donc la capacité portante et la stabilité structurale qui sont directement affectées.

I.3.3.4 Chocs :

Des attaques de type mécanique peuvent se produire. A titre d'exemple, on peut citer les chocs de bateaux, d'objets flottants contre les piles de ponts, les chocs de véhicules contre les barrières de retenue ou de poids lourds contre l'intrados des ponts.

Ils créent des épaufrures, des éclats importants du béton voire des ruptures d'aciers donc affecter directement la capacité portante de l'ouvrage.

Quant aux phénomènes d'abrasion et d'érosion, ils se rencontrent dans les structures en contact avec des circulations d'eau intense ou soumises à des charges mécanique répétées (charges roulantes). Les désordres se manifestent alors sous formes d'écaillage, d'ornièrè...

I.3.4 Erreurs de conception – Défauts d'exécution :

Des erreurs de conception peuvent se produire (une sous-évaluation des charges d'exploitation par exemple). Si elles sont relevées à temps, il sera possible de renforcer l'ouvrage avant de le mettre en service, c'est-à-dire avant de constater l'apparition de désordres. Dans le cas contraire, la réparation sera associée à un renforcement.

Un certain nombre de dégradations du béton peuvent être provoquées par une mauvaise exécution des travaux qui peut commencer dès la phase de fabrication du béton :

- Mauvaise formulation du béton qui engendre une porosité trop élevée. La circulation de l'eau et des agents agressifs est alors facilitée et la stabilité de l'ouvrage est menacée.
- Coffrages mal calculés, trop mince, déformables qui provoquent des fissures qui s'amorcent avant la fin de prise.
- Mauvaise disposition des armatures : le manque de recouvrement est le défaut le plus courant et l'insuffisance d'enrobage mène tout droit à la création de fissures parallèles aux armatures, à des épaufrures et à des éclats suite à la corrosion des aciers. La mauvaise répartition des aciers peut amener le phénomène de poussée au vide.
- Absence d'armatures de peau pouvant provoquer des fissures traversantes et d'ouverture importante.
- Mauvaise conditions de transport et de vibration entraînant un risque de ségrégation.
- Mauvaise manutention d'éléments en béton pouvant provoquer des épaufrures, etc.

I.4 CONCLUSION :

La fissuration est le symptôme le plus fréquent de la dégradation des ouvrages en béton armé, mais la seule observation visuelle des fissures rend difficile le diagnostic. Indépendamment de l'observation de la fissuration, reflet de la dégradation, la question essentielle qui se pose est de savoir à partir de quand la dégradation a une influence sur le

comportement mécanique de la structure. Cela revient à se demander à quel moment une réparation doit être envisagée et quelle sera son ampleur.

En effet, si une fissure est constatée, son rôle mécanique n'est pas toujours évident, un important motif de fissuration ne signifiant pas forcément que la capacité portante est affectée. Mais une fissure peut menacer la durée de vie de l'ouvrage dès qu'elle entame l'étanchéité de celui-ci. C'est pour cette raison que des méthodes de réparation non structurales sont indispensables, elles sont employées lors de désordres mineurs.

Dès que la capacité portante et la stabilité de l'ouvrage sont menacées, ces méthodes ne sont pas suffisantes. Des méthodes structurales doivent alors être envisagées. Celles-ci ont pour but de réparer et / ou de renforcer l'ouvrage. La réparation vise à compenser les pertes en rigidités, en résistance et ainsi redonner à la structure sa capacité portante originelle. Un renforcement consiste plutôt à consolider, à augmenter la capacité portante d'un élément et ainsi améliorer les performances et la durabilité de l'ouvrage.

CHAPITRE II:



REHABILITATION ET TECHNIQUES DE RENFORCEMENT

II.1 INTRODUCTION :

Afin d'atténuer les problèmes majeurs de dégradations auxquels font face toutes les infrastructures, particulièrement celles liées au réseau routier, des études qui se poursuivent par maints chercheurs virent vers la proposition d'utilisation de nouvelles techniques de réparation. Plusieurs méthodes de renforcement des bétons ont été proposées dans le domaine de restauration des structures existantes, dont le souci primordial était d'améliorer les performances du béton et de prolonger la durée de vie des ouvrages.

L'ensemble des interventions, se distingue en deux types :

- **Entretien à caractère préventif** : Lorsqu'il s'agit à des interventions qui visent à maintenir l'ouvrage à l'état neuf.
- **Réhabilitation et/ou renforcement** : Lorsqu'il s'agit à des interventions qui améliorent l'état de l'ouvrage dont le processus de dégradation a déjà commencé.

Les décisions propres à assurer au mieux l'entretien, la réparation et le renforcement des ouvrages en béton reposent sur un diagnostic pertinent et sur un choix approprié de produits et de techniques.

En ce deuxième chapitre, on présentera une synthèse sur l'ensemble des interventions et des différentes techniques de réparation qui peuvent être envisagées pour la réparation et le renforcement des structures en béton armé.

II.2 METHODES DE REPARATION ET RENFORCEMENT DES OUVRAGES EN BETON ARME :

Plusieurs méthodes ont été évoluées pour la réparation ou/et le renforcement des ouvrages en béton armé. Elles peuvent être effectuées soit par ajout de force (précontrainte additionnelle) ou bien de matière (béton projeté, tôle d'acier, plaque en composite).

Ces techniques de réparation peuvent être envisagées par deux méthodes [12] : Structurales et non structurales, selon l'importance du désordre.

- **Réparations non structurales (légères) :** Consistent en une reprise du béton dégradé par ragréage ou injection, utilisées dans le cas où le désordre est peu important.
- **Réparations structurales (lourdes) :** Utilisées dans le cas où le désordre affecte la stabilité de l'ouvrage.

II.2.1 METHODES NON STRUCTURALES :

La réparation par reprise du béton dégradé suit généralement l'ordre chronologique suivant :

- Préparation de la surface du béton à réparer.
- Traitement des armatures éventuellement exposées.
- Mise en œuvre d'un ou plusieurs matériaux d'apport.
- Protection du parement ainsi réparé.

II.2.1.1 Préparation de la surface à réparer :

Afin d'assurer une bonne adhérence au niveau de la surface de reprise, il devient indispensable de prévoir une bonne préparation de la surface et créer un support sain et propre. Les techniques les plus fréquemment utilisées pour la préparation des surfaces sont : le sablage (à sec ou humide), le décapage à l'eau à haute pression.

Dans la plus part des cas, les produits de réparation s'appliquent sur une surface humide afin de faciliter l'effet de l'accrochage.

II.2.1.2 Protection des armatures:

Lors de la réparation des structures comportant des aciers apparents, il est nécessaire d'assurer une protection des aciers en place qui auront au préalable été débarrassés de la rouille (décapage par sablage, jet d'eau à haute pression ou brosse métallique).

II.2.1.3 Apport de matériaux (mise en œuvre) :

Ragréage : Les produits de ragréage peuvent être soit à base de liant hydraulique, à base de résines de synthèse ou bien mixtes à base de ciment et de polymère organique réactif. Le choix du produit adéquat dépend de ses caractéristiques mécaniques et physico-chimiques.

Injection (traitement des fissures): Le traitement des fissures est effectué en surface pour rétablir l'étanchéité, ou en masse pour reconstituer le monolithisme de la structure en assurant un remplissage complet de la fissure. Le matériau introduit doit être adhérent et de caractéristiques mécaniques élevées afin de redonner à la structure sa capacité initiale de fonctionnement.

II.2.2 METHODES STRUCTURALES :

Les réparations structurales peuvent être effectuées soit par ajout de forces ou de matière, dont la solution retenue pour renforcer ou réparer un élément doit satisfaire ces conditions :

- Le monolithisme de l'élément doit être réalisé, afin de permettre un fonctionnement mécanique satisfaisant.
- Les qualités des matériaux d'adjonction doivent être au moins égales à celles des matériaux constitutifs de l'ouvrage à renforcer ou à réparer.

II.2.2.1 Adjonction d'armature complémentaire :

Il s'agit là d'enlever le béton dans les zones où les aciers sont corrodés. Les armatures existantes conservées doivent être bien soignées afin d'éviter une continuité de leurs dégradations. Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration et contribuer à la résistance des sections ainsi renforcées.

La liaison s'effectue par soudure ou bien par scellement tout en respectant les longueurs de recouvrement et d'ancrage. La géométrie d'origine doit être régénérée avec des mortiers riches pour augmenter l'adhérence et la résistance mécanique de sections finales.

A. Mise en place des armatures complémentaires

A cette étape des travaux, un contrôle du diamètre résiduel des armatures les plus fortement attaquées sera effectué (à l'aide d'un pied à coulisse par exemple). Les armatures supplémentaires de même nature seront mises en place, par scellement, soudure, ou des systèmes explicite de fixation (cheville, tiges collées, boulonnage), afin de restituer la section initiale, avec une tolérance de 5%, en tenant compte des longueurs d'ancrage et de recouvrement, et des armatures de couture. Dans le cas de soudure, celles-ci devront être effectuées, selon les normes en vigueur, après que la soudabilité de l'acier ait été vérifiée.

B. Protection des armatures

La protection des armatures consiste à appliquer sur toute la surface de celles qui sont dégagées, un produit assurant une protection vis-à-vis de la corrosion. Ce traitement n'est réellement nécessaire que si, pour des raisons techniques, l'enrobage final ne peut pas avoir la valeur prévue dans les règlements, pour un environnement donné. Il est également fonction de la nature du produit de reconstitution du parement.

On devra également s'assurer de la compatibilité avec les traitements ultérieurs (électriques notamment). Cette application doit suivre immédiatement le décapage, car l'oxydation des armatures risque de s'amorcer et de compromettre la bonne tenue de la réparation [13].

C. Réfection des bétons

La réfection des bétons consiste à rétablir l'enrobage des armatures par la mise en œuvre d'un mortier riche. Ce dernier doit respecter les critères :

- De la tenue d'aplomb de l'élément.
- D'une résistance mécanique supérieure ou égale au béton support.

- D'adhérence supérieure ou égale à la cohésion du support,
- D'imperméabilité à l'eau et aux agents agressifs,
- D'un coefficient de dilatation thermique équivalent au béton support.
- D'une bonne protection d'aciers.

Ces critères sont assurés par l'utilisation de mortiers à base de résine pour améliorer les propriétés de l'apport, surtout lorsqu'il réagit dans la partie de l'interface où il y a plusieurs phénomènes tels que: l'influence du retrait en terme de glissement sur l'interface du béton initial et le béton nouveau.

Ce type de réparation demande généralement, pour être efficace, une augmentation non négligeable des dimensions des éléments de structure et l'emploi d'un volume relativement important de matériaux, ce qui n'est plaisant ni sous l'aspect économique, ni sous l'aspect esthétique, dans le cas de structures de façades [14].



Figure II.1 : Renforcement de la fibre inférieure d'une poutre par adjonction d'armatures additionnelles

II.2.2.2 Béton Projeté

La technique de projection du béton a d'abord été utilisée pour réparer des structures endommagées et conforter des tunnels. Cette technique a ensuite bénéficié de nombreuses évolutions pour être actuellement utilisée de façon courante en réparation et renforcement d'ouvrages, afin de mettre en place des matériaux lorsque les moyens traditionnels de mise en œuvre s'avèrent moins adaptés ou plus coûteux.

Il existe deux techniques principales de projection du béton, dont la différence principale réside dans la chronologie des opérations élémentaires: une projection par voie sèche (avec ou sans pré-mouillage) et une projection par voie mouillée (à flux dilué ou à flux dense).

La plupart des adjuvants et additions utilisés dans la fabrication des bétons mis en place par coulage peuvent être incorporés dans le béton projeté.

La nature de ces ajouts est à adapter au mode de projection utilisé. En fait, la plupart des matériaux employés, pour fabriquer des bétons spéciaux mis en œuvre par coulage sont utilisables pour élaborer des bétons projetés particuliers:

- Les bétons projetés légers à base de granulats légers (argiles ou schiste expansé)
- Les bétons projetés de fibres à base de fibres métalliques, mais aussi à base de fibres de verre.
- Les bétons projetés avec incorporation de fumé de silice.

Il y'a lieu de faire une distinction entre le béton et le mortier projeté utilisés en réparation de structures. La dimension maximale des granulats utilisés permet de différencier le mortier du béton. Le mortier à des granulats dont la dimension est inférieur ou égale à 5mm. Le béton contient des granulats dont la dimension peut aller jusqu'à 16mm en voie sèche et 12mm en voie mouillée, ces valeurs sont celles actuellement compatibles avec le matériel couramment utilisé et correspondant à celle du mélange avant projection.

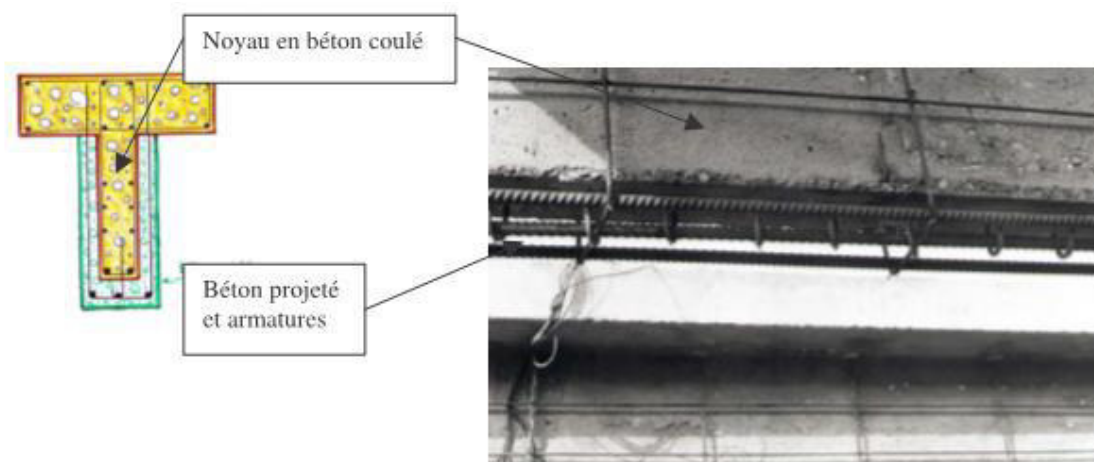


Figure II.2 : Renforcement d'une poutre au moyen de béton projeté

II.2.2.3 Projection d'un béton avec un ajout d'armatures

Lorsqu'il s'agit de réparation ou de renforcement structural, l'étude doit comporter une étude de fonctionnement de la structure et des conditions dans lesquelles sont repris les efforts tant à vide que sous charges d'exploitation, pendant et après les travaux.

Dans les cas d'un renforcement avec un ajout d'armatures, il convient de préciser les conditions de mise en charge de l'élément à renforcer soit sous l'effet des charges d'exploitation seules, soit sous l'effet des charges permanentes. Si nous prenons l'exemple d'un poteau dégradé qui nécessite un renforcement, il peut être intéressant de faire participer le béton projeté à la reprise des charges permanentes, pour cela, il est nécessaire de précéder à un étaielement du poteau accompagné d'un vérinage actif, de placer les aciers de renfort, de projeter le béton, puis de décroître.

Pour reconstituer des sections précises de béton ou pour dresser des arrêtes, il est souvent nécessaire d'utiliser des coffrages, ceux-ci constituent cependant des obstacles qui gênent la projection et qui peuvent provoquer la formation de zones mal compactées, en raison d'un piégeage de rebonds dans les angles.

Il est donc préférable de procéder d'abord à l'enrobage des aciers, puis de ne mettre en place les coffrages que pour la projection de la couche de finition.

Il a été vérifié que lorsque les règles de l'art relatives à l'exécution du béton projeté sont respectées, le plan de liaison entre béton projeté et béton support ne constitue pas systématiquement un plan de faiblesse. Dans la grande majorité des cas, la rupture se produit soit dans le béton support, soit dans le béton projeté. Cet essai permet de définir les conditions d'acceptation d'une réparation par béton projeté du point de vue de son adhérence sur le support, cette adhérence est ainsi jugée satisfaisante.

II.2.2.4 Augmentation des sections par un béton additif

Le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifié par l'expérience, consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton

sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'utilisation d'un micro-béton, auto-compactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle.

La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy. Ces décaissés seront remplis en béton avant le séchage des résines.

S'il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faudra mettre cette armature en place et réaliser le bétonnage par coulage ou pompage. Le béton devra être traité avec des adjuvants pour éviter la vibration et le compactage.

Lorsqu'il n'est pas possible de faire un chemisage complet des éléments pour le cas des façades, il faut recourir à d'autres procédés : renforcement par plaques métalliques ou bien l'épaississement de l'élément en béton sur deux faces opposées

Les éléments de renfort doivent être ancrés dans le béton primitif : soit par boulonnage pour le cas des platines métalliques, soit par ancrage pour le cas de béton additif.

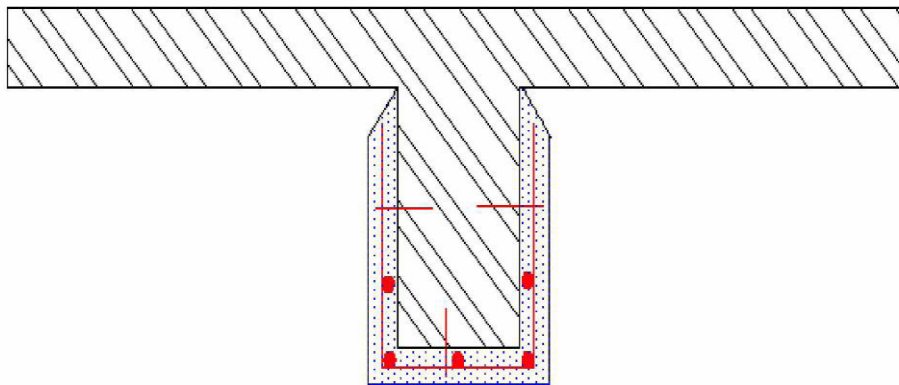


Figure II.3 : Renforcement d'une poutre par chemisage

L'adhérence représente la résistance au cisaillement, en l'absence d'un effort de compression normal sur cette interface et d'une armature de couture qui la traverserait. Cette adhérence est due essentiellement à une liaison chimique entre le béton existant et le nouveau béton. La valeur maximale de l'adhérence est atteinte pour des valeurs de

glissement d'environ 0,01 à 0,02 mm et est maintenue pratiquement constante jusqu'à des valeurs de glissement de l'ordre de 0,05mm [15].

Le renforcement d'un élément par l'augmentation de sa section influe directement sur la masse de toute la structure, par contre l'utilisation des métaux ou de matériaux composites permet de renforcer les éléments concernés, à cause de leur légèreté relative.

II.2.2.5 Précontrainte additionnelle :

Contrairement aux techniques présentées précédemment qui se basent à l'ajout de matière, la précontrainte additionnelle consiste en l'ajout de force dont le but est de redonner l'état de service souhaité à l'ouvrage dégradé.

Le principe de cette technique est d'appliquer des efforts bien définis capables de s'opposer aux efforts générateurs des désordres. Cette méthode est très adaptée au renforcement à la flexion et vis-à-vis de l'effort tranchant [16].



Figure II.4 : Application de la précontrainte additionnelle pour la réparation des ponts à poutres sous chaussée

II.2.3 RENFORCEMENT DES STRUCTURES :

II.2.3.1 Renforcement par platines métalliques :

La technique des tôles collées, qui fut utilisée d'abord dans le domaine du bâtiment industriel, s'est très vite répandue dans le domaine des ouvrages d'art, elle a permis d'accroître la capacité portante d'une structure, présentant des insuffisances de résistance [17].

A ce jour, parmi les types de renforcement utilisés, le collage extérieur de plaques métalliques, selon le procédé de l'Hermitte [18] est l'un des plus répandus dans le monde en raison des avantages qu'il présente :

- Interventions mineures sur la structure ;
- Emploi souple ;
- Les renforts sont peu encombrants.

Cette technique qui se base sur le collage des tôles d'acier sur les faces tendues, consiste en un apport d'armature extérieure soit pour consolider un élément dont les dégradations mettent en péril la résistance, soit pour remplacer des aciers oubliés ou mal positionnés [19].

Toute fois, le collage des tôles métalliques présente aussi quelques difficultés :

- Sensibilité de l'acier à l'oxydation (nécessité d'une protection).
- Mobilisation impossible de toute la résistance en traction des tôles, même sous faible épaisseur (solicitation tout le long de la face).
- Nécessité d'une préparation spécifique de la surface à traiter (la raideur des tôles nécessite une surface parfaitement plane afin d'assurer l'uniformité de l'épaisseur de l'adhésif).
- Nécessité d'un collage sous pression (vérins), afin d'assurer une adhésion suffisante et éliminer les bulles d'air dans la couche de résine de collage.
- La longueur des tôles est limitée à 5m, donc la réalisation des joints est nécessaire entre les tôles consécutives dans le cas des portées importantes [20, 21].

D'après la recherche de Theillout J N [Theillout J. N] [22], trois problèmes mécaniques se posent lors de l'utilisation de tôles extérieures collées au béton pour le renforcement des structures : La mise en flexion locale de la tôle au voisinage des fissures qu'elles recouvrent, la répartition des efforts entre les tôles dans le cas d'un empilement et la répartition des déformations entre les aciers internes au béton et les aciers collés extérieurement. D'un point de vue technique, il est à souligner que la distribution des contraintes dans le système varie légèrement vu que le dimensionnement de la plaque rend possible une rupture de type ductile en flexion [23].

II.2.3.2 Renforcement par les matériaux composites :

Alliant légèreté et performances mécaniques exceptionnelles, les matériaux composites sont utilisés depuis de nombreuses années dans les secteurs industriels de pointe comme l'aéronautique ou l'automobile. D'importants efforts de recherche ont été consentis par les entreprises concernées et les pouvoirs publics pour optimiser les constituants de base et faire évoluer les procédés de fabrication de ces matériaux, si bien que les composites sont aujourd'hui capables de répondre à des exigences de qualité et de durabilité très strictes et peuvent concurrencer les matériaux traditionnels comme l'acier.

L'utilisation des matériaux composites dans le secteur de la construction et du génie civil est quant à elle beaucoup plus récente. Confrontés au problème du vieillissement des infrastructures et à l'augmentation du trafic routier, les ingénieurs en génie civil ont pris conscience du potentiel des matériaux composites pour les applications structurelles et le renforcement des ouvrages en béton vers la fin des années 80. Là encore, les remarquables performances mécaniques, la résistance à la corrosion, la légèreté et la grande facilité de mise en œuvre sur chantier constituent les principaux atouts des composites par rapport aux matériaux traditionnels.

Le renforcement d'ouvrages par collage externe de matériaux composites, développé à partir des années 1990, s'est ainsi progressivement imposé au détriment de la technique de réparation classique par tôles d'acier collées, cette dernière nécessitant le recours à de lourds équipements de chantier et le traitement anticorrosion des tôles métalliques. La technique de

renforcement par collage de tissus ou de lamelles stratifiées à base de fibres de carbone est aujourd'hui devenue une pratique courante dont l'efficacité est reconnue dans le monde.

a. Application des matériaux composite en génie civil

Les chantiers de renforcement d'ouvrages par collage externe de polymère renforcés de fibres (PRF) se sont fortement multipliés à travers le monde au cours de la dernière décennie. En effet, cette technique de renforcement est maintenant considérée comme une solution efficace et financièrement compétitive pour prolonger la durée de vie des infrastructures en béton armé.

Le recours à un renforcement structurel peut être nécessaire pour plusieurs raisons :

- Au cours de son cycle de vie, une structure en béton armé peut être atteinte de pathologies diverses entraînant une diminution progressive de sa capacité structurelle. La corrosion des armatures en acier est la cause la plus fréquente de détérioration des ouvrages. Initiée dans les zones carbonatées du béton armé où la diminution de pH engendre une dépassement des aciers, la dégradation des aciers (et les phénomènes de fissuration du béton associés) peut réduire considérablement la résistance en traction d'un élément de structure, menaçant alors potentiellement la stabilité de l'ouvrage. Le renforcement de l'élément endommagé par collage de matériaux composites peut alors permettre de restaurer, voire d'améliorer les capacités structurelles initiales, tout en bloquant la propagation des fissures et en constituant une barrière physique contre la pénétration d'agent délétères (eau, chlorures,...).

- Des causes accidentelles (collision de véhicules, incendies) ou des actes de vandalisme peuvent également affecter l'intégrité d'un ouvrage et justifier une réhabilitation par collage de renforts composites.

- La capacité structurelle définie à la conception de l'ouvrage peut devenir insuffisante en cas d'évolution de l'affectation de l'ouvrage. Dans le cas des ponts routiers, les travaux de modification de l'ouvrage (par exemple son élargissement en vue d'augmenter le nombre de voies) visent bien souvent à accroître sa capacité à assumer un trafic routier plus important. Le renforcement de certains éléments de structure peut alors permettre de

remettre à niveau l'ouvrage et de maintenir un niveau de sécurité satisfaisant pour les usagers

- Le renforcement préventif des infrastructures peut être indiqué dans les zones à fort risque sismique (particulièrement pour les piles de ponts), ou lorsqu'il s'agit d'ouvrages présentant un risque élevé pour la population (barrages, infrastructures situées en zone classée Seveso,...) et/ou un intérêt sociétal important (hôpitaux, ponts à fort trafic,...).

De manière générale, toutes les parties d'un ouvrage sont susceptibles d'être renforcées par collage de matériaux composites. Il existe trois applications principales en fonction du type de renforcement recherché [24]:

- Les mêmes éléments peuvent être renforcés à l'effort tranchant par collage de PRF (Polymères renforcés de fibres) sur les faces latérales, les fibres étant orientées perpendiculairement par rapport à l'axe longitudinal de la structure (Figure II.5 (b)),

- Les colonnes peuvent être renforcées vis-à-vis des efforts axiaux, en les enveloppant par des PRF collés, les fibres étant orientées selon la direction circonférentielle (Figure II.5 (c)). Sous l'effet d'un effort de compression axial, la colonne se dilate et fait travailler le composite en traction. Ce dernier développe un effet de confinement qui maintient le béton dans un état de contrainte triaxial. Le confinement augmente significativement la résistance et la ductilité de la colonne.

