

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIC ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة مصطفى اسطمبولي معسكر
UNIVERSITÉ MUSTAPHA STAMBOULI DE MASCARA



Faculté des Sciences et Technologie
Domaine de Technologie

Département de Génie Mécanique

Thèse en vue de l'obtention du diplôme de doctorat en science

Spécialité : Génie Mécanique

Option : Génie Mécanique

Présentée par

M^{me} : BENAOU M FATIMA

Sujet de la thèse

Approche numérique du comportement mécanique des
structures fissurées et réparées par patch en matériaux
composite

Soutenue le 14 / 01 / 2021 devant le Jury Composé de :

| | | | |
|--|------------|-------------------|---------------|
| M ^f MEDDAH H.Miloud | Professeur | UNIV-MASCARA | Président |
| M ^f BENHAMENA Ali | Professeur | UNIV-MASCARA | Rapporteur |
| M ^f MOULGADA. Abdelmadjid | MCA | U. I. K.TIARET | Examineur |
| M ^{me} BACHIR BOUIADJRA Rabab | MCA | UNIV-MASCARA | Examineur |
| M ^f CHIKH. Abdelbaki | MCA | UNIV. I. K.TIARET | Examineur |
| M ^f KHELIL Foudil | MCA | UNIV-MASCARA | CO.Rapporteur |

Année Universitaire : 2020 / 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Remerciement:

En premier, nous remercions Allah tout puissant d'avoir nous données la patience, la volonté et le courage à réaliser ce travail.

Nous tenons à exprimer nos profonds remerciements à Monsieur ALI BENHAMENA, professeur à l'université de MASCARA, et encadreur de ma thèse pour l'aide qu'il n'a jamais cessé de m'apporter. Je lui exprime ma profonde reconnaissance pour les efforts qu'il a déployés au niveau du laboratoire et surtout pour la patience qu'il a montré durant toute la période de l'élaboration de ce travail.

Je remercie vivement Mr KHELIL FOUJIL maître de conférence à l'université de Mascara, Mr. Sereir, Mr. Benneguadi professeurs à l'université D'USTORAN pour leurs conseils et leurs encouragements.

J'adresse également mes remerciements aux membres de Jury Pr.MEDDAH.M, Pr MOUL ELGAEDA.A, Dr BACHIR BOUIDJRA RABABE et Dr.CHIKHE.A qui ont bien voulu examiner le contenu de ce travail. Leurs conseils et remarques intéressantes m'ont permis d'améliorer significativement ce mémoire. Je souhaite qu'ils trouvent ici l'assurance de ma gratitude.

Je remercie en fin mes collègues de département de génie civil d'université de Mascara.

*Cette thèse est dédiée à
tous ceux qui m'ont
encouragé*

RÉSUMÉ :

Cette thèse présente les principaux résultats obtenus d'une étude numérique (Ansys) portant sur le comportement structural des poutres en béton et béton armé ayant été réparées à l'aide d'un matériau

composite mince adhérent, dans ce programme on distingue deux séries de configuration de renforcement, la série A où les poutres en béton (70 mm x 70 mm x 280 mm) simplement appuyée, pré fissurée renforcée extérieurement par des plaques en matériaux composites types CFRP aux faces les plus sollicitées et les zones les plus sensibles de la poutre, la série B comprend des poutre en béton armé (150 mm x 100 mm x 750 mm) avec les mêmes conditions de renforcement que celle de série A, celles qui présente le taux volumique de fibres varie entre (0%, 50%,100%), cette technique est amplifiée par la façon de répartition des fibres dans le composite, comme la répartition croissante vers la colle ou décroissante vers le bas ; Dans le cas où le taux de renforcement le plus élevé est localisé en zone tendue (zone de moment négatif) de la poutre, où est localisée en zone tendue de matériau composite (zone de moment négatif), le champ de contraintes fait en sorte que les risques de fissuration transversale de cette zone et de fissuration au niveau de l'interface sont très faibles. Il est donc important d'étudier l'influence de la teneur en fibre du composite sur ses propriétés mécaniques.

Des poutres témoins ont également été fabriquées afin de pouvoir comparer le comportement structural et l'influence des matériaux composites. Les comparaisons faites pour les courbes charge-flèche, charge-déformation et les facteurs d'intensité à mi- portée et à l'interface béton-colle,

Toutes les poutres ont été soumises à un chargement en flexion trois points. Le comportement mécanique de la structure renforcée change d'une façon qualitative et quantitative en fonction d'une multitude de paramètres indépendants tels que : les propriétés mécaniques des matériaux utilisés, le taux de renforcement, la géométrie de la plaque de CFRP tel que l'épaisseur et la longueur. Dans ce sens une série de calcul a été effectuée par un système numérique (Ansys). Les résultats ont été analysés en termes de résistance, rigidité, ductilité et mode de rupture.

Mots clés : béton renforcé; poutre préfissurée ; matériau composite; déplacement ; flexion trois point, 3D-FEM, durabilité de béton, poutre réparée, fissures, plaque CFRP,

ABSTRACT:

This thesis presents the main results obtained from a numerical study (Ansys) on the structural behavior of concrete and reinforced concrete beams having been repaired using a thin adherent composite material, in this program we distinguish two series of reinforcement configuration, the A series where the reinforced concrete beams (150 mm x 100 mm x 750 mm) simply supported, pre-cracked externally reinforced by plates in CFRP-type composite materials on the most stressed faces and the most sensitive areas of the beam, the series B includes concrete beams (70 mm x 70 mm x 280 mm) with the same reinforcement conditions as that of series A, those which present the volume rate of fibers varies between (0%, 50%, 100%), this technique is amplified by the way of distribution of fibers in the composite, such as the distribution increasing towards the glue or decreasing towards the bottom ;

In the case where the highest rate of reinforcement is located in the tensile zone (negative moment zone) of the beam, where is located in the tensile zone of composite material (negative moment zone), the stress field ensures that the risks of transverse cracking of this zone and of cracking at the level of the interface are very low. It is therefore important to study the influence of the fiber content of the composite on its mechanical properties.

Control beams were also fabricated in order to compare the structural behavior and influence of the composite materials. The comparisons made for the load-deflection, load-strain curves and intensity factors at mid-span and at the concrete-adhesive interface,

All the beams were subjected to a loading in bending three points. The mechanical behavior of the reinforced structure changes qualitatively and quantitatively depending on a multitude of independent parameters such as: the mechanical properties of the materials used, the rate of reinforcement, the geometry of the CFRP plate such as thickness and length. In this sense, a series of calculations was carried out by a numerical system (Ansys). The results were analyzed in terms of strength, rigidity, ductility and failure mode.

Keywords : Reinforced concrete; pre-cracked beams ; composite materials ; FRP flat ; deflection; three point bending, 3D-FEM, three point bending, Concrete durability, repaired beam, reinforced concrete, cracks, CFRP plate,

ملخص

تقدم هذه الرسالة النتائج الرئيسية التي تم الحصول عليها من دراسة عددية ببرنامج (Ansys) حول السلوك المنشئ للعوارض الخرسانية والخرسانية المسلحة بعد إصلاحها باستخدام مادة مركبة رقيقة لاصقة ، في هذا البرنامج نميز بين سلسلتين من تكوين التعزيز ، السلسلة A حيث الكمرات الخرسانية ذات الأبعاد (70 مم × 70 مم × 280 مم) مدعومة ببساطة ، مشققة مسبقاً من الخارج ومعززة بألواح من مواد مركبة من نوع CFRP على الوجوه والمناطق الأكثر ضغطاً والأكثر حساسية في العارضة ، السلسلة B تتضمن عوارض خرسانية مسلحة ذات الأبعاد (150 مم × 100 مم × 750 مم) بنفس شروط التقوية مثل تلك الخاصة بالسلسلة أ ، تلك التي تقدم معدل حجم الألياف الذي يتراوح بين (0% ، 50% ، 100%) ، يتم تضخيم هذه التقنية عن طريق توزيع الألياف في المركب اللاصق ، مثل زيادة التوزيع باتجاه الغراء أو التناقص نحو الأسفل ؛ في حالة وجود أعلى معدل من التعزيز في منطقة الشد (منطقة العزم السلبية) للكمرات ، حيث يقع في منطقة الشد للمواد المركبة (منطقة العزم السلبية) ، يضمن مجال الإجهاد ذلك مخاطر التكسير العرضي لهذه المنطقة والتشقق على مستوى الواجهة منخفضة للغاية. لذلك من المهم دراسة تأثير محتوى الألياف للمركب على خواصه الميكانيكية.

كما تم تصنيع عوارض الشهود من أجل مقارنة السلوك الهيكلي وتأثير المواد المركبة. المقارنات التي تم إجراؤها لمنحنيات انحراف الحمل، ومنحنيات الحمل والانفعال، وعوامل الشدة في منتصف منطقة الامتداد وفي الواجهة الخرسانية اللاصقة، عرضت جميع الكمرات للتحميل بثلاث نقاط. يتغير السلوك الميكانيكي للهيكل المقوى نوعياً وكمياً اعتماداً على العديد من العوامل المستقلة مثل: الخصائص الميكانيكية للمواد المستخدمة ، ومعدل التعزيز ، وهندسة لوحة CFRP مثل سمك وطول. بهذا المعنى ، تم إجراء سلسلة من الحسابات بواسطة نظام عددي (Ansys). تم تحليل النتائج من حيث القوة والصلابة والليونة ونمط التكسر.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة؛ الكمرات سابقة التصدع ،المواد المركبة؛ صفيحة FRP انحراف؛ بثلاث نقاط ، العناصر المتناهيّة ذو ثلاثة ابعاد، ثني ثلاث نقاط ، متانة الخرسانة ، إصلاح الخرسانة ، الخرسانة المسلحة ، الشقوق ، لوحة CFRP.

Table des matières

| | |
|--|----|
| Chapitre 1 Etude bibliographique | 4 |
| 1.1 Introduction..... | 5 |
| 1.2 Description des constituants des matériaux composites..... | 14 |
| 1.2.1 Rappel de propriétés des matériaux. | 14 |
| 1.2.2 Propriétés mécaniques des matériaux composites..... | 27 |
| 1.2.3 Les matrice..... | 30 |
| 1.2.4 Additifs et charges..... | 35 |
| 1.2.5 Interface | 35 |
| 1.3 Techniques de réparation de fissures..... | 35 |
| 1.3.1 Les différentes techniques de mise en œuvre des matériaux composites FRP..... | 37 |
| 1.4 Objectifs d'un renforcement avec un CFRP..... | 41 |
| 1.5 Facteurs influençant la poutre renforcée par composite..... | 42 |
| 1.5.1 Influence de l'environnement sur le comportement des composites..... | 42 |
| 1.5.2 Influence de quelque paramètres sur le comportement des composites..... | 44 |
| 1.6 Conclusion | 49 |
| | |
| Chapitre 2 Méthodes de calcul réglementaire de résistance à l'effort tranchant des poutres en BA non renforcées et renforcées | 50 |
| 2.1 Rappels sur le calcul du béton armé (sans patch) | 50 |
| 2.1.1 Choix de l'état limite dimensionnant | 51 |
| 2.1.2 Règle des trois pivots | 54 |
| 2.1.3 Méthode d'ACI 440.1R-06..... | 58 |
| 2.1.4 Méthode de CSA S806-12 | 59 |
| 2.1.5 Résistance à l'effort tranchant | 59 |
| 2.1.6 Méthode EC2..... | 60 |
| 2.1.7 Méthode de BAEL 91 | 61 |
| 2.1.8 Méthode d'ACI | 61 |
| 2.1.9 Le treillis de Ritter-Mörsch..... | 61 |
| 2.1.10 La méthode des bielles et des tirants | 62 |
| 2.2 Synthèse de quelques travaux expérimentaux | 64 |
| 2.2.1 Methode de Morrow et Viest, 1957 | 75 |
| 2.2.2 Methode de Kani, 1964-1966 | 75 |
| 2.2.3 Commentaires et étude critique | 67 |

| | |
|--|-----|
| 2.3 Dimensionnement des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites..... | 68 |
| 2.3.1 Renforcement (par patch) vis-à-vis du moment de flexion..... | 75 |
| 2.4 Mécanismes de rupture des poutres | 87 |
| 2.4.1 Mécanismes de rupture d'une poutre en béton sans armature en flexion..... | 87 |
| 2.4.2 Mécanismes de rupture d'une poutre en Béton Armé (sans patch)..... | 88 |
| 2.4.3 Mécanismes de rupture des poutres en BA renforcées par composite (sans patch)..... | 91 |
| 2.5 Conclusion | 104 |

Chapitre 03 Stratégies numériques d'analyse des comportements des structures en béton armé renforcées 106

| | |
|--|-----|
| 3.1 Bref historique (méthode des éléments finis) | 107 |
| 3.2 Domaine d'applications..... | 110 |
| 3.3 Techniques de modélisation par la méthode des éléments finis des structures..... | 110 |
| 3.3.1 structures non renforcée..... | 110 |
| 3.3.2 structures renforcées | 113 |
| 3.3.3 Modélisation des structures poutres..... | 114 |
| 3.3.4 Modélisation du béton armé fissuré | 116 |
| 3.3.5 Organisation du calcul | 120 |
| 3.3.6 Principe | 121 |
| 3.4 Présentation rapide du logiciel ANSYS | 124 |
| 3.4.1 Principaux produits | 125 |
| 3.4.2 Environnements logiciels..... | 126 |
| 3.5 Exemple de la modélisation de la poutre en BA sous compression..... | 125 |
| 3.6 Lancement du logiciel ANSYS..... | 130 |
| 3.7 Calcul des paramètres de fissuration..... | 131 |
| 3.7.1 Les facteurs d'intensité des contraintes KI, KII, KIII..... | 132 |
| 3.7.2 L'intégrale de contour J..... | 132 |
| 3.8 La prise en compte de la fissuration dans les calculs | 135 |
| 3.9 Conclusion..... | 138 |

Chapitre 04 Analyse et discussion des résultats numériques..... 139

| | |
|--|-----|
| 4.1 Introduction | 140 |
| 4.2 Energie de rupture du béton..... | 140 |
| 4.3 Modélisation du béton..... | 142 |
| 4.4 Description des matériaux composite (PRFC) par modèles élément fini..... | 143 |

| | |
|---|------------|
| 4.5 Description du modèle géométrique..... | 144 |
| 4.6 Validation du modèle élément finis | 146 |
| 4.7 Réparation des poutres en béton ordinaire (BO)..... | 147 |
| 4.8 Etude paramétrique | 150 |
| 4.9 Effet du module d'élasticité de l'adhésif..... | 153 |
| 4.10 Effet du matériau des plaques FRP..... | 154 |
| 4.11 Réparation des poutres en béton armé (BA) | 158 |
| 4.11.1 Modèle géométrique et propriétés matérielles du béton armé (BA)..... | 160 |
| 4.12 Comportement en rupture des matériaux FGM..... | 165 |
| 4.12.1 Description du modèle élément finis et du matériau..... | 167 |
| 4.12.2 Résultats et discussions..... | 169 |
| 4.13 Conclusion..... | 174 |
| Conclusion générale | 176 |
| Références bibliographiques..... | 179 |

LISTE DES FIGURES

Chapitre 01

| | | |
|---------------------|--|----|
| Figure 1.1 | Évolution de la résistance à la compression d'un béton en fonction de son âge.... | 15 |
| Figure 1.2 | façon de rupture lors du test de fractionnement..... | 16 |
| Figure 1.3 | Schéma d'un acier à empreintes et schéma d'un acier à verrous..... | 17 |
| Figure 1.4 | Diagramme expérimental contraintes \hat{R} déformations en traction simple et diagramme conventionnel de calcul..... | 17 |
| Figure 1.5 | Production mondiale des matériaux composites..... | 18 |
| Figure. 1.6 | Quelques formes disponibles de renforts en fibres | 20 |
| Figure 1.7 | Comparaison de comportement entre différent matériaux..... | 21 |
| Figure 1.8 | Tissu en fibre de carbone Polycraft 2x2 Twill Weave 1,25 mx 500 mm. | 22 |
| Figure 1.9 | Observation MEB de sections de composites (fibres de carbone)..... | 22 |
| Figure 1.10 | Propriétés mécaniques des fibres de carbone | 23 |
| Figure 1.11 | Représentation schématique d'une fibre de carbone..... | 26 |
| Figure 1.12 | quelques formes disponibles de renforts en fibres..... | 26 |
| Figure 1.13 | Composite à fibre continues alignées et soumis à une force parallèle aux fibres. | 30 |
| Figure 1.14 | Composition d'un matériau composite..... | 31 |
| Figure 1.15 | Types de matrice..... | 33 |
| Figure 1.16 | Fibres de verre..... | 34 |
| Figure 1.17 | Fibres de carbone..... | 34 |
| Figure 1.18 | Fibres d'aramide..... | 35 |
| Figure 1.19 | Comparaison des comportements de contrainte-déformation courants des stratifiés..... | 35 |
| Figure. 1.20 | Présentation de l'interface, matrice et fibre..... | 36 |
| Figure 1.21 | Moulage au contact..... | 37 |

| | |
|---|----|
| Figure 1.22 Moulage par projection de fibres..... | 39 |
| Figure 1.23 Moulage au sac de tissu pré-imprégné..... | 39 |
| Figure 1.24 Schéma du procédé de pultrusion..... | 40 |
| Figure 1.25 Renforcement des poutres en béton armé à l'aide de matériaux..... | 41 |
| Figure 1.26 Renforcement de poutres vis-à-vis de l'effort tranchant..... | 41 |
| Figure 1.27 Influence de la température et de l'humidité sur les caractéristiques mécaniques d'une résine époxy..... | 43 |
| Figure 1.28 Température de transition vitreuse (d'après Hollaway et Leeming, 2001)..... | 43 |
| Figure 1.29 Définition des paramètres..... | 44 |
| Figure 1.30 Fissure causée par l'effort tranchant près de l'extrémité du tissu..... | 46 |
| Figure 1.31 Rupture de la poutre fortement armée provient de la rupture d'enrobage vers la mi- portée de poutre..... | 46 |