Il existe principalement deux méthodes pour la mise en œuvre des renforts composites et leur installation sur ouvrage :

La première technique consiste à imprégner des tissus de fibres souples au moyen d'une résine époxy liquide et à les placer ensuite sur la structure à renforcer. Il s'agit d'une stratification au contact, dans laquelle la résine joue à la fois le rôle de matrice du composite, et celui d'adhésif assurant la liaison entre le composite et le substrat béton. La résine doit être suffisamment fluide pour assurer une bonne imprégnation du tissu et sa formulation doit permettre une polymérisation à température ambiante. La souplesse du tissu autorise l'emploi de cette technique pour le renforcement d'éléments de formes complexes.

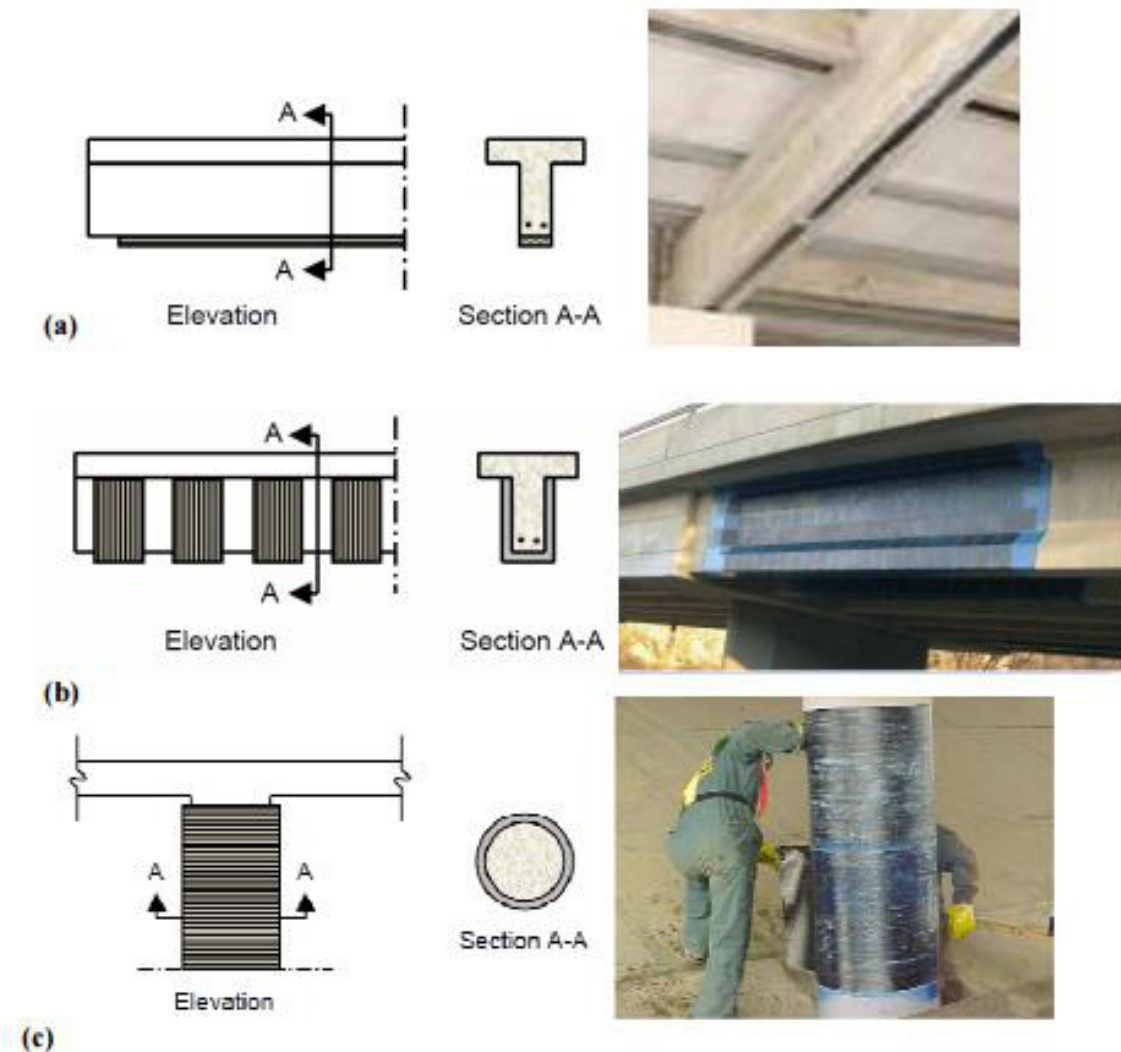


Figure II.5 : Description des principales applications du renforcement par composites collés sur ouvrages de génie civil – (a) Renforcement à la flexion de poutres ; (b) Renforcement à l'effort tranchant de poutres ; (c) Confinement des colonnes ;

La seconde méthode consiste à utiliser des lamelles stratifiées rigides fabriquées en usine par le procédé de pultrusion (ce sont en général des composites carbone/époxy). Ces lamelles sont collées sur la surface en béton au moyen d'un adhésif époxy de consistance pâteuse et polymérisable à température ambiante. Les lamelles rigides ne pouvant pas épouser les formes du support, cette technique est plutôt adaptée à des surfaces planes ou ayant de grands rayons de courbure.

Dans les deux types de procédé, plusieurs couches de tissus ou de lamelles peuvent être superposées en fonction de la rigidité recherchée du renfort.

II.3 CONCLUSION

Dans le cadre des applications précédentes, les renforts composites et les interfaces collées béton/composites sont exposés aux conditions climatiques sur ouvrage, tout en étant en contact avec le milieu alcalin du béton, et en subissant des contraintes mécaniques liées au fonctionnement en service de l'ouvrage (poids propre, trafic routier,...). Dans ces conditions, la durabilité des systèmes de renforcement PRF a été définie par Karbhari et al. [25] comme « l'aptitude de ces matériaux à résister à la fissuration, à l'oxydation, aux attaques chimiques, au délaminage, à l'usure, et aux endommagements causés par des objets extérieurs, pendant une période de temps donnée, dans des conditions de chargement mécanique données, et dans des conditions environnementales données ».

De manière générale, plusieurs facteurs principaux d'origine physico-chimique ou mécaniques sont susceptibles d'entraîner la dégradation des PRF et des interfaces collées dans les conditions de service. L'influence relative de chacun de ces facteurs sur la durabilité des réparations va notamment dépendre :

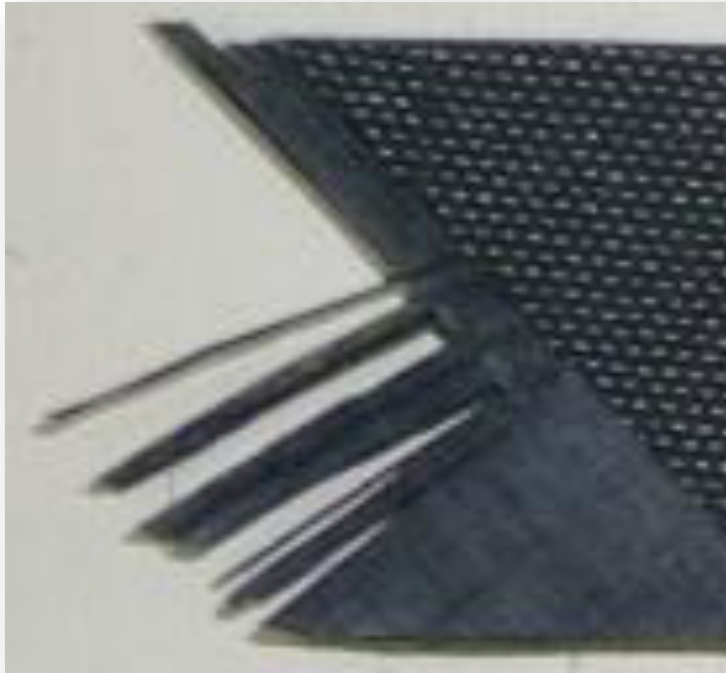
- de l'état de dégradation de la structure avant réhabilitation, et de la qualité du support en béton (traitement de surface éventuel),
- de la nature des matériaux utilisés (matrice, fibres) et leur proportions relatives, du type de procédé (tissus ou lamelles collés) et de la qualité de mise en œuvre.
- des conditions d'exposition et de chargement sur l'ouvrage.

L'effet global de ces facteurs est pris en compte dans les guides de recommandation au moyen de coefficients de réduction appliqués aux propriétés mécaniques en traction et en cisaillement du renfort composite. Il s'agit de coefficients empiriques, qui ne font pas l'objet d'un consensus international, et dont les valeurs peuvent varier sensiblement d'un guide à l'autre. Leur optimisation dans les années à venir passera

nécessairement par une meilleure compréhension des mécanismes de vieillissement mis en jeux.

Des effets de synergie entre ces différents facteurs sont également probables, mais restent très difficiles à appréhender car leur analyse nécessite la maîtrise de concepts appartenant à deux domaines différents (physico-chimie et mécanique) et leur étude expérimentale implique la mise au point de dispositifs spécifiques.

CHAPITRE III:



GENERALITES SUR LES MATERIAUX COMPOSITES

III.1 INTRODUCTION :

Tandis que le remplacement d'une structure est généralement une solution coûteuse, les techniques de réhabilitation (réparation ou renforcement) fournissent des solutions de rechange attrayantes à la construction. Diverses techniques de réhabilitation ont été développées, le béton projeté, la précontrainte additionnelle ou encore le collage de tôles d'acier. De nos jours le collage des matériaux composites est l'une des méthodes de réhabilitation les plus utilisées. Les matériaux composites, appelés communément Polymères renforcés des fibres ou Fiber Reinforced Polymer (FRP), grâce à leurs caractéristiques mécaniques et physico-chimiques, se sont taillés une place très importante dans le domaine du génie civil [26].

Un matériau composite est une association intime d'au moins deux corps non miscibles à structures différentes dont les qualités individuelles se combinent et se complètent en donnant un matériau hétérogène dont les performances globales sont supérieures à celles des composants pris séparément [27].

Le renfort est souvent de nature filamentaire (des fibres organiques ou inorganiques) bien que la matrice est généralement est d'une matière plastique (résine thermoplastique ou thermodurcissable). La figure III.1 montre que les matériaux composites peuvent comporter des particules ou des fibres.

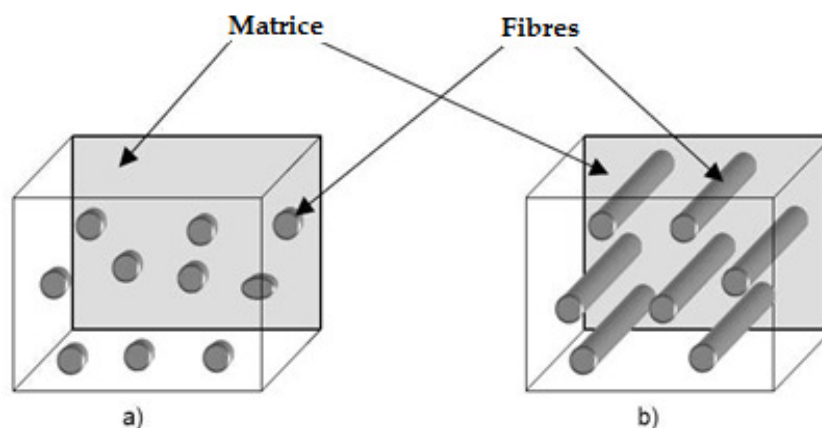


Figure III.1. Matériau composite :

a) Composites renforcés avec particules ; b) Composites renforcés avec des fibres

Le renfort, a pour rôle d'assurer la tenue mécanique (notamment la résistance à la traction et la rigidité) tandis que la matrice assure la cohésion de la structure et la retransmission des efforts vers le renfort. Lorsque le matériau composite est non endommagé, les renforts et la matrice sont parfaitement liés et il ne peut pas y avoir ni glissement ni séparation entre les différentes phases.

Le renfort et la matrice, doivent être compatibles entre eux et se solidariser, ce qui introduit la notion d'un agent de liaison : l'interface qui transmet les contraintes de l'un à l'autre sans déplacement relatif. L'assemblage final offrant des propriétés supérieures aux propriétés de chacun des matériaux constitutifs

Contrairement aux matières premières classiques dont on connaît à l'avance les caractéristiques mécaniques, on conçoit un composite en fonction de sa future destination.

L'élaboration des composites est conditionnée à la demande de l'utilisateur, en tenant compte des facteurs suivants :

- La nature, la texture et la forme du renfort ;
- Le taux de renforcement ;
- La nature de la résine et des charges ou additifs ;
- La qualité de l'interface renfort-matrice ;
- La géométrie de la pièce à réaliser ;
- Le procédé de mise en œuvre utilisé.

Les deux principaux constituants reçoivent des additifs ou charges nécessaires pour assurer une adhérence suffisante entre le renfort fibreux et la matrice. Ils permettent également de modifier l'aspect ou les caractéristiques de la matière à laquelle ils sont ajoutés: pigments de coloration, agents anti-UV, charges ignifugeantes, isolation thermique ou acoustique.

On distingue par ailleurs deux types de FRP :

- les FRP dits hautes performances (HP) qui sont issus des associations de fibres longues de verre R, de carbone avec des résines époxydiques. Le taux de renfort dans ce type de FRP est supérieur à 50 %.

- Les FRP dits de grande diffusion (GD) qui sont issus des associations de fibres de verre E avec une résine polyester ou une résine technopolymère. Le taux de renfort dans ce type de FRP est proche de 30 %. Comme son nom l'indique, ce type est le plus courant et donne un bon compromis performance/coût de revient par rapport aux matériaux conventionnels.

Il est à noter que la technologie des FRP s'améliore sans cesse de jour en jour dans les différentes directions pour augmenter leurs performances ou diminuer leur prix de revient. Du coup, de nouveaux matériaux font leurs apparitions au gré des besoins de l'industrie.

III.2 LES RENFORTS :

Les renforts constituent les armatures du matériau composite, ils contribuent à améliorer la résistance mécanique et la rigidité et se présentent sous forme filamentaire, allant de la particule de forme allongée à la fibre continue. Ainsi les fibres sont constituées par plusieurs milliers de filaments de diamètres variant de 5 à 25 μm .

Les renforts sont présents sous plusieurs formes : simple linéique, tissu surfacique simple, tissu complexe. Les renforts sont caractérisés par :

La nature de la fibre importe beaucoup sur le produit final escompté, elle permet d'obtenir un matériau anisotrope avec un renforcement dans des directions préférentielles. Les fibres peuvent être d'origine végétale, minérale ou artificielle. La concentration du renfort à l'intérieur du matériau est mesurée par sa fraction volumétrique (V_f). La figure III.2 représente un organigramme résumant la nature des principaux renforts :

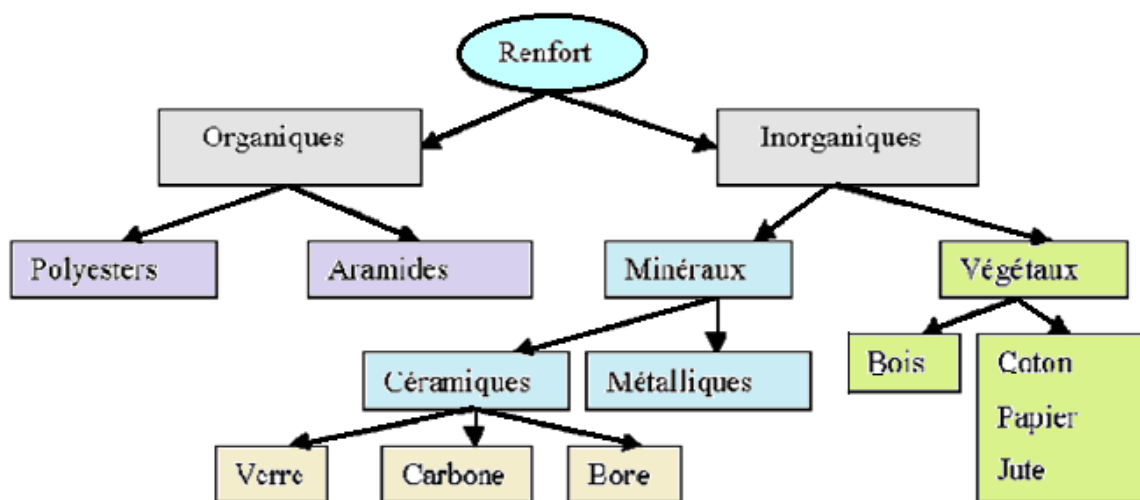


Figure III.2. Principaux matériaux de renforts

Parmi les principales fibres on trouve les fibres de verre, les fibres de carbone et les fibres d'aramide (Kevlar).

a. Fibres de Verre

La fibre de verre est un filament de verre extrêmement fin (de l'ordre de 10 micromètres). Elle est obtenue à partir de silice et d'additifs. Suivant les applications auxquelles elles sont destinées, les fibres de verre sont réparties en trois qualités :

- fibres E pour les composites grandes diffusions (GD) ;
- fibres D pour les applications dans la construction électrique (circuits imprimés) ;
- fibres R et S pour les composites hautes performances (HP).

Les fibres de verre constituent le principal renfort, utilisé dans plus de 95% des matériaux composites, et plus particulièrement pour les produits de grande diffusion (GD).

Le verre possède un excellent rapport de performance mécanique vis-à-vis de son prix à cause du coût de production peu élevé par rapport aux autres types. DORLOT et al [28], rapportent que le pourcentage de silice que contiennent ces fibres contrôle leurs performances mécaniques et leur température d'utilisation. On distingue plusieurs types de fibres de verre. Le tableau III.1 donne quelques propriétés de deux types de fibres, le type E et le type S, comme le suggère AGARWAL et BROUTMAN [29].

Propriétés	Verre type E	Verre type S
Densité (g/cm ³)	2.45	2.49
Résistance à la traction (MPa)	3 448	4 585
Module d'élasticité (GPa)	72.4	85.5
Diamètre possible μm	3-20	8-13
Coefficient de dilatation thermique $10^6/^\circ\text{C}$	5.0	2.9

Tableau III.1: Propriétés des fibres de verre type E et S

b. Fibres de Carbone :

Les fibres de carbone sont apparues depuis le dernier siècle. Elles étaient extraites d'éléments organiques naturels. Ces fibres sont fabriquées de fibres inorganiques en carbonisant des fibres de polymères tressés appelés PAN.

La fibre de carbone se compose de fibres ayant un diamètre moyen de l'ordre de 7 à 8 micromètres et constituée principalement d'atomes de carbone. Ces atomes sont arrangés dans des cristaux microscopiques selon une chaîne hexagonale comme le montre la figure III.2. Cet arrangement des cristaux rend la fibre extrêmement résistante. Plusieurs milliers de fibres de carbone sont enroulées ensemble pour former un fil, qui peut être employé tel quel ou sous forme de tissu.

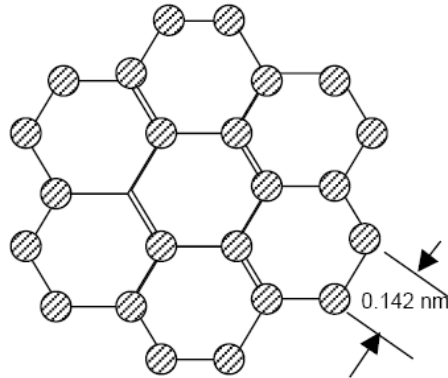


Figure III.3. Organisation hexagonale du tissu des atomes de Carbone.

Selon le pourcentage de carbone qu'elles contiennent, on distingue les fibres de carbone, 90 à 98 %, et les fibres de graphite, au-delà de 99%. Les deux types sont à très haute résistance à la traction et leur module d'élasticité est très élevé. Elles sont utilisées pour fabriquer des FRP à haute performance. C'est pendant la cuisson qu'on peut contrôler la résistance et le module d'élasticité du produit final. Le tableau III.2 résume quelques propriétés des fibres de carbone :

Propriétés	Carbone HR	Carbone HM
Densité (g/cm ³)	1,78	1,80
Résistance à la traction (MPa)	3 500	2 200
Module d'élasticité (GPa)	200	400
Allongement à la rupture	1.0	0.5

Tableau III.2: Propriétés des fibres de Carbone HR et HM

c. Fibres d'Aramides :

Les fibres aramides ont des propriétés mécaniques élevées en traction comme les carbonés mais leurs résistances à la compression est faible. La faible tenue mécanique en compression est généralement attribuée à une mauvaise adhérence des fibres à la matrice

dans le matériau composite. Pour y remédier, des enzymages des fibres peuvent être utilisés. L'appellation commerciale des fibres d'aramide est le Kevlar qui est une marque d'origine de la compagnie Dupont De Nemours. Elles sont, par ailleurs, très utilisées dans l'industrie pneumatique.

Les fibres d'aramide sont en général très résistantes et ont un module d'élasticité très élevé. Selon RIGAL [30], on distingue deux types de fibres d'aramide : le Kevlar 29 et le Kevlar 49. Le type 29 est utilisé surtout pour la fabrication de FRP alors que le second sert à confectionner des câbles et des cordes. Le tableau III.3 montre quelques propriétés des fibres d'aramide telles que mentionnées par AGARWAL et al. [29]

Propriétés	Kevlar 29	Kevlar 49
Densité (g/cm ³)	1,44	1,44
Résistance à la traction (MPa)	2 760	3 620
Module d'élasticité (GPa)	62	124
Allongement à la rupture	3-4	2-8

Tableau III.3: Propriétés des fibres d'Aramides

III.3 LA MATRICE:

Les matrices servent à enrober les fibres et à les lier afin d'assurer le transfert des charges. Leurs propriétés mécaniques sont négligeables par rapport à celles des fibres. On distingue deux types de matrices : les matrices organiques et les matrices inorganiques. Le choix d'un type ou d'un autre dépendra des propriétés et des conditions d'utilisation des fibres. Les matrices organiques sont, en général, à base de polymères. Elles peuvent être thermoplastiques ou thermodurcissables. Les premières peuvent être réutilisées après une nouvelle fusion alors que les secondes subissent un procédé de fabrication initial irréversible. Les résines thermodurcissables sont surtout utilisées avec de fibres longues et les thermoplastiques avec de fibres plus courtes. Les principaux avantages des matrices organiques, en général, sont le faible coût de production, la faible densité de volume, la bonne maniabilité et la grande résistance chimique. Les matrices inorganiques sont à base de matériaux métalliques ou céramiques. Elles sont moins utilisées et servent en général dans des applications à des températures supérieures à 300°C.

Les principales matrices ou résines utilisées sont : les résine époxy, les polyamides, les polyéthers, les polyesters, les vinylesters, les phénoliques et les polyuréthanes.

La classification des types de matrices couramment utilisées est donnée sur la figure III.4.

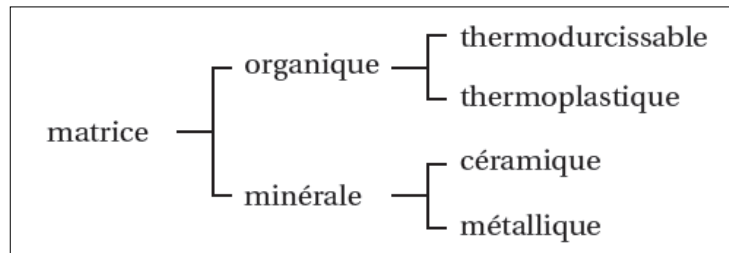


Figure III.4. Types de matrice

III.3.1 RESINES THERMODURCISSABLES

Les résines thermodurcissables ont des propriétés mécaniques élevées. Ces résines ne peuvent être mises en forme qu'une seule fois. Elles sont en solution sous forme de polymère non réticulé en suspension dans des solvants. Les résines polyesters insaturées, les résines de condensation (phénoliques, amioplastes, furaniques) et les résines époxydes sont des résines thermodurcissables. Les exemples de résines thermodurcissables classiquement rencontrées sont 914, 5208, 70, LY556. Les matériaux les plus performants ont des caractéristiques mécaniques élevées et une masse volumique faible. Ces caractéristiques sont présentées dans le tableau III.4.

résines	$T_f(^{\circ}\text{C})$	ρ (Kg/m ³)	$\epsilon_f^R(\%)$	σ_f^R (MPa)	σ_c^R (MPa)	E (GPa)
polyesters	60 à 100	1 140	2 à 5	50 à 85	90 à 200	2,8 à 3,6
phénoliques	120	1 200	2,5	40	250	3 à 5
epoxydes	290	1 100 à 1 500	2 à 5	60 à 80	250	3 à 5

Tableau III.4: Caractéristiques des résines thermodurcissables

III.3.2 RESINES THERMOPLASTIQUES

Les résines thermoplastiques ont des propriétés mécaniques faibles. Ces résines sont solides et nécessitent une transformation à très haute température. Les polychlorures de vinyle (PVC), les polyéthylènes, polypropylène, polystyrène, polycarbonate polyamide sont quelques exemples de ces résines thermoplastiques. Les résines thermoplastiques classiquement rencontrées sont PEEK, K3B. De même que pour les résines thermodurcissables, les matériaux les plus performants ont des caractéristiques mécaniques élevées et une masse volumique faible : ces dernières sont présentées dans le tableau III.5.

résines	$T_f(^{\circ}\text{C})$	ρ (kg/m ³)	$\varepsilon_t^R(\%)$	σ_t^R (MPa)	σ_c^R (MPa)	E (GPa)
polyamide	65 à 100	1 140		60 à 85		1,2 à 2,5
polypropylène	900	1 200		20 à 35		1,1 à 1,4

Tableau III.5: Caractéristiques des résines thermoplastiques

III.4 L'INTERFACE :

L'interface assure la compatibilité renfort/matrice, transmet les contraintes de l'un à l'autre sans déplacement relatif et offre une bonne adhérence en couche fine. Ces produits chimiques entrent aussi dans la composition du composite, qui peuvent jouer sur le comportement mécanique, mais n'interviennent pratiquement jamais dans le calcul.

III.5 LES ADDITIFS:

On désigne sous le nom général de charge toute substance inerte, minérale ou végétale qui, ajoutée à un polymère de base, permet de modifier de manière sensible les propriétés mécaniques, électriques ou thermiques, d'améliorer l'aspect de surface ou bien, simplement, de réduire le prix de revient du matériau transformé. A l'inverse des matières thermoplastiques, les matières thermodurcissables ont toujours contenu des charges de nature et de formes variées, à des taux souvent élevés pouvant atteindre 60% en masse. Pour un polymère donné, le choix d'une charge est déterminé en fonction des modifications recherchées pour l'objet fini. Mais d'une manière générale, les substances utilisables comme charges des matières plastiques devront d'abord satisfaire à un certain nombre d'exigences à savoir : la compatibilité avec la résine de base, la mouillabilité, l'uniformité de qualité et de granulométrie, la faible action abrasive et le bas prix de revient.

III.6 ARCHITECTURE DES MATERIAUX COMPOSITES:

III.6.1 MONOCOUCHE

Les monocouches ou nappes (lamina), sont des couches planes (ou incurvées) de fibres unidirectionnelles ou tissées dans une matrice. Ils représentent l'élément de base de la structure composite. Les différents types de monocouches sont caractérisés par la forme du

renfort : à fibres longues (unidirectionnelles UD, réparties aléatoirement), à fibres tissées, à fibres courtes.

III.6.2 STRATIFIE

Un stratifié est constitué d'un empilement de monocouches ayant chacune une orientation propre par rapport à un référentiel commun aux couches et désigné comme le référentiel du stratifié.

Le choix de l'empilement et plus particulièrement des orientations permettra d'avoir des propriétés mécaniques spécifiques.

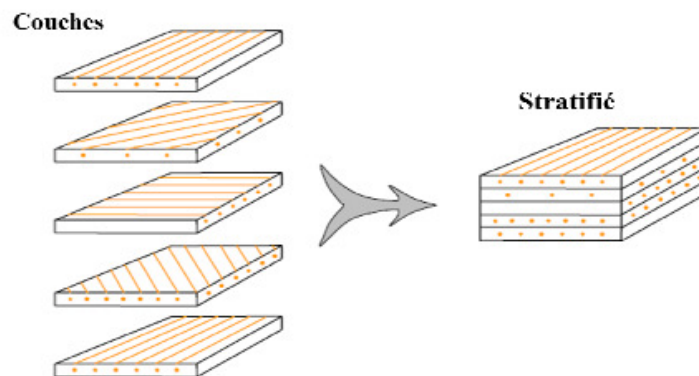


Figure III.5. Construction d'un stratifié.

III.6.3 STRUCTURES EN SANDWICH

Les pièces composites tissées ou stratifiées sont généralement minces. Par conséquent, elles ne résistent efficacement qu'aux sollicitations en membrane, c'est-à-dire dans leur plan, et résistent mal aux sollicitations hors plan (flexion et torsion). Pour concevoir des pièces rigides en flexion et en torsion, une technique couramment employée est celle des structures en sandwich, constituées de deux peaux (généralement stratifiées) collées sur une âme épaisse mais légère, comme une mousse de polymères ou un nid d'abeilles, à l'aide d'adhésifs (figure III-6).

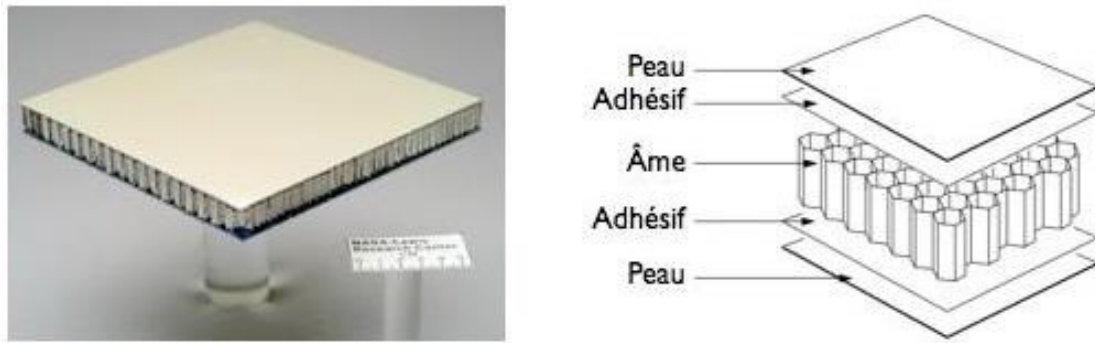


Figure III.6. Construction d'un Sandwich

III.6.4 AUTRES ARCHITECTURES

En plus des structures citées ci-dessus, on trouve aussi :

– Les plaques renforcées : elles sont constituées de résines ou matrices dans les quelles sont introduits des renforts de types : fibres courtes, billes pleines ou creuses, poudre métallique ou de graphite, ces renforts permettent d'augmenter le module d'élasticité de 2 à 5 fois. Et le comportement mécanique de ces matériaux peut être homogénéisé et son étude est ramenée à celle d'un matériau usuel isotrope.

– composites volumiques : ils ont été introduits pour des besoins spécifiques de l'aéronautique, ils sont élaborés à partir de tissage volumique. Ces matériaux sont très onéreux, ils permettent d'obtenir des caractéristiques mécaniques très élevées avec un comportement sensiblement isotrope en volume.

III.7 LOIS DE COMPORTEMENT DES COMPOSITES :

La relation d'élasticité linéaire reliant la matrice de rigidité à celle de déformation peut s'écrire sous la forme : $\sigma = C \cdot \varepsilon$:

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \\ \sigma_5 \\ \sigma_6 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{11} & C_{12} & C_{13} & C_{14} & C_{15} & C_{16} \\ C_{12} & C_{22} & C_{23} & C_{24} & C_{25} & C_{26} \\ C_{13} & C_{23} & C_{33} & C_{34} & C_{35} & C_{36} \\ C_{14} & C_{24} & C_{34} & C_{44} & C_{45} & C_{46} \\ C_{15} & C_{25} & C_{35} & C_{45} & C_{55} & C_{56} \\ C_{16} & C_{26} & C_{36} & C_{46} & C_{56} & C_{66} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \varepsilon_4 \\ \varepsilon_5 \\ \varepsilon_6 \end{bmatrix}$$

La loi de Hooke généralisée, introduit une matrice de rigidité symétrique, constituée dans le cas général de 21 constantes de rigidité C_{ij} .

1. Matériau anisotrope

Le matériau triclinique, c'est un matériau ne possédant aucune propriété de symétrie, et la matrice de rigidité et la matrice de souplesse sont déterminées chacune par 21 constantes indépendantes.

2. Matériau monoclinique

Ce matériau possède un plan de symétrie : l'expression de la matrice de passage ne change pas pour tout changement de repère symétrique par rapport à ce plan. La loi de Hooke se résume à l'expression suivante :

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & 0 & 0 & c_{16} \\ c_{12} & c_{22} & c_{23} & 0 & 0 & c_{26} \\ c_{12} & c_{23} & c_{33} & 0 & 0 & c_{36} \\ 0 & 0 & 0 & c_{44} & c_{45} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_{45} & c_{55} & 0 \\ c_{16} & c_{26} & c_{36} & 0 & 0 & c_{66} \end{bmatrix}$$

3. Matériau orthotrope

Le matériau orthotrope est un matériau à 3 plans de symétrie orthogonaux deux à deux. En pratique, c'est le cas des tissus noyés dans un polymère. La même démarche que précédemment conduite aux expressions dans un repère défini par les axes d'orthotropie :

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{13} & 0 & 0 & 0 \\ c_{12} & c_{22} & c_{23} & 0 & 0 & 0 \\ c_{13} & c_{23} & c_{33} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & c_{44} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c_{55} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & c_{66} \end{bmatrix}$$

4. Matériau unidirectionnel

C'est un matériau possédant un axe de symétrie, par exemple l'axe e_1 , ou c'est un matériau orthotrope avec un axe de révolution (orthotrope de révolution), la matrice s'écrit :

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{12} & 0 & 0 & 0 \\ c_{12} & c_{22} & c_{23} & 0 & 0 & 0 \\ c_{12} & c_{23} & c_{22} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{c_{22} - c_{23}}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & c_{66} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & c_{66} \end{bmatrix}$$

5. Matériau isotrope :

C'est un matériau qui ne possède aucune direction privilégiée et ses propriétés sont indépendantes du choix de l'axe de référence. Dans ce cas le nombre de constantes indépendantes vaut seulement deux. La matrice de rigidité d'un tel matériau est donnée par :

$$[C] = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & c_{12} & 0 & 0 & 0 \\ c_{12} & c_{11} & c_{12} & 0 & 0 & 0 \\ c_{12} & c_{12} & c_{11} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{c_{11} - c_{12}}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{c_{11} - c_{12}}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{c_{11} - c_{12}}{2} \end{bmatrix}$$

III.8 Conclusion :

De ce qui précède nous pouvons retenir que le FRP est un matériau fabriqué afin de répondre à une exigence désirée par le concepteur et ce contrairement aux matériaux traditionnels. Le fait de connaître les propriétés de ses constituants contribue dans la compréhension du comportement du matériau composite lui même, ainsi la nature, la résistance le nombre de couches, l'orientation et le pourcentage volumétrique des fibres ; l'origine de la matrice et sa capacité de déformation influent sur les caractéristiques intrinsèques du FRP. Notre étude a été axée particulièrement sur les composites à fibre de verre, de carbone et d'aramide car ils constituent les matériaux les plus utilisés dans le domaine de génie civil.

CHAPITRE IV:



PROPAGATION DES FISSURES DANS LES POUTRES EN BETON

IV.1 INTRODUCTION:

Le matériau béton est un matériau composite granulaire et hétérogène. Cette hétérogénéité consiste en l'existence de défauts initiaux (microfissures) au sein de la microstructure. Lorsque la structure est soumise à une sollicitation, des microfissures supplémentaires peuvent se former suite à des concentrations de contraintes de tension dues à des déformations incompatibles entre les granulats et le ciment, en outre, comme le chargement augmente, les microfissures se développent et se connectent éventuellement entre elles pour former une macro-fissure entraînant la rupture du matériau. L'étude de l'évolution des fissures impose la prise en compte de la modification des champs de contraintes et de déformations engendrées par ces actions géométriques [31].

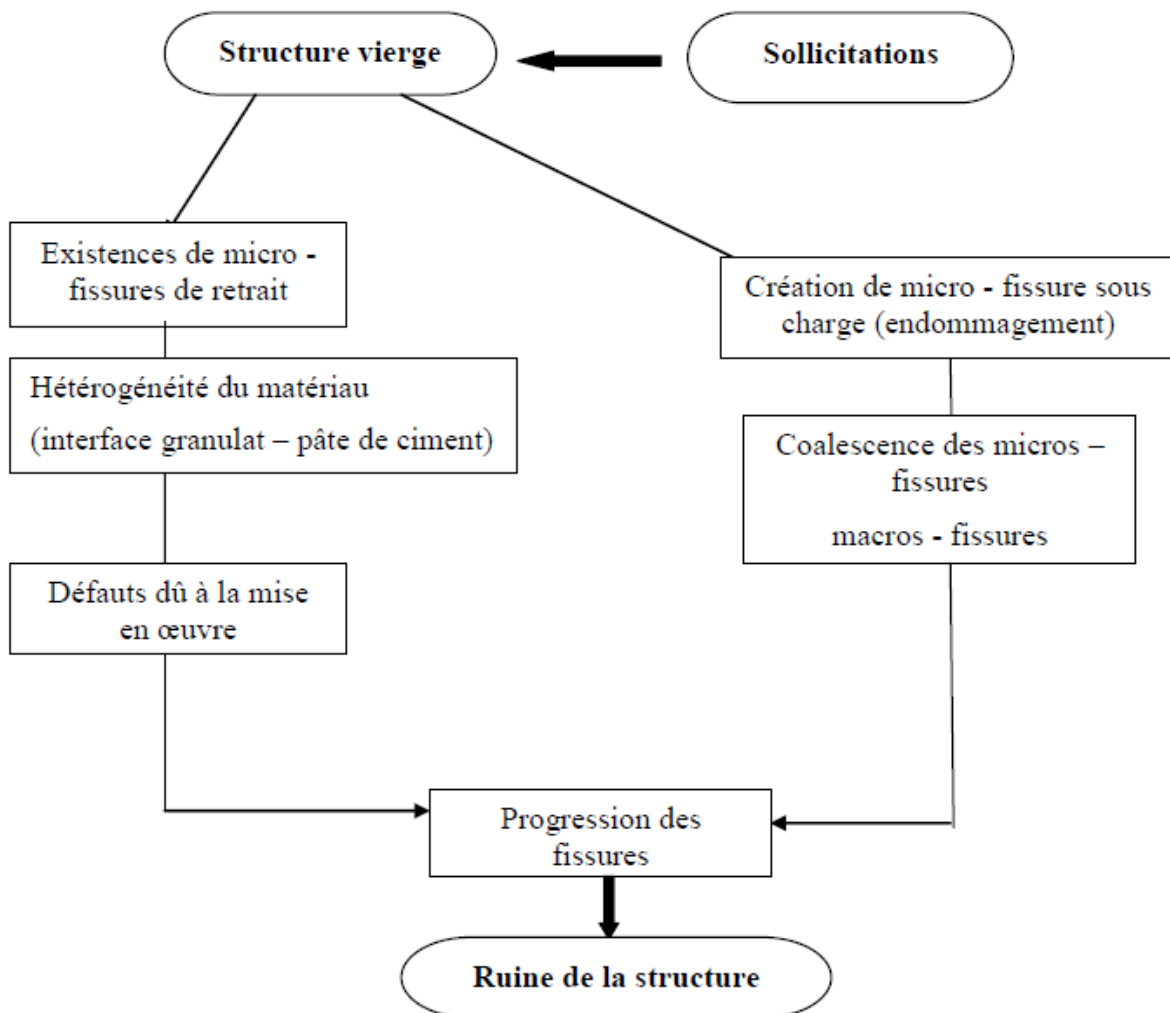


Figure IV.1 Processus de rupture

Le présent chapitre a pour objet principal de contribuer à l'étude du phénomène de la propagation des fissures dans des éléments en béton en faisant appel à des critères basés sur la mécanique de la rupture, tout en identifiant les différents paramètres qui se manifestent et influencent sur le comportement mécanique du matériau vis-à-vis des risques de la rupture.

IV.2 MECANIQUE DE LA RUPTURE APPLIQUEE:

La mécanique de la rupture a été introduite par Griffith [32] en 1920, dont le but était de caractériser le comportement à la fissuration des structures à l'aide des paramètres quantifiables au sens de l'ingénieur, notamment le champ de contraintes, la taille de la fissure et la résistance à la fissuration du matériau.

Les premiers développements théoriques d'analyse des champs de déplacements, déformations et contraintes au voisinage d'une fissure ont été entrepris vers 1940, puis l'extension de la discipline a été amorcée par Irwin [33] en 1960. Le développement de la mécanique de la rupture s'étend aux problèmes non linéaires matériellement et géométriquement, aux problèmes de bifurcation des fissures en modes mixtes et plus récemment aux composites, aux techniques numériques de résolution et à l'état de l'art relatif au dimensionnement de diverses structures complexes.

La rupture par fissuration est la création d'une surface de discontinuité. Lorsqu'il s'agit de la mécanique de la rupture fragile, la rupture se produit par clivage sans prévenir, le plus souvent sans déformation plastique, et les morceaux peuvent se réassembler parfaitement. Le clivage est le mécanisme de déformation qui met en jeu la rupture des liaisons atomiques dans le plan dense dans lequel doit se produire la déformation. Il s'agit de considérer que les liaisons atomiques se comportent l'une après l'autre plutôt que toutes en même temps, en formant un trou qui s'agrandit : on dit que la fissure se propage (Figure: IV.2).

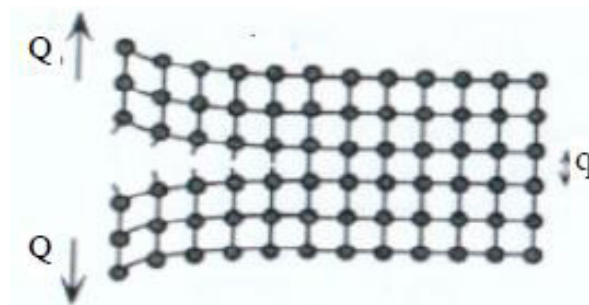


Figure IV.2 Propagation d'une fissure

Ce mécanisme ne présume pas d'une parfaite cristallisation du matériau. De fait, le clivage intervient aussi bien dans les matériaux parfaitement cristallisés que dans les matériaux partiellement cristallisés comme nombre de polymères, ou essentiellement amorphes comme le verre.

Le mécanisme de rupture par fissuration peut intervenir selon deux types de fissuration :

- **La fissuration brutale:** pour les solides, ou pour les matériaux à très haute résistance, les contraintes de travail sont très élevées, une énergie potentielle considérable est ainsi créée ; la présence de petites fissures peut alors conduire à une rupture brutale qui souvent ne s'accompagne pas de déformations plastiques macroscopiques par suite de la très faible ductilité.
- **La fissuration successive:** il s'agit d'une succession de mécanismes (fragile-ductile) qui, sous contraintes répétées, entraîne la fissuration successive, appelée la rupture par fatigue.

IV.2.1 MODES ELEMENTAIRES DE FISSURATION :

D'un point de vue macroscopique, on peut considérer deux modes principaux de rupture : la rupture plate et la rupture inclinée. La rupture plate correspond à une surface de rupture globalement perpendiculaire à la direction de la contrainte principale maximale. La rupture inclinée dans le sens transversal par rapport à la direction de propagation s'accompagne souvent de grandes déformations. L'examen du faciès de rupture permet bien souvent de détecter, après rupture, le mécanisme de rupture et le type de fissuration produit.

On remarque généralement :

- Une zone lisse et soyeuse correspondant à la propagation en fatigue ou,
- Une zone à grains cristallins ou moins apparents, correspondant à la fissuration brutale.

On montre que toute fissuration peut être ramenée à l'un des trois modes simples ou à leur superposition. Il existe donc trois modes de fissuration élémentaires (Figure IV.3).

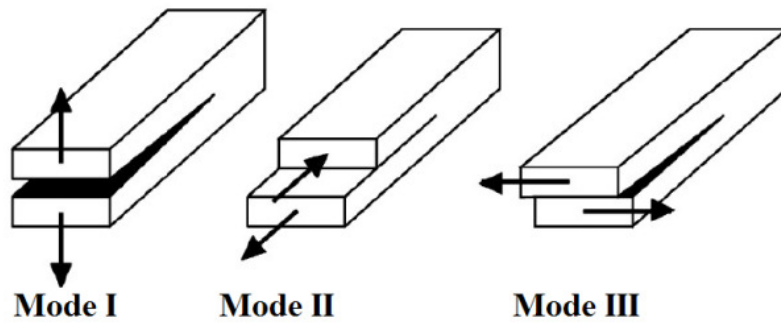


Figure IV.3 : Modes de fissuration

IV.2.2 NOTIONS DE BASE :

La mécanique de la rupture étudie l'interaction entre la discontinuité géométrique (fissure) et le milieu continu avoisinant, ainsi que l'évolution de cette discontinuité. D'un point de vue mécanique, on peut distinguer schématiquement, dans un milieu fissuré, trois zones successives (Figure: IV.4).

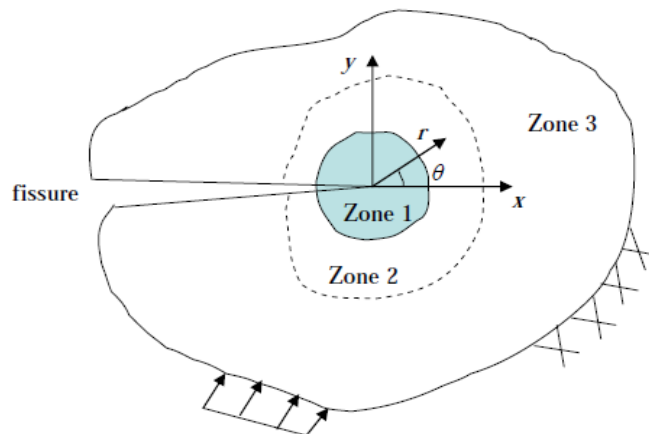


Figure IV.4: Zone délimitant le voisinage d'une pointe de fissure

➤ **La zone d'élaboration 1:** elle se trouve à la pointe de fissure et dans le sillage laissé par la fissure au cours de sa propagation. L'étude de cette zone est très complexe à cause des contraintes importantes qui ont fortement endommagé le matériau. Elle est discontinue au sens de la mécanique des solides. La théorie classique de la mécanique de la rupture réduit cette zone à un point pour les problèmes plans et à une courbe pour les problèmes tridimensionnels.

➤ **La zone singulière 2:** dans laquelle les champs de déplacements, déformations et contraintes sont continus et possèdent une formulation indépendante de la géométrie

lointaine de la structure. On démontre que dans cette zone, les composantes de champ de contraintes sont infinies au voisinage du front de fissure ($r \rightarrow 0$).

Plus exactement, la singularité est en $(1/r)$ en milieu élastique linéaire. Le matériau ayant une limite élastique, il existe un rayon r_p autour de la pointe de fissure qui détermine la forme de la zone plastique. En fonction de la valeur de r_p , on dira que la rupture est fragile pour r_p petit et qu'elle est ductile pour r_p grand. Cette distinction sur la base du paramètre r_p est très importante car elle conditionne la validité de la théorie utilisée:

- La Mécanique Linéaire de la Rupture pour les ruptures fragiles.
- La Mécanique Non Linéaire de la Rupture dans le cas de zone plastique non négligeable (rupture ductile).

➤ **La zone 3 extérieure** comprenant les champs lointains se raccordant d'une part, à la zone singulière, et d'autre part aux conditions aux limites en charges et en déplacements. Dans cette zone, les champs de déplacements, déformations et contraintes varient peu et peuvent être approximés par des polynômes communément utilisés dans la méthode des éléments finis.

Diverses méthodes d'analyse permettent d'étudier les champs de déplacements, déformations et contraintes au voisinage d'une fissure. On regroupe l'ensemble de ces méthodes sous deux types d'approches :

- Approches directes : qui sont fondées sur l'utilisation des fonctions d'Airy ; ces approches résolvent des problèmes plans et font appel à la recherche de fonctions analytiques.
- Approches énergétiques qui sont basées sur l'analyse énergétique du milieu continu contenant une fissure. il s'agit d'un bilan énergétique global intégrant le taux de restitution d'énergie dû à un accroissement virtuel de la fissure.

IV.2.3 PARAMETRES D'ETUDE DE LA ZONE SINGULIERE :

En général, trois paramètres peuvent être utilisés pour étudier les caractéristiques de la zone singulière: le facteur d'intensité de contrainte **K**, le taux de restitution d'énergie **G**, et l'intégrale **J**. **K** est le paramètre de l'approche locale directe. **G** et **J** sont les paramètres de l'approche énergétique globale.

IV.2.3.1 FACTEUR D'INTENSITE DE CONTRAINTE K

Dans la zone singulière, le champ de contraintes présente une singularité en $r^{-1/2}$ à la pointe de fissure. L'intensité de la singularité est caractérisée par les paramètres appelés facteurs d'intensité de contraintes, notés K_I , K_{II} et K_{III} pour chacun des modes élémentaires.

A l'aide de la théorie de l'élasticité, Irwin a montré que, en déformation ou en contrainte plane, les déplacements u_i et les contraintes σ_{ij} dans cette zone singulière peuvent être exprimés en fonction des facteurs d'intensité de contraintes :

$$u_1 = \frac{K_I}{2\mu} \left(\frac{r}{2\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \cos\frac{\theta}{2} (K - \cos\theta) + \frac{K_{II}}{2\mu} \left(\frac{r}{2\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \sin\frac{\theta}{2} (K + \cos\theta + 2) \tag{1}$$

$$u_2 = \frac{K_I}{2\mu} \left(\frac{r}{2\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \sin\frac{\theta}{2} (K - \cos\theta) - \frac{K_{II}}{2\mu} \left(\frac{r}{2\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \cos\frac{\theta}{2} (K + \cos\theta - 2) \tag{2}$$

$$\sigma_{11} = \frac{K_I}{(2\pi r)^{\frac{1}{2}}} \cos\frac{\theta}{2} \left(1 - \sin\frac{\theta}{2} \sin\frac{3\theta}{2}\right) - \frac{K_{II}}{(2\pi r)^{\frac{1}{2}}} \sin\frac{\theta}{2} \left(2 + \cos\frac{\theta}{2} \cos\frac{3\theta}{2}\right) \tag{3}$$

$$\sigma_{12} = \frac{K_I}{(2\pi r)^{\frac{1}{2}}} \cos\frac{\theta}{2} \sin\frac{\theta}{2} \cos\frac{3\theta}{2} + \frac{K_{II}}{(2\pi r)^{\frac{1}{2}}} \cos\frac{\theta}{2} \left(1 - \sin\frac{\theta}{2} \sin\frac{3\theta}{2}\right) \tag{4}$$

$$\sigma_{22} = \frac{K_I}{(2\pi r)^{\frac{1}{2}}} \cos\frac{\theta}{2} \left(1 + \sin\frac{\theta}{2} \sin\frac{3\theta}{2}\right) \sin\frac{\theta}{2} + \frac{K_{II}}{(2\pi r)^{\frac{1}{2}}} \left(\sin\frac{\theta}{2} \cos\frac{\theta}{2} \cos\frac{3\theta}{2}\right) \tag{5}$$

Avec $K = 3-4\nu$ en déformation plane

$K = \frac{3-\nu}{1+\nu}$ en contrainte plane

r, θ : Le rayon et l'angle en coordonnées polaires.

μ : Module de cisaillement.

$$\mu = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

ν : Coefficient de poisson.

E : module de Young.

Dans le cas d'un chargement hors du plan, la seule composante du déplacement est u_3 . Les déplacements et les contraintes ont les expressions suivantes :

$$u_3 = \frac{2K_{III}}{\mu} \left(\frac{r}{2\pi}\right)^{\frac{1}{2}} \sin\frac{\theta}{2} \tag{6}$$

$$\sigma_{13} = - \frac{2K_{III}}{(2\pi r)^{\frac{1}{2}}} \sin\frac{\theta}{2} \tag{7}$$

$$\sigma_{23} = - \frac{2K_{III}}{(2\pi r)^{\frac{1}{2}}} \cos\frac{\theta}{2} \tag{8}$$

Les facteurs K_I , K_{II} et K_{III} sont indépendants de r et θ . Ils ne dépendent que de la répartition des efforts extérieurs d'un solide donné et de la géométrie de la fissure. Ils sont proportionnels à la discontinuité du déplacement des lèvres de la fissure. On a les expressions suivantes qui constituent leurs définitions pour les milieux fissurés :

$$K_I = \lim_{r \rightarrow 0} \left(\frac{E}{8C} \sqrt{\frac{2\pi}{r}} [u_2] \right) \quad (9)$$

$$K_{II} = \lim_{r \rightarrow 0} \left(\frac{E}{8C} \sqrt{\frac{2\pi}{r}} [u_1] \right) \quad (10)$$

$$K_{III} = \lim_{r \rightarrow 0} \left(\frac{E}{8(1+\nu)} \sqrt{\frac{2\pi}{r}} [u_3] \right) \quad (11)$$

avec : $C=1$ en contrainte plane

$C=1 - \nu^2$ en déformation plane

$[u_i]$ étant les déplacements des lèvres de fissure correspondant aux trois modes.