Chapitre 02

| | |
|--|----|
| Figure 2.1 Section rectangulaire sollicitée en flexion simple à l'ELU | 51 |
| Figure 2.2 Section de béton armé en flexion simple. Diagramme des contraintes en ELS..... | 53 |
| Figure 2.3 Le diagramme rectangulaire simplifié..... | 54 |
| Figure 2.4 Règle de trois pivots..... | 54 |
| Figure 2.5 Règle de trois pivots (les cas des pivots A et B)..... | 55 |
| Figure 2.6 Règle de trois pivots..... | 57 |
| Figure 2.7 Diagramme rectangulaire - ACI 440.AR-06..... | 58 |
| Figure 2.8 Diagramme rectangulaire - CSA 23.3-04..... | 59 |
| Figure 2.9 Analyse d'une poutre simple et diagramme de l'effort tranchant V | 59 |
| Figure 2.10 Treillis de Ritter-Mörsch. [INSA, chapitre 09, Effort Tranchant]..... | 62 |
| Figure 2.11 Modèle de bielles et tirants (d'après Ritter et Morsch)..... | 63 |
| Figure 2.12 Flexion trois et quatre points..... | 64 |

| | |
|--|----|
| Figure 2.13 Evolution des modes de rupture en fonction de l'élanement a/d (d'après Morrow et Viest)..... | 65 |
| Figure 2.14 Schémas de rupture..... | 66 |
| Figure 2.15 "Vallée" de Kani (d'après Kani, 1966)..... | 66 |
| Figure 2.16 Analyse linéaire d'une section fissurée et renforcée..... | 72 |
| Figure 2.17 Schéma de quatre pivots pour la méthode de GTM construction ε_{fud} | 76 |
| Figure 2.18 Analyse de la section en flexion à l'ELU (d'après la méthode de la FIB Bulletin)..... | 78 |
| Figure 2.19 Schéma des paramètres d'une poutre renforcée latéralement..... | 81 |
| Figure 2.20 Schématisation des paramètres de la méthode de Chen et Tang..... | 82 |
| Figure 2.21 Diagramme d'une poutre en béton sans armature..... | 88 |
| Figure 2.22 Courbe caractéristique charge - flèche d'une poutre en béton armé soumise à la flexion. | 89 |
| Figure 2.23 Représentation des zones des contraintes élevées d'une poutre chargée en flexion..... | 90 |
| Figure 2.24 Représentation de la fissuration initiale et intermédiaire par flexion d'une poutre en béton armé (BA)..... | 90 |
| Figure 2.25 Mode de rupture des poutres fléchies (décollement du composite)..... | 91 |
| Figure 2.26 Modes de rupture des poutres renforcées de matériaux composites FRP..... | 92 |
| Figure 2.27 Energie d'adhérence..... | 93 |
| Figure 2.28 Rupture d'une poutre renforcée en mode a..... | 93 |
| Figure 2.29 Modes de rupture des poutres renforcées par matériaux composite FRP..... | 96 |
| Figure 2.30 Distribution de la déformation d'un tissu (d'après Fanning et Kelly, 2001)..... | 98 |
| Figure 2.31 Distribution de la contrainte de cisaillement d'interface (le béton et le tissu)..... | 98 |
| Figure 2.32 Modes de déformation de l'interface..... | 98 |
| Figure 2.33 Relation adhérence-glissement..... | 99 |

| | |
|---|-----|
| Figure 2.34 Rupture de la poutre fortement armée provient de la rupture d'enrobage vers la mi- portée de poutre..... | 99 |
| Figure 2.35 Courbe typiques de charge -déflexion des poutres en béton armé renforcées et non renforcées avec des matériaux composites «FRP»..... | 101 |
| Figure 2.36 Distribution des déformations du tissu (d'après Nguyen et al. 2001)..... | 103 |
| Figure 2.37 Modèle de matériau composite de poutre renforcée de CFRP (d'après Nguyen et al., 2001)..... | 103 |

Chapitre 03

| | |
|---|-----|
| Figure 3.1 Maillage tétraédrique..... | 108 |
| Figure 3.2 Maillage hexaédrique structuré..... | 108 |
| Figure 3.3 Principaux types d'éléments utilisé en 2D..... | 109 |
| Figure 3.4 Principaux types d'éléments utilisé en 3D..... | 109 |
| Figure 3.5 Discrétisation par éléments finis..... | 114 |
| Figure 3.6 Echelle de discrétisation par éléments finis..... | 115 |
| Figure 3.7 Représentation de modèle de fissures discrètes..... | 118 |
| Figure 3.8 Représentation de modèle de fissures continues..... | 119 |
| Figure 3.9 Modèle (contraintes - déformations) du béton simplement fissuré..... | 119 |
| Figure 3.10 Contraintes dans le béton doublement fissuré..... | 120 |
| Figure 3.11 Cycle de conception..... | 124 |
| Figure 3.12 Interface graphique du logiciel Ansys..... | 127 |
| Figure 3.13 Modèle couplé de la géométrie par Ansys APDL..... | 134 |
| Figure 3.14 Variation du facteur d'intensité de contrainte $E2 / E1 = 0.1$, $E2 / E1 = 10$ et $n = 0.1$ | 134 |

Chapitre 04

| | |
|--|-----|
| Figure 4.1 Courbe de séparation contrainte-séparation du modèle de fissure cohésive et aires représentant G_f and G_F | 140 |
| Figure 4.2 Description de l'élément SOLID65..... | 142 |

| | |
|---|-----|
| Figure 4.3 Courbe contrainte-déformation de béton..... | 142 |
| Figure 4.4 Modèle géométrique de la poutre réparée (dimensions en mm)..... | 143 |
| Figure 4.5 (a). Maillage de l'échantillon fissuré non réparée ; (b) Maillage de la poutre fissurée réparée..... | 145 |
| Figure 4.6 Comparaison entre les résultats obtenus par la méthode des éléments finis et analytique..... | 146 |
| Figure 4.7 Distribution de la contrainte de Von Mises..... | 147 |
| Figure 4.8 Comparaison de la charge / flèche pour(a) poutre fissurée et non fissurée, (b) réparée, non réparée et poutre non fissurée,..... | 149 |
| Figure 4.9 Comparaison de la charge / flèche pour : (a) effet de la longueur de patch, (b) effet de la longueur de patch et de l'épaisseur de l'adhésif..... | 150 |
| Figure 4.10 Évolution des contraintes inter-faciales le long de la ligne de liaison..... | 151 |
| Figure 4.11 Évolution du déplacement le long de la ligne de liaison: (a) effet de l'épaisseur de l'adhésif..... | 152 |
| Figure 4.12. Effet du module d'élasticité de l'adhésif sur le FIC..... | 153 |
| Figure 4.13 Effet du module d'élasticité des plaques FRP sur le FIC..... | 155 |
| Figure 4.14 Effet du module d'élasticité des plaques FRP sur la répartition des contraintes inter-faciales le long de la ligne de liaison (a) contrainte normale; et (b) contrainte de cisaillement..... | 156 |
| Figure 4.15 Distribution du déplacement le long de l'axe x..... | 157 |
| Figure 4. 16 Distribution des constraints normal..... | 157 |
| Figure 4.17 Distribution des contraintes de cisaillement..... | 158 |
| Figure 4.18 (a) Détail de la poutre en BA, (b) Détails des poutres en BA renforcées par une plaque FRP, (c) Maillage du béton et configuration de l'armature..... | 161 |
| Figure 4.19 Comparaison de la charge en fonction de la flèche à mi-portée de : (a) poutre renforcée et non renforcée, (b) poutre fissurée et non fissurée..... | 163 |
| Figure 4.20 Comparaison de la charge en fonction de la flèche à mi-portée pour poutre renforcée par différente valeur de V_f : (a) longueur de fissure $a = 20$ mm, (b) $a = 40$ mm, (c) $a = 60$ mm et (d) $a = 100$ mm. | 164 |
| Figure 4.21 Prédiction numérique des fissures dans la poutre renforcée..... | 165 |
| Figure 4.22 Géométrie de l'éprouvette (dimensions en mm)..... | 167 |
| Figure 4.23 Variations de E et ν le long de la zone graduée ($0 \leq \xi \leq 1$) | 168 |
| Figure 4.24 Schéma de maillage, condition de chargement..... | 169 |

| | |
|--|-----|
| Figure 4.25 Variations de K_I et K_{II} le long du front de fissure pour $B = 6$ mm et taille de fissure $a / W = 0,25$ | 170 |
| Figure 4.26 Variations des valeurs maximales de K_I et K_{II} en fonction de la position de la fissure (ξ) pour $B = 6$ mm et taille de fissure $a / W = 0,25$ | 171 |
| Figure 4.27 Variations de l'angle de déphasage ψ en fonction de la position de la fissure (ξ) pour $B = 6$ mm et taille de fissure $a / W = 0,25$ | 172 |
| Figure 4.28 Variations des valeurs maximales de K_I et K_{II} en fonction de la position de la fissure (ξ) pour différentes épaisseurs d'éprouvette et taille de fissure $a / W = 0,25$ | 173 |
| Figure 4.29 Variations des valeurs maximales de K_I et K_{II} en fonction de la position de la fissure (ξ) pour $B = 6$ mm et différentes tailles de fissure a / W | 173 |

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 01

| | |
|---|----|
| Tableau 1.1 Caractéristique de la résistance à la compression du béton..... | 15 |
| Tableau 1.2 Les Caractéristiques des fibres de carbone à haute module (HR) issues d'une mise en œuvre par carbonisation..... | 23 |
| Tableau 1.3 Les fibres de carbone à haute résistance (HM) issues de la graphitisation..... | 24 |
| Tableau 1.4 Caractéristiques typiques de l'adhésif d'époxy | 33 |
| Tableau 1.5 Caractéristiques des résines thermodurcissables et des résines thermoplastiques | 34 |
| Tableau 1.6 Techniques de réparation de fissures..... | 37 |
| Tableau 1.7 Influence de la longueur du renforcement sur la résistance ultime et le mode de rupture..... | 47 |
| Tableau 1.8 Influence de la quantité de tissu sur la résistance ultime..... | 48 |

Chapitre 02

| | |
|--|-----|
| Tableau 2.1 Les types de fissuration des poutres..... | 52 |
| Tableau 2.2 Comparaison des contraintes limite entre FIB et AFGC..... | 73 |
| Tableau 2.3 Comparaison des déformations limites entre les différentes methods..... | 79 |
| Tableau 2.4 Le point de différent entre les différentes méthodes..... | 87 |
| Tableau 2.5 Échelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé..... | 88 |
| Tableau 2.6 Échelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé..... | 91 |
| Tableau 2.7 Influence du type d'ancrage sur la résistance ultime des poutres renforcées.... | 104 |

Chapitre 04

| | |
|--|-----|
| Tableau 4.1 Propriétés des matériaux..... | 143 |
| Tableau 4.2 Paramètres géométriques..... | 144 |
| Tableau 4.3 Propriétés mécaniques du matériau utilisé dans cette étude..... | 162 |

Acronymes

ACI : American Concrete Institute.

AFGC: association française de Génie civil

BAEL : béton armé aux états limites

EC2 : Euro code 2 ELS : état limite de service

ELU : états limites ultimes

FIB : fédération internationale du béton

TFC : tissu de fibre de carbone

FRP : Fiber-reinforced polymers.

GFRP : Glas Fiber Reinforced polymer.

CFRP : carbon fiber reinforced polymer

HFRP : Hybrid Fiber Reinforced polymer.

BA : Béton Armé.

EF : Eléments Finis.

MEF : Finite Element Method

FEA : finite element analysis

NSM : Near Surface Mounted.

ADPL : Ansys Parametric Design Language.

DV : Design Variable.

SV : Stat Variable.

OBJ : Objectif Fonction.

3D : Three dimensional

CTOD: Crack Tip Opening Displacement

C3D8R : Linear hexadecimal elements

LEFM : Linear Elastic Fracture Mechanics'

QPE : Quarter Point Element

SIF: Stress Intensity Factor

VARTM : Vacuum Assisted Resin Transfer Molding (Moulage par transfert de résine assisté par vide)

SENB : Simple edge notching beam

Nomenclatures

Af : la section du composite

A_t : la section des armatures transversales

a_v : distance entre la charge et l'appui

a : Crack length

$b_f = B_{fp}$: largeur de composite

b_w : largeur de la section

B_p : la largeur de la poutre en BA.

$A(r, \theta)$: Airy function

d : hauteur utile de la section

D : coefficient de distribution des déformations dans le composite.

D^e : le tenseur des modules d'élasticités.

D_s : the space between the beam boundary and the support

d_t : la variable d'endommagement à la tension.

d_c : la variable d'endommagement à la compression.

e_a : glue layer thickness

e_p : patch layer thickness

$E_c = E_1$: Young's modulus

E_s : steel young's modulus

E_a : glue layer Young's modulus

$E_2 = E_f$: Carbon fibers Young's modulus

E_m : le module d'Young de la matrice

E_c : le module élastique en compression du béton.

E_u : l'aire sous la courbe Charge -Flèche à la charge ultime.

E_y : l'aire sous la courbe Charge -Flèche à la limite élastique des aciers.

$F_m = V_m$: la fraction volumique de la matrice.

$F_V = V_{fib}$: Fractional fiber volume

F_V (100% -50%) Orientation rate of the volume fraction from 50% to 100%

F_V (0% -100%) Orientation rate of the volume fraction from 0% to 100%

F_V (100% -0%) Orientation rate of the volume fraction from 100% to 0%

f_c : concrète compressive strength

f_c' : la contrainte de compression maximale.

f_{c28} : la résistance du béton à la compression à 28 jours

f_{cm} : la résistance de calcul du béton à la compression

f_{ck} : la résistance caractéristique à la compression de béton

F_e : la limite d'élasticité des armatures transversales
 f_f : la résistance en traction du matériau composite
 f_{fe} : la résistance effective du tissu latéral
 f_{fib} : la résistance en traction de la matrice
 f_{fu} : la résistance ultime en traction du composite
 F_{ij} : la résistance caractéristique à la traction du béton à age jour
 f_y : la résistance à la traction de l'acier des cadres
 f_u : la contrainte ultime.
 f_{fu} : résistance ultime en traction du composite
 f_t : la résistance ultime à la traction uniaxiale.
 f_{su} : la contrainte ultime à la rupture.
 F_a : le vecteur des charges appliquées.
 F_i^{nr} : le vecteur de charge de reconstitution des charges internes des éléments.
 $f(x)$: la fonction objectif.
 $f_0(x)$: la valeur de référence de la fonction objectif.
 $F(\theta)$: A continuous and differentiable function of θ
 g, h et w : variables d'état contenant la conception.
 G, H et W : les fonctions de pénalité des contraintes des variables d'état.
 G_1 : The transverse shear moduli of adherents 1
 G_2 : The transverse shear moduli of adherents 2
 G_F : length of the concrete specimen
 G_f : Fracture energy for cohesive crack model
 K_b : Initial elastic stiffness of the FRP-concrete interface
 $g_i(x)$: le vecteur des variables d'état.
 h : la hauteur de section
 h_f : la hauteur de composite latérale
 h_{fe} : la hauteur effective du composite latéral.
 H_p : la hauteur de la poutre en BA.
 i : l'indice d'itération d'équilibre.
 I : le Moment d'inertie
 l_{fe} : la longueur effective d'ancrage des bandes latérale du composite
 KI : Stress intensity factors in Mode I
 KII : stress intensity factors in Mode II

KIII : stress intensity factors in Mode III

KIC : critical stress intensity factor of the first mode

K_i : mode i stress intensity factor

K_{eff} : Equivalent stress intensity factor

k : le facteur de la position relative de l'axe neutre.

$[K]$: la matrice de rigidité.

$[K_t^T]$: la matrice Jacobéenne (matrice de la tangente).

L : length of the concrete specimen

L_{ap} : la distance entre les appuis.

L_{ca} : l'espacement entre les cadres.

L_{ch} : l'écart entre les points de chargement.

L_{frp} : la longueur du renfort FRP.

m_1, m_2 et m_3 : le nombre des variables d'état contraintes.

Mu : le moment fléchissant correspondant au calcul de l'ELU

Mser : le moment fléchissant correspondant au calcul de l'ELS

M_{RD} : le moment fléchissant résistant ultime

n : le nombre de variables de conception.

n_s : le coefficient d'équivalence entre acier et béton

n_f : le coefficient d'équivalence entre TFC et béton

P, P_g, P_h et P_w : les pénalités appliquées aux contraintes de conception et aux variables d'état.

P_x : les fonctions de pénalité externes.

$Pk = q$: le paramètre de réponse de surface qui contrôle la satisfaction de la contrainte.

Q : la fonction objective adimensionnelle et sans contrainte.

R_c : le rayon la courbure de la poutre en flexion.

St : l'espacement des cadres

S_f : l'espacement des bandes latérales de composite

$T_{frp} = t_f$: l'épaisseur du composite

T – stress : Constant term in the Williams stress series expansion

U, V, W : Component of a displacement vector

U_x Displacement following the x axis

U_z Displacement following the Z axis

U_y : le déplacement transversal.

V_b : la contribution individuelle du béton à la résistance à l'effort tranchant

V_{cd} : la contribution de l'acier à la résistance à l'effort tranchant

V_f : la contribution des composites à la résistance à l'effort tranchant

V_s : la contribution individuelle des armatures transversales, cadres, étriers et parfois les armatures tendues. à la résistance à l'effort tranchant

V_R : la résistance à l'effort tranchant

V_{wd} : la contribution du béton à la résistance à l'effort tranchant

w_{fe} : la largeur effective de bande du composite

$w_i(x)$: Le vecteur des variables de conception.

x : le vecteur des variables de conception.

$x^{(b)}$: les meilleures constantes de l'ensemble de conception.

X : la hauteur de l'axe neutre

$X_{\varepsilon C}$ et $X_{\varepsilon T}$: la déformation à la rupture en traction (compression) suivant l'axe longitudinal.

Y : la distance de la fibre inférieure à la fibre neutre

$Y_{\varepsilon C}$ et $Y_{\varepsilon T}$: la déformation à la rupture en traction (compression) suivant l'axe transversal.

$\sigma_{0.2}$: True ultimate tensile strength

σ : le tenseur des contraintes de Cauchy.

σ_b : la contrainte admissible dans le béton

σ_{st} : la contrainte admissible dans le TFC

σ_f : la contrainte de traction dans le TFC

σ_{fd} : la contrainte en traction du composite pour calcul à l'ELS

σ_{fe} : la contrainte effective du composite

σ_{fud} : la contrainte limite de calcul du composite

$\bar{\sigma}_s$: la contrainte dans les armatures tendues

σ_y : la contrainte d'interface normales aux bords de la plaque en HFRP.

τ_{lim} : la contrainte limite de cisaillement

τ_{xy} : la contrainte d'interface de cisaillement aux bords de la plaque en HFRP.

τ_f Shear strength of the interface

Φ_1 : le diamètre de barres supérieures.

Φ_2 : le diamètre de barres inférieures.

Φ_3 : le diamètre du ferrailage des cadres.

Φ : la courbure de la poutre en flexion.

Φ_u : la courbure à moment constant ultime.

Φ_y : la courbure à la limite élastique des aciers.
 Ψ_1 : la réduction of area
 Δ_u : le déplacement ultime à mi-portée.
 Δ_y : le déplacement à la limite élastique des aciers.
 μ_ϕ : la ductilité en flexion de la poutre.
 ε_0 : la déformation initiale dans le tissu (valeur virtuelle)
 ε_c : la déformation des fibres extrémités du béton comprimé
 ε_{fud} : l'allongement ultime de calcul du composite
 ε_{se} : la déformation des armatures tendues
 ε_s : la déformation élastique des armatures tendues
 ε_f : la déformation du composite
 ε_{fe} : la déformation effective du composite
 ε_{s2} : la déformation des armatures comprimées
 ε_{su} : la déformation ultime à la rupture.
 ε^{do} : la déformation seuil de dommages.
 $\tilde{\varepsilon}$: la déformation équivalente.
 ε^e : le tenseur des déformations élastique et isotrope.
 ε_y : la déformation à la limite élastique de l'acier.
 ε_{sy} : la déformation au début de l'écrouissage.
 ε_u : la déformation correspondante à la contrainte ultime.
 ε'_c : la déformation correspondante à la contrainte de compression maximale.
 s_ε : la déformation à la rupture en cisaillement dans le plan de la couche.
 ν : le coefficient de Poisson.
 β_t : le coefficient de transfert de cisaillement.
 γ_c : la masse volumique du béton.
 θ : l'angles des bielles de béton avec la fibre moyenne (45°)
 ρ_t : le taux de renforcement longitudinal
 α_i et α_c : les coefficients de pondération.
 α_i, β_i et γ_i : les tolérances de l'approximation de la fonction objectif.
 α : l'angle entre la direction de cadres et l'axe horizontal de la poutre

Introduction generale

INTRODUCTION GENERALE

La rupture de cisaillement des structures Béton Armé (BA) peut être due à de nombreux facteurs, par exemple, un renforcement de cisaillement insuffisant, une réduction de la surface d'acier due à la corrosion et l'écaillage du béton causé par des conditions environnementales agressives, une charge de service accrue en raison du changement d'utilisation de la structure, et tout détail, erreur de conception et / ou de construction. Ainsi, le renforcement et la réhabilitation des structures BA peuvent être nécessaires pour augmenter la capacité de charge ultime des poutres défectueuse en cisaillement. Les structures qui sont défectueuse en cisaillement peuvent être renforcées ou réparées en utilisant diverses méthodes, par exemple, la précontrainte externe ou bien le collage de plaques d'acier. Parmi ces solutions de modernisation, l'utilisation de renforcement de fibre de polymères (FRP) liés à l'extérieur est de plus en plus fréquemment utilisée et largement reconnue par les codes de conception et les directives modernes dans le domaine de génie civil. La modernisation par cisaillement en FRP des structures BA présente de nombreux avantages par rapport à d'autres techniques plus traditionnelles (plaque en acier), par exemple, poids léger et facilité d'installation, rapport résistance / poids élevé, rapport rigidité / poids élevé et résistance à la corrosion. Cependant, la prédiction précise de la résistance au cisaillement des poutres réhabilitées en FRP est une tâche complexe. Elle se justifie notamment intéressante pour le renforcement et la réparation des structures en béton, en charpente ou en maçonnerie. Cependant hormis les avantages qu'elle procure, la technique de renforcement par les matériaux composites, engendre une diminution dans la ductilité des éléments renforcés en flexion et sans confinement notable. Sachant que la ductilité est un élément désirable. Le développement de techniques de réparation et/ou de renforcement efficaces, durables et économiques, permet de répondre efficacement à la problématique (maintenance, réhabilitation et optimisation). Il s'agit, désormais d'une mission où l'ingénieur ne se limite plus à concevoir et à réaliser des structures neuves, mais aussi à maintenir en service les structures existantes avec une conception optimale. En plus la réhabilitation des structures BA représente un champ de recherche actif, en raison de la difficulté d'interprétation des différents facteurs contribuant

simultanément à de multiples mécanismes de résistance. L'interaction entre ces mécanismes de résistance est très complexe et doit encore être prédite avec plus de précision. Par conséquent, des modèles et des formulations d'éléments finis fiables et robustes sont nécessaires pour permettre aux ingénieurs de modéliser des structures BA renforcées en FRP et de prédire leur réponse structurelle et leurs performances sous différentes configurations de renforcement.

L'objectif du travail résumé dans le mémoire est de contribuer à l'amélioration des règles de dimensionnement des réparations par composites FRP et de permettre l'évaluation de l'efficacité d'un renforcement ou d'une réparation. L'étude porte sur le renforcement et la réparation de poutres en béton armé chargées en flexion. Le modèle FE doit être capable de prédire le mécanisme de rupture et d'estimer la capacité de charge des poutres BA avec diverses techniques de réhabilitation des structures par FRP. Le document comporte quatre chapitres :

- ✓ **Chapitre 1** : Dans le premier chapitre une présentation rapide des propriétés des matériaux composites et un rappel sur les différentes techniques de mise en œuvre des matériaux composites FRP et leur utilisation ainsi que la présentation des comportements des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites sous chargement de flexion a été effectuée tout en donnant une importance particulière au cas qui nous intéresse.
- ✓ **Chapitre 2** : Ce chapitre fait le point sur les méthodes de calcul réglementaire de résistance à l'effort tranchant prise en compte des moment fléchissant des poutres en BA non renforcées et renforcées extérieurement par matériaux composites, Ceci va nous permettre de comprendre les comportements des différentes composantes de la structure renforcée (béton, acier, adhésif, renfort).
- ✓ **Chapitre 3** : Il donne la stratégie numérique d'analyse des comportements des structures en béton armé renforcées, ainsi que la modélisation du béton armé fissuré afin de savoir le comportement interne d'un élément en béton armé qui ne peut être représentée que grâce à des méthodes numériques développées.
- ✓ **Chapitre 4** : Ce chapitre est consacré en premier lieu à la présentation des procédures de rétablissement de l'approche numérique qui a été faite pour déterminer les propriétés des poutres en BA, Nous allons étudier tout d'abord l'influence de renforcement par CFRP sur les poutres courtes pré-fissurées en variant à chaque fois

la taille de fissure, par la suite, d'autres types de poutres ont été étudiées en basant sur l'influence de la fraction volumique sur le comportement des poutres pré-fissurées renforcées sous un chargement simple, le même essai a été appliqué sur une poutre témoin pré-fissurée (sans renforcement). Ainsi, une étude paramétrique est présentée pour mettre en évidence l'effet des paramètres principaux tel que la longueur de la plaque FRP, l'épaisseur de la colle et de CFRP sur l'évolution de la concentration des contraintes à l'interface colle-béton. Ensuite une analyse numérique du comportement en rupture des matériaux à gradient fonctionnel (**FGM**).

Enfin et pour mettre une clôture de cette étude, un bilan générale est effectué en conclusion générale qui englobe les principaux résultats et les futures recommandations.

Chapitre 1

Etude bibliographique

1.1 Introduction

Ce chapitre consiste à présenter une synthèse de quelques travaux antérieurs ainsi une présentation rapide des principales caractéristiques des matériaux constitutifs des composites employés dans notre étude (paragraphe (I.2)), ainsi un état de connaissances des fibres de carbone et ces propriétés physico-chimique et mécanique, ont été citées afin de pouvoir comprendre la nécessité du renforcement, les différents techniques de mise en œuvre des matériaux composites sont présentés dans le même paragraphe, ensuite, les Techniques de réparation de fissures sont présentés dans le paragraphe (I.3) en vue de déterminer et de comprendre les différentes techniques de mise en œuvre des matériaux composites FRP, notamment les modes de moulage, que l'on permettra de savoir les avantages et les inconvénient de chaqu'un ; objectifs d'un renforcement avec un CFRP est présenté dans le paragraphe (1.4), Nous porterons notre attention sur les facteurs influençant la poutre renforcée par composite au paragraphe (I.5), avec une présentation de l'influence de l'environnement sur le comportement des composites.

Ceci afin d'établir un état de connaissances détaillé sur le procédé et aussi pour justifier notre choix.

Synthèse de quelques travaux antérieurs

Vitalijs LUSIS et al, [LUS 17] se sont intéressés dans leur étude aux « effect of short fibers orientation on mechanical properties of composite material – fiber reinforced concrete »

Dans la présente étude, le béton à fibres stratifiées est étudié. Des fibres d'acier courtes ont été attachées à des chaînes flexibles avec la concentration et l'orientation des fibres nécessaires. Des chaînes ont été placées dans le moule prismatique qui les sépare par des couches de béton sans fibres. Les prismes ont été affinés et testés en flexion en quatre points. Le comportement mécanique du béton fibré fissuré affecté par la flexion a été simulé numériquement à l'aide d'un modèle structural structuré. En comparant les résultats de la simulation avec des données expérimentales, les mécanismes de rupture micromécaniques ont été analysés et évalués.

-pour aboutir à une conception optimale les renforcements. Un modèle analytique a été développé pour discrétiser les poutres en BA renforcées sollicitées à la flexion 3pts, K. Hadjazi ; 2012 a présenté une méthode analytique est développée pour prédire la distribution des contraintes de cisaillement interfaciales dans les poutres en béton renforcées par des plaques composites. Des prédictions précises de ces contraintes sont nécessaires lors de la

conception pour empêcher le décollement induit par une fissure de flexion centrale dans une poutre en béton armé (RC) plaquée de FRP. Dans la présente analyse, un nouveau modèle théorique basé sur le modèle de zone cohésive bi-linéaire pour le décollement induit par les fissures intermédiaires est établi, avec la caractéristique unique d'une initiation et d'une croissance de décollement unifié.

Des déformations de cisaillement adhérentes ont été incluses dans les présentes analyses théoriques en supposant une contrainte de cisaillement parabolique à travers l'épaisseur des adhérents, vérifiant la variation cubique de la fonction de déplacement longitudinal, alors que toutes les solutions existantes négligent cet effet. Les résultats obtenus pour la distribution des contraintes de cisaillement interfaciales près de la fissure sont comparés au modèle analytique de Jialai Wang, 2004 [WAN 04] et les solutions numériques sont basées sur l'analyse par éléments finis. Des études paramétriques sont réalisées pour démontrer l'effet des propriétés mécaniques et des variations d'épaisseur de la FRP, du béton et de l'adhésif sur le décollement de l'interface. En effet, la taille de la zone de ramollissement est considérablement plus grande que celle obtenue par d'autres modèles qui négligent les déformations de cisaillement adhérentes. Cependant, les charges à la limite des étapes de ramollissement et de décollement sont plus grandes que celles calculées sans effet d'épaisseur. Par conséquent, le décollement à l'interface devient moins apparent qui peut augmenter la durabilité de béton.

[MAD 09] a proposé modèle analytique et numérique qui permet une étude du comportement en flexion trois points d'une poutre en béton armé renforcée longitudinalement par des lamelles et transversalement par tissu en fibres de carbone afin d'augmenter la capacité portante, réduire la flèche et limiter l'ouverture des fissures en assurant un meilleur comportement de cet élément. Les résultats obtenus ont montré que le collage des matériaux composites sur des structures en béton armé a donné une augmentation de la charge ultime de rupture et une réduction des déformations dans le béton et les aciers.

Benachour et al (2008), ont développé un nouveaux modèle analytique qui permet d'estimer les intensités des contraintes normale et de cisaillement d'interface FRP-substrat dans les poutres en acier renforcés par des plaques en composites stratifiés précontraintes, en parallèle, Bencardino et al. [Fanning P.J,2001] et al. [FAN 01], Shahawy et al. [SHA 01], Attari et al, 2012 [ATT 12], ont menés des études expérimentales pour mettre en valeur l'intérêt pratique de cette nouvelle technique de réhabilitation. Meier et Kaiser, 1991 [MEI 91] ; ont rapporté les premiers grand travaux, de mêmes que les premières applications sur chantiers, réalisés par les Laboratoires Fédéraux d'Essais sur les Matériaux en Suisse (EMPA), sur le

renforcement des poutres en béton armé par des plaques de FRP collés par une résine d'époxy, effectués en 1987. Des essais sur 26 poutres courtes de 2 m et sur une poutre longue de 7 m de long ont été ainsi effectués. Ces poutres ont été comparées avec d'autres sans renforcement. Les plaques étaient à base de fibre de carbone d'une épaisseur $e_{FRP} = 0.3$ à 1 mm. La plaque de 0.3mm était suffisante pour doubler la résistance ultime de la première série de poutres, alors qu'il a fallu une plaque de 1mm pour améliorer la résistance de seulement 22% pour la poutre longue.

Les études expérimentales d'Arduini, 1997 [ARD 17], ont bien précisées que les comportements statiques des poutres fissurées puis renforcées ne présentent pas de différences notables comparativement avec celui des poutres vierges (sans fissures) renforcées. Ce même travail montre également que la différence de réponse entre une poutre renforcée et une poutre renforcée précontrainte n'est pas très significative. Brena et al. 2003 [BRE 03], ont rapporté que le mode de rupture change même avec des quantités de renforts identiques, mais avec des surfaces de colle différentes. Cela est dû principalement à une distribution de la contrainte de la colle, plus la surface de collage est importante, plus on a une meilleure capacité portante.

Guido et al. 2007, a indiqué que la surface de collage augmente la ductilité de la poutre, d'un autre côté une augmentation de la capacité portante, affecte la ductilité.

Diverses études ont mis en évidence de nombreux comportements vis-à-vis de la rupture.

En effet, celle-ci est susceptible de se produire soudainement, conférant alors un comportement fragile peu sécurisant à ces structures, citant comme exemple les travaux de - Saadatmanesh et al. (1991), Ritchie et al. (1991), et Buyukozturk et al. (1998-2004). Triantafillou et al. (1992- 1998), où ils ont étudié l'influence de renforts composites sur les mécanismes de rupture de poutre en béton armé renforcées sollicitées en flexion.

Narmashiri K. et al (2012) [NAR 12] ont aussi proposé une analyse des défaillances structurelles des poutres IPE en acier renforcées par des plaques en CFRP, afin de prévenir ou retarder l'apparition des modes de ruptures des plaques en composite CFRP. Les deux approches expérimentale et numérique ont été menées en parallèle. Pour la simulation numérique, le logiciel ANSYS a été utilisé pour accomplir une analyse non-linéaire en trois dimensions (3D). Les résultats montrent la succession des différents modes de ruptures.

M.BENNEGADI, 2014 [BEN 14], a aussi proposé pour l'étude du comportement d'interface des structures renforcées extérieurement par une plaque en composite hybride (Hybrid Fiber Reinforced Polymer - HFRP). Le même travail s'appuie au départ sur une simulation éléments finis sous ANSYS. Un modèle tridimensionnel non linéaire en éléments finis a été développé pour étudier le comportement de la poutre en béton avec ou sans renforcement

externe en FRP, et les dimensions de la plaque FRP sont modifiées selon la nécessité et pour obtenir un volume optimal pour la plaque HFRP, deux méthodes d'optimisation ont été proposées, il s'agit de la méthode d'approximation des sous-problèmes (méthode d'ordre zéro) et la méthode du premier ordre. Pour les deux méthodes, Les résultats montrent l'effet de ce paramètre sur la variation de la capacité de chargement en flexion de la poutre renforcée. Cette dernière, a montré clairement que la capacité portante de poutre augmente considérablement avec l'augmentation de l'épaisseur de la plaque HFRP. Il a constaté notable aussi que les contraintes d'interfaces sont nettement influencées par la variation de cette épaisseur.

Hashemi et al (2012) [HAS 12] ont évoqués l'incapacité des liants époxy a l'interface collage, dans la réparation des structures par plaque en composite, dans certain conditions climatique comme la température ; a des températures élevées de transition vitreuse l'adhésif époxy perd ses propriétés mécaniques. Pour remédier à ce problème Hashemi a proposé la substitution de la colle époxy par des liants à base cimentaires (minérale), afin d'avoir des structures en béton armé renforcées par FRP résistantes au feu. Des investigations expérimentales et une analyse numérique par MEF ont été faites sur le comportement en flexion des poutres en béton armé renforcées par FRP collé extérieurement à l'aide de ciment-colles. Ils ont conclu que l'utilisation de matériaux de collage à base de ciment est une technique prometteuse pour des applications de FRP pour les structures situées dans les régions chaudes ou à haut risque d'incendie.