IV.2.3.2 TAUX DE RESTITUTION D'ENERGIE G

Griffith [32] est le premier à aborder le problème des corps fissurés d'un point de vue énergétique. Par l'analyse du bilan énergétique, le taux de restitution d'énergie, noté G , a été introduit. C'est l'énergie nécessaire pour faire progresser une longueur unitaire de la fissure.

Elle correspond à la décroissance de l'énergie potentielle totale W du milieu fissuré pour passer d'une configuration initiale avec une longueur de fissure a , à une autre où la fissure se trouve augmentée d'une unité de longueur da :

$$G = - \frac{dW}{da} \quad (12)$$

Où

$$W = W_e + W_{ext} \quad (13)$$

Avec

W_{ext} énergie potentielle des forces extérieures

$W_e = \int_V W_e dV$ Energie de déformation élastique

$W_e = \int_0^\varepsilon \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}$ Densité d'énergie de déformation élastique

Pour une fissure en milieu bidimensionnel, d'épaisseur b , on écrit :

$$G = \frac{1}{b} \frac{dW}{\Delta a} \quad (14)$$

Avec Δa est la variation de longueur de fissure.

En utilisant le champ des contraintes dans la zone singulière et la loi de comportement élastique linéaire, on peut relier G aux facteurs d'intensité de contraintes par :

$$G = \frac{(K_I^2 + K_{II}^2)}{E'} + \frac{K_{III}^2}{2\mu} \quad (15)$$

avec $E' = E$ en contrainte plane

$E' = E/(1 - \nu^2)$ en déformation plane

G est une valeur négative parce que l'énergie potentielle diminue lors de l'accroissement de la fissure.

IV.2.3.3 INTEGRALE J

Une autre façon de caractériser la singularité du champ des contraintes au voisinage de la pointe des fissures est l'étude de certaines intégrales de contour que l'on peut déduire de la loi de conservation de l'énergie. Dans un milieu élastique linéaire fissuré plan, Rice, en 1968 [34], a utilisé pour la première fois dans le cadre de la mécanique de la rupture une intégrale de contour, elle est définie comme suit:

$$J = \int_{\Gamma} \left\{ W_e n_1 \sigma_{ij} n_j \frac{\partial u_i}{\partial x_1} \right\} ds \quad (16)$$

Où W_e est la densité d'énergie de déformation élastique, Γ est un contour ouvert entourant la pointe de la fissure. Celle-ci est supposée rectiligne suivant l'axe de la fissure. On note par \vec{n} la normale extérieure au contour, σ_{ij} , n_j la contrainte appliquée sur le contour et u_i le déplacement correspondant (figure IV.5).

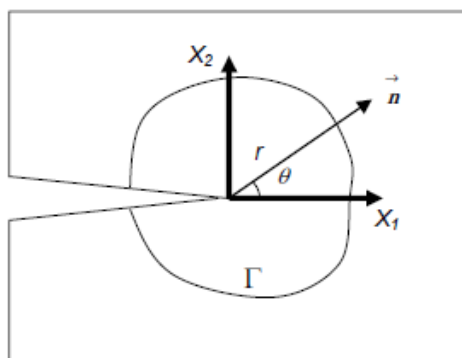


Figure IV.5 : Contour d'intégration

Dans le cas d'un solide élastique homogène, linéaire ou non, cette intégrale est indépendante du contour d'intégration. Rice l'a interprétée comme la différence d'énergie potentielle W de deux corps fissurés chargés de la même façon mais dont les longueurs de fissures diffèrent d'une longueur Δa , ce qui s'exprime par:

$$J = - \lim_{\Delta a \rightarrow \infty} \frac{W(a+\Delta a) - W(a)}{\Delta a} = - \frac{dW}{\Delta a} \quad (17)$$

En comparant avec la grandeur G définie précédemment, on peut dire que dans le cas d'un matériau élastique ou dans le cas d'un corps subissant une très faible déformation plastique en fond de fissure, on a:

$$J = G = - \frac{dW}{\Delta a} \quad (18)$$

IV.2.4 RUPTURE FRAGILE PAR FISSURATION BRUTALE DANS LES THEORIES CLASSIQUES:

Ce type de rupture se produit dans le cas des matériaux fragiles, à faibles déformations plastiques, où les valeurs des contraintes généralisées, au sens des critères classiques, sont inférieures à la limite élastique σ_e . On peut parler de critère de contraintes critiques. La contrainte critique est une valeur qui est donnée pour chaque matériau, elle représente la contrainte qu'un matériau peut supporter avant la formation d'une fissure ou avant la propagation d'une fissure préexistante. Le critère de contrainte critique peut s'écrire :

$$\sigma \geq \sigma_c \text{ ou } (\tau \geq \tau_c)$$

Où σ et τ sont les composantes normales et tangentielles du tenseur de contraintes qui agit sur une surface. D'où il ne faut pas choisir un matériau seulement au sens de sa résistance à la ruine classique, mais aussi au sens de son comportement vis-à-vis d'une forme d'entaille géométrique particulière ou d'une fissure.

Ceci nécessite donc la recherche de nouveaux critères de ruine pour les structures fissurées qui associent la géométrie de l'entaille à la résistance à rupture.

D'un point de vue énergétique, l'énergie nécessaire à engendrer une fissure de da , qui provoquera la rupture fragile est appelée taux de restitution d'énergie critique. Selon la résolution adoptée, on peut utiliser l'une des valeurs intrinsèques suivantes de la rupture fragile:

- Les facteurs d'intensité de contraintes critiques K_{IC} , K_{IIC} , K_{IIIC} , respectivement en mode I, mode II et mode III de fissuration ;
- Le taux de restitution d'énergie critique G_C ou l'intégrale J critique J_c ;
- l'écartement d'ouverture de fissure C.O.D (Crack - Opening - Displacement) critique.

Ces valeurs sont à l'origine des critères de rupture expliqués ci-après.

IV.2.4.1 CRITERE DU FACTEUR D'INTENSITE DE CONTRAINTES

C'est un des plus anciens critères de la rupture fragile. D'une manière générale, le facteur d'intensité de contrainte K_I en mode I est exprimé selon l'équation :

$$K_I = \sigma \sqrt{\pi \cdot a} \cdot \alpha(a) \quad (19)$$

Avec: σ est la contrainte appliquée, $\alpha(a)$ est le coefficient de correction géométrique, a est longueur de la fissure.

Les valeurs des facteurs d'intensité de contraintes sont calculées analytiquement ou par éléments finis pour différentes conditions aux limites, et géométries de pièces et de fissures. Le facteur critique d'intensité de contraintes K_C correspond à la force maximale d'instabilité.

Cette valeur caractéristique de la ténacité à la rupture du matériau traduit la ruine par fissuration brutale. Le critère de rupture associé correspond à une distribution critique des contraintes au voisinage de la fissure : la rupture aura lieu pour une valeur du facteur d'intensité des contraintes supérieure à la valeur critique: $K_I \geq K_{IC}$. Ce critère est essentiellement utilisé pour un état de déformations planes. Dans le cas de l'état de contraintes planes, le critère d'instabilité K_C dépend fortement de l'épaisseur. Dans la réalité, le matériau n'est jamais complètement fragile à la pointe de la fissure où une zone plastique reste présente. Tant que cette zone reste confinée, enserrée par la zone élastique qui impose son comportement, le critère du facteur d'intensité de contraintes continue de s'appliquer.

IV.2.4.2 CRITERE DU TAUX DE RESTITUTION D'ENERGIE G OU DE L'INTEGRALE J

Selon Griffith, "la rupture se produit lorsque l'énergie restituée par l'extension de la fissure est supérieure à l'énergie nécessaire à créer la surface relative à cette extension". Si

l'on considère les conditions initiales d'une structure chargée dans le domaine élasto-plastique, et après la propagation de la fissure a d'une quantité δa , la condition d'équilibre est caractérisée par la condition énergétique suivante :

$$\delta W + G_C \delta a = 0 \quad (20)$$

δW est la variation de l'énergie potentielle et G_C est l'énergie de rupture par unité de surface. La condition de la rupture devient :

$$-\frac{\partial W}{\partial a} \geq G_C \quad (21)$$

Si l'on considère $\delta a \rightarrow 0$ on obtient la forme différentielle de Griffith :

$$-\frac{\partial W}{\partial a} = G \geq G_C \quad (22)$$

Où G est le taux de restitution de l'énergie.

Le taux de restitution de l'énergie pouvant s'écrire sous forme d'une intégrale de contour, le critère deviendra alors :

$$-\frac{\partial W}{\partial a} = J \geq J_C \quad (23)$$

IV.3 RESISTANCE A LA FISSURATION DU BETON

Le comportement mécanique des structures dépend fortement des matériaux utilisés. Dans les années 60, une étude sur le comportement à la rupture du béton en utilisant la mécanique linéaire de la rupture a généré beaucoup d'intérêt. Mais les résultats calculés selon cette théorie se sont avérés différents de la réalité et la mécanique linéaire de la rupture n'était pas adaptable pour le béton. En effet la zone du processus de rupture dans la mécanique linéaire de la rupture a toujours été considérée comme la pointe de fissure. Or, pour des matériaux comme le béton, la zone du processus de rupture n'est pas petite en comparaison de la dimension du spécimen. C'est pourquoi, on ne peut pas négliger cette zone lorsque l'on considère ces types de matériaux.

IV.3.1 CONSTITUANTS ET MICROSTRUCTURE DU BETON :

Basés sur différents constituants, les matériaux cimentaires peuvent être classés en trois catégories : les pâtes, les mortiers et les bétons.

Une pâte est un mélange de ciment et d'eau.

Un mortier est constitué de granulats fins (sable), de ciment et d'eau.

Un béton est un composite constitué de ciment, de granulats fins, de gros granulats, et d'eau. Différents mélanges peuvent être utilisés pour améliorer les propriétés de chacun de ces matériaux cimentaires.

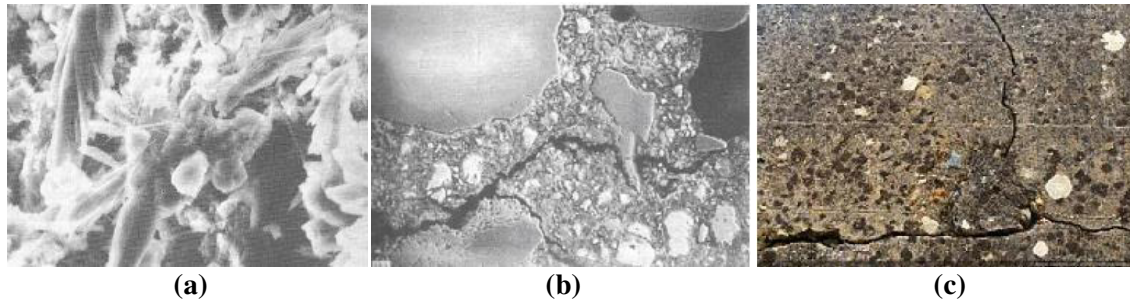


Figure IV.6 : Hiérarchie des processus de rupture dans les matériaux à base de ciment : la pâte de ciment (a), le mortier (b), béton (c)

Les propriétés du béton sont influencées par ses constituants chimiques et les micros, méso, et macrostructures caractérisées par le nombre et la répartition des pores et des fissures internes. Cependant, seule l'influence des fissures internes sur les propriétés mécaniques des matériaux à base de ciment est décrite ici.

Depuis la microstructure de pâte de ciment qui est à une échelle de quelques micromètres (figure IV.6 (a)), la rupture des pâtes de ciment est influencée par les particules et des vides à cette même échelle.

Les structures internes de mortier sont présentées sur la figure IV.6 (b). L'utilisation de sables ou des granulats entraîne des vides dans les mortiers de l'ordre du micromètre. En conséquence, les processus de rupture dans les mortiers peuvent concerner principalement l'initiation et la propagation des vides internes à l'échelle du micromètre.

Pour le béton, les fissures inter-faciales et zones de faiblesse d'un millimètre sont des défauts majeurs avec l'utilisation de gros granulats, comme le montre la figure IV.6 (c).

IV.3.2 ESSAIS DU BETON EN TRACTION

Ces essais sont difficiles à mettre en œuvre, c'est pour cela qu'il existe peu d'études réalisées sur ce mode de chargement. Toutefois, la réponse est en général semblable à celle donnée par la figure IV.7.

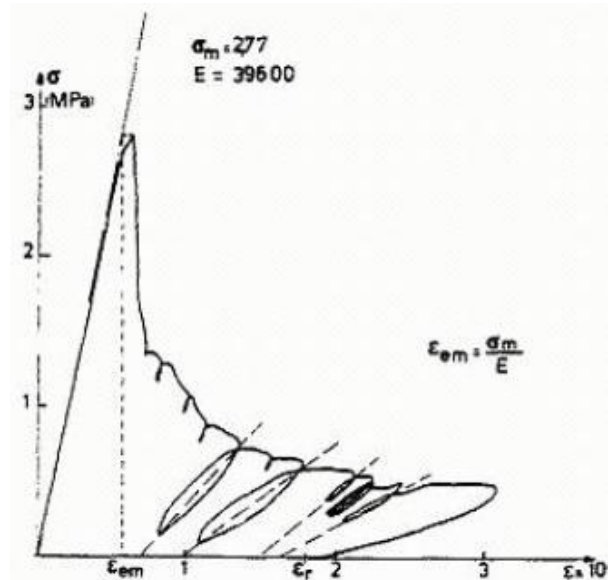


Figure IV.7: Comportement du béton en traction (selon Terrien, 1980 [35])

Ce résultat nous permet de distinguer deux phases importantes du comportement du béton :

- Dans la première phase, le comportement est élastique linéaire avec une légère perte de raideur juste avant d'atteindre la contrainte maximale f_t ;
- Dans la deuxième phase (phase adoucissante), après atteinte de la contrainte maximale, il est observé une chute presque brutale de la contrainte pouvant être supportée par l'éprouvette. Cette chute se prolonge ensuite d'une façon moins accentuée.

Les cycles de charge-décharge mettent en évidence, à chaque décharge, les déformations anélastiques ainsi que la perte de raideur du matériau.

IV.3.3 ESSAI DU BETON EN FLEXION 3-POINTS :

L'essai en flexion 3 points est souvent réalisé pour déterminer les paramètres caractéristiques de la fissuration (figure IV.8)



Figure IV.8: Essai du béton en flexion trois points : (a) la propagation de fissure ; et (b) à la fin de l'essai.

Du point de vue des expériences, le processus de fissuration peut être contrôlé et supervisé au moyen du déplacement d'ouverture des lèvres de la fissure (CMOD) représenté sur la figure IV.9.

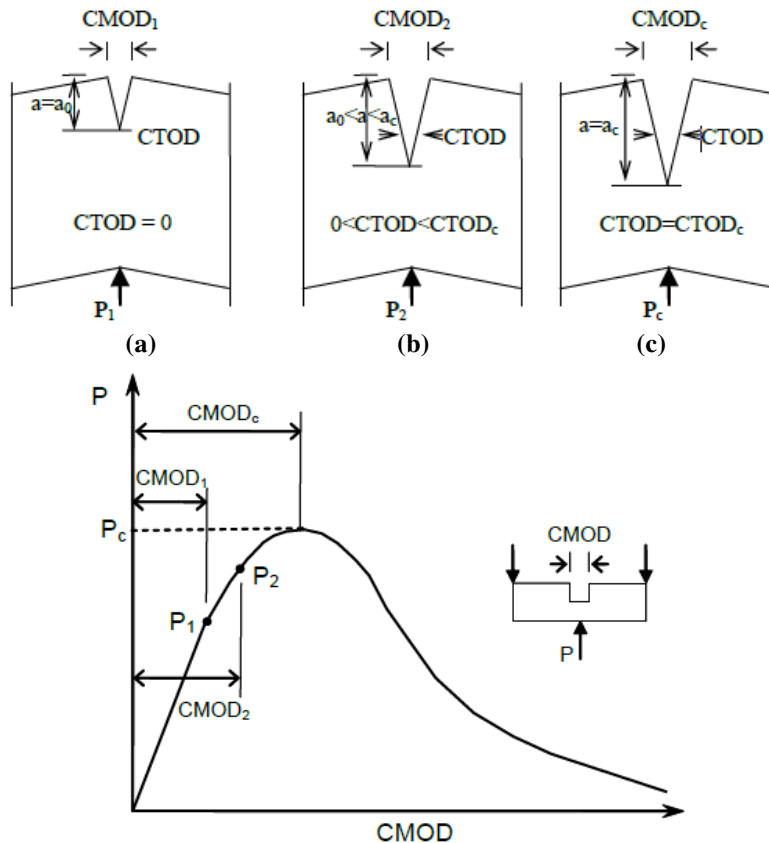


Figure IV.9 : Étapes de la croissance des fissures en mode I : (a) l'initiation de la propagation des fissures stables, (b) la zone processus développés partiellement, et (c) début de la propagation instable de la fissure au pic de charge

Ce déplacement peut être lié théoriquement à la longueur d'entaille initiale a_0 et la fissure efficace critique a_c . En outre, le déplacement d'ouverture de la pointe de fissure initiale (CTOD) peut être défini comme le déplacement à la pointe d'entaille initiale a_0 .

Les étapes de l'ouverture (mode I) de la propagation des fissures pour une éprouvette entaillée illustrée dans la figure IV.9 sont liées à la courbe de charge-déplacement. Initialement, jusqu'à un certain niveau de charge P_1 , la fissure ne se développe pas et le CTOD est égal à zéro. La réponse dans cette période est linéairement élastique. Le niveau de charge P_2 est à un stade intermédiaire, où la zone du processus de rupture commence à se développer et une séparation se produit qui se traduit par $CTOD > 0$. La réponse de la structure devient non linéaire. Suite à cela, le pic de charge est atteint et la valeur de P

commence à diminuer. Il est à noter que $a = a_c$ et $CTOD = CTOD_c$ au pic de charge. Après le pic de charge, la croissance instable de la fissure se produit si le système de test n'a aucun moyen de le contrôler. Une croissance instable de la fissure signifie que la fissure se propage automatiquement même si la charge reste constante ou diminue. Après le pic de charge, une courbe de déplacement - charge adoucissante est observée. Les notions de la mécanique de la rupture peuvent donc être utilisées pour la conception structurale.

IV.3.4 ZONE DU PROCESSUS DE RUPTURE :

La mécanique de la rupture linéaire élastique permet à la contrainte de tendre vers l'infini en pointe de fissure. Comme la contrainte infinie ne peut se développer dans les matériaux réels, une certaine taille de zone inélastique doit exister à la pointe de la fissure.

Comme le béton est un matériau hétérogène constitué de différentes phases, la zone inélastique autour de la pointe de la fissure, que l'on appelle zone du processus de rupture, est dominée par un mécanisme complexe. La surface de la fissure dans le béton est tortueuse et le processus de fissuration dans le béton est très complexe (figure IV.10).

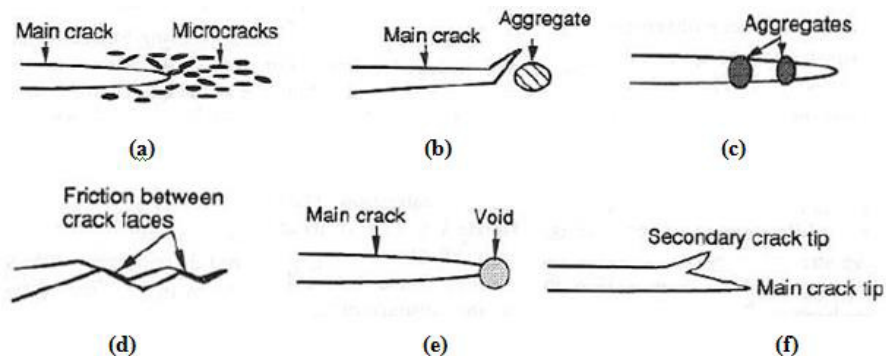


Figure IV.10: Certains des mécanismes de durcissements dans la zone du processus de rupture (Surendra [36])

Microfissuration, déviation de fissure, " aggregate bridging ", friction entre des lèvres de fissure, émoussement de fissure par des vides, et fissure branchée sont des exemples du mécanisme de durcissement inélastique qui apparaissent autour de la fissure lorsqu'elle se propage. La présence de ces multiples mécanismes décourage généralement l'utilisation des principes de la mécanique de la rupture linéaire élastique pour le béton. Habituellement les influences de tous ces mécanismes sont regroupées et prises en compte par une zone de processus de rupture conceptuelle. Par conséquent, pour appliquer la mécanique de la

rupture du béton, on a besoin de comprendre et de déterminer cette zone du processus de rupture, notamment sa taille et son évolution lors de la propagation d'une fissure.

IV.3.5 COMPORTEMENT FRAGILE, DUCTILE, QUASI-FRAGILE :

La zone du processus de rupture est la zone non-linéaire caractérisée par l'adoucissement progressif, dans laquelle la contrainte diminue lors de l'augmentation de la déformation. Cette zone est entourée par la zone non-linéaire ayant un comportement plastique ou plastique parfait. Dans la zone plastique, la contrainte augmente à déformation croissante ou demeure constante. Selon la taille relative de ces deux zones et de la structure, on peut distinguer 3 types de comportement de la fissure (Figure IV.11).

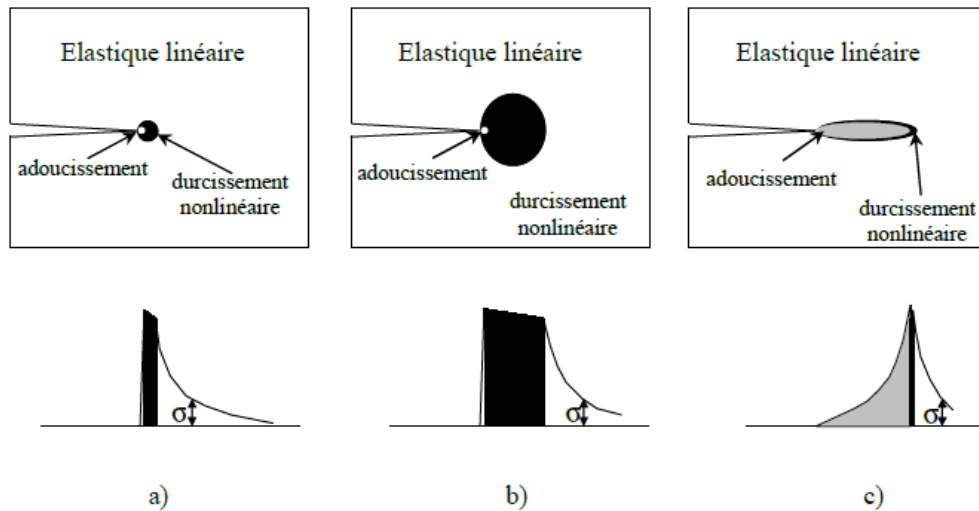


Figure IV.11: Trois types du comportement de la fissure (selon Bazant et Planas [37])

Le premier type de comportement correspond à la zone non-linéaire petite par rapport à la taille de structure. Le processus entier de rupture a lieu presque sur un point, la pointe de la fissure, tout le corps est élastique et la mécanique élastique linéaire de la rupture peut être utilisée. Ce modèle est une bonne approximation pour certains matériaux tels que la céramique, le béton ou le verre... Il faut souligner que l'applicabilité de la mécanique élastique linéaire de la rupture est relative - la structure doit être suffisamment grande comparativement à la zone du processus de rupture.

Dans les deuxième et troisième types de comportement, la proportion entre la taille de zone non-linéaire et la taille de structure n'est pas suffisamment petite, la mécanique élastique linéaire de la rupture n'est donc pas applicable. Dans le deuxième type de

comportement, on tient compte des situations où la plus grande partie de la zone non linéaire se compose du durcissement ou de la plasticité parfaite, et la taille de la zone du processus de rupture du matériau prend une place encore relativement petite.

Enfin dans le troisième type de comportement, on représente le cas où la majeure partie de la zone non-linéaire subit un endommagement du matériau adoucissant qui est causé par la microfissure ou un autre phénomène similaire. La zone de la plasticité ou plasticité parfaite dans ce cas est souvent négligée. On appelle ce matériau quasi-fragile car même si aucune déformation plastique appréciable ne se produit, la taille de la zone du processus de rupture est suffisamment grande pour être prise en compte dans les calculs, en contraste avec le comportement fragile correspondant à la mécanique élastique linéaire de la rupture.

IV.3.6 ÉNERGIE DE SEPARATION :

En général, le phénomène de séparation est de nature irréversible. Les nouvelles surfaces créées peuvent reprendre contact, mais ne se recollent pas. Le processus de séparation à partir du milieu continu, exige une énergie fonction de l'aire créée. Dans l'hypothèse de Griffith, cette énergie est proportionnelle à l'aire :

$$dP = 2\gamma_s dA \quad (24)$$

γ_s : énergie superficielle caractéristique du matériau, dA étant l'aire géométrique de la fissure créée, l'aire totale étant celle des deux faces c'est à dire le double. Griffith a proposé une valeur limite du taux de restitution d'énergie, appelée résistance à la fissuration et notée G_C . Il y aura alors propagation lorsque G atteint la valeur critique G_C qui représente l'énergie nécessaire à la création de nouvelles surfaces libres en fond de fissure. Remarquons que pour un matériau élastique fragile, G_C ne dépend que de l'énergie superficielle intrinsèque $2\gamma_s$ du matériau : $G_C = 2\gamma_s$.

Ainsi, un critère de propagation de la fissure peut être exprimé comme une inégalité entre les taux de restitution d'énergie par unité d'extension de la fissure et l'énergie de surface :

$$dP \geq 2 \gamma_s dA \quad G \geq G_C \quad (25)$$

Quand une structure en béton avec une fissure quasi-fragile est soumise à des charges, la charge appliquée conduit à un taux de restitution d'énergie G_C à la pointe de la fissure quasi-fragile, où l'indice q est synonyme de matériaux quasi-fragiles.