-Afin d'établir une validation conforme, les caractéristiques géométriques, les propriétés mécaniques ainsi que les conditions de limites et de chargement sont similaires aux échantillons de l'approche expérimentale [ATT 12], [ATT 10], [Wu 05], [KHO 05] et [CER 10]. En raison de la symétrie géométrique, de charges et des conditions aux limites, seulement une demi-longueur des poutres de la serie A est modélisée. Le maillage du modèle par FE a été généré automatiquement tout en donnant la taille des éléments selon le modèle discret aboutissant à une compatibilité des éléments béton, aciers et FRP.

Par la présente étude, on compte mettre en valeur l'effet des caractéristiques géométriques et mécaniques sur l'évolution des contraintes d'interface. Après avoir défini les principaux paramètres influant sur le comportement de nos poutres, un modèle d'optimisation a été proposé dans le but de minimiser le volume de la plaque CFRP. Mais, avant d'entrer dans le vif du sujet, il est intéressant de donner un bref aperçu sur les travaux et les recherches menaient dans ce sens, pendant c'est dernières décennies. Dans ce contexte, une procédure itérative d'optimisation de conception a été proposée par [SEB 06], afin de déterminer la

charge maximale qui génère l'apparition des fissures. Pour cela, un algorithme de la procédure itérative a été couplé avec un modèle numérique par éléments finis d'une structure réelle en béton armé hyperstatiques en flexion renforcée par FRP. [GAO 06] a proposé une étude numérique basée sur la méthode des éléments finis. Il a suggéré les améliorations apportées aux performances de la structure dues à la présence des bandes en FRP tout en réduisant les concentrations de contraintes aux extrémités des bandes en composite. Une méthode très simple a été introduite pour optimiser les caractéristiques géométriques d'une poutre en BA en tenant compte de la transition entre les modes de rupture par séparation du béton (l'enrobage) et le délaminage à l'interface. Une recherche très intéressante a été proposée par Perera .R , [PER 09] sur le renforcement en cisaillement des poutres en BA par des plaques FRP collées extérieurement, dans le but de prédire la résistance au cisaillement des poutres en béton armé renforcé au cisaillement. En utilisant l'algorithme génétique, la forme optimale de la structure permettant de minimiser les efforts de cisaillement a été trouvée.

Kato et al, [KAT 10], ont proposé un modèle numérique pour améliorer la ductilité d'une structure en FRP, en appliquant une méthode d'optimisation en fonction à la disposition géométrique de fibres. Cette méthodologie a été étendue à la formulation de l'endommagement afin de représenter le comportement structural réel. Bruggi et al [BRU 13] ont mis au point une approche numérique pour la conception optimale d'un renfort unidirectionnel en FRP pour améliorer la performance structurelle des éléments structuraux existants. Un problème d'optimisation topologique a été formulé, en cherchant en même temps les régions à renforcer ainsi que l'orientation optimale du renfort. Un algorithme de minimisation de la contrainte équivalente maximale selon le critère de rupture de Tsai-Wu a été mis en oeuvre pour déterminer les régions très sollicitées de la structure. Kharmanda et al [KHA 03] ont proposé une approche originale permettant de lier les différents modules d'optimisation. Dans un premier temps, cette approche recherche la topologie optimale. Par la suite cette topologie est affinée par une optimisation de forme et de contrôle. Cette procédure a nécessité l'utilisation de plusieurs outils, comme CAO et les modèles de calcul par EF avec des techniques de maillage/remailage à chaque itération.

Afin d'étudier le comportement à la rupture des poutres en béton renforcées qui est fortement dépendant du transfert des contraintes d'adhérence entre la plaque et la poutre, Z. SEREIR [SER 13]. a proposé un modèle d'optimisation du volume des plaques en HFRP par MEF dans les structures renforcées en béton armé , dans le but de cerner ce problème, on a présenté une simulation numérique du comportement structural global des poutres renforcées par

plaque en HFRP vis-à-vis des sollicitations de flexion, et avant d'établir l'optimisation du volume de la plaque HFRP, il est nécessaire de développer un modèle numérique de la poutre en béton renforcée par plaque en FRP et le valider par des essais expérimentaux, afin de vérifier la qualité des résultats obtenus. Tout en indiquant les paramètres gouvernant l'efficacité et l'optimisation du volume du renfort. Dans ce travail il' a constaté que le comportement général du modèle par éléments finis montre un bon accord avec l'approche expérimentale. Il' a constaté aussi que la présence du renfort HFRP modifié considérablement la réponse en flexion de la structure comparativement à la poutre témoin (sans renfort).

Tahar Hassaine Daouadji, [DAO 12], ont proposé un modèle d'analyse des contraintes d'interface dans les poutres en béton armé renforcées par collage des stratifiées composites, dans ce travail, il' a étudié le comportement mécanique des poutres en béton armé renforcées par des matériaux composites. Cette méthode de réparation consiste à coller des plaques composites sur ces poutres. Dans ce même travail, une méthode améliorée pour le calcul des contraintes d'interface a été développée. La nature anisotrope des matériaux composites a été prise en compte dans l'analyse théorique en supposant une répartition linéaire des contraintes à travers l'épaisseur de la couche d'adhésive. Les résultats montrent la concordance des contraintes d'interface maximales calculées par la présente méthode avec ceux issus de la littérature.

G. Van Erp et C. Cattell et al (July 07, 2015) ont aussi présenté les résultats de recherches d'un projet en cours sur le comportement structural d'un nouveau type de poutre de pont composite. Le concept combine la haute capacité de compression du béton ordinaire avec les caractéristiques de haute résistance / faible poids des composites de fibres. Le concept de base est présenté avec une gamme de résultats d'essais statiques et dynamiques d'expériences de faisceaux à petite et à grande échelle. Le document se termine par une brève description du pont composite qui sera construit et mis en service à Toowoomba, en Australie, en janvier 2002.

H.A.Toutanjiet all, 1993, ont utilisé un modèle prédictif basé sur la théorie des mélanges est développé. ce modèle tient compte de la résistance à la traction des composites avec des fibres de carbone courtes et distribuées aléatoirement. De plus, l'équation développée de la résistance à la traction tient compte de l'orientation et de la longueur des fibres, de la géométrie de l'éprouvette et de l'efficacité du renforcement avec l'augmentation de la teneur en fibres, Les résultats montrent que les valeurs de résistance à la traction ont été obtenues en utilisant la technique de traction axiale des composites cimentaires. S.Kermiche, B. Redjel [KER 12] ont bien analysé les comportements des poutres renforcées par des matériaux

composites. L'analyse a été faite par une étude expérimentale et analytique sur onze éléments en béton et en béton armé sous et moyennement armés, préfissurés puis renforcés par du tissu en fibre de carbone collé in situ à l'aide d'une résine époxy. Afin d'étudier l'influence de l'état de fissuration initiale sur le comportement, l'une des poutres a été renforcée sans qu'elle ne soit préfissurée et a été comparée à une poutre préfissurée et renforcée puis à une autre chargée jusqu'à la rupture sans être préfissurée ni renforcée. Dans cette étude quatre poutres ont été préfissurées et renforcées dans leur partie tendue et sur la partie latérale avec des bandes en forme de U de différentes dimensions dans le but d'éviter le décollement d'une part et d'étudier la reprise du composite à l'effet du cisaillement d'autre part.

Zahra S.Tabatabaei, [TAB 13] a présenté une étude «Comparative impact behavior of four long carbon fiber reinforced concretes».

L'ajout de longues fibres de carbone (fibres de plus de 10 mm de longueur) au béton armé traditionnel est proposé comme méthode pour améliorer la résistance à l'effritement du béton. Une série d'essais expérimentaux a été menée pour comparer la résistance aux chocs du béton ordinaire (PC), du béton armé d'acier et de quatre types différents de panneaux longs en béton armé de fibres de carbone (LCFRC). Les panneaux en béton armé ordinaire et conventionnel ont servi d'échantillons de contrôle. Parmi les quatre types de fibres de carbone longues testées dans cette étude, le premier type de fibre consistait en un tissage bidirectionnel imprégné d'époxy (Type A), tandis que les autres types consistaient en un câble de fibres avec trois variantes de support en polypropylène (Type B). Pour déterminer les propriétés et les performances du LCFRC, les essais expérimentaux comprenaient un test de résistance au choc des panneaux ainsi qu'une méthode d'essai ASTM standard pour la résistance à la flexion du béton fibré. Les résultats de chaque essai en termes d'énergie d'impact, d'historique de la charge d'impact et de déviation, de l'énergie de déformation, du modèle de fissure de rupture et des propriétés de flexion ont ensuite été comparés les uns aux autres. Cette comparaison indique que l'ajout de longues fibres de carbone au béton augmente le comportement post-fissuration du béton et diminue la fragmentation lors d'un essai d'impact. Parmi les quatre fibres testées, le Fiber Type B3 présentait les performances les plus élevées, absorbant plus d'énergie lors de l'impact. Ce résultat est probablement lié à la forme unique de ce type de fibre par rapport aux autres, ce qui a permis un mouillage plus poussé de la fibre avec de la pâte de ciment et ainsi une meilleure adhérence à la matrice cimentaire.

Raphaël Contamine [CON 11], Ces travaux portent sur la réparation et le renforcement de structures béton armé par matériaux composite. L'objectif principal de cette thèse est de

proposer des solutions alternatives à ces matériaux, tels que les composites de type textile-mortier (Textile Reinforced Concrete, «TRC») et d'en juger la faisabilité, les performances et le comportement. Une approche expérimentale et analytique, aux échelles micro, méso et macroscopiques, est menée en s'appuyant notamment sur la technique de mesure de champs de déplacements par corrélation d'images. À l'échelle structurelle, l'étude de 11 poutres réparées vis-à-vis de l'effort tranchant, par collage de plats préfabriqués ou moulage à même la poutre, a été conduite. Il en ressort que les solutions TRC se comparent favorablement à celles de type carbone-époxy. Aussi, le comportement local a été finement évalué, notamment, l'évolution des efforts repris par le renfort TRC ainsi que la validité du modèle analytique du treillis.

Il en a été ressorti en premier que la solution TRC est technologiquement réalisable et que ces performances, tant au niveau ultime qu'en service, se comparent favorablement aux solutions de type carbone-époxy. En conséquence, dans ce travail, toutes choses égales par ailleurs, le mode de sollicitation du TRC peut évoluer avec soit la variation de la déformation critique à l'interface, soit la variation de l'épaisseur, de la rigidité ou de la résistance du composite (qui influe sur l'évolution de la contrainte de cisaillement à l'interface TRC-béton)

Nouridine houhou [HOU 13], a développé et validé un modèle analytique permettant d'étudier le comportement en fluage de l'interface adhésive entre un substrat en béton et un composite de renforcement. Une étude antérieure a permis de concevoir un banc de fluage innovant capable de solliciter simultanément trois corps d'épreuve à double recouvrement. Les mesures réalisées sur les corps d'épreuves instrumentés sur une période d'un mois ont permis de calculer les profils de répartition des contraintes de cisaillement le long de l'interface collée directement après le chargement et après un mois de fluage. Par ailleurs, le comportement en fluage de l'adhésif a pu être identifié à partir d'une approche prédictive basée sur le Principe de Superposition Temps-Température et sur l'utilisation du modèle rhéologique de Burgers, ce qui a permis de proposer un modèle de fluage linéaire pour l'adhésif étudié. Le second volet de ce travail a consisté à introduire ce modèle rhéologique dans l'équation du modèle de Völkersen. Cette approche permet de calculer, à chaque pas de temps, la répartition des contraintes de cisaillement le long du recouvrement et de décrire le comportement en fluage de l'interface collée béton/composite sur la durée considérée. La confrontation entre ces simulations et les données expérimentales montre que le modèle reproduit assez fidèlement les profils expérimentaux instantanés ou mesurés après un mois de fluage.

Riad Benzaid [BEN 13], menés des études expérimentales pour mettre en valeur l'intérêt pratique de cette nouvelle technique de réhabilitation, cette étude basée sur un programme expérimental réalisé en deux parties : un programme préliminaire contenant des échantillons courts en béton confiné avec un polymère renforcé de fibres de verre «PRFV» réalisé à l'université Mentouri-Constantine (Algérie), et un programme principal réalisé à l'INSA de Rennes (France) dans lequel on a étudié des échantillons et des colonnes en béton confiné avec un polymère renforcé de fibres de carbone «PRFC».

Le programme préliminaire a été effectuée sur des cylindres en béton et en béton armé de et sur des spécimens prismatiques carrés en béton confinés avec un polymère renforcé de fibres de verre «PRFV». Il a pris en considérations les paramètres suivants : le nombre de plis du composite «PRFV» et le rayon de courbure des coins pour les éprouvettes de sections carrées. Pour les spécimens en B.A du programme préliminaire, Le but de ces essais préliminaires était de se familiariser avec la méthode de confinement avec des «PRF» (en laboratoire), d'autre part, ce programme préliminaire se permet d'avoir les premières réflexions sur le comportement mécanique des colonnes courtes en béton confinées avec des matériaux composites «PRF» et de connaître quelques paramètres influents sur l'efficacité du confinement avec des matériaux composites collés. Le programme principal comporte la partie la plus importante de cette étude. Pour répondre aux objectifs fixés initialement par cette recherche, Des essais sur 175 spécimens de différentes géométries ont été testés en utilisant trois classes différentes de béton. Les paramètres considérés sont : le nombre de plis du renfort «PRFC», la résistance à la compression du béton non confiné, le rapport de confinement, la forme de la section, l'élancement des colonnes (L/D) et le degré d'endommagement pour les échantillons en B.A réparés par «PRFC» après différents niveau d'endommagement. Ces poutres ont été comparées avec d'autres sans renforcement.

Anne Hallonet [HAL 16], où ils ont étudié l'influence de renforts composites à fibres synthétiques et les composites à fibres naturelles. Ceux-ci mettent en évidence les phénomènes mis en jeu lors du vieillissement et l'importance des effets combinés des différents facteurs environnementaux sur les composites à matrice polymère. Il en découle que pour envisager déterminer une durée de vie du matériau, seuls des essais de vieillissement climatique permettent de reproduire les dégradations réellement subies par le composite, Afin d'examiner la possibilité d'utiliser des fibres de lin pour le renforcement extérieur de structure en béton comme alternative aux fibres synthétiques. Anne Hallonet, à bien précisées que les propriétés mécaniques spécifiques et le bilan environnemental avantageux des fibres de lin en font une alternative de haut potentiel aux fibres de verre. Cependant leur origine naturelle

conduit à une plus grande variabilité des propriétés, à une faible compatibilité chimique avec les matrices polymères hydrophobes et une sensibilité accrue à l'humidité. De plus la structure interne complexe des fibres de lin conduit à une évolution du module des composites suite à l'alignement des micro-fibrilles lorsqu'ils sont soumis à des efforts de traction axiale.

La recherche de I. Lessard, S. Asgarinia [LES 15], porte sur les composites de lin naturel et les composites hybrides faits de lin et de verre fibres. Comprendre la performance de fatigue des composites de fibres naturelles est critique pour augmenter leur utilisation actuelle. Cette recherche expérimentale examine la fatigue tension-tension de trois différents composites tissés de lin / époxy, pour lesquels deux d'entre eux sont préimprégnés et l'autre est fabriqué en utilisant le procédé VARTM. Deux composites hybrides contenant à la fois du verre et les fibres naturelles sont également considérées. La performance de fatigue qui en résulte a montré que les fibres naturelles potentielles être mis en œuvre dans des applications porteuses. Les résultats suggèrent que la minimisation du sertissage dans les fils est une préoccupation majeure afin d'augmenter la résistance aux dommages par fatigue. Les deux hybrides de lin / verre / époxy ont été fabriqués en utilisant le même procédé VARTM. Ils ont été examinés pour voir si la stabilité à la fatigue de la fibre de lin est extensible à ses hybrides.

1.2 Description des constituants des matériaux composites

1.2.1 Rappel de propriétés des matériaux :

a. béton :

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé au monde. il est présent dans tous les secteurs de la construction, ses qualités et ses performances répondent aux différents besoins en matière de bâtiments et de génie civil en respectant les exigences de sécurité, d'esthétique et de durabilité. Le béton est un matériau minéral obtenu en mélangeant du ciment, de l'eau et des granulats. Il a un comportement évolutif : il est d'abord fluide ce qui lui permet de prendre toutes les formes possibles, puis progressivement il devient dur et très résistant. C'est un matériau qui paraît rustique et simple mais qui est en réalité très complexe et possède de multiples qualités. Il est associé de l'acier sous forme d'armatures passives ou de précontraintes ou des fibres.

a.1. La résistance à la compression du béton :

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de section 200 cm^2

et de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32"). Elle est notée f_{c28} et s'exprime en MPa et correspond dans la norme à la valeur de la résistance au-dessous de laquelle peuvent se situer au plus 5% de la population de tous les résultats des essais sur éprouvette 16x32. Cette résistance caractéristique est donc bien inférieure à la valeur moyenne des résultats d'essai. Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement donne des lois d'évolution de f_{cj} (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours. [ZID 17]

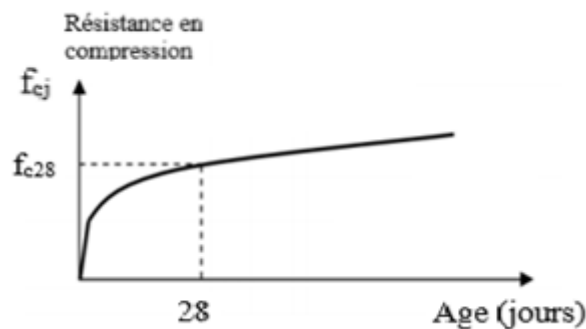


Figure 1. 1 Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge.