Le taux de restitution d'énergie G_q peut être divisé en deux parties :

(i) le taux d'énergie consommée au cours de la création de deux surfaces, G_C qui est équivalent à l'énergie de surface,

(ii) le taux d'énergie pour dépasser la pression cohésive $\sigma(w)$ nécessaire pour séparer les surfaces, G_σ . En conséquence, le taux de restitution d'énergie pour la fissure quasi-fragile, G peut être exprimé comme

$$G_q = G_C + G_\sigma \quad (26)$$

Une explication dans la littérature [38] afin d'étendre le modèle de Griffith aux matériaux quasi-fragiles, en modifiant de l'équation (13), peut être écrit à partir de l'équation

$$\frac{\partial W_{\text{ext}}}{\partial A} = \frac{\partial U_s}{\partial A} + \frac{\partial U_\Gamma}{\partial A} \quad (27)$$

Où W_{ext} est le travail externe et U_s est l'énergie interne de déformation.

U_s est décomposée en deux parties, la partie élastique U_s^e et la partie plastique U_s^P

$$U_s = U_s^e + U_s^P \quad (28)$$

L'équation (1.8) peut donc être réécrite en fonction de l'énergie potentielle :

$$P = U_s^e - W_{\text{ext}} \quad (29)$$

$$-\frac{\partial P}{\partial A} = -\frac{\partial U_s^e}{\partial A} + \frac{\partial W_{\text{ext}}}{\partial A} = \frac{\partial U_s^P}{\partial A} + \frac{\partial U_\Gamma}{\partial A} \quad (30)$$

Par conséquent, l'énergie disponible pour la propagation de fissure est comparée à la résistance du matériau et doit être dépassée pour la propagation de fissure. Egalement que le taux de diminution de l'énergie potentielle au cours de la propagation de fissure est égal au taux d'énergie dissipée par la déformation plastique et la propagation de fissure. Pour le matériau fragile et quasi-fragile, U_s^P est nul. Afin d'étendre le modèle de Griffith au matériau quasi-fragile, U_Γ prend en compte l'influence de la zone cohésive.

$$\frac{\partial U_\Gamma}{\partial A} = 2 (\gamma_s^e + \gamma_s^P) \quad (31)$$

Où γ_s^e et γ_s^P sont les parties élastique et cohésive du travail associé à l'extension de fissure, respectivement.

Comme G_σ est égal au travail accompli par la pression cohésive sur une unité de longueur de la fissure ΔA pour une structure avec une unité d'épaisseur w , sa valeur peut être calculée comme

$$G_\sigma = \frac{1}{\Delta A} \int_0^{\Delta A} \int_0^\omega \sigma(\omega) dx d\omega = \frac{1}{\Delta A} \int_0^{\Delta A} dx \int_0^\omega \sigma(\omega) d\omega = \int_0^{\omega_f} \sigma(\omega) d\omega \quad (32)$$

Où $\sigma(\omega)$ est la pression cohésive normale et ω_f est le déplacement d'ouverture de fissure à la pointe de la fissure visible. En remplaçant l'équation (32) dans l'équation (26) conduit à :

$$G_q = G_c + \int_0^{\omega_f} \sigma(\omega) d\omega \quad (33)$$

L'équation (33) indique que pour le matériau quasi-fragile, le taux de restitution d'énergie G_q est dû à deux mécanismes de dissipation d'énergie. Le mécanisme de dissipation d'énergie de Griffith-Irwin est représenté par G_c alors que le mécanisme de dissipation d'énergie de Dugdale-Barenblatt [39], [40] est représenté par G .

Bien que la propagation d'une fissure quasi-fragile puisse être décrite par l'équation (33), on peut utiliser approximativement un mécanisme unique de dissipation de l'énergie, soit le mécanisme de Griffith-Irwin en supposant $\sigma(\omega) = 0$ ou soit le mécanisme de Dugdale-Barenblatt en supposant $G_c = 0$. Les modèles de mécanique de la rupture utilisant uniquement le mécanisme de dissipation d'énergie de Dugdale-Barenblatt sont généralement dénommés " approche par fissure fictive ". L'approche par fissure fictive suppose que l'énergie pour créer la nouvelle surface est petite par rapport à celle nécessaire pour les séparer, et le taux de dissipation d'énergie G_c disparaît dans l'approche par fissure fictive. Cela entraîne une relation $G_q = G\sigma$.

Dans le domaine de la fissure cohésive, selon Hillerborg [41], l'énergie absorbée est

$$G_f = \int_0^{\omega_c} \sigma(\omega) d\omega \quad (34)$$

Où ω_c est la séparation critique de fissure cohésive. La fissure est supposée se propager lorsque $G_q = G_f$, ou autrement dit lorsque la contrainte au voisinage de la pointe de la fissure atteint la contrainte critique f_t . Ces contraintes cohésives dépendent de l'ouverture de la fissure ω et varient de zéro (à l'ouverture maximale de la fissure ω_c) à la tension critique du matériau f_t (lorsque l'ouverture est égale à zéro en pointe de la fissure).

Parce que le taux de restitution d'énergie $G_C = 0$, le facteur d'intensité de la contrainte K_I est donc égal à zéro. La condition de la propagation de fissure est que la contrainte en pointe de la fissure ait atteint la tension critique f_t . En d'autres termes, la fissure se propage quand la partie d'énergie de séparation G_q est égale ou supérieure à l'énergie absorbée G_f correspondant à la résistance en traction égale à f_t .

IV.4 PROPAGATION DES FISSURES DANS LES STRUCTURES EN BETON : APPLICATION :

En ce qui précède, l'analyse s'effectue en s'appuyant sur l'utilisation d'un critère de rupture basé sur la mécanique linéaire élastique de la rupture. Deux approches ont été proposées, la première est basée sur le calcul analytique dont le facteur d'intensité des contraintes est déterminé à partir des fonctions poids [42] ; la deuxième, est une approche numérique dont le calcul facteur d'intensité des contraintes s'est effectué en utilisant la méthode des éléments finis à l'aide du code de calcul ABAQUS.

IV.4.1 HYPOTHESES DE BASE

Le modèle étudié dans le cadre de la présente recherche, combine un critère de la mécanique linéaire élastique de la rupture et d'une modélisation répartie de la fissuration, ce qui mène à tenir compte de la singularité de champ de contraintes en pointe de la fissure et de l'influence des paramètres géométriques sur le développement de la fissuration et le comportement à la rupture.

Ce modèle doit aussi répondre à certaines hypothèses de base:

- Le béton non fissuré est considéré comme un matériau homogène isotrope en suivant un comportement linéaire élastique décrit par la mécanique des milieux continus et la théorie d'élasticité.
- Les zones micro fissurées et les comportements non linéaires du matériau en pointe de la fissure sont négligés.

IV.4.2 MODELES ETUDIÉS

Il s'agit de déterminer pour les deux modes de chargement proposés, les valeurs du facteur d'intensité de contraintes K_I et K_{II} et qui sont exprimés à partir de la relation suivante :

$$K_I = f \sigma \sqrt{\pi \cdot a} \quad (35)$$

$$K_{II} = f \tau \sqrt{\pi \cdot a} \quad (36)$$

Où

a est la longueur ou bien demi-longueur de l'entaille,

σ et τ sont la contrainte normale et de cisaillement appliquées

f Fonctions de formes déterminées sur la base des fonctions poids.

Le modèle étudié est soumis à deux types d'essais :

- **Modèle 1** : la poutre en béton est sollicitée en flexion 3 points, dont les données géométriques sont décrites dans le tableau ci-après et schématisés dans la figure IV.12 et IV.13 :

L	Longueur de la poutre	Varie de 320 à 800 mm
w	Largeur de la poutre	Egale à 160 mm
a	Longueur de l'entaille	Varie de 8 à 64 mm
d	Excentricité de la charge	$0 \leq d < L$

Tableau IV.1 : Paramètres géométriques du modèle soumis à la flexion 3 points

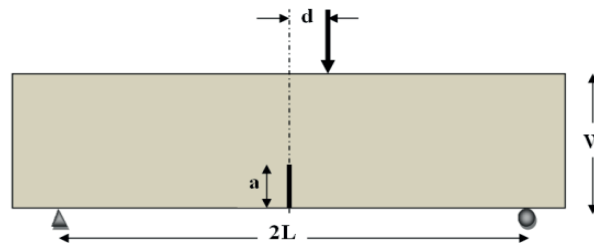


Figure IV.12 : Schéma descriptif de l'essai de flexion 3 points

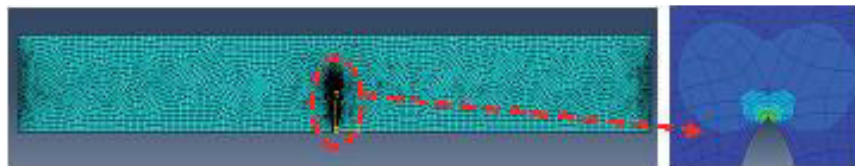


Figure IV.13 : Représentation géométrique du modèle à l'aide d'ABAQUS

- **Modèle 2** : L'éprouvette en béton est soumise à un essai de fendage (disque brésilien) dont les données géométriques sont décrites dans le tableau ci-après, et représentées par la figure IV.14

D	Diamètre du disque	160 mm
R	Rayon du disque	80 mm
A	Demi-longueur de l'entaille	Varie de 8 à 40 mm
θ	Angle d'inclinaison de l'entaille	Varie de 0° à 90°

Tableau IV.2 : Paramètres géométriques du modèle soumis au fendage

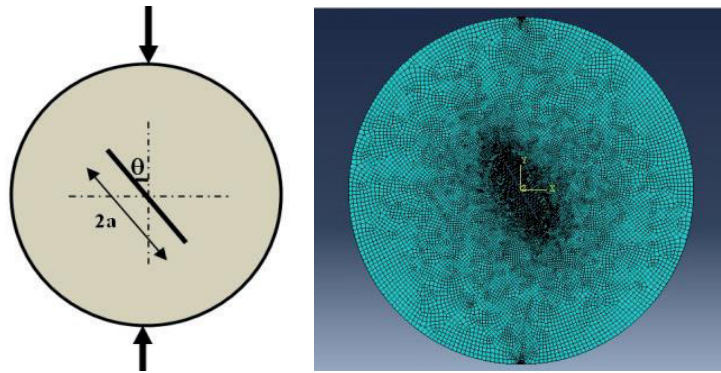


Figure IV.14 : Représentation géométrique du disque brésilien

Les propriétés mécaniques du béton sont données par le tableau 3.

E	Module de Young	35982 MPa
σ_C	Contrainte caractéristique du béton à la compression	35 MPa
σ_T	Contrainte caractéristique du béton à la traction	-2.7 MPa
ν	Coefficient de poisson	0.2

Tableau IV.3 : Récapitulatif des caractéristiques mécaniques du matériau étudié

IV.4.3 RESULTATS ET DISCUSSION :

IV.4.3.1 (MODE I)

a) Influence de la taille de la fissure dans le cas de la flexion:

La figure IV.15 indiquée ci-après représente la variation du facteur d'intensité de contraintes K_I .

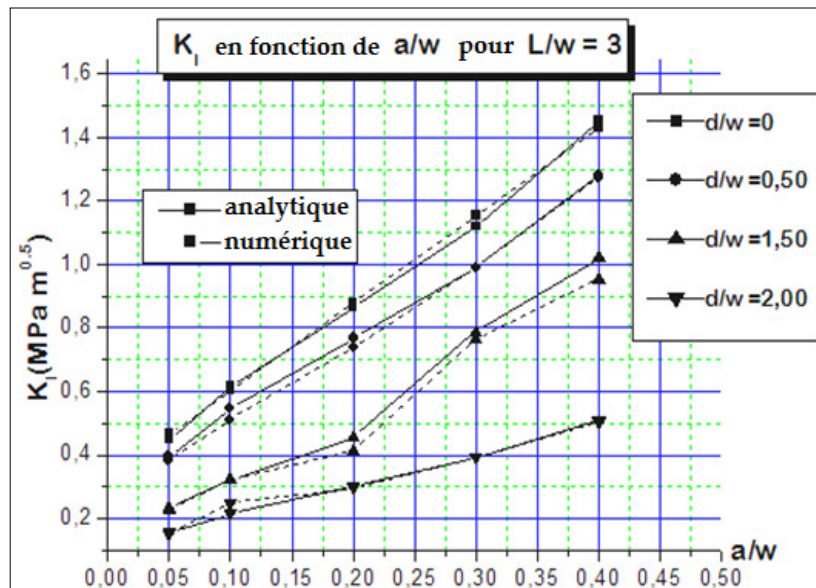


Figure IV.15 : Variation du K_I en fonction de la longueur de la fissure

Ces valeurs sont déterminés par le calcul analytique et à l'aide de la simulation numérique, pour un essai de flexion 3-points en fonction de la longueur de la fissure où on observe que les valeurs de K_I augmentent lorsque le rapport a/w augmente.

b) Effet de l'excentricité de la charge appliquée :

La figure IV.16 représente la variation du facteur d'intensité de contraintes K_I en fonction de position de la charge; on remarque que l'augmentation du rapport d/w conduit à une diminution des valeurs du facteur d'intensité K_I , par contre, les valeurs de K_I atteignent leurs maximums lorsque le rapport d/w (c'est-à-dire dans le cas où la charge se trouve en milieu de la poutre).

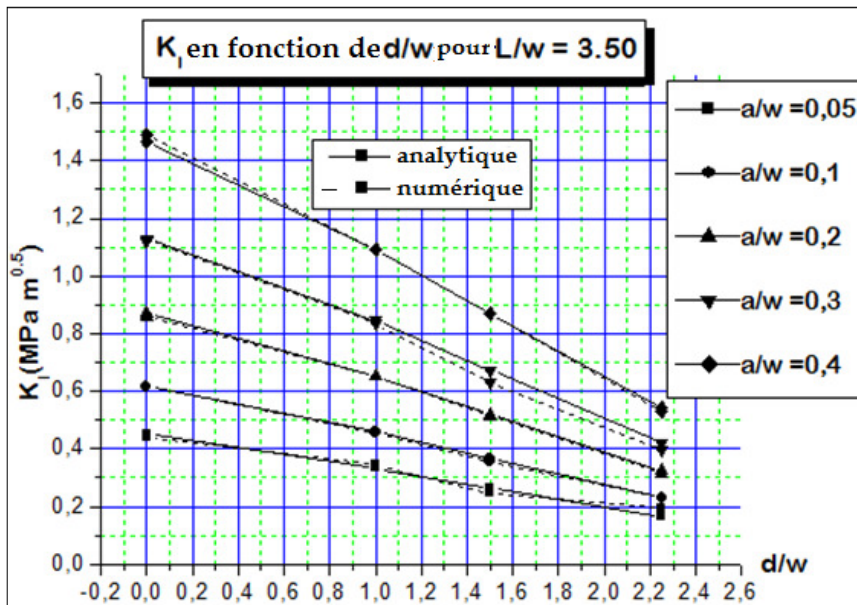


Figure IV.16 : Variation du K_I en fonction de la position de la charge

c) Influence de la taille de la fissure dans le cas de fendage :

La figure 4.17 représente la variation du facteur d'intensité de contraintes en fonction de la longueur de la fissure. Selon les résultats illustrés ci-après, on constate que dans le cas des inclinaisons faibles (des angles d'inclinaison de la fissure inférieurs à 30°), les valeurs du facteur d'intensité de contraintes augmentent avec l'augmentation du rapport a/R .

Pour des valeurs des angles d'inclinaison supérieures ou égales à 30°, les valeurs du facteur d'intensité de contraintes décroissent et deviennent négatives.

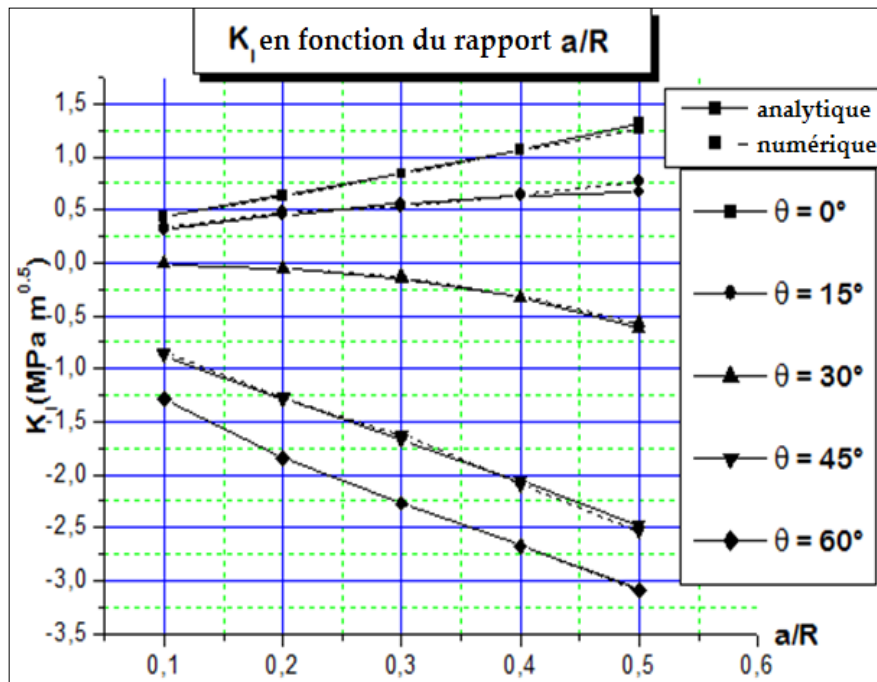


Figure IV.17 : Variation du K_I en fonction de la longueur de la fissure

d) Influence de l'angle d'inclinaison de la fissure en fendage :

La figure IV.18 représente la variation du facteur d'intensité de contraintes en fonction de l'angle d'inclinaison de la fissure dans le disque Brésilien. On remarque que pour le cas des inclinaisons faibles (θ inférieur à 22°), les valeurs du facteur d'intensité de contraintes sont positives et atteignent les valeurs critiques K_{IC} (pour $\theta = 0$, la valeur de K_{IC} est maximale). Pour des valeurs de l'angle θ supérieures à 22°, les valeurs du facteur d'intensité de contraintes sont considérables en termes de valeur absolue. Le signe négatif qui caractérise les valeurs de K_I dans ce cas est dû à la présence des contraintes de compression.

On sait que l'éprouvette en béton est soumise à la traction indirecte (traction par compression), néanmoins, lorsque la fissure prend une position perpendiculaire à la direction de la charge appliquée ($\theta=90^\circ$), le sens de la propagation de la fissure s'effectuera suivant les contraintes principales maximales développées dans le champ avoisinant. Cette

zone est fortement sollicitée en compression ce qui mène à différer l'ouverture de la fissure et contribue à s'en refermer.

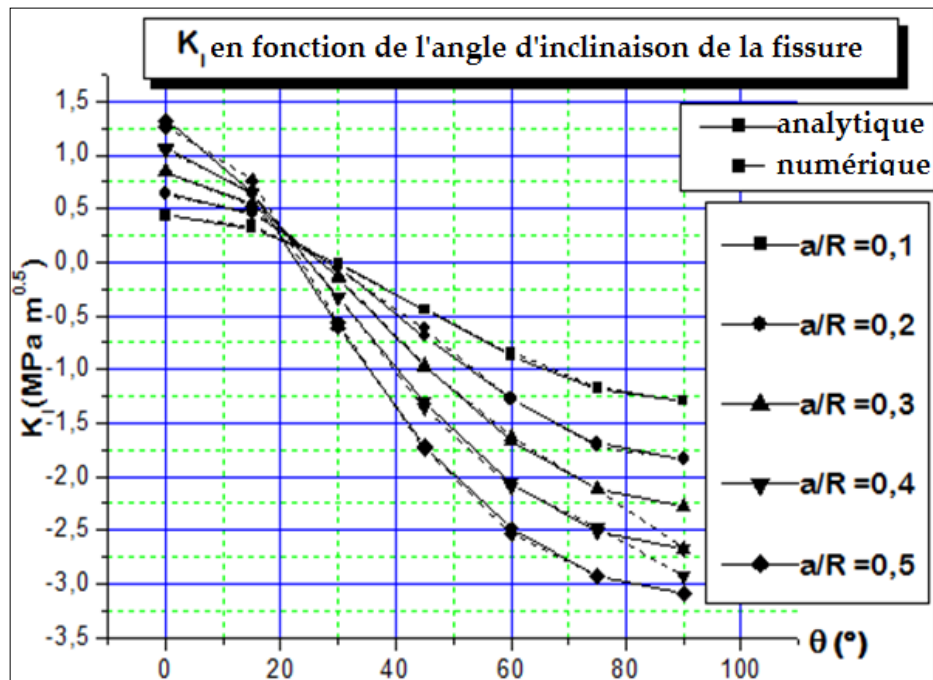


Figure IV.18 : Variation du K_I en fonction de l'angle d'inclinaison de la fissure

IV.4.3.2 (MODE II)

a) Effet de la taille de la fissure:

La variation du facteur d'intensité de contraintes en mode II K_{II} , en fonction de la taille de la fissure est représentée par la figure 4.19 montrée ci-après. On observe que les valeurs K_{II} varient proportionnellement avec le rapport a/R , tel que, lorsque la longueur de la fissure dans le disque augmente, les valeurs du facteur d'intensité de contraintes K_{II} augmentent aussi et on peut dire qu'il existe des contraintes de cisaillement élevées qui contribuent à faciliter la procédure de rupture dans le mode II dont la propagation des fissures s'effectue rapidement.

Dans les cas où la fissure n'est pas inclinée ou bien fait un angle droit c'est-à-dire $\theta=0^\circ$ ou $\theta=90^\circ$, on constate que les valeurs K_{II} sont nulles et l'augmentation de la taille de la fissure n'a aucun effet sur la variation du facteur d'intensité de contraintes à cause de

l'absence des contraintes de cisaillement qui ne se développent pas dans ces deux cas ($\cos\theta=0$ et/ou $\sin\theta=0$).

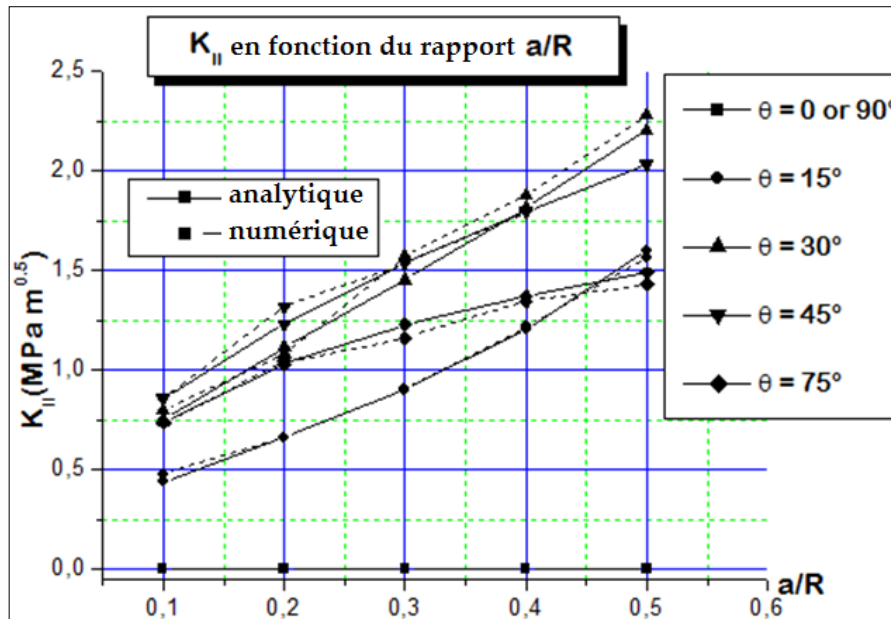


Figure IV.19 : Variation du K_{II} en fonction de la position de la charge

b) Effet de l'angle d'inclinaison de la fissure:

La figure IV.20 montrée ci-après, représente la variation du facteur d'intensité de contraintes K_{II} en fonction de l'angle d'inclinaison de la fissure dans le disque Brésilien sollicité en traction indirecte. D'après les résultats figuré dans ce graphe on constate que les valeurs du facteur d'intensité de contraintes K_{II} atteignent leurs valeurs maximales (voire la valeur critique K_{IIC}) lorsque l'angle d'inclinaison θ de l'entaille se trouve dans un intervalle qui varie de 30° jusqu'à 60° . Cela pourrait être justifié par la présence des contraintes de cisaillement qui sont les plus élevées au niveau de cette zone.

Par contre dans les cas des angles d'inclinaison θ qui tendent vers 0° ou bien tend vers 90° les valeurs du facteur d'intensité de contraintes K_{II} diminuent jusqu'elles s'annulent, ce qui confirme ce qu'on a constaté précédemment.

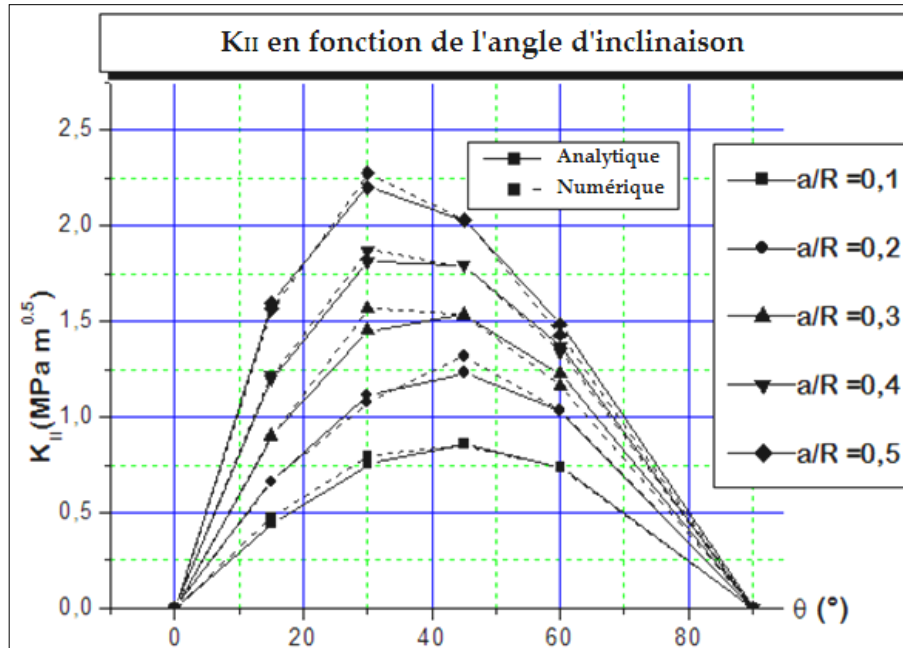


Figure IV.20 : Variation du K_{II} en fonction de l'angle d'inclinaison de la fissure

IV.5 Conclusion :

Le béton, comme le témoigne cette discussion, est un matériau très complexe. L'existence d'une zone cohésive en fond de fissure est un fait expérimental. Sa prise en compte est absolument nécessaire dans toutes les méthodes de prédiction théorique ou numérique de la propagation des fissures. Les méthodes classiques de calcul à la rupture sont basées sur la recherche de schémas de ruine admissibles, et sur le calcul de l'équilibre ultime dans les sections critiques. Néanmoins, et grâce au développement des techniques de calcul numérique et les méthodes des éléments finis, il devient possible d'analyser les détails de l'équilibre en différents points de la structure.

Dans l'état actuel, le phénomène de la propagation des fissures dans les structures en béton peut être décrit par le concept de la mécanique linéaire élastique de la rupture à partir du critère du facteur critique d'intensité des contraintes. Cette méthode permet de quantifier les effets de la présence d'une fissure et l'influence de celle-ci sur le comportement à la rupture. Dans cette étude, nous avons comparé deux méthodes de calcul du facteur d'intensité des contraintes où les résultats obtenus sont comparables et relativement semblables.

CHAPITRE V:



**PROPAGATION DES FISSURES DANS LES
POUTRES EN BETON COLLEES PAR LES
COMPOSITES**

V.1 INTRODUCTION:

La pathologie structurelle issue de la dégradation par fissuration représente souvent la raison principale d'une insuffisance de capacité portante de la structure ce qui menace sa durabilité et diminue sa durée de vie pour laquelle a été conçue. Face à ce problème, la réparation ou le renforcement par collage de matériaux composites s'avère être une technique prometteuse. De nos jours, le collage des plaques en FRP est l'une des méthodes de réhabilitation les plus utilisées [43] dans le marché grâce aux avantages des matériaux composites: la facilité de mise en place, légèreté, excellente résistance à la corrosion, l'inertie à la température ambiante et la très bonne tenue à la fatigue. De nombreuses recherches ont vu le jour traitant le comportement de telles poutres renforcées [44, 45, 46, 47 et 48]. Par conséquent, diverses solutions et méthodes de calcul ont été développées dans la dernière décennie [49, 50]. Toutefois, ces travaux de recherches ont été orientés vers les problèmes liés aux dégradations des poutres après renforcement dont l'objectif était l'étude des mécanismes de rupture que subit une poutre renforcée par collage externe des composites en se basant sur l'évolution des contraintes d'interface. Par ailleurs, le phénomène de la propagation des fissures préexistantes dans le béton n'a pas eu suite.

En ce chapitre, on présentera une analyse de propagation des fissures dans les structures en béton armé fissurées et renforcées en flexion par collage extérieur des plaques en FRP et des tôles d'acier en tenant compte des différents paramètres géométriques et mécaniques pourront être mis en jeu.

V.2 COMPORTEMENTS DES POUTRES RENFORCEES PAR LE COLLAGE DES MATERIAUX COMPOSITES:

L'utilisation des matériaux composites (FRP) associés à des colles époxy sur des surfaces tendues ou sur des surfaces latérales est un moyen très efficace pour renforcer les poutres en béton armé, plus particulièrement, pour les poutres faiblement armées. Le collage du composite sur des surfaces tendues augmente la résistance ultime des poutres renforcées et en diminuant la flèche des structures (figure V.1), il augmente également leur raideur et limitant ainsi la

propagation des fissures [51,52]. Ce phénomène permet de diminuer la corrosion des armatures et d'améliorer la durabilité des structures. Une des applications les plus courantes des matériaux composites pour le renforcement des structures en béton armé concerne les structures soumises aux sollicitations de flexion ou celles d'effort tranchant [53].

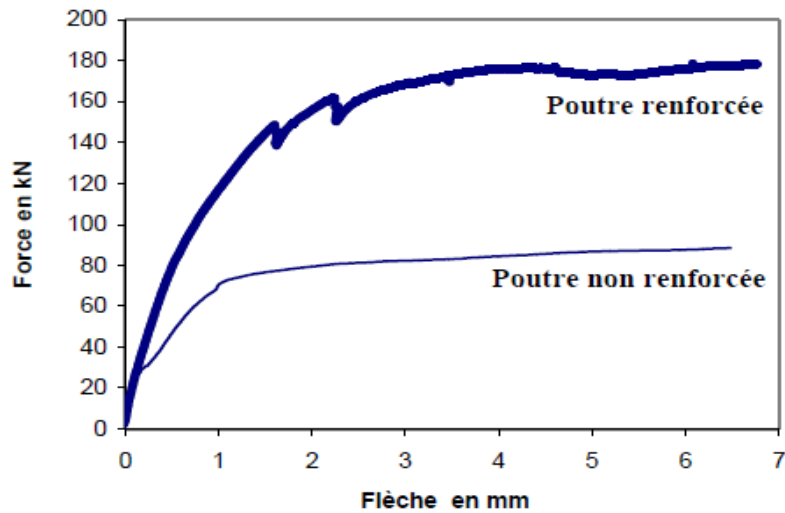


Figure V. 1: Comparaison de comportement entre les poutres renforcées et celles non renforcées [54]

Le matériau composite est un matériau élastique dont le comportement diffère de celui du béton et de celui des aciers (Figure V.2). L'adhésion des lamelles composites sur des surfaces de structures en béton armé provoque donc une modification des comportements structuraux comparativement à ceux des structures en béton armé non renforcées [55,56].

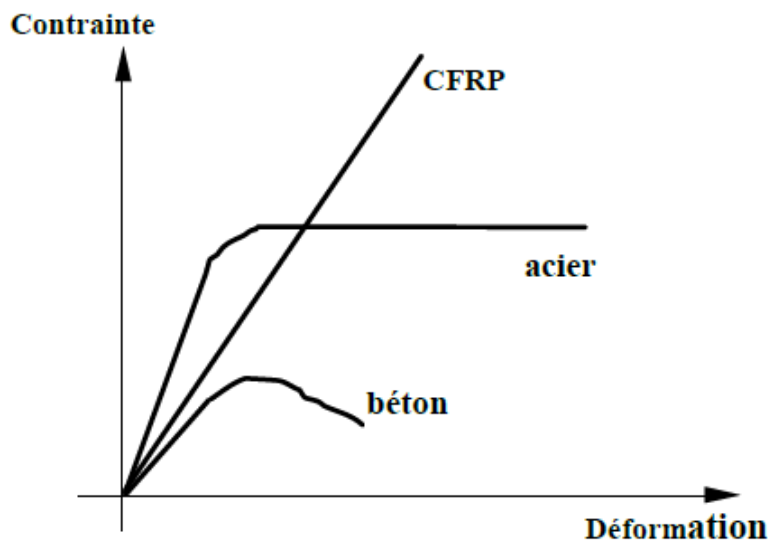


Figure V. 2: Comparaison de comportement entre différents matériaux

V.3 PROPAGATION DES FISSURES DANS LES POUTRES EN BETON COLLEES PAR LES FRP :

Les poutres en béton armé renforcées sont constituées de quatre matériaux : le béton, les armatures, la colle et les lamelles. En ce qui précède, chacun de ces matériaux se décrit par son propre comportement mécanique. La modification du comportement ou la modification de la quantité de chacun de ces quatre matériaux, comme la résistance du béton, le taux de renforcement des armatures tendues, les différents types de FRP, l'épaisseur de la colle ou celle de la plaque, va affecter la réponse des structures renforcées.

En outre, des paramètres géométriques, comme la hauteur de poutre, la longueur de la plaque, affectent également le comportement des structures renforcées et sur la propagation des fissures.

V.3.1 DESCRIPTION DU MODELE APPLIQUE

Le modèle étudié dans cette application combine un critère de la mécanique linéaire élastique de la rupture et d'une modélisation répartie de la fissuration, menant à tenir compte de la singularité de champ de contraintes en pointe de la fissure en accompagnant le développement de la fissuration et le comportement à la rupture sous l'effet de la présence du patch. Cependant, l'analyse se base sur la détermination pour les deux modes de chargement I et II, les valeurs du facteur d'intensité de contraintes K_I et K_{II} .

Les données relatives au modèle étudié sont résumées dans le tableau ci-après :

Elément	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)	Module d'Young (GPa)	Coefficient de Poisson	Module de cisaillement (GPa)
Poutre (BA)	200	300	30	0,18	-
Adhésif	200	2	3	0,35	-
CFRP	200	4	140	0,28	5
GFRP	200	4	50	0,28	5
Acier	200	4	200	0,3	-

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques et géométriques du modèle

L'analyse est effectuée dans un milieu tridimensionnel à l'aide du logiciel ABAQUS, avec un maillage raffiné dans la zone de fissuration et de forte sollicitation afin d'obtenir des résultats satisfaisants.

Les figures (V-3) et (V-4), permettent de représenter le modèle étudié géométriquement de décrire le principe des essais proposés à la simulation numérique.

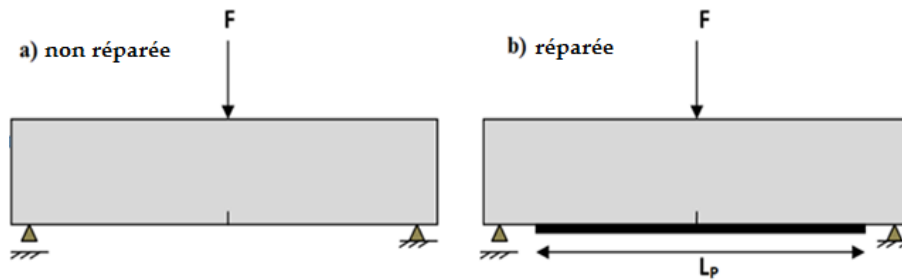


Figure V. 3 : Poutre pré-fissurée soumise à la flexion (avant et après renforcement)

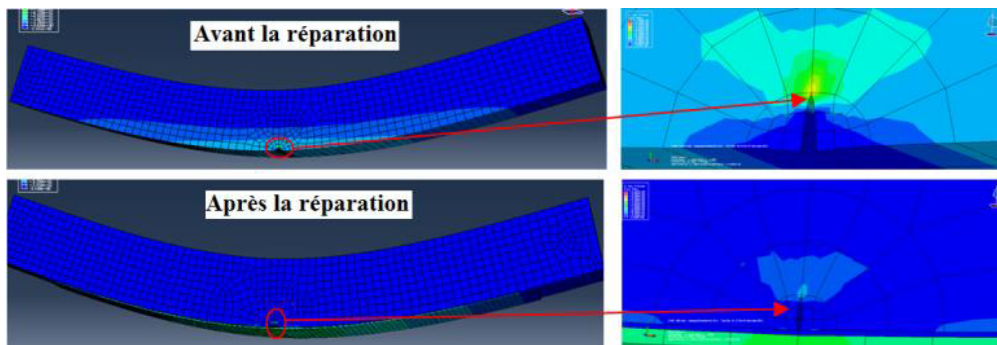


Figure V.4 : Description du modèle à l'aide d'ABAQUS

V.3.2 RESULTATS ET DISCUSSION :

En premier lieu, on s'intéresse par la comparaison des résultats obtenus dans le cas de la poutre fissurée non réparée avec ceux de la poutre fissurée et réparée par patch.

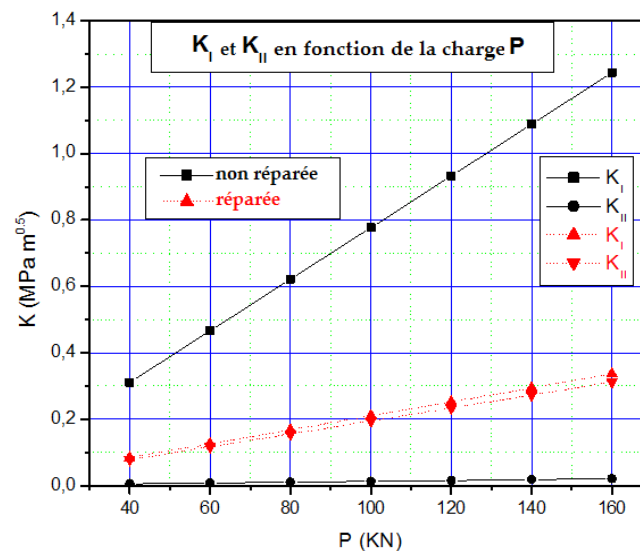


Figure V. 5: Effet du patch sur la propagation des fissures dans les poutres renforcées et celles non renforcées

La figure (V-5) représente la variation des valeurs des facteurs d'intensité des contraintes K_I et K_{II} en fonction de l'évolution de la charge appliquée.

- **Cas 1 : Avant le collage des plaques FRP :**

D'après la figure indiquée ci-dessus, on voit clairement que les valeurs du facteur d'intensité de contraintes du mode I (K_I) augmentent avec la charge appliquée ; par contre, pour le cas des valeurs correspondant au mode II (K_{II}), ne sont pas significatives lorsqu'on augmente la charge.

L'augmentation de la charge ainsi que sa position (positionnée au centre) favorisent le développement d'un moment fléchissant maximal en milieu de la poutre, ce qui conduit à y avoir des contraintes de traction élevées autour de la fissure permettant de faciliter la propagation des fissures avec des valeurs importantes de K_I qui dépassent $1,2 \text{ MPa} \sqrt{\text{m}}$.

Par contre la propagation des fissures selon le mode II est quasi nulle dans ce cas puisque l'effort tranchant s'annulent et les contraintes de cisaillement au voisinage de l'entaille sont faibles.

- **Cas 2 : Après le collage des plaques FRP :**

La présence du patch au voisinage de la fissure a réduit les valeurs des K_I , d'après ce qu'on observe sur la figure ci-dessus, cela veut dire que la fissure cesse à se propager et rentre dans un stade de stabilité. Les valeurs des facteurs d'intensité de contraintes obtenues après collage des FRP sont minimales et abordent jusqu'à trois (3) fois inférieures à celles observées dans le cas non réparé. En effet, le procédé de la réparation des fissures par collage extérieur des matériaux composites s'avère très efficace vis-à-vis de la propagation des fissures en ce mode de rupture.

Toutefois, et pour le cas du deuxième mode, on peut bien remarquer que les valeurs K_{II} ont connu une augmentation légère mais significative par rapport au cas 1 (avant réparation). Cela pourrait être interprété par la présence de la concentration des contraintes au voisinage de la fissure. Cette concentration est due aux contraintes d'interfaces qui sont causées par l'effet du contact de l'ensemble béton-adhésif-adhérent. L'évolution des valeurs d'intensité de contrainte en mode II signifie qu'il sera possible d'avoir un risque d'une propagation de fissure si ces valeurs atteignent la valeur critique K_{IIC} .

V.3.3 ETUDE PARAMETRIQUE :

A. Mode I :

- Effet de l'épaisseur du patch

La figure (V.6) représente les valeurs des facteurs d'intensité des contraintes du mode I en fonction de la variation de l'épaisseur t_2 de la plaque de FRP collée sous les différentes charges exercées pour une longueur de renforcement $L_p = 2400\text{mm}$.

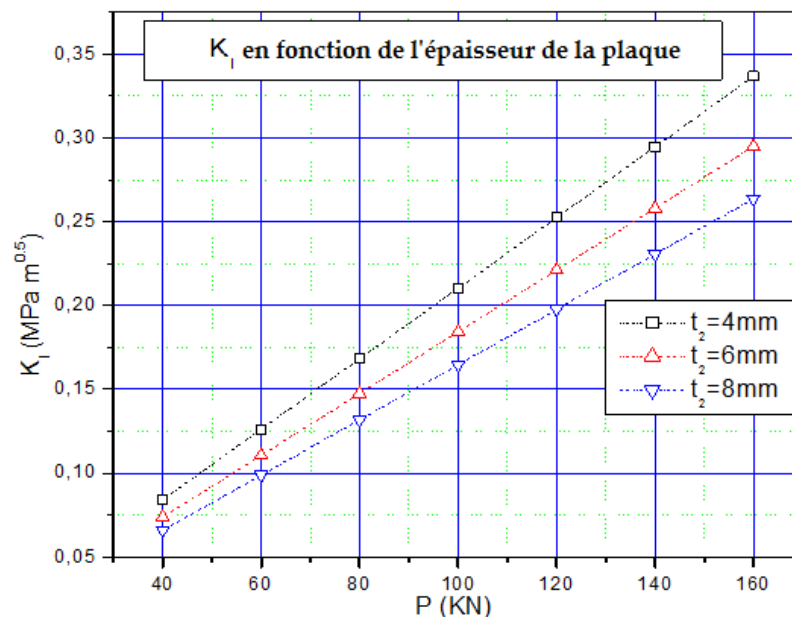


Figure V. 6: Facteur d'intensité de contraintes K_I des poutres réparées en fonction de l'épaisseur de la plaque pour une longueur de renforcement $L_p = 2400\text{ mm}$

Les valeurs du facteur d'intensité de contraintes K_I diminuent lorsque l'épaisseur de la plaque augmente, et donc les valeurs minimales sont celles qui correspondent à la plaque la plus épaisse. On constate que l'épaisseur de la plaque collée sur la poutre est un paramètre géométrique qui affecte la propagation des fissures.

- Effet de la raideur de la plaque :

La figure (V.7) montrée ci-après, indique la variation des valeurs du facteur d'intensité des contraintes K_I en fonction de la raideur de la plaque collée. A partir de ce graphe, on constate que les trois matériaux utilisés (acier, CFRP et GFRP) ont mené à des valeurs du

facteur d'intensité de contraintes satisfaisantes. En revanche, les meilleurs résultats sont donnés par les fibres de Verre et de Carbone.

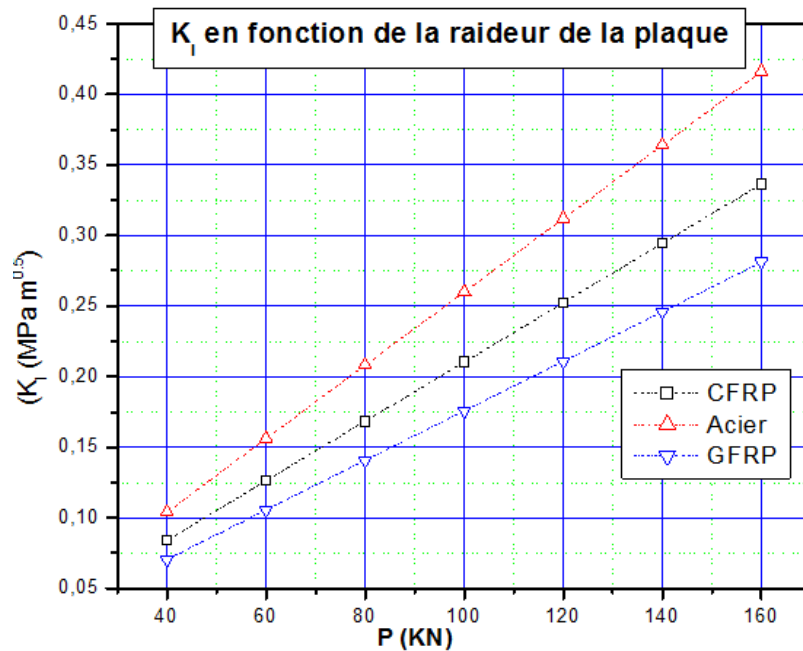


Figure V.7: Facteur d'intensité de contraintes K_I des poutres renforcées en fonction de la raideur de la plaque pour une longueur de renforcement $L_p = 2400$ mm et épaisseur = 4mm

- **Effet du module de Young de l'adhésif :**

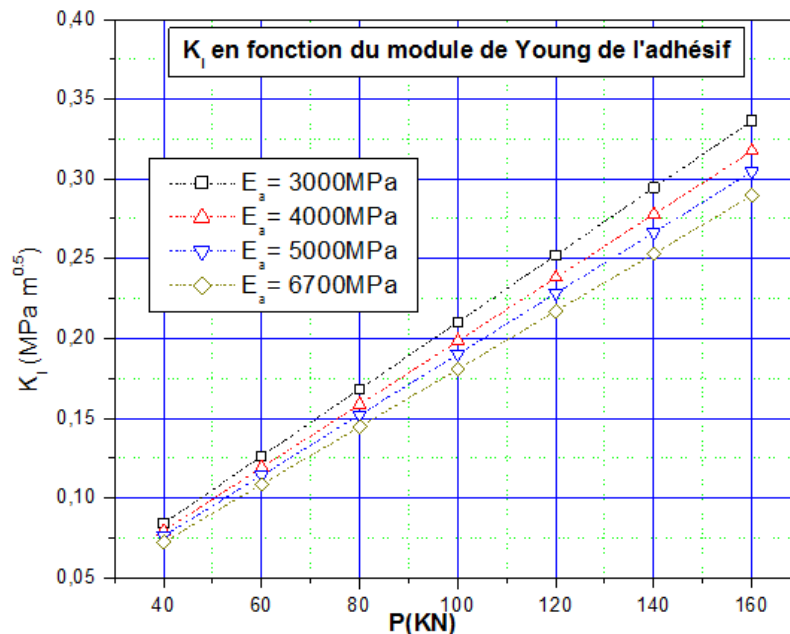


Figure V.8 : Facteur d'intensité de contraintes K_I des poutres réparées en fonction de la rigidité de la colle pour une longueur de renforcement $L_p = 2400$ mm et épaisseur = 4mm

L'un des paramètres qu'on doit prendre en considération, la rigidité de l'adhésif utilisé pendant la réparation. La variation des valeurs du facteur d'intensité des contraintes en mode I en fonction de la variation du module de Young de la colle et en fonction de la charge est illustrée dans la figure V.8. Selon ces résultats, on constate que l'adhésif ayant un module de Young important permet de mener à des K_I plus faibles, et par conséquent, les fissures tendent à se stabiliser. En outre, on peut conclure que le choix de l'adhésif à utiliser pour la réhabilitation des structures fissurées est une étape intéressante.

B. Mode II :

- Effet de l'épaisseur du patch

La variation des valeurs des facteurs d'intensité des contraintes du mode II en fonction de l'épaisseur t_2 de la plaque de FRP collée et en fonction de la variation de la charge pour une longueur de renforcement $L_P = 2400\text{mm}$, est illustrée par la figure (V.9). On remarque que les valeurs les plus faibles dans le mode II sont celles obtenues dans la plaque la plus épaisse. De même qu'en premier mode, on constate que le bon choix d'une épaisseur convenable de la plaque collée sur la poutre stabilise la propagation des fissures.

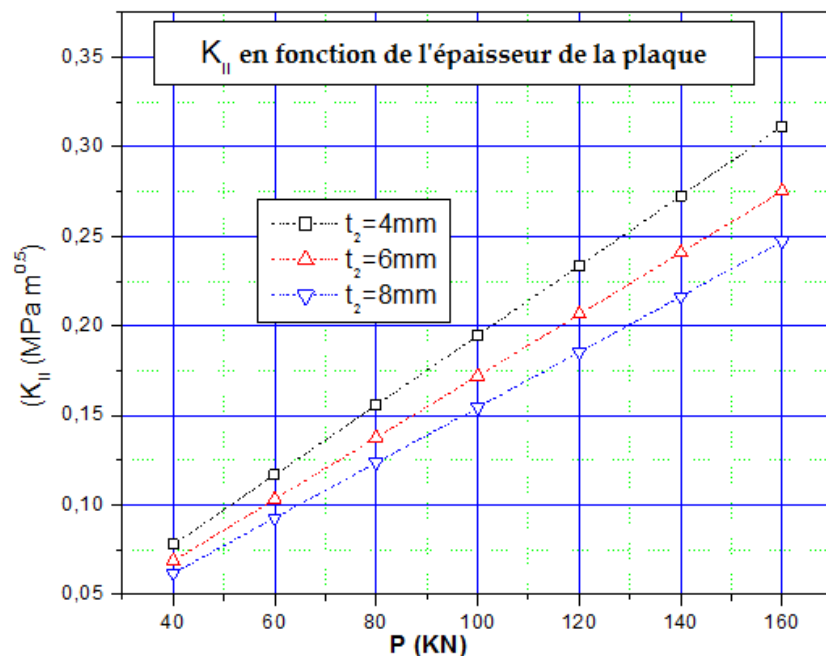


Figure V.9 : Facteur d'intensité de contraintes K_{II} des poutres réparées en fonction de l'épaisseur de la plaque.

- **Effet de la raideur de la plaque :**

La figure (V.10) représente la variation des valeurs du facteur d'intensité des contraintes en mode II en fonction de la raideur de la plaque collée. Les plaques composites à fibres de verre permettent d'avoir les meilleurs résultats et cela confirme ce qui précède en mode I.

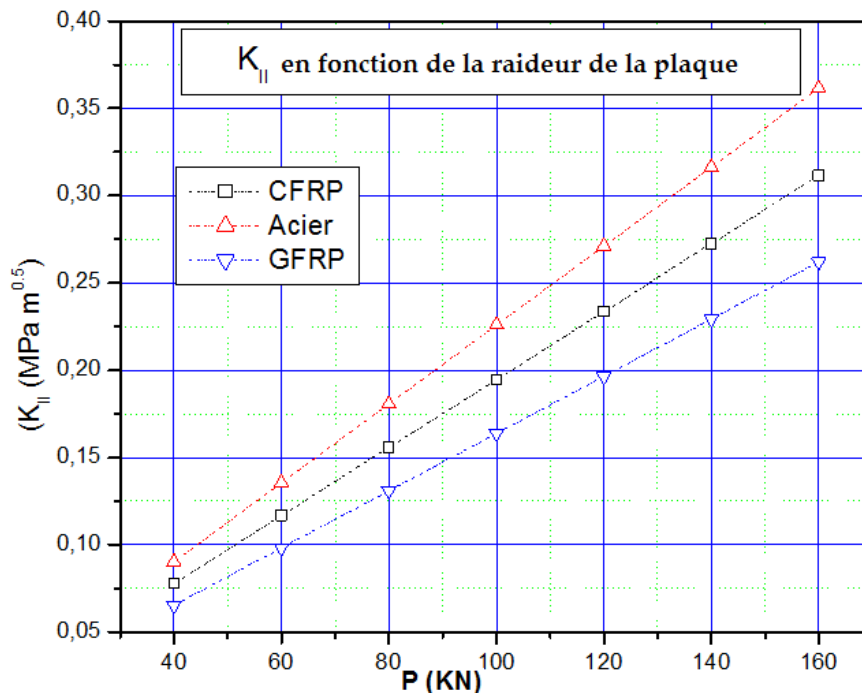


Figure V.10 : Facteur d'intensité de contraintes K_{II} des poutres réparées en fonction de la raideur de la plaque

- **Effet du module de Young de l'adhésif :**

La figure (V.11), indiquée ci-après, illustre la variation des valeurs du facteur d'intensité des contraintes en mode II en fonction de la variation du module de Young de l'adhésif introduit dans le collage des plaques de composites, sous les différentes charges appliquées.