Comportement ductile : après début de déformation élastique, déformation plastique irréversible précédant la rupture. [ZID 17]

Pour des bétons non traités thermiquement, on admet (BAEL) [BAEL 91 révisées]

Tableau 1.1. Caractéristique de la résistance à la compression du béton.

| | | |
|-------------|-------------------------------|---|
| J ≤ 28 | $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ | $f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (4.76 + 0.83j)$ |
| | $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$ | $f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (1.40 + 0.95j)$ |
| J = 28 | $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ | $f_{cj} = f_{c28}$ pour les calculs de résistance |
| 28 < J < 60 | | $f_{cj} = j \cdot f_{c28} / (4.76 + 0.83j)$ pour les calculs de déformation |
| J > 60 | | $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$ pour les calculs de déformation |

a.2 La résistance à la traction du béton :

La résistance à la traction s'obtient soit par essai de traction par fendage (dit essai Brésilien) soit par un essai de flexion sur éprouvette prismatique. Le béton soumis à une traction se déforme quasiment élastiquement pour des faibles contraintes. L'élasticité est quasiment linéaire. Le module d'Young instantané en traction est considéré équivalent à celui du béton comprimé. La contrainte maximum est atteinte sans modification notable de la pente

de la courbe contrainte-déformation. La rupture, dans le cas d'un essai réalisé à vitesse de chargement imposée, est brutale et qualifiée de rupture fragile.

La résistance à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} et exprimées en MPa est définie conventionnellement par la relation $f_{ij} = 0,6 + 0,06.f_{cj}$ si $f_{c28} < 60 \text{ MPa}$ et $f_{ij} = 0,275.f_{cj} \frac{2}{3}$ si $60 < f_{c28} < 80 \text{ MPa}$.

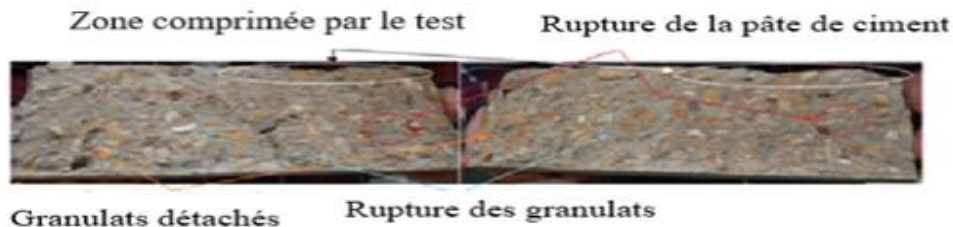


Figure 1.2. Façon des ruptures lors de l'essai de fendage.

-Allure de Façon de rupture : Dans les sections de rupture (figure 1.2), il existe différents types de dommages:

- 1- Rupture de granulats ;
- 2- Rupture de la pâte de ciment ;
- 3- Granulats déchaussés à l'interface entre la pâte de ciment et les granulats (notamment les plus gros).

b. l'acier :

Au cours des premières décennies de l'histoire du béton armé, les armatures étaient constituées de barres d'acier doux, lisses, de section circulaire dont la limite d'élasticité était habituellement comprise entre 215 et 235 MPa. Ce type d'acier n'est pratiquement plus utilisé. On utilise désormais des aciers de limite d'élasticité plus élevée afin de réduire les sections d'armatures. Pour améliorer l'adhérence des armatures au béton on crée à la fabrication des aspérités en saillie ou en creux. Les aspérités en saillie inclinées par rapport à l'axe de la barre sont appelées « verrous ». Les aspérités en creux sont appelées « empreintes ». Ces aciers sont dits à Haute Adhérence (HA) et ont couramment une limite élastique de 500MPa.

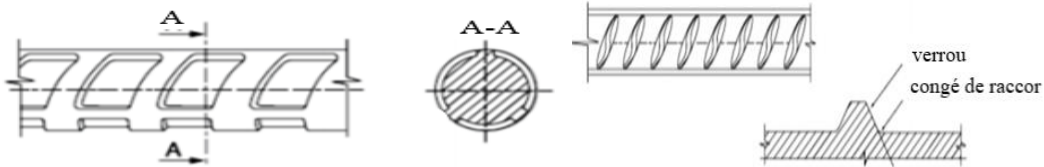


Figure 1.3. a. Schéma d'un acier à empreintes. **b.** Schéma d'un acier à verrous. [ZID 17].

- En jouant sur la composition chimique, en particulier en augmentant la teneur en carbone. Ce type d'acier présente des inconvénients notamment dans les domaines de l'aptitude au façonnage et au soudage. Il est maintenant abandonné en Europe; - Par écrouissage, par étirage et ou laminage à froid de barres ou fils d'acier doux ; - Par traitement thermique (trempe et auto-revenu) de barres ou fils d'acier doux. Les aciers se présentent sous forme de barres de grande longueur (souvent 12 m) ou de fils en couronnes. Les cycles de productions utilisés aujourd'hui sont en annexe. Les diamètres commerciaux des barres indépendantes sont (en mm) : 6 8 10 12 14 16 20 25 32 et 40 En barres droites, les longueurs courantes de livraison sont comprises entre 12 et 18 m. Les treillis soudés sont livrés sous forme de panneaux de dimensions (2,40 x 6,00) pour la plupart. Pour les barres de diamètre 6, 8, 10 et 12 mm, la livraison est également possible en couronne. Dans ce cas les armatures sont redressées à l'aide d'une machine appelée "redresseuse".

b.1 Caractéristiques mécaniques d'acier :

Les caractéristiques mécaniques servant de base aux calculs des éléments de béton armé sont: La limite élastique garantie notée f_e : Fe E 500 pour $f_e = 500$ MPa Suivant les types d'acier, cette limite peut être apparente (acier doux, naturellement durs) ou fixée conventionnellement à 2.10^{-3} d'allongement rémanent (fils tréfilés lisses). Le module d'élasticité de l'acier est pris égal à $E_s = 200.000$ MPa.

b.2 Le diagramme contrainte-déformation de l'acier :

Comme pour le béton, il à l'ELU utilisé pour le faut distinguer le diagramme contrainte - déformation réel du diagramme conventionnel de calcul dimensionnement des éléments de béton armé.

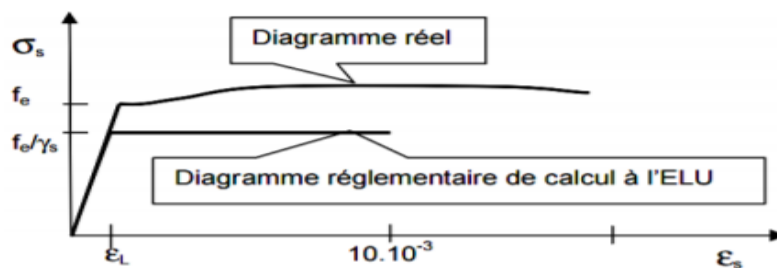


Figure 1.4. Diagramme expérimental contraintes σ déformations en traction simple et diagramme conventionnel de calcul. [ZID 17]

$\sigma_s = Es \cdot \varepsilon_s$ D'où $\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{Es}$ soit pour la limites $\varepsilon_L = [f_e / \gamma_s] / Es$ d'où pour $f_e = 500 \text{ Mpa}$

$\varepsilon_L = [500 / 1,15] / 200000 = 2,17 \cdot 10^{-3}$ à l'ELU normal $\gamma_s = 1,15$ et à l'ELUU accidentel $\gamma_s = 1$

c. Les matériaux composites (fibres reinforcement polymer- FRP) :

c.1 Données socio-économiques :

Les matériaux composites sont souvent présentés comme des matériaux d'avenir et avancés en raison du potentiel d'innovation qu'ils véhiculent. Cependant, leur production mondiale reste bien inférieure à celle des aciers (environ trois fois plus faible en volume). Le marché mondial des composites, d'un chiffre d'affaire de quelques dizaines de milliards d'euros, est également modeste par rapport à celui des matériaux métalliques. La croissance mondiale du secteur des composites est de 5,7% par an en moyenne. La Figure 1.1 retrace l'évolution récente de la production mondiale des matériaux composites [DAV 03]. En 2000, la production Européenne représente environ les deux tiers de la production des Etats-Unis tandis que la production du Japon, bien que premier producteur de fibres de carbone, est de l'ordre de la moitié de celle des Etats-Unis. 95% des composites étant transformés à partir de fibres de verre, les polymères renforcés par ce type de fibres représentent de ce fait un bon indicateur de la production mondiale des composites.

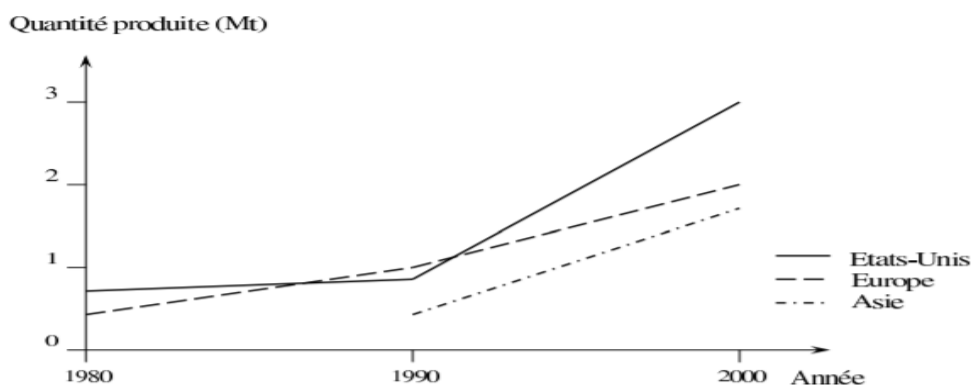


Figure 1.5. Production mondiale des matériaux composites. [YVE 06]

Les composites sont les matériaux phares de la construction. Ils se présentent sous forme monolithiques ou sandwichs et permettent la réalisation de structures légères de grandes dimensions. Les monolithiques, caractérisés par l'empilement de couches ou plis composites,

sont obtenus par imprégnation de tissus avec de la résine thermodurcissable. Leur fabrication conduit à la formation de plaques stratifiées minces qui nécessitent d'être raidies afin d'assurer une rigidité en flexion suffisante. Les raidisseurs, rapportés par collage ou stratification, sont très souvent en forme d'omégas constitués d'une âme en mousse et d'une peau stratifiée. En raison de leurs faibles masses et de leurs rigidités importantes vis-à-vis des stratifiés monolithiques, les composites sandwichs sont très employés en construction. Les sandwichs utilisés pour les poutres en BA associent généralement un matériau d'âme de faible densité et des peaux stratifiées. L'épaisseur importante de l'âme confère une rigidité de flexion naturelle aux panneaux sandwichs ; les efforts de traction/compression étant repris principalement par les peaux et les efforts de cisaillement par l'âme. La faible épaisseur des peaux rend en revanche ce type de structures très sensibles au poinçonnement local.

c.2 Architecture des renforts :

Les fibres qui viennent d'être présentées servent à fabriquer des renforts ayant des architectures variées (Figure 1.9). Elles sont utilisées soit de manière aléatoire, soit sous forme de mèches tissées les unes aux autres. Les renforts sont le plus souvent bidimensionnels et constituent la base du pli composite.

On distingue trois catégories dominantes : - Les mats pour lesquels les fibres sont aléatoirement dispersées dans le plan du renfort. Ils sont faciles à mettre en œuvre et permettent de mouler des géométries complexes. Les taux de fibres obtenus sont en revanche faibles ce qui limite la plupart de leurs propriétés mécaniques par rapport aux renforts tissés. - Les unidirectionnels (UD). Les fibres sont toutes orientées dans la même direction et confèrent au pli de très bonnes propriétés mécaniques axiales. Dans la pratique, les UD sont assez difficiles à mettre en œuvre et doivent être placés judicieusement car ils ne procurent aucune résistance dans le sens de la trame. - Les tissus où les mèches de fibres sont le plus souvent orientés suivant deux directions orthogonales privilégiées : une direction de chaîne et de trame. Les mèches de fibres sont tissées suivant différentes séquences : taffetas, sergé, satin. Il existe aussi d'autres types de tissus comme les bi-biais (fibres à ± 45), les multiaxiaux (0, 90 et $\pm n$) ou encore les tissus 3D. Notons que les taffetas équilibrés sont couramment associés à des mats en construction navale de plaisance, parfois même cousus entre eux (Rovimat). En résumé, les performances mécaniques statiques des composites sont principalement dominées par celles des fibres. Les armures de renforcement sont alors

choisies pour obtenir des matériaux faciles à mettre en œuvre, résistants et adaptés aux contraintes mécaniques que subiront en service les pièces produites.

Dans le domaine du génie civil, les composites unidirectionnels sont les plus courants. Un matériau composite signifie que deux ou plusieurs matériaux sont combinés à l'échelle macroscopique pour former un troisième matériau. En fait, on appelle de façon courante matériau composite unidirectionnel des arrangements parallèles des fibres continues ou non d'un matériau résistant appelé «le renfort » qui est noyé dans une matrice « résine » dont la résistance est beaucoup plus faible [CAR 04]. Une fibre est constituée de plusieurs filaments élémentaires dont les diamètres varient entre 5 μm et 25 μm . La fibre a un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture : les lois de comportement des fibres sont donc de type "élastique fragile". Il y a principalement trois types de fibres: les fibres d'aramide, les fibres de verre et les fibres de carbone. Nous nous intéressons ici aux matériaux composites à base de fibres de carbone.

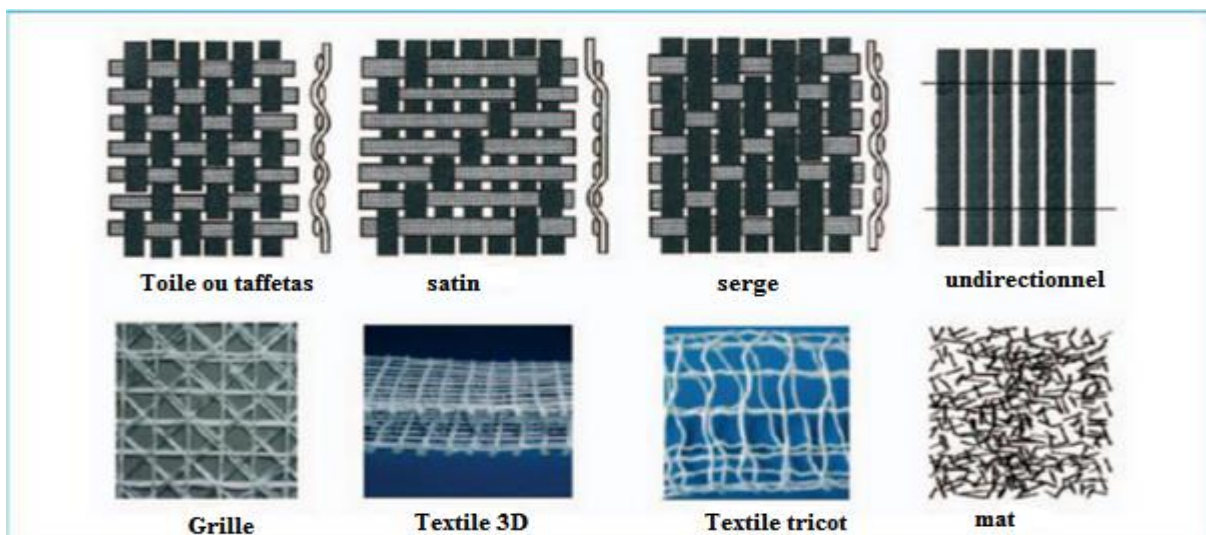


Figure. I.6 quelques formes disponibles de renforts en fibres [RAP 11].

c.3 Leur utilisation

Le collage de composite pour la réparation ou le renforcement des structures en béton, en bois et en maçonnerie est utilisé avec succès en Europe en Asie et en Amérique du Nord. Donc l'application de cette technique dans les infrastructures est devenue de plus en plus nécessaire pour augmenter la durée de vie en service. Des cas de réparation ont été recensés dans quelques pays :

1982. Ryabak. M. Varsovie:renforcement des dalles du viaduc de la gare de Varsovie [DIA 03].

1992. Raithby K.D, Angleterre : le renforcement de pont sur l'autoroute M5 à Quinton [DIA 03].

1992. MEIER et coll, Suisse : rapportent le cas du pont de l'Ibach à Lucerne. Un câble de précontrainte en acier s'étant rompu lors de travaux sur l'ouvrage, ce pont en poutre caisson a été renforcé par le collage de bandes de fibres de carbone sous la section endommagée. Le coût total des travaux, entièrement réalisés de nuit **afin** de minimiser les effets sur le trafic dans les voies situées sous l'ouvrage, s'est avéré avantageux [LOM 99].

1992 ROSTASY et coll. Allemagne : mentionnent le renforcement, par l'intérieur, des poutres caissons du pont de Kattenbush,. Des plaques de fibres de carbone ont été collées sur la surface de béton afin d'augmenter la résistance en flexion et la capacité portante de l'ouvrage [LOM 99].

En France, Plus de 20 000 m² de TFC ont été posés par Freyssinet de 1995 à 2001. Voici quelques exemples montrant la diversité des applications :

1996: la première application du TFC a été réalisée et son objet consistait en la réparation de poutre préfabriquée précontrainte par fils d'adhérent qui forme le tablier d'un passage supérieur sur l'autoroute A10 [DIA 03].

1997. Renforcement de plancher : immeuble de la Fondation Cartier à Paris.

1998. renforcement de dalles et de poutres : parking Résidence de France à Montpellier

1999. Renforcement de dalles et de poutres : supermarché Prisunic à Paris [FRE 00]

Au Japon : Aujourd'hui il y a plus de 1000 dalles et des poutres de ponts en béton et en acier qui ont été renforcées extérieurement par composite a cause de ces avantages illustrées graphiquement ci-dessous. [IDRIM 16].