Contrairement au mode I, les résultats obtenus dans le mode II sont similaires pour les types de colles. On peut dire que le module d'élasticité longitudinale de l'adhésif est un paramètre insignifiant pour la propagation des fissures dans le mode II.

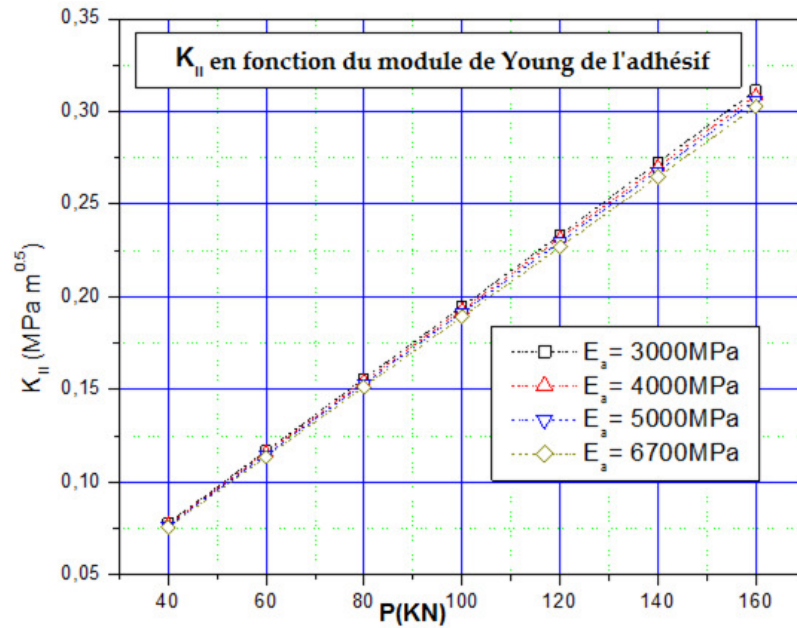


Figure V.11 : Facteur d'intensité de contraintes K_{II} des poutres réparées en fonction de la rigidité de la colle.

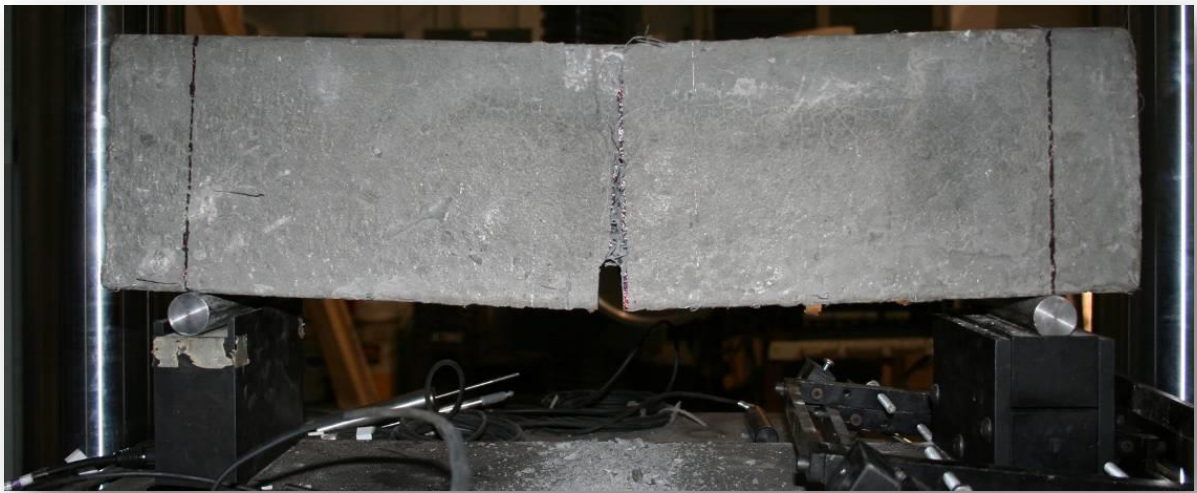
V.4 CONCLUSION

Le présent travail vient de confirmer et de compléter certains points précédemment menés sur le sujet du renforcement des ouvrages en béton armé et de mettre en évidence la performance de la technique du collage des matériaux composites pour la réparation des fissures dans les structures en béton armé et en béton précontraint. Le collage des plaques de matériaux composites sur les surfaces tendues ou les surfaces latérales améliore considérablement la résistance ultime et la raideur structurale des poutres renforcées en diminuant la propagation des fissures, particulièrement en cas d'une poutre faiblement ou moyennement armé ou partie tendue.

Dans le cas d'une poutre renforcée soumise à la flexion ayant une fissure selon le mode I, le collage par les lamelles composites représente la technique la plus fiable pour stabiliser la propagation des fissures.

En revanche, en mode II et malgré la satisfaction des résultats obtenus, les contraintes d'interface dues au contact du béton-adhésif-adhérent ont contribué à la propagation des fissures.

CHAPITRE VI:



PROPAGATION DES FISSURES DANS LES POUTRES EN BETON A FIBRES

VI.1 INTRODUCTION:

Durant ces dernières décennies, le béton armé s'est imposé comme un matériau fiable, robuste, polyvalent et convenant à la plupart des applications pratiques. Grâce aux développements successifs dans le domaine de la technologie du béton, la gamme de produits s'est continuellement étoffée pour répondre aux exigences les plus diverses, liées à la conception d'éléments de structure novateurs et au développement de nouvelles méthodes de réhabilitation des structures en béton armé existantes.

Parallèlement à la résistance mécanique, d'autres propriétés, telles que la durabilité, considérée comme insuffisante pour certains ouvrages existants, ont fait l'objet d'études approfondies, qui ont débouché sur la mise au point d'un nouveau type de béton, dénommé béton fibré ou béton renforcé des fibres. Les bétons à fibres permettent d'obtenir des comportements structuraux ductiles dont ils peuvent atteindre des résistances mécaniques particulièrement élevées (résistance à la compression, à la traction directe et à la flexion) ainsi qu'une durabilité exceptionnelle, en plus, de permettre de réduire le nombre d'armatures ou encore de diminuer les dimensions d'une section [57].

Le présent chapitre est destiné pour l'étude du phénomène de la propagation des fissures dans les poutres en béton à fibres sollicitées en flexion 3-point pour des types de renforts différents, dont les résultats seront comparés par ceux qui sont obtenus pour des structures en béton fissurées et celles fissurées et réparées par patch (renforcées en flexion par collage extérieur des plaques en FRP).

VI.2 BETON RENFORCE DE FIBRES

Les bétons renforcés de fibres (BRF) sont des matériaux de plus en plus utilisés dans diverses applications du génie civil. Ces matériaux présentent des propriétés très intéressantes par rapport aux bétons conventionnels telles que la ductilité et la prolongation de la durabilité. La présence de fibres métalliques, par exemple, au cœur de la matrice cimentaire permet le transfert d'efforts de traction au travers des fissures. Il est ainsi possible

de parler de couture des fissures par les fibres. D'une part, ce phénomène permet au béton fissuré de conserver une résistance à la traction, ce qui lui confère de la ductilité. D'autre part, en limitant l'ouverture des fissures, la pénétration de l'eau dans la matrice est diminuée. Or l'eau sert de moyen de transport aux nombreux agents chimiques à l'origine de la dégradation des bétons et des armatures.

Les bétons renforcés de fibres intéressent les chercheurs depuis les années 1960 et notre connaissance ne cesse de s'accroître. La compréhension du matériau à l'état frais permet aujourd'hui de réaliser des mélanges maniabiles de béton avec des quantités de fibres importantes (jusqu'à 10% de fibres métalliques). De nombreuses études portant sur le comportement en flexion des BRF ont permis de mettre en valeur un phénomène d'écroutissage en flexion pour certains dosages et types de fibres. La non-fragilité en flexion de ces BRF a ouvert la porte à l'utilisation des fibres à titre de renforcement structurel [58].

VI.2.1 Formulation du béton fibré :

Le béton à fibres est un matériau composite constitué d'une matrice béton et d'un renfort par inclusion directe de fibres isolées. La matrice béton a pour rôle de diffuser les efforts, alors que les fibres ont pour rôle principal la compensation des défaillances de la matrice, de suppléer la perte de résistance en traction de la matrice au droit d'une fissure et de stopper la propagation rapide des fissures. Les fibres sont des éléments discontinus, de nature variable, répartis uniformément ou aléatoirement dans la matrice. Elles peuvent avoir une orientation aléatoire (naturelle) ou forcée. Les fibres permettent l'arrêt et la couture des fissures améliorant ainsi le comportement post-fissuration du béton. Ces dernières jouent un rôle de renforcement qui compense la fragilité du béton par couture de la microfissuration et la macro fissuration. Elles ont de plus, la capacité de transférer les charges, dès lors qu'une bonne adhérence fibre-matrice est assurée [59,60].

La composition du béton fibré est très proche de celle du béton ordinaire. Lors de la formulation de béton fibré, la quantité de fibre varie selon l'application et le type de fibre. La figure (VI.1), montrée ci-après, résume la formulation du béton fibré.

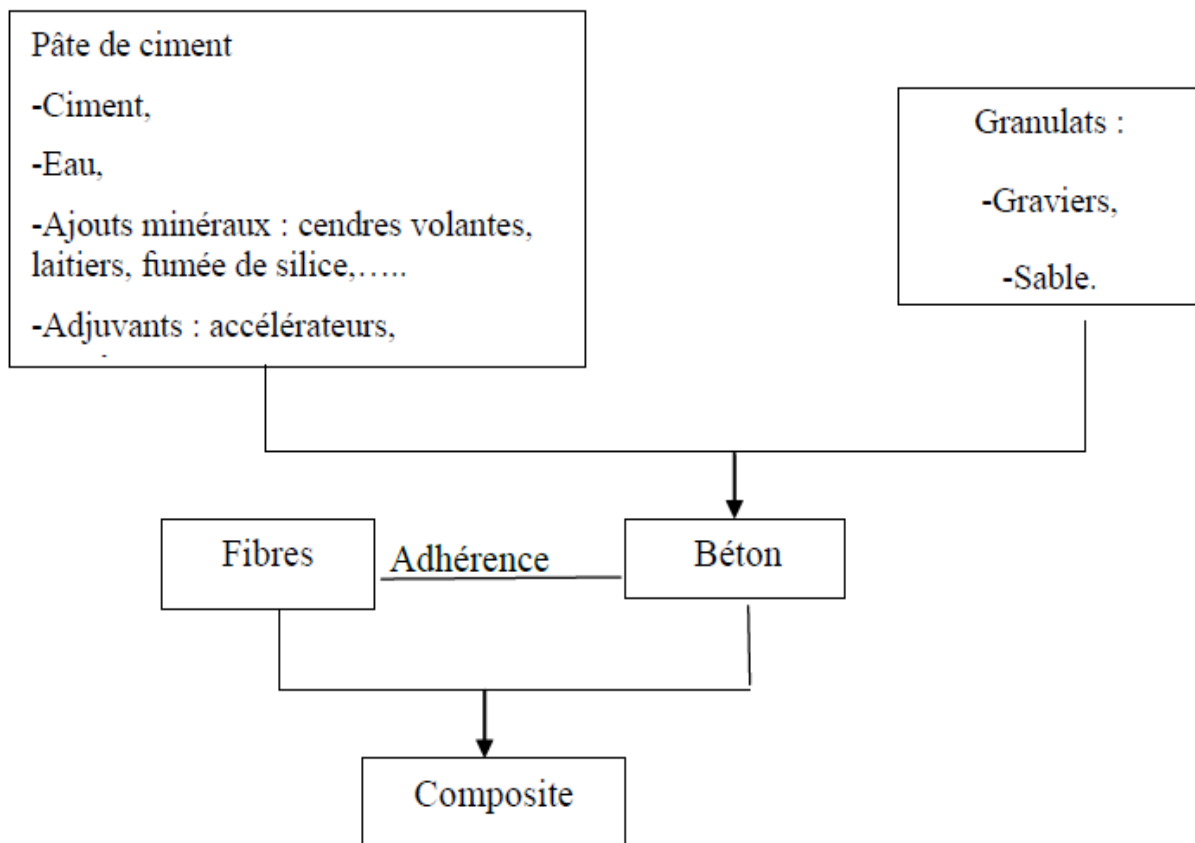


Figure VI. 1: Composition du béton fibré

VI.2.2 Caractéristiques du béton fibré

Comme son nom l'indique, le béton fibré est un matériau composé de fibres. Lors de la formulation de ce béton, des fibres sont ajoutées aux divers matériaux qui le composent. Ces fibres, de composition diverse, permettent d'obtenir un béton amélioré qui peut convenir à de nombreux usages. La géométrie des fibres, leur dosage, ainsi que la mise en place du matériau frais, sont des paramètres affectant très fortement le comportement global du matériau durci [61].

Parmi ces caractéristiques on peut citer :

- Résistance à la flexion et ductilité : les fibres améliorent la ductilité du béton. Autrement dit, elles permettent au béton fibré de se déformer sans se rompre.

- Résistance à la fatigue : les fibres rendent également le béton plus résistant sur le long terme en limitant la fissuration du matériau.

- Résistance à l'abrasion : l'abrasion est un phénomène d'usure provoqué par des frottements répétés, pouvant provoquer la fissuration du matériau. Le fait d'incorporer des fibres au béton permet donc d'améliorer la résistance à l'abrasion et par conséquent de limiter la fissuration.

VI.3 ROLES DES FIBRES DANS LE BETON

Lorsque les charges appliquées au béton s'approchent de la charge de rupture, les fissures se propagent, parfois rapidement. Les fibres noyées dans le béton permettent d'arrêter le développement de la fissuration comme il est indiqué dans la (figure. VI.2). Les barres d'armature en acier jouent un rôle analogue, car elles agissent comme des fibres de grande longueur. Les fibres courtes et discontinues ont cependant l'avantage de se mélanger et de se disperser dans le béton de façon uniforme. Les fibres sont ajoutées à la gâchée de béton, qui contient habituellement du ciment, de l'eau et des granulats fins et grossiers.

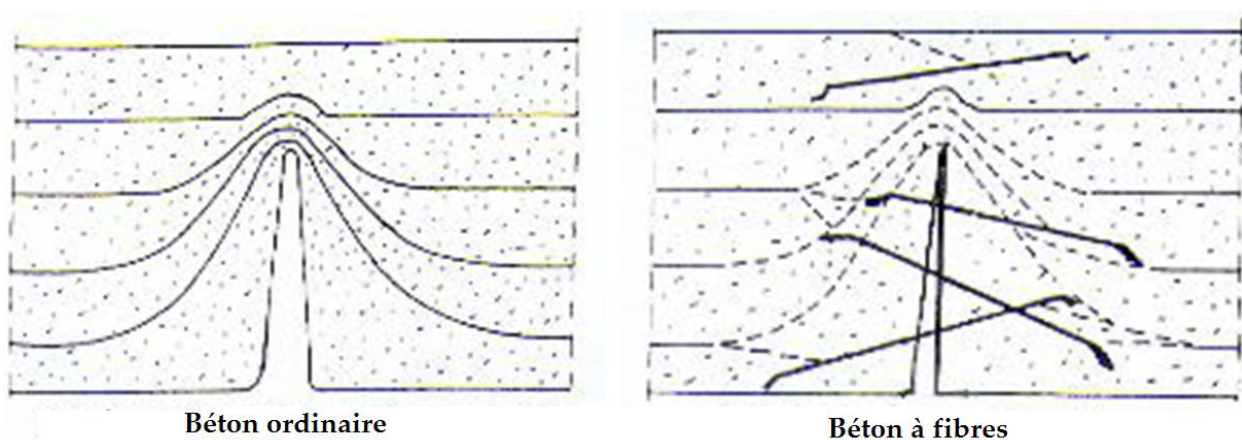


Figure VI.2 : Effet des fibres pour le retardement de la fissuration dans le béton

En général, les fibres réduisent le fluage, c'est-à-dire la déformation du béton avec le temps sous une contrainte constante. Egalement ils peuvent améliorer la ténacité, la résistance en flexion ou les deux, et sont choisies en fonction de leur disponibilité et de leurs propriétés.

VI.4 PROPAGATION DES FISSURES DANS LE BETON FIBRE :

De nombreux travaux de recherches ont accompagné l'utilisation du béton fibré en vue de mieux connaître son comportement mécanique vis-à-vis des sollicitations sévères, et aussi afin de définir sa réponse face aux mécanismes de rupture notamment à la propagation des fissures. La solution développée par Ahmet et al (2015) [62], par exemple, basé sur le modèle à deux paramètres appliqué dans la mécanique de la rupture, a mené à quantifier expérimentalement, les facteurs affectant phénomène de la propagation des fissures.

En ce dernier chapitre, on présentera également une analyse de la propagation des fissures dans les poutres en béton à fibres en utilisant un critère de rupture basé sur la détermination du facteur d'intensité de contraintes.

VI.4.1 Analyse des résultats :

Le modèle étudié se compose d'une poutre en béton à fibres, pré-fissurée, sollicitée en flexion 3-point et soumises aux différentes charges.

En premier lieu, on s'intéresse de mettre le lien entre les résultats numériques obtenus par la présente méthode avec ceux trouvés expérimentalement par d'autres auteurs.

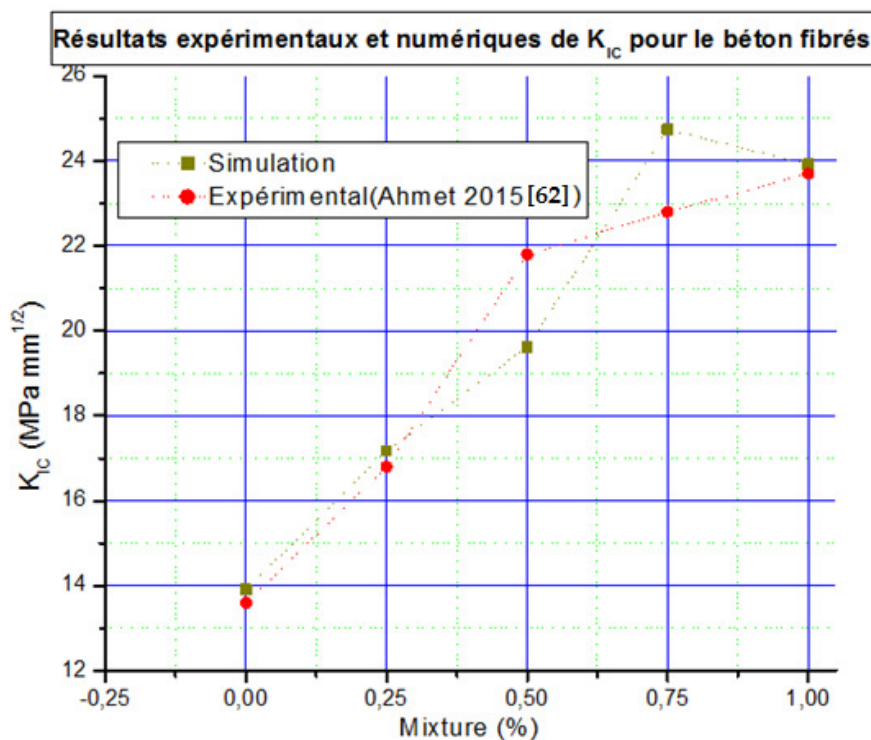


Figure VI. 3: K_{IC} en fonction du dosage des fibres de carbone

En fonction de la composition du matériau aux différents taux de renforcement des fibres et sous un chargement critique, les valeurs des facteurs d'intensités de contraintes critiques sont reportées sur la figure VI.3. Les valeurs caractéristiques K_{IC} sont considérables notamment pour une fraction volumique des fibres de Carbone qui varie de 0,75% jusqu'à 1%. Les résultats, expérimentaux et numériques sont comparables et ont mené à opter une composition de fibres au-delà de 0,50%.

VI.4.2 Etude paramétrique :

D'une manière générale, le phénomène de la propagation des fissures est affecté par plusieurs facteurs d'aspect géométrique ou mécanique. En effet, la prise en compte de certains paramètres est indispensable pour effectuer cette analyse.

VI.4.2.1 Effet du dosage des fibres:

Il s'agit de varier la fraction volumique des fibres dans la composition du béton. Les deux figures ci-après, représentent l'influence du taux du renfort que contient le béton sur la propagation des fissures.

➤ Cas des fibres de carbone:

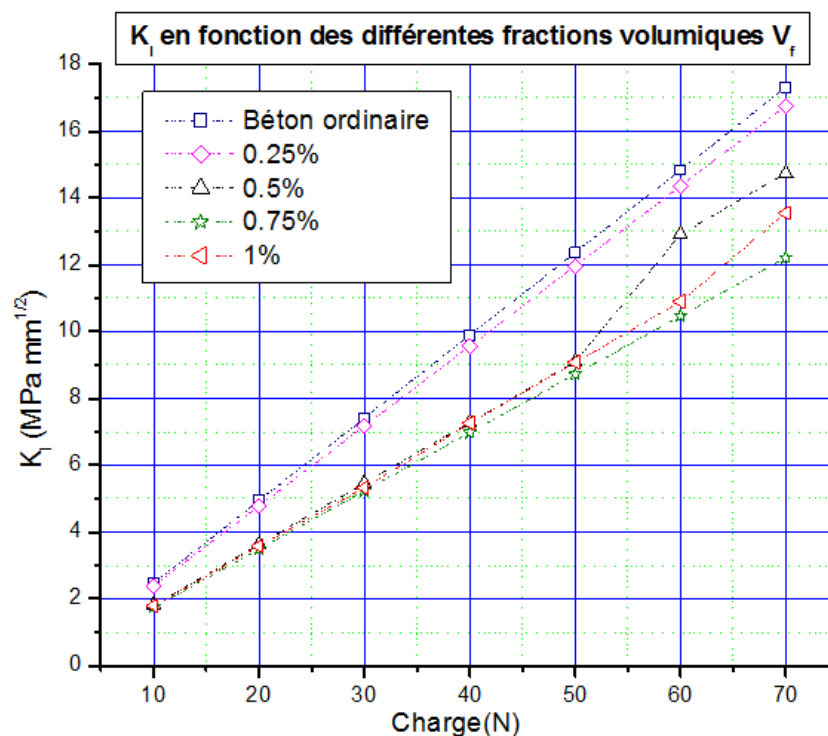


Figure VI. 4: Effet du dosage du Carbone sur la propagation des fissures.

➤ Cas des fibres métalliques:

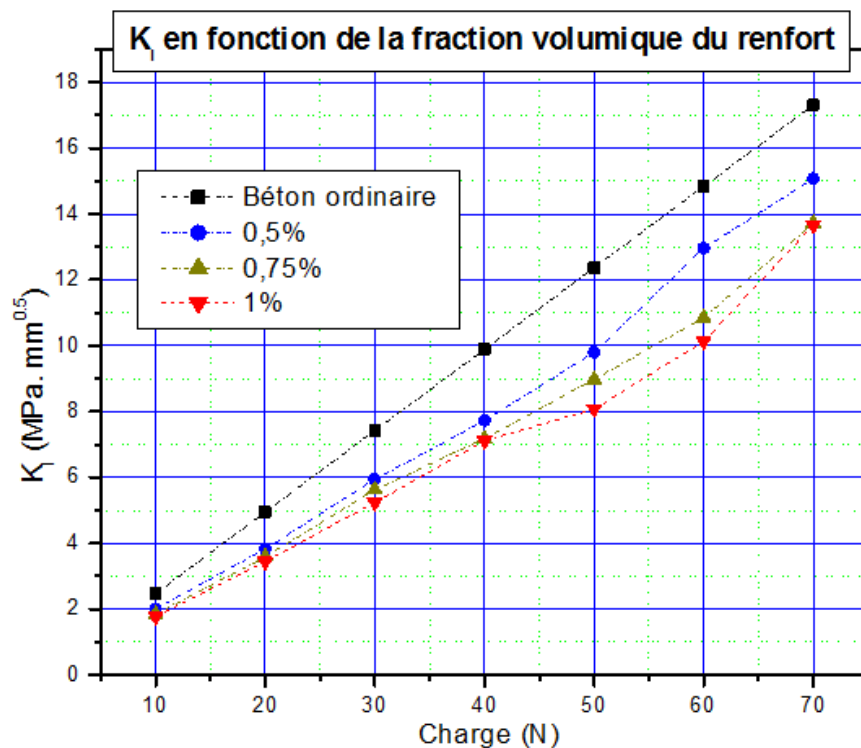


Figure VI. 5: Effet du dosage des fibres métalliques sur la propagation des fissures.

Les deux graphes illustrés par les figures montrées ci-dessus, VI.4et VI.5, respectivement, conduisent à constater que les valeurs du facteur d'intensité de contraintes seront faibles lorsque le dosage des fibres soit approchant à des taux de 0,75% et 1%.

L'analyse des résultats permet de dire que la présence des renforts limite la propagation des fissures dans le béton, cela confirme ce qui est déjà admis et mentionné sur la figure précédente (VI.3).

VI.4.2.2 Effet de la taille de la fissure :

Les modèles appliqués basés sur les critères de la mécanique de la rupture pour le calcul des structures, ont donné une importance aux différents paramètres géométriques influençant sur la propagation des fissures, particulièrement à ceux qui sont liés à la taille de la fissure.