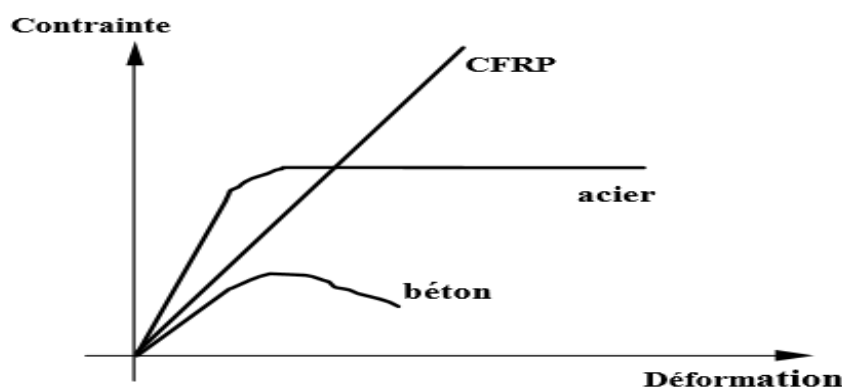


Figure 1.7. Comparaison de comportement entre différent matériaux.

c.4 Présentation des Fibres de carbone

Les fibres de carbone se compose de fibres extrêmement fines, d'environ cinq à dix micromètres de diamètre ($5\ \mu\text{m}$ et $25\ \mu\text{m}$), et est composée principalement d'atomes de carbone allant de la particule de forme allongée à la fibre continue qui donnent au matériau un effet de résistance orientée. Ceux-ci sont agglomérés dans des cristaux microscopiques qui sont alignés plus ou moins parallèlement à l'axe long de la fibre. L'alignement des cristaux rend la fibre extrêmement résistante pour sa taille. Plusieurs milliers de fibres de carbone sont enroulées ensemble pour former un fil, qui peut être employé tel quel ou tissé.

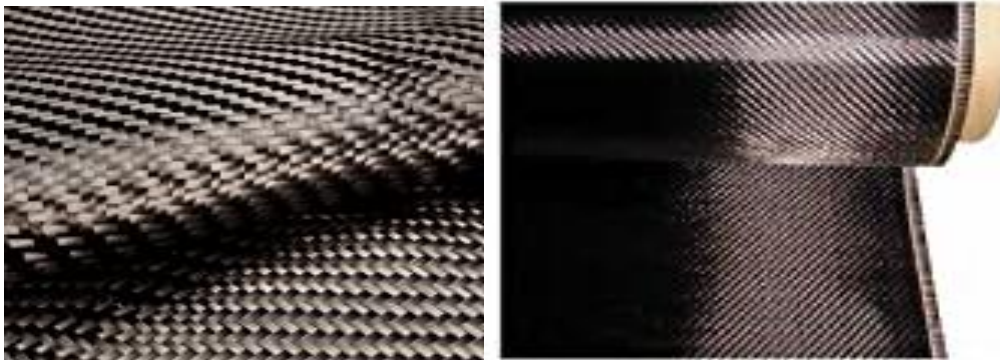


Figure.1.8 Tissu en fibre de carbone Polycraft 2x2 Twill Weave 1,25 mx 500 mm. [WAN 09]

- Avant tout, il est intéressant de remarquer que les caractéristiques des fibres sont fonction de leur nature mais aussi de leur microstructure. La Figure 1.9 montre les sections de deux types de fibres observées par microscopie électronique à balayage :

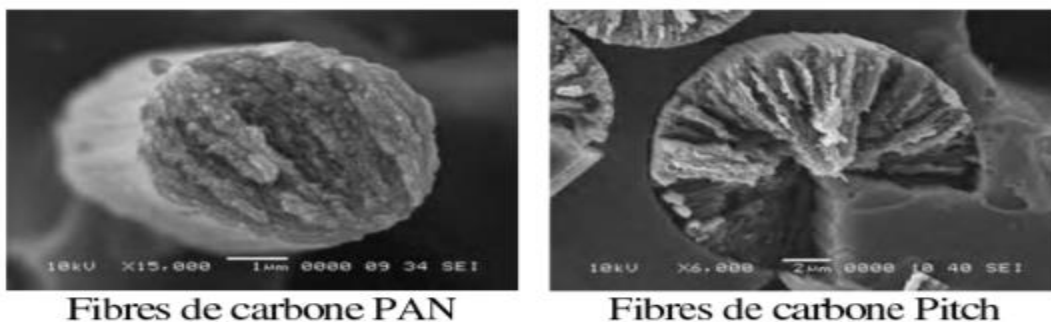


Figure. 1.9 Observation MEB de sections de composites - Mise en évidence de la microstructure des fibres de carbone.

Ce matériau est caractérisé par sa faible densité (1,7 à 1,9), sa résistance élevée à la traction et à la compression, sa flexibilité, sa bonne conductivité électrique et thermique, sa tenue en température et son inertie chimique (sauf à l'oxydation).

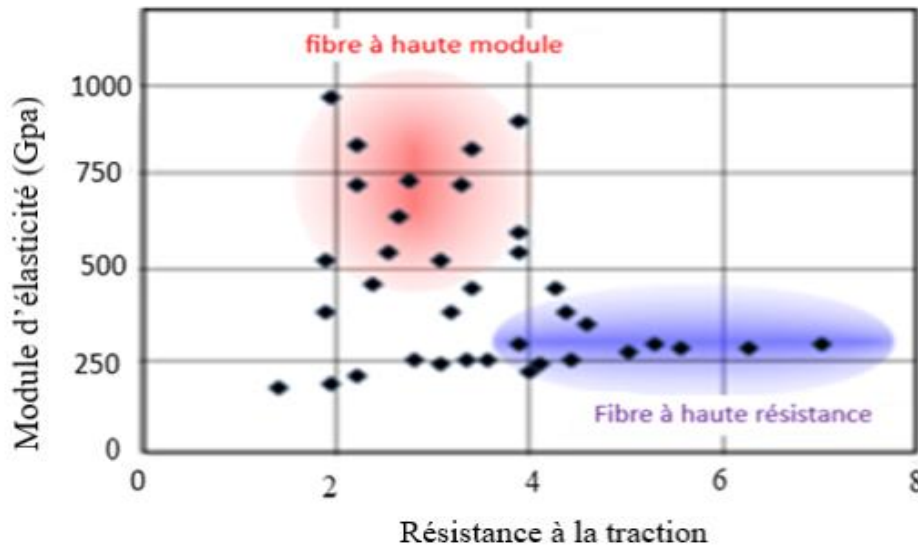


Figure 1.10. Propriétés mécaniques des fibres de carbone.

Sa principale utilisation est de servir de renfort dans les matériaux composites, ce qui permet d'obtenir des pièces ayant de bonnes propriétés mécaniques tout en étant nettement plus léger que les pièces métalliques.

Il existe deux types de fibres de carbone, celles à haute résistance (HR) issues d'une mise en œuvre par carbonisation, et celles à haut module (HM) issues d'une fabrication par graphitisation. [HAM 01]

Les Caractéristiques des fibres de carbone sont les suivantes:

Tableau I.2. Les Caractéristiques des fibres de carbone à haute module (HR) issues d'une mise en œuvre par carbonisation.

| Les fibres de carbone à haute module (HR) issues d'une mise en œuvre par carbonisation | | | |
|--|------------------------|------------------------|--------------------|
| pureté | Masse volumique | Résistance en traction | Module en traction |
| 97 à 98 % de carbone | 1800 kg/m ³ | 3000 à 5000 MPa | environ 250 GPa |

Les fibres issues de la graphitisation : Fibres de polyéthylène de haut module, elles présentent une très bonne résistance à la traction mais une mauvaise mouillabilité. Pour des structures peu sollicités, on peut encore utiliser des fibres synthétiques courantes de polyamide ou polyester.

Tableau I.3. Les fibres de carbone à haute résistance (HM) issues de la graphitisation.

| Les fibres de carbone à haute résistance (HM) issues de la graphitisation. | | | |
|--|-------------------------------|------------------------|--------------------|
| pureté | Masse volumique | Résistance en traction | Module en traction |
| 99 % de carbone | 2100 à 2200 kg/m ³ | 2500 à 3000 MPa | environ 500 GPa |

Les principales propriétés de la fibre de carbone sont :

- Rapport résistance / poids élevé
- Rigidité
- Résistance à la corrosion
- Conductivité électrique
- Résistance à la fatigue
- Bonne résistance à la traction mais fragile
- Résistance au feu / non inflammable
- Conductivité thermique élevée sous certaines formes
- Faible coefficient de dilatation thermique
- Non toxique
- Biologiquement inerte
- Perméable aux rayons X
- Relativement cher
- Nécessite une expérience et un équipement spécialisés à utiliser.

Il existe plusieurs méthodes de fabrication de fibre de carbone, mais elles commencent toutes par la fabrication de fibres à partir d'un matériau précurseur riche en carbone. La taille et la forme d'origine de la fibre resteront dans la fibre de carbone finie, mais la structure chimique intérieure aura été considérablement modifiée au cours des différents cycles de chauffage. Les premières étapes sont la carbonisation et l'étirement des fibres précurseurs, soit PAN: Polyacrylonitrile, Pitch ou Rayon. Il existe plusieurs cycles de chauffage à des températures variables à l'exclusion de l'oxygène. Ce processus élimine la plupart des autres éléments (hydrogène et azote principalement) de la matière de départ laissant le carbone derrière. Il permet également au carbone de cristalliser progressivement dans sa manière caractéristique en nid d'abeille.

Les facteurs les plus importants déterminant les propriétés physiques de la fibre de carbone sont le degré de carbonisation (teneur en carbone, généralement plus de 92% en poids) et l'orientation des plans de carbone en couches (les rubans). Les fibres sont produites commercialement avec une large gamme de variations de teneurs cristallines et amorphes pour modifier ou favoriser les diverses propriétés.

En fonction du matériau de départ et du processus de carbonisation, la fibre de carbone est modifiée en fonction de l'objectif final. Le PAN ou polyacrylonitrile est le précurseur le plus courant des composites plastiques.

Les principales variations de caractéristiques sont la résistance par rapport à la rigidité. En utilisant différents cycles de chauffage, l'un ou l'autre peut être accentué. Des recherches sont en cours pour modifier d'autres caractéristiques telles que la chaleur et la conductivité électrique. Non seulement la structure interne des fibres est importante, mais la façon dont elles sont alignées dans les produits finis a un impact énorme sur les propriétés de l'article fabriqué. Un bon alignement des fibres de carbone est essentiel pour maximiser leurs avantages. [WAN 09]

c.5 Mise en œuvre par stratification directe de tissus sec :

Les fibres de carbone permettent comme beaucoup de fibres longues de fabriquer des tissus de différentes formes et tailles. Ces tissus sont obtenus par assemblage des fibres orienté à 90° dans la chaîne et dans la trame de manière à créer une armure souple et déformable. Généralement les tissus sont des tissus bidirectionnels à sens de résistance privilégié dans la chaîne constituée de 70% de fibres dans le sens de la chaîne et de 30% de fibres dans le sens de trame (figure 1.11) [FRE 99].

Electrode en gaze de titane:

18 mailles tissées à partir
de fil de 0,28 mm de diamètre,
zone ouverte 64,3%, 100% pureté

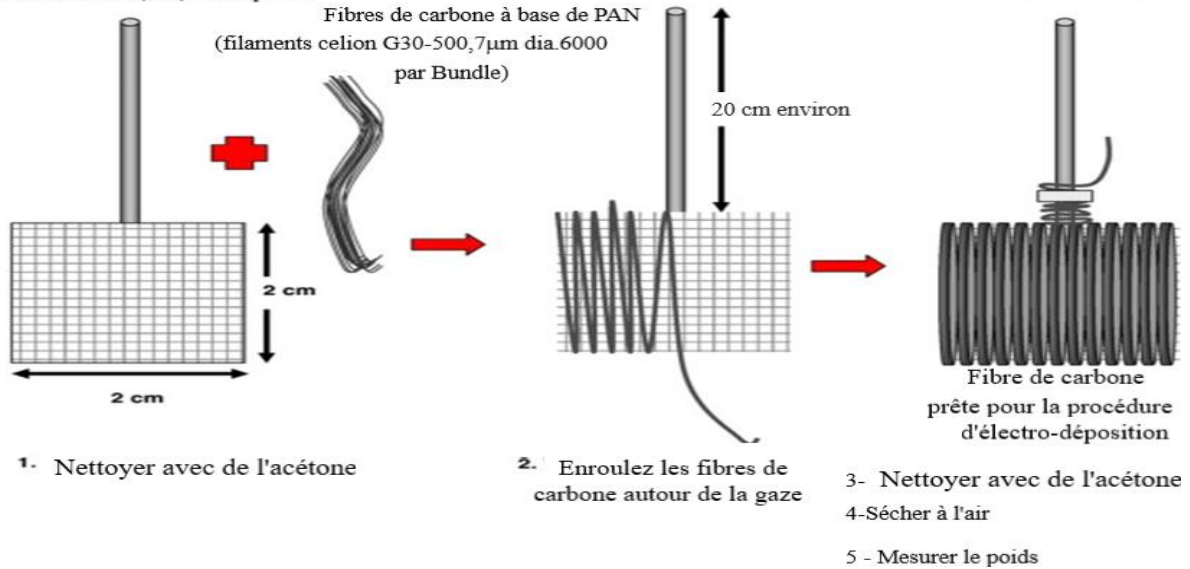


Figure 1.11. Représentation schématique d'une fibre de carbone.

Il y a aussi quelques formes disponibles de renforts en fibres montré ci-dessous :

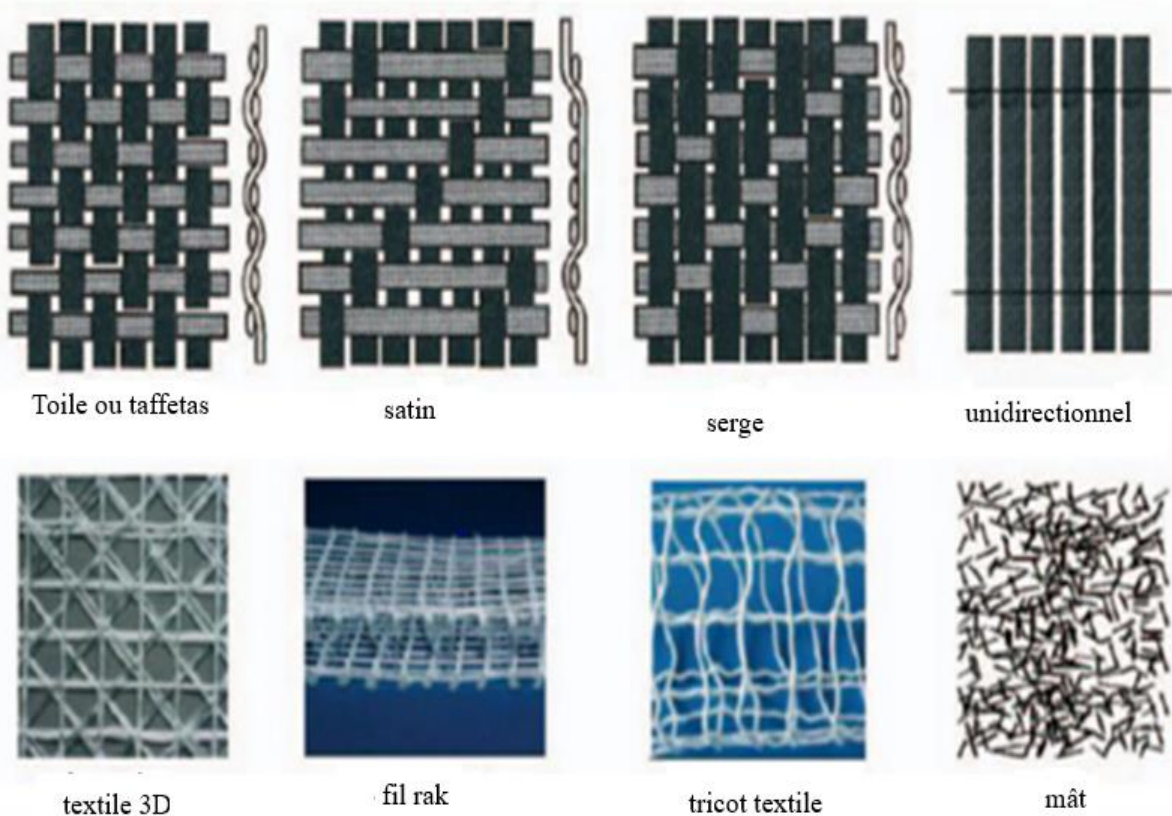


Figure. I.12. quelques formes disponibles de renforts en fibres [RAP 11].

1.2.2. Propriétés mécaniques des matériaux composites :

Dans les matériaux composites, les fibres reprennent principalement des efforts. Dans la direction des fibres la matrice transfère les contraintes entre les fibres et les protège.

En fonction de l'arrangement géométrique des constituants du matériau composite, celui-ci va présenter un comportement plus ou moins anisotrope. De plus, l'orientation et la proportion des renforts empêchera ou non de se développer le caractère élasto-viscoplastique de la matrice ainsi que l'apparition de divers endommagements. [BON 05] Dans les matériaux composites, les fibres reprennent principalement des efforts dans la direction des fibres. La matrice, quant à elle, transfère les contraintes aux fibres, et les protège.

Selon un bulletin de la Fédération Internationale de Béton (FIB bulletin 14, 2001), les propriétés mécaniques de matériaux composites peuvent être estimées ci-dessous:

$$E_f = E_{fib} V_{fib} + E_m V_m \quad (1.1)$$

$$f_f \approx E_{fib} V_{fib} + f_m V_m \quad (1.2)$$

où E_f est le module d'Young du matériau composite dans la direction des fibres,

E_{fib} le module d'Young des fibres, E_m le module d'Young de la matrice, V_{fib} la fraction volumique

de fibres, V_m la fraction volumique de la matrice, f_f la résistance en traction du matériau composite, f_{fib} la résistance en traction des fibres, f_m la résistance en traction de la matrice,

$$\text{avec } V_m + V_{fib} = 1 \quad (1.3)$$

1.2.2.1 Fraction volumique :

Considérons un volume V_c du M_c , composé d'un volume v_f de fibre et v_m d'un volume matrice.

Désignons par des indices le c, f et m, sont respectivement composite, fibre et matrice.

$$\text{Fraction volumique des fibres : } V_f = \frac{V_f}{V_c} \quad (1.4)$$

$$\text{Fraction volumique de la matrice } V_m = \frac{V_m}{V_c} \quad (1.5)$$

d'où : $V_m = 1 - V_f$

$$\text{Puisque nous avons : } V_c = V_f + V_m \quad (1.6)$$

- La fraction volumique V_{fib} typique est de l'ordre de 0,6 – 0,65. La résistance et le module d'Young des fibres sont plus importants par rapport à ceux de la matrice, le comportement mécanique des matériaux composites est donc piloté par les propriétés mécaniques des fibres et la quantité de fibres (fraction volumique).

Pour rappeler La fraction volumique est l'un des facteurs les plus importants qui déterminent les caractéristiques mécaniques d'un matériau composites, est la proportion relative de la matrice et du renfort. Cette proportion est exprimée en **fraction volumique** ou **massique**, mais la plus facile à mesurer est celle **fraction massique**

1.2.2.2 Fraction massique :

Les fractions massiques sont définies de la même manière à partir des masses P_c , P_f et P_m respectives du M_c , de fibres et de matrice.

$$\text{Fraction massique des fibres : } P_f = P_f / P_c \quad (1.7)$$

$$\text{Fraction massique de la matrice : } p_m = \frac{P_m}{P_c} \quad (1.8)$$

$$\text{d'où : } p_m = 1 - P_f$$

- Relations entre les fractions volumiques et massiques :

Ces relations font intervenir les masses volumiques des constituants. Soit ρ_c , ρ_f , ρ_m les masses volumiques de composite, de fibres et de matrice

$$\text{La masse totale du MC } P_c = \rho_c \cdot v_c ; P_f = \rho_f \cdot v_f, P_m = \rho_m \cdot v_m \quad (1.9)$$

$$P_c = P_f + P_m \quad (1.10)$$

$$\text{D'où } \rho_c \cdot v_c = \rho_f \cdot v_f + \rho_m \cdot v_m \quad (1.11)$$

La masse volumique du matériau composite s'écrit donc en fonction des fractions volumiques suivant :

$$\rho_c = \rho_f \cdot v_f + \rho_m (1 - V_f) \quad (1.12)$$

De mémé, en partant du volume total du composite :

$$v_c = v_f + v_m \tag{1.13}$$

Nous obtenons ;
$$\frac{P_c}{\rho_c} = \frac{P_f}{\rho_f} + \frac{P_m}{\rho_m} \tag{1.14}$$

D'où l'expression de la masse volumique en fonction des fractions massiques
$$\rho_c = \frac{1}{\frac{P_f}{\rho_f} + \frac{P_m}{\rho_m}}$$

les relations entre fractions massique et fraction volumiques peuvent maintenant être établies, en partant des relations de définitions :
$$p_f = \frac{P_f}{\rho_c} = \frac{\rho_f v_f}{\rho_c v_c} = \frac{\rho_f}{\rho_c} V_f$$

$$p_m = \frac{\rho_m}{\rho_c} V_m \tag{1.15}$$

la masse volumique du matériau composite étant déterminée par la relation
$$\left(\frac{P_c}{\rho_c} = \frac{P_f}{\rho_f} + \frac{P_m}{\rho_m} \right)$$

les relations inverses s'obtiennent de la même manière, soit :
$$V_f = \frac{\rho_c}{\rho_f} p_f \quad \text{et} \quad V_m = \frac{\rho_c}{\rho_m} p_m$$

pour un composite de n constituants, on aura

$$p_i = \frac{\rho_i}{\rho_c} V_i \tag{1.16}$$

$$\rho_c = \sum_{i=1}^n \rho_i V_i \tag{1.17}$$

$$V_i = \frac{\rho_c}{\rho_i} p_i \tag{1.18}$$

- Cas du matériau de composite (fibre et matrice) :

-composite à fibre continues alignées et soumis à une force parallèle aux fibres :

Fraction volumique de fibres : V_f

Fraction volumique de matrice : $V_m = (1 - V_f)$ (1.19)

Forces : $F_c = F_f + F_m$

Déformations : $\epsilon_c = \epsilon_m = \epsilon_f$

Contraintes :
$$\sigma_c = \frac{F_c}{S_c} = (F_f + F_m) / S_c \tag{1.20}$$

$$\sigma_f = \frac{F_f}{S_f} \text{ et } \sigma_m = \frac{F_m}{S_m}$$

$$\text{on en déduit : } \sigma_c = \sigma_f (S_f / S_c) + \sigma_m (S_m / S_c). \quad (1.21)$$

$$\text{Or : } (S_f / S_c) = V_f \text{ et } (S_m / S_c) = V_m$$

$$\text{Règle des mélanges appliqués aux contraintes : } \sigma_c = \sigma_f V_f + \sigma_m V_m \quad (1.22)$$

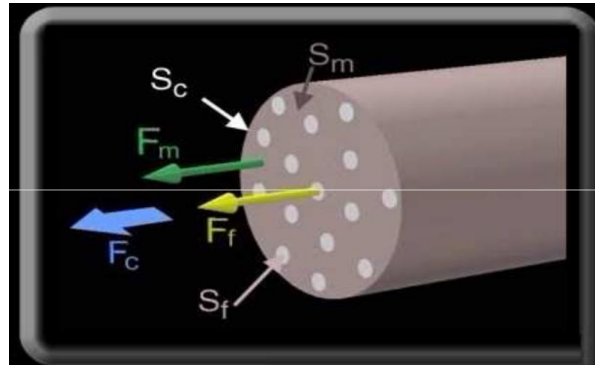


Figure 1.13. Composite à fibre continues alignées et soumis à une force parallèle aux fibres.

1.2.3. Les matrices

Les matrices les plus utilisées dans les composites sont les résines, les résines les plus employées dans les matériaux composites sont les résines thermodurcissables et les résines thermoplastiques. Les résines thermodurcissables sont des polymères, qui, après un traitement thermique ou physico-chimique (catalyseur, durcisseur), se transforment en des produits essentiellement infusibles et insolubles. Ces résines ont donc la particularité de ne pouvoir être mises en forme qu'une seule fois. Les résines thermoplastiques, en revanche, peuvent être alternativement ramollies par chauffage et durcies par refroidissement dans un intervalle de température spécifique du polymère étudié. De plus ces résines présentent l'aptitude à l'état liquide de se mouler facilement par plasticité. La matrice constituant le matériau composite de cette étude est une matrice thermodurcissable.

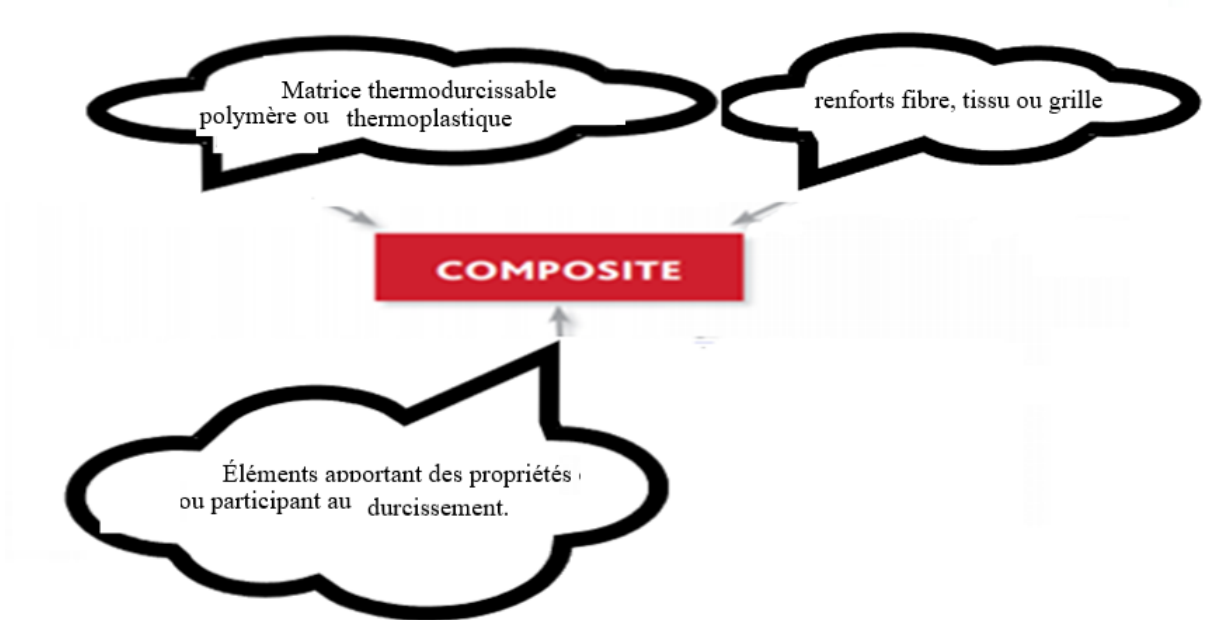


Figure 1.14. Composition d'un matériau composite. [MAR 14]

1.2.3.1 Propriété physico-chimique :

- **Contraction de polymérisation**

Le retrait de polymérisation des résines composites à base de matrice acrylique est inhérent à la réaction de polymérisation elle-même et dépend de leur composition chimique, de la fraction volumique des charges et du degré de conversion (mesure du degré de polymérisation) lors de la polymérisation qui n'est jamais totale et uniforme.

Les contraintes mécaniques apparaissant pendant et après la phase de polymérisation s'exercent simultanément dans les tissus minéralisés, dans le matériau et à l'interface entre les deux. Ces contraintes peuvent avoir de mauvaises conséquences chimiques : flexion des cuspidés allant jusqu'à des fractures des limites amélaire, sensibilités postopératoires et formation de hiatus périphériques.

1.2.3.2 Synthèse et formulation des résines polyester et vinylester :

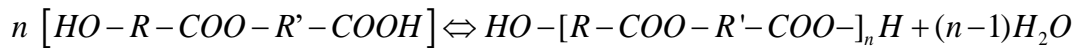
- Principe

Au nom de résine polyester insaturée est associé la dissolution d'un pré-polymère polyester dans un diluant réactif Co polymérisable. La synthèse de telles résines est effectuée par l'industrie chimique et nécessite des moyens industriels lourds pour assurer la production de quantités importantes. Le pré-polymère est tout d'abord synthétisé à température élevée (150 à 180°C) par polyestérification d'acides ou d'anhydrides saturés ou insaturés avec des polyols.

Cette réaction est réversible, sa vitesse et son degré de conversion dépendent de l'extraction de l'eau formée. La première étape est la réaction d'estérification entre les diacides et les polyols selon l'équilibre suivant : [YVE 06]



La seconde étape est la polycondensation du monoester qui conduit à la formation de chaîne linéaires de polyester :



Les principales caractéristiques des époxy sont :

- une adhérence remarquable sur tous les types de support,
- une bonne résistance à la chaleur liée à Tg,
- une relative neutralité vis-à-vis de l'organisme,
- une excellente résistance chimique aux huiles, aux hydrocarbures, à l'eau.

De plus, les polymères époxy montrent une mauvaise résistance chimique à l'acide nitrique et à l'acide sulfurique, aux cétones et une faible reprise d'humidité mais une excellente tenue à la fatigue [MAR 11].

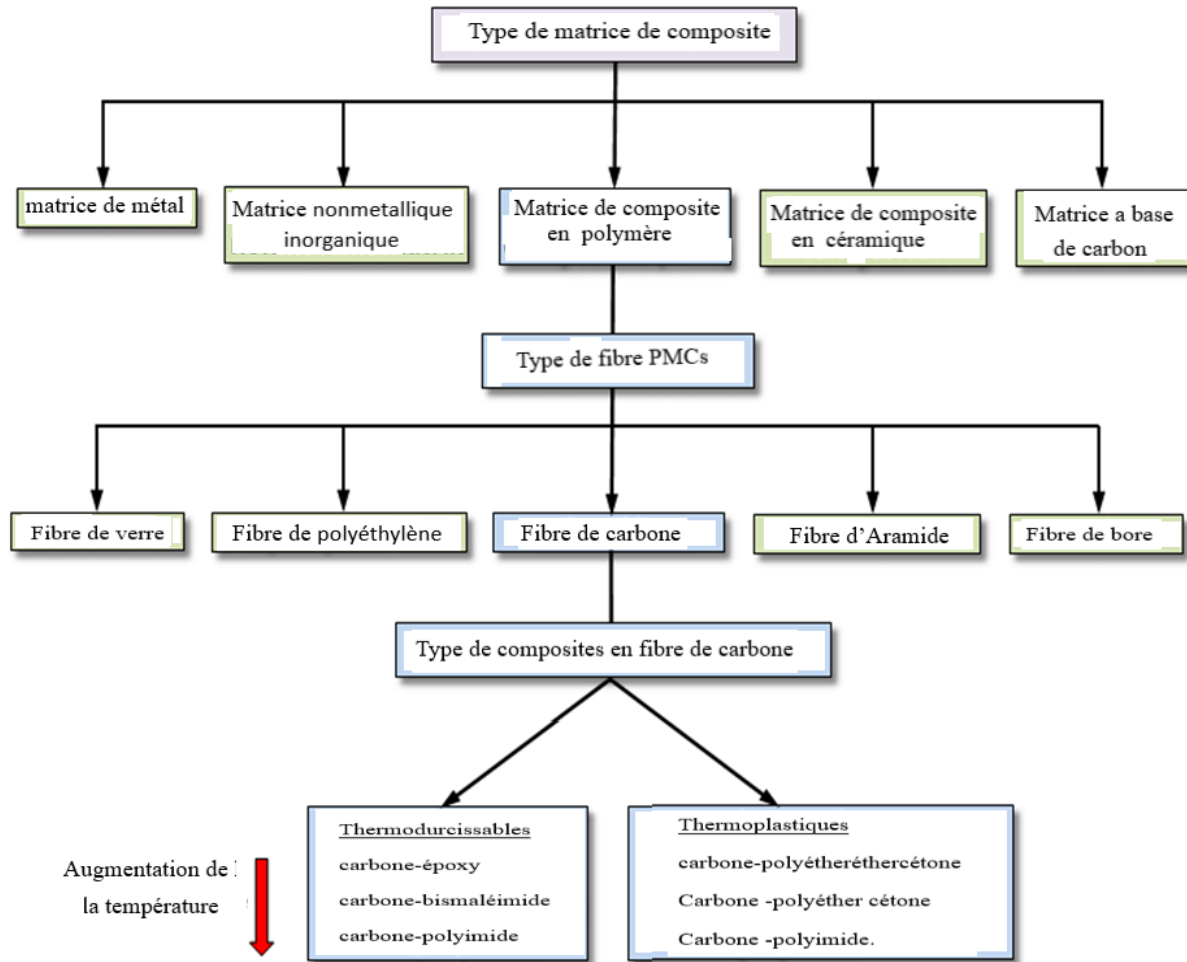


Figure 1.15. Types de matrice. [BAK 04]

Tableau I.4. Caractéristiques typiques de l’adhésif d’époxy (Täljsten, 1994, cf. FIB bulletin 14, 2001)

| | |
|--|-------------|
| Densité (Kg/m ³) | 1100 - 1700 |
| Module d’young (Gpa) | 0,5 - 20 |
| Modules de cisaillement (Gpa) | 0,8 - 8 |
| Coefficient de poisson | 0,3 - 0,4 |
| Resistance en traction (Mpa) | 9 - 30 |
| Resistance à l’effort tranchant (Mpa) | 10 - 30 |
| Résistance en compression (Mpa) | 55 - 110 |
| Déformation en traction à la rupture (%) | 0,5 - 5 |
| Température de transition vitreuse (C°) | 45 - 80 |

Une comparaison entre quelques caractéristiques des résines thermodurcissables et celles des résines thermoplastiques est présentée dans le tableau 1.5

Tableau 1.5. Caractéristiques des résines thermodurcissables et des résines thermoplastiques.

[DUT 7]

| Critères essentiels | Matrice thermoplastiques | Matrice thermodurcissable |
|----------------------------|--|-------------------------------------|
| Etat de base | Solide (prêt à l'emploi : polymérisé) | Liquide visqueux à polymériser |
| Stockage matière de base | illimité | Temps réduit (précaution à prendre) |
| Mouillabilité des renforts | difficile | aisé |
| moulage | Chauffage (fusion + refroidissement de fixation) | Chauffage continu |
| cycle | Plus long (refroidissement) | court |
| <u>Critère spécifiques</u> | | |
| Tenue au choc | Assez bonne | limitée |
| Tenue thermique | Réduite | meilleure |
| Chute et déchets | recyclable | perdus |

Les trois grandes familles de fibre actuellement utilisées sont : le carbone, l'aramide et le verre.