➤ Cas des fibres de carbone:

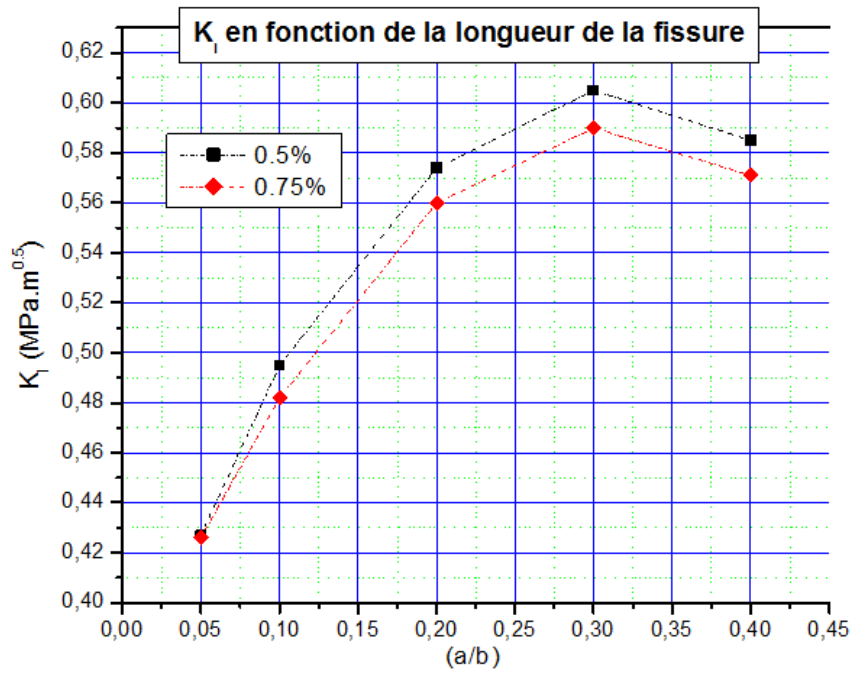


Figure VI.6: Effet de la taille de la fissure.

➤ Cas des fibres métalliques:

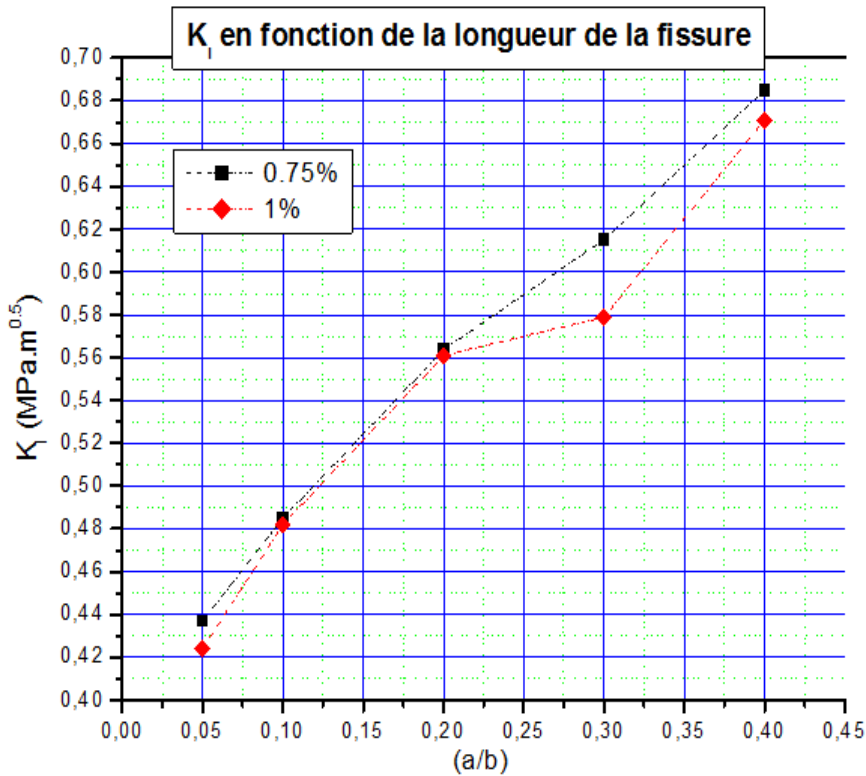


Figure VI.7: Effet de la taille de la fissure.

Les deux figures VI.6 et VI.7, représentent la variation du facteur d'intensité de contraintes K_I , pour les cas de poutres en béton renforcés par des fibres métalliques dont le dosage varie de 0,75% et 1%, et pour des poutres en béton renforcé par des fibres de Carbone dont le dosage varie de 0,50% et de 0,75% ; respectivement ; tout en fonction de la longueur de la fissure. Les valeurs de K_I augmentent lorsque le rapport a/b augmente (Les poutres ont une largeur = b , et sont fissurées, dont la longueur de la fissure = a).

L'augmentation de la taille de la fissure a entraîné une croissance des valeurs du facteur d'intensité de contraintes voire qu'elles atteignent un maximum voisinant à la valeur critique, et ainsi la longueur critique a_c .

VI.4.3 Etude comparative :

Il s'agit de comparer les valeurs des K_I obtenus dans le présent chapitre par celles déterminées dans les deux chapitres précédents (IV et V). L'objectif principal de cette comparaison, est mettre le rapport entre les trois cas discutés dans cette thèse :

- Cas de la propagation des fissures dans le béton ordinaire non réparé.
- Cas de la propagation des fissures dans le béton ordinaire réparé par patch.
- Cas de la propagation des fissures dans le béton renforcé à fibres.

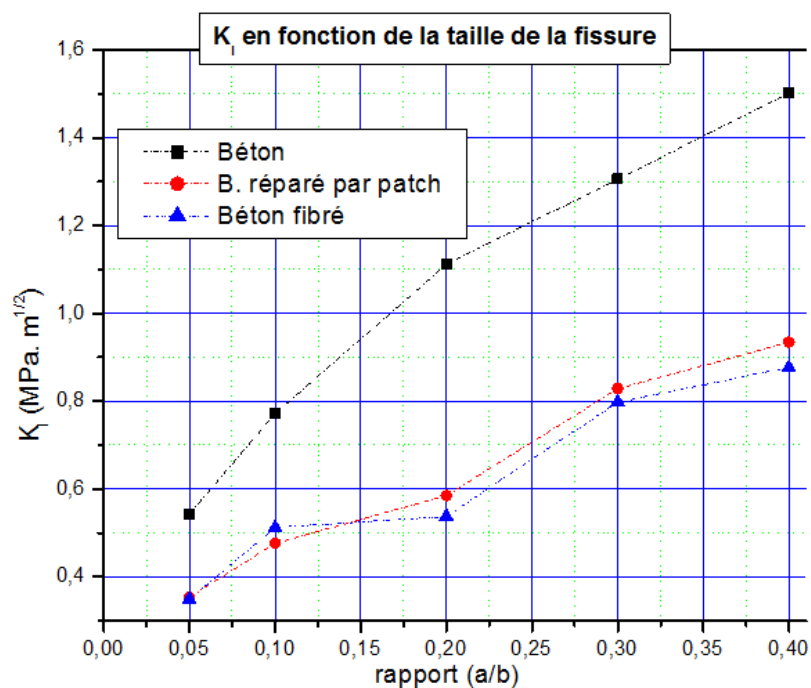


Figure VI. 8: Comparatif des résultats

Cette dernière figure (VI.8), permet de décrire le comportement mécanique auprès du phénomène de la propagation des fissures, pour le matériau béton mais à caractère différents. D'après le comparatif des données acquises par cette étude, on constate que les deux cas du béton réparé par patch et du béton à fibres, ont marqué des résultats satisfaisants et convenables sur le volet de la possibilité de faire stopper les fissures de se propager.

VI.5 CONCLUSION :

Les progrès dans le développement des matériaux de construction ont toujours fait évoluer l'ingénierie en structures. La mise au point des bétons fibrés n'y fait pas exception. De fait, les caractéristiques remarquables de ces bétons permettent d'envisager de nouvelles méthodes de réhabilitation des structures en béton armé existantes.

Ce travail vient de confirmer le potentiel d'utilisation des bétons fibrés pour la conception et la réhabilitation des ouvrages en béton armé. Dans ce chapitre nous avons résumé, l'état de connaissance sur le comportement mécanique des bétons de fibres exposés au phénomène de la propagation des fissures.

De ce qui précède, on peut dire que de la présence des fibres dans les bétons renforcés par des fibres, ainsi que le principe de réparation du béton fissuré par collage des matériaux composites sont des techniques fiables et efficaces pour le traitement des problèmes liés à la fissuration.



**CONCLUSION
GENERALE**

1. Conclusion :

Dans l'état actuel, le phénomène de la propagation des fissures dans les structures en béton peut être décrit par le concept de la mécanique linéaire élastique de la rupture à partir du critère du facteur critique d'intensité des contraintes. Cette méthode permet de quantifier les effets de la présence d'une fissure et l'influence de celle-ci sur le comportement à la rupture. Le collage des plaques de matériaux composites sur les surfaces tendues ou les surfaces latérales améliore considérablement la résistance ultime et la raideur structurale des poutres renforcées en diminuant la propagation des fissures, particulièrement en cas d'une poutre faiblement ou moyennement armé ou partie tendue.

Dans le cas d'une poutre renforcée soumise à la flexion ayant une fissure selon le mode I, le collage par les lamelles composites représente la technique la plus fiable pour stabiliser la propagation des fissures. En revanche, en mode II et malgré la satisfaction des résultats obtenus, les contraintes d'interface dues au contact du béton-adhésif-adhérant ont joué leurs rôles et contribué à la propagation des fissures.

Les progrès dans le développement des matériaux de construction ont toujours fait évoluer l'ingénierie en structures. La mise au point des bétons fibrés n'y fait pas exception. De fait, les caractéristiques remarquables de ces bétons permettent d'envisager de nouvelles méthodes de réhabilitation des structures en béton armé existantes. Les résultats obtenus dans le sixième chapitre ont permis de déduire que la présence des fibres métalliques ou de carbone dans le béton a limité la propagation des fissures. Ce qui vient de confirmer le potentiel d'utilisation des bétons fibrés pour la conception et la réhabilitation des ouvrages en béton armé.

D'après ce qui précède, on peut dire que de la présence des fibres dans les bétons renforcés par des fibres, ainsi que le principe de réparation du béton fissuré par collage des matériaux composites sont des techniques fiables et efficaces pour le traitement des problèmes liés la fragilité du béton et à sa fissuration.

2. Recommandations :

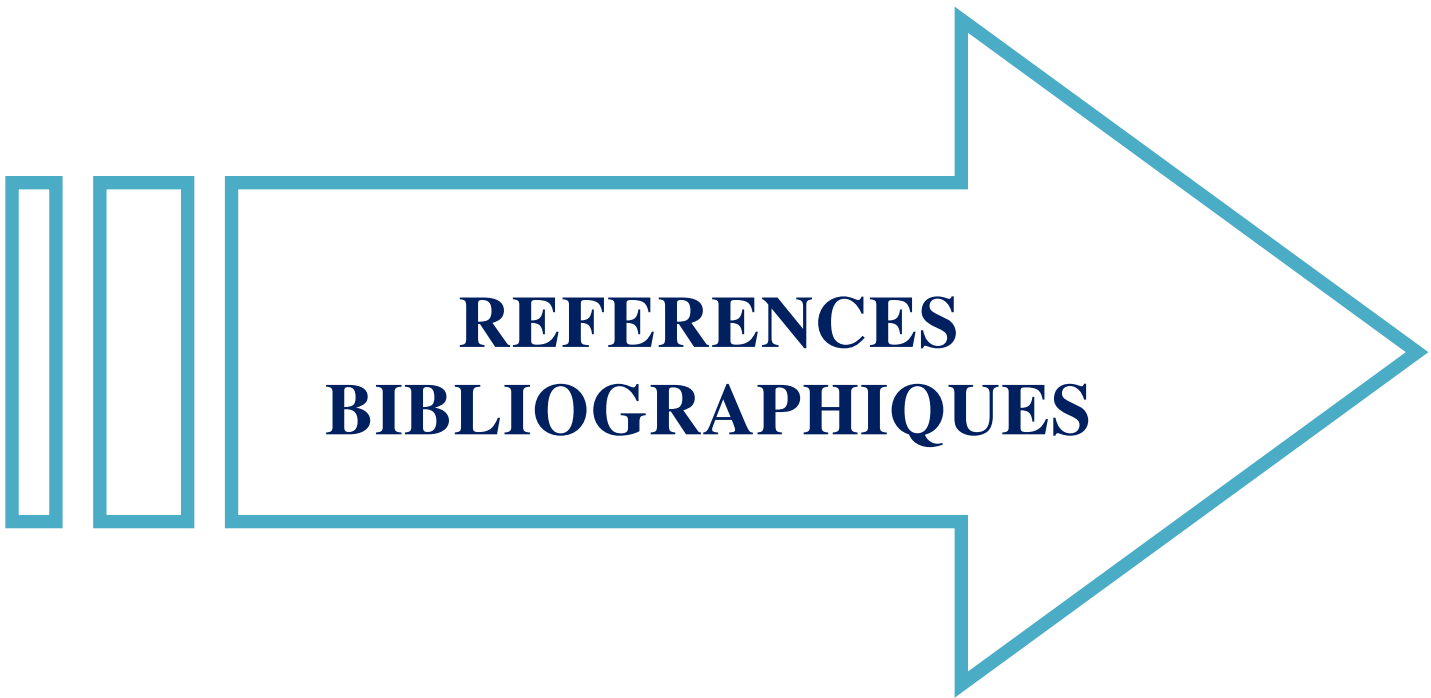
Au terme de ce travail, et d'après les résultats établis par la présente recherche, des recommandations pouvant être à prendre en compte :

- Dégager des solutions adéquates pour les insuffisances enregistrées dans la réparation par patch, qui sont présentées dans le béton fissuré réparé par le collage extérieur des matériaux composites.
- La présence de composite en face tendue (renforcement à la flexion), améliore considérablement la résistance ultime vis-à-vis du moment fléchissant, mais n'a pas d'influence vis-à-vis de la reprise de l'effort tranchant, d'où la nécessité d'un renfort latéral. Le renforcement en composite latérale en forme de U, collé aux extrémités du tissu longitudinal tendu, empêche son décollement, et améliore la résistance à l'effort tranchant de l'élément renforcé.
- Une attention particulière devrait être portée au dosage, géométrie, orientation et nature des fibres dans le béton renforcé des fibres.

3. Perspectives à la recherche :

Afin de compléter les résultats obtenus et de mieux cerner le comportement mécanique des poutres en béton face au problème de la propagation des fissures :

- Elaboration des recherches liées la réponse des nouveaux bétons et les bétons de l'avenir (BUPF ou béton autoplaçant) au phénomène de la propagation des fissures.
- Etablir des essais au laboratoire en étudiant le comportement du béton ordinaire et du BRF en post –fissuration.
- Utilisation des modèles à deux paramètres mesurés par des essais expérimentaux afin de mieux comprendre la réponse des différents bétons en état de fissuration avant et après réparation.



**REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES**

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]: **B. GODART, A. LE ROUX** : « Alkali-réaction dans le béton : mécanisme, pathologie et prévention ». C 2252, traité Construction, 1995.
- [2]: **B. FARGEOT, C. TOURNEUR** : « Le traitement des fissures, Maintenance et réparation des ponts », Chapitre 8, Presse des Ponts et Chaussées, 1997.
- [3]: **J. MAZARS** : « Application de la mécanique de l'endommagement au comportement linéaire à la rupture du béton de structures ». Thèse de doctorat d'Etat. Université de ParisVI., 1984.
- [4]: **ARMY TM 5-809-10-2**. Appendix E: Guidelines for the evaluation of existing materials, Seismic Design Guidelines for Upgrading Existing Buildings. Navy NAVFAC P-355.2, 1988. Disponible sur: http://www.usace.army.mil/inet/usace-docs/armytm/tm5-809_10-2/.
- [5]: **JACOBS J., VYNCKE J.** Pathologie du Béton Comment y Faire face. CSTC-Magazine, Belgium, p.37-45. 1993.
- [6]: **MAHUT B.** « Diagnostic des ouvrages en béton armé : état, méthodes, prévision du vieillissement ». In : Diagnostic des Ouvrages en Béton Armé Etat – Méthodes - Prévisions du Vieillissement, Journées d'étude de la Commission, Construction Bâtiment du Centre Français de l'anticorrosion, France, p.67-76. Octobre 1998.
- [7]: **R. Duval-** « La durabilité des armatures et du béton d'enrobage, La durabilité des bétons ». Chapitre 6. Presses des Ponts et Chaussées, 1992.
- [8]: **I. MOHAMED**, « Contribution à l'étude du confinement du béton alcali-réactif par matériaux composites carbone epoxy » thèse de doctorat ; Université de Lyon 1 ; 2004.
- [9]: **R. DUVAL, H. HORMAIN** « la durabilité des bétons vis-à-vis des eaux agressives » la durabilité des bétons Chapitre 9. Presses des Ponts et Chaussées, 1992.

- [10]: **BARON J., SAUTEREY R.**, « Le béton hydraulique : connaissance et pratique », Presses de l'ENPC, 1982.
- [11]: **NGUYEN D. M.**, « Comportement dynamique de structures non linéaires soumises à des charges mobiles ». Thèse de Doctorat, école nationale des ponts et chaussées, 2002.
- [12]: **J. CALGRO, R. LACROIX** : « Maintenance et réparation des ponts». 11-19, Presse Nationale des Ponts et Chaussées, 1997.
- [13]: **J. PERCHAT.** « Béton Armé, Règles BAEL, Pièces soumises à des sollicitations normales », Techniques de l'Ingénieur, C2306-C2320, 1991.
- [14]: **A. PLUMIER**, « Pathologie et réparations structurelles des constructions », ArGenCo, édition, 2006.
- [15]: **REGLEMENT EUROCODE 8.** « Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance au séisme », document d'application nationale AFNOR, 2000.
- [16]: **E H. ROCHDI**, « Contribution à l'analyse du comportement mécanique des dalles en béton armé renforcées par matériaux composites », Thèse de Doctorat, Université Claude Bernard Lyon 1, 2004.
- [17]: **O. VILNARY**, “The analysis of reinforced concrete beams strengthened by epoxy bonded steel plates”, Int. Journal Cement Compo and Light Weight Concrete. 10 (2), 73-78, 1988.
- [18]: **Z. LIU and B. ZHU**, “Analytical solutions for R/C beams strengthened by externally bonded steel plates”; 1994.
- [19]: **A SHARIF, G. J, AL SULAIMANI, I. A BASUNBUL, M. H BALUCH and B. N GHALEB**, “Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates”. ACI Structural Journal, 91(2), 160-168, 1994.
- [20]: **R. J, QUANTILL., L. C, HOLLAWAY and A. M. THRONE.**, “ Experimental and analytical investigation of FRP strengthened beam response: part I”. Magazine of concrete research, vol 177, issue 48, 331—342, 1996.
- [21]: **T. M. ROBERTS, and H. HADJI KAZEMI**, “Strengthening of under-reinforced concrete beams with mechanically attached steel plates”. Int. Journal Cement Compo and Light Weight Concrete. 11 (1), 1989.

- [22]: **J. N. THEILLOUT.**, « Le projet de renforcement ou de réparation des ponts en béton ». Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et des Chaussées, 425-459, 1997.
- [23]: **C. THIERY.**, « Analyse et conception d'ancrage sur les poutres renforcées en flexion à l'aide de matériaux composites », mémoire de maîtrise des sciences appliquées, spécialité de Génie-Civil, université de Sherbrooke, Québec, Canada, 1997.
- [24]: **ISIS.**, « Strengthening reinforced concrete structures with externally bonded fiber reinforced polymers (FRPs) », Design Manual, N°04, ISIS, Canada, 2006.
- [25]: **KARBHARI V.M, ZHAO L.** “Issues related to composite plating and environmental exposure effects on composite-concrete interface in external strengthening”. *Compo Struct* ; 40 (3-4): 293-304, 1997.
- [26]: **HAMELIN P ET VARASTEHPOUR H,** Les poutres en béton armé mettant en oeuvre des matériaux composites *Journal de la mécanique industrielle et des matériaux*, Vol. 48(2), Paris, 1995.
- [27]: **M.GEIER ,D.DUEDAL. GEIER ,D.DUEDAL** «Guide pratique des matériaux composites», TEC & DOC (Lavoisier), Paris, 349P, 1985.
- [28]: **DORLOT J.M, BAILLON J.P, MASOUNAVE J.** Des matériaux 2ème édition, Ecole polytechnique de Montréal, Montréal, Québec, p467, 1986.
- [29]: **AGRAWAL B.D., BROUTMAN L.J.** Analysis and performance of fiber composite. 2nd edition, John Wiley and Sons, New York, p449, 1990.
- [30]: **RIGAL J.P.** Matériaux composites, teknea, Belma, France, p 288, 1989.
- [31]: **TAOUCHE FATIMA.** « Etude du comportement à la fatigue d'éléments de construction en béton de fibres » ; Thèse de Doctorat, université Mouloud Maammeri, 2012.
- [32]: **Griffith, A.** “The phenomena of rupture and low in solids”. *Philosophical Transactions*, 221, pp 163-198, 1920.
- [33]: **IRWIN G.R,** “Fracturing of Metals ASM Cleveland”, *Fracture Dynamics*, pp147-166, 1948.
- [34]: **RICE, J.** “A part independent and approximate analysis of strain concentration by notches and crack”. *Journal of Applied Mechanics-ASME*, 35, pp. 379-386, 1968.

- [35]: **TERRIEN, M.** « Emission acoustique et comportement mécanique postcritique d'un béton sollicité en traction ». Bull, de liaison Lab. des Ponts et Chaussées, 105, pp. 2398, 1980.
- [36]: **SURENDRA, P. S., STUART, E. S., et CHENGSHENG, O.** "Fracture mechanics of concrete: Applications of fracture mechanics to concrete", rock and other quasi-brittle materials. Wiley and Son, 1995.
- [37]: **BAZANT, Z. P., PLANAS, J.** "Fracture and size effect in concrete and other quasibrittle materials"; CRC Press, Boca Ranto, Florida, 1998.
- [38]: **MOHAMMADI, S.** "Extended finite element method". Blackwell, 2008.
- [39]: **DUGDALE, D.** "Yielding of steel sheets containing slits". Journal of Mechanis and Physics of Solids, 8, pp. 100-104, 1960.
- [40]: **BARENBLATT, G.** "The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture", Advances in Applied Mechanics, 7, pp. 55-129, 1962.
- [41]: **HILLERBORG, A., MODEER, M., et PETERSSON, P.** "Analysis of crack formation and crack growth concrete by means of fracture mechanics and finite elements", Cements and Concrete Research, 6, pp. 773-782, 1976.
- [42]: **T. FETT.** "Stress intensity factors and weight functions for special crack problems." Karlsruhe, N°6025, 1998.
- [43]: **AFGC, ASSOCIATION FRANÇAISE DE GENIE CIVIL:** Réparation et renforcement des structures en béton armé au moyen des matériaux composite, recommandations provisoires, document scientifique et technique, 2007.
- [44]: **SAADATMANESH, H. and EHSANI, M.R.,** RC Beams Strengthened with GFRP Plates.: Expenmental Study. ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No II, 3417-3433, 1991.
- [45]: **SHARIF A, AL-SULAIMANI GJ, BASUNBUL IA, MOHHARNED, H.B, GHALEB BN.** Strengthening of initially loaded reinforced concrete beams using FRP plates. ACI Struct Journal;91(2):160–168, 1994.

- [46]: **MALEK AM, SAADATMANESH H, EHSANI MR.** Prediction of failure load of R/C beams strengthened with FRP plate due to stress concentration at the plate end. *ACI Structural Journal* 1998;95(1):142–52.
- [47]: **SHEN HS, TENG JG, YANG J.** Interfacial stresses in beams and slabs bonded with thin plate. *Journal of Engineering Mechanics —ASCE*; 127(4):399 –406, 2001.
- [48]: **OBAIDAT, Y. T., HEYDEN, S. AND DAHLBLOM, O.:** The effect of CFRP and CFRP/concrete interface models when modelling retrofitted RC beams with FEM, *Compos. Struct.*, 92, 1391–8, 2010.
- [49]: **TOUNSI, A., HASSAINE DAOUADJI, T., BENYOUCEF, S. and ADDA BEDIA, E. A.:** Interfacial stresses in FRP-plated RC beams: effect of adherend shear deformations, *Int. J. Adhes. and Adhes.*, 29, 4, 343–51, 2009.
- [50]: **JIAN-HE, X. AND RUO-LIN, H.:** Experimental study on rehabilitation of corrosion damaged reinforced concrete beams with carbon fiber reinforced polymer, *Constr Build Mater*, 38, 708–16, 2013.
- [51]: **DAVID E,** “Comportement mécanique des poutres en béton armé renforcées ou réparées par matériaux composites : Etude expérimentale et modélisation ». Thèse de Doctorat, université d’Artois, 1999.
- [52]: **DE LORENZIS L, MILLER B and NANNI A.,** “Bond of FRP laminates concrete ». *ACI Materials Journal*, 98 (3), 256-264, 2001.
- [53]: **NETERECKA C,** Renforcement de poutres en béton armé par des lamelles en matériaux composites: analyse non linéaire par éléments finis, mémoire de maîtrise en sciences appliqués, spécialité de génie civil, université de Sherbrooke Québec, Canada 1995.
- [54]: **WU Z Y.,** “Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré-fissurées et renforcées par matériaux composites sous chargement statique et de fatigue”. Thèse de Doctorat, Ecole Nationales des ponts et chaussée, 2004.
- [55]: **SMITH ST, TENG JG.** “Interfacial stresses in plated beams”. *Engineering Structures*;23(7): 857–871, 2001.
- [56]: **STRATFORD T, CADEI J.** “Elastic analysis of adhesion stresses for the design of a strengthened plate bonded to a beam”. *Construction and Building Materials*, 20, 34-35, 2006.

- [57]: **CHRISTINE LACASSE.**, « étude expérimentale et analytique du comportement en compression-flexion de poteaux composites partiellement enrobés de bétons haute performance et de bétons renforcés de fibres métalliques », Thèse de Doctorat, Université de Montréal, 2011.
- [58]: **ROSSI P.**, “Steel fiber reinforced concrete (SFRC)” : An example of French research, *ACI Materials Journal*, Vol.91, N°3, pp.273-279, 1994.
- [59]: **CHARRON, J.-P., DENARIÉ, E., BRÜHWILER, E.**, “Transport properties of a ultra high performance fibre reinforced concrete in cracking state”, Submitted to *Cement and Concrete Research*, 2004.
- [60]: **ROSSI P., HARROUCHE N., LEMAOU F.**, « Comportement mécanique des bétons de fibres métalliques utilisés dans les structures en béton armé et en béton précontraint », *Annales de l’ITBP, série matériaux 73, N°479bis*, pp.166-183, décembre 1989.
- [61]: **RENAUD DE MONTAIGNAC DE CHAUVANCE.**, « analyse du comportement d’éléments fléchis en béton renforcé de métalliques : du matériau à la structure », Thèse de Doctorat, Université de Montréal, 2011.
- [62]: **AHMET B. KIZILKANAT** “Experimental Evaluation of Mechanical Properties and Fracture Behavior of Carbon Fiber Reinforced High Strength Concrete”, *Periodica Polytechnica, Civil Engineering*, pp 8509, Vol 8. 2016.