Figure 1.16. Fibres de verre. [Wikipédia]

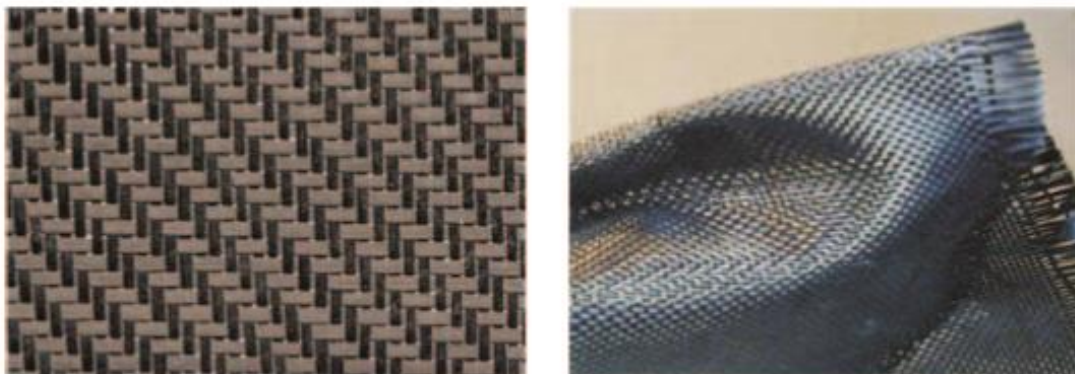


Figure 1.17. Fibres de carbone. [BER 99]

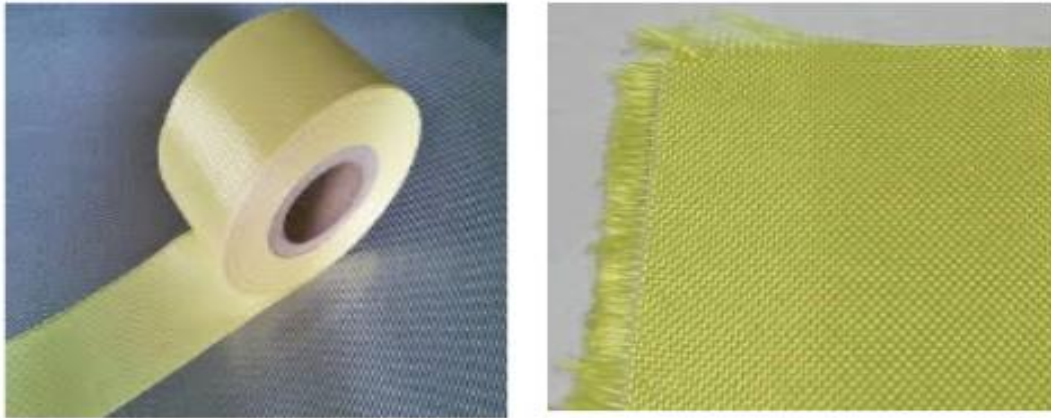


Figure 1.18. Fibres d'aramide. [BER 99]

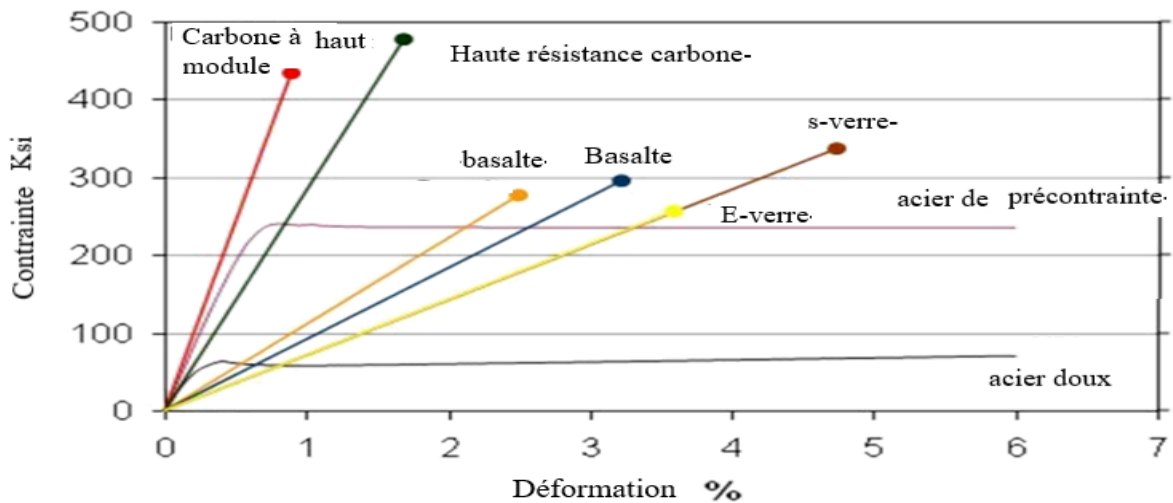


Figure 1.19. Comparaison des comportements de contrainte-déformation courants des stratifiés. [RIC 19]

1.2.4 Additifs et charges :

Différents produits peuvent être incorporés à la résine pour lui conférer des caractéristiques particulières. Les quantités de produits peuvent varier de quelques dizaines de pourcentage dans le cas de charges à quelques pourcentages et moins dans le cas d'additifs. Les propriétés particulières qui peuvent généralement être améliorées portent sur les résistances mécaniques (compression) et les propriétés de mise en œuvre (thixotropie). Nous pouvons ainsi citer en exemple les charges renforçantes qui se présentent sous formes sphériques (microbilles de verre) ou non sphériques (écailles de mica), les charges non renforçantes qui ont pour rôle de diminuer le coût de la résine et peuvent contribuer à l'augmentation de certaines propriétés (masse volumique, dureté, module d'élasticité). Il est important de noter que l'ensemble de ces ajouts modifient les propriétés physiques et mécaniques des résines. Tableau (1.2))

1.2.5. Interface :

L'interface renfort-matrice est souvent considérée comme une surface de contact, mais ce n'est pas une surface au sens géométrique du terme. Elle assure la compatibilité renfort-matrice et l'adhésion, en transmettant les contraintes de l'un à l'autre sans déplacement relatif (interface). A cause de sa structure, l'interface peut être considérée d'un point de vue mécanique, comme un point faible du composite .Dans le transfert d'effort orienté dans le sens de l'axe de la fibre, l'interface est considéré comme une couche de cisaillement. Lorsqu'il n'y a pas de décohésion interfacial, le comportement est élastique : le cisaillement interfacial est linéairement proportionnel à la différence de déplacement entre la matrice et la fibre au niveau de leurs parois. [ACH 11]

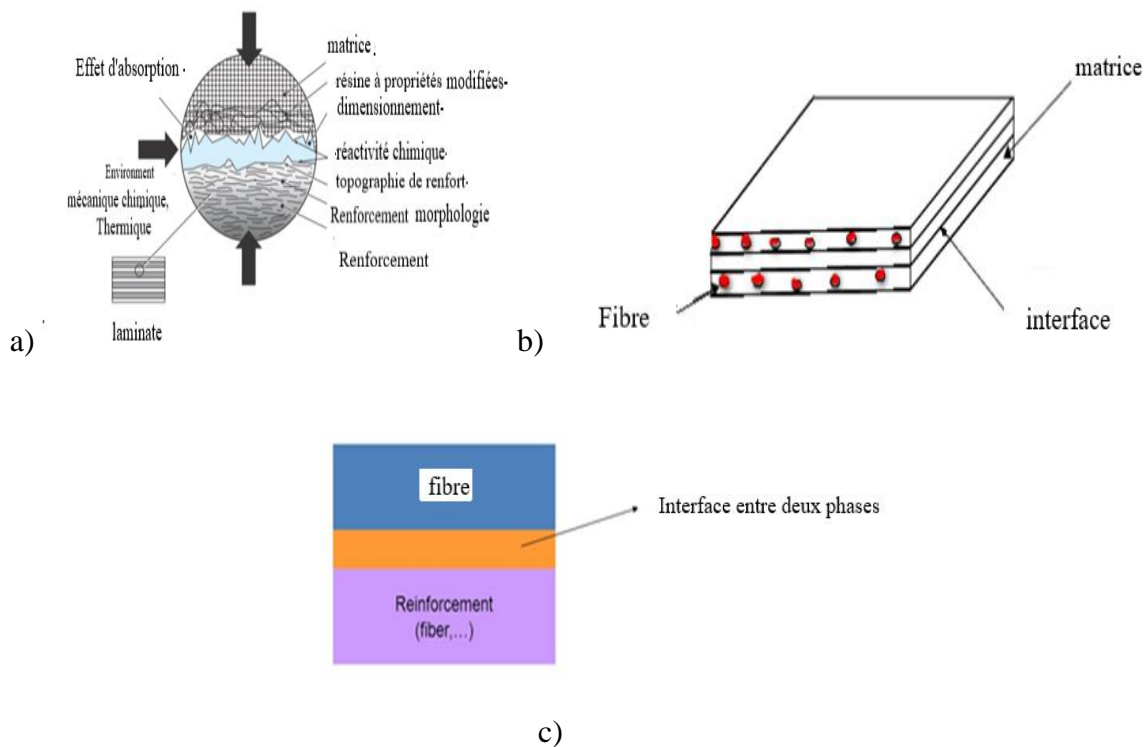


Figure. I.20. Présentation de l'interface, matrice et fibre. [ACH 11]

1.3. Techniques de réparation de fissures :

Ce procédé permet d'obtenir des caractéristiques mécaniques élevées à court terme avec un contrôle des conditions de mise en œuvre et donc un niveau de performance instantané et différé important. Après avoir ragréé la surface de béton, après avoir ragréé la surface de béton (injection de fissure, sablage, application d'un mortier polymère), les couches de tissus pré-imprégnés pour la réparation sont découpées et appliquées sur la zone à renforcer. Une couverture chauffante est ensuite appliquée sur la surface des tissus et une

enveloppe étanche raccordée à une pompe à vide permettant d'appliquer une pression externe pendant toute la durée de polymérisation ou de polycondensation (Figure I.24).

Tableau 1.6. Techniques de réparation de fissures.

| | |
|-----------------------------------|---|
| Cicatrisation | Ajout d'armature |
| Injection | Scellement |
| Injection de polymères | Scellement Flexible |
| Injection de ciment portland | Scellement Par gravité |
| Injection de résine [EL_H_98] | Couches de revêtement |
| Evidage et calfeutrage | Revêtement de matériaux composites |
| calfeutrage par forage et blocage | Réparation par le collage des feuilles ou des |
| Agrafages | plaques en composite |

1.3.1. Les différentes techniques de mise en œuvre des matériaux composites FRP

Les matériaux composites utilisés pour le renforcement de poutres se présentent, généralement, sous la forme de tissus ou de plaques composites. (Appelé **FRP** d'après la traduction anglaise « fiber reinforced plastics »)

Toute mise en œuvre de matériaux composites sur une structure endommagée nécessite d'abord un ragréage de la surface à réparer. Celle-ci doit être plane et propre. Dans la plupart des cas, une injection de fissure et un traitement de surface par sablage sont réalisés .Parmi les différentes techniques de mise en œuvre des renforts en matériaux composites sur un substrat béton compatibles avec les différentes applications génie civil sont : [CHE 15]

1.3.1.1 le moulage au contact

Le principe consiste à disposer dans un moule les renforts (sous forme de mat ou de tissu) imprégnés manuellement d'une matrice thermodurcissable.

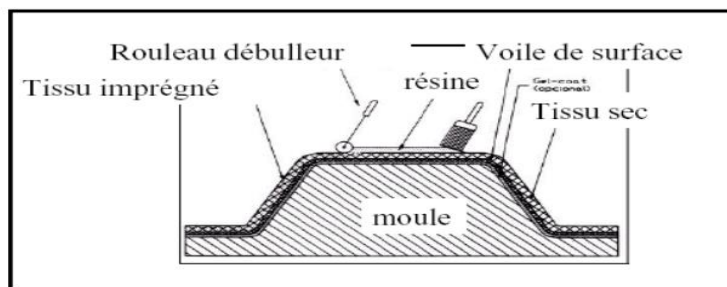


Figure 1.21. Moulage au contact. [CHE 15]

Il s'agit d'un procédé simple ne nécessitant pas d'ouïlillage particulier. On travaille sur un moule positif ou négatif. Le travail se fait au pinceau, au rouleau ou la spatule pour faire 'remonter' la résine dans le renfort. On passe éventuellement, passage avec un rouleau ébulleur sur le stratifié afin d'éliminer toutes les bulles d'air emprisonnées dans le renfort. Le moulage au contact consiste à déposer sur la forme à mouler une succession de couches ou plis composites. L'ensemble de ces plis forme un empilement dont la séquence est préalablement dénie. La première couche a pour fonction de protéger la pièce à l'aide d'un gel-coat (résine chargée le plus souvent de microbilles de verre). Ensuite, les plis sont stratifiés par imprégnation des renforts (mats ou tissus) à l'aide d'une résine (polyester, vinylester) accompagnée de son système catalytique. Pour chaque pli, un compactage manuel au rouleau est nécessaire de chasser l'excédent d'air et garantir une bonne imprégnation des renforts. La projection simultanée (Figure 1.22), qui est une variante du moulage au contact, permet de déposer simultanément sur le moule la résine catalysée et les fibres de renforts coupées. Cette opération s'effectue au moyen d'un pistolet et peut être automatisée. La matière projetée (résine et fibres) abouti à un renforcement de type mat qui nécessite souvent un compactage au rouleau comme pour le moulage au contact. [YVE 06]

- Avantages

-Simple et peu coûteux car peu d'investissement pour la mise en œuvre

-Très grande variété de pièces réalisables, même des structures sandwich

- Inconvénients

-Procédé manuel donc totalement dépendant du savoir-faire de l'opérateur

-Pièces de qualité variable.

-Ces techniques de transformation en moule ouvert conduisent aussi à des émissions importantes de styrène dans les ateliers. Elles sont menacées par l'apparition de nouvelles normes environnementales Européennes visant à limiter les émissions de COV dans les industries concernées. [YVE 06]

-La méthode basique expliquée peut être améliorée par une mise sous vide qui permet un compactage, un débullage et une élimination du surplus de résine [Site Web: <https://www.scribd.com/document/251226885/Materiaux-Composites>]

1.3.1.2 Moulage par projection de fibres :

Le moulage est effectué par projection simultanée de fibres coupées et résine catalysée sur un moule. L'équipement à projeter est constitué d'une machine à couper le stratifié et d'un pistolet projetant la résine et les fibres coupées, l'ensemble fonctionnant par air comprimé.

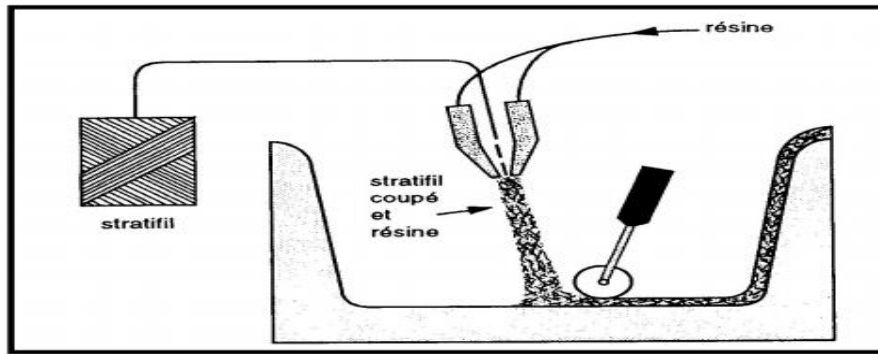


Figure.1.22. Moulage par projection simultanée de fibres. [CHE 15]

Par cette technique, on ne peut pas fabriquer des tissus longs, uniquement des fibres courtes. Les fibres sont projetées sur la surface ce qui présente l'inconvénient qu'un seul côté n'est enduit.

1.3.1.3 le moulage au sac (sous vide) :

Les couches de tissus pré-imprégnés pour la réparation sont découpées et appliquées sur la zone à renforcer. Une couverture chauffante est ensuite appliquée sur la surface des tissus et une enveloppe étanche raccordée à une pompe à vide permettant d'appliquer une pression externe pendant toute la durée du procédé. [RAP 11]

- Avantages

- Stratifiés de qualité répétitive
- Compactage idéal et uniforme des empilements
- Propreté des surfaces après arrachage des tissus de protection
- Possibilité de réaliser n'importe quelle pièce y compris des structures creuses

Inconvénients

- Coût élevé de tous les produits utilisés.

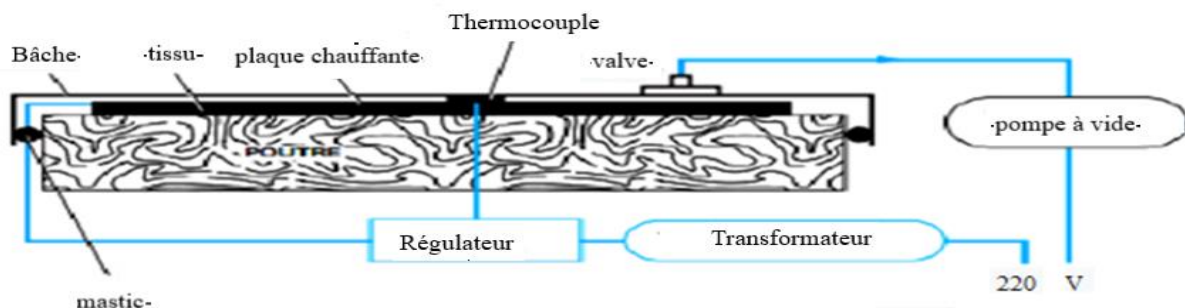


Figure 1.23. Moulage au sac de tissu pré-imprégné [CARM 06]

1.3.1.4 pultrusions

Des fibres ou des tissus imprégnés de résine sont tirés à travers une série de filières en acier durci. La dernière filière est chauffée pour réticuler la résine ce qui produit une section composite rigide. La forme du profilé est déterminée par la section de la filière. Il est possible de produire des sections circulaires pleines ou creuses, rectangulaires, carrées, ou des profilés divers et des sections en I. La vitesse de passage à travers la filière est déterminée par la viscosité, l'épaisseur et le temps de réticulation de la résine. Après être passé dans le système de traction, le profilé produit est soit découpé à la longueur requise, soit enroulé sur un mandrin.

- **Avantages**

- Permet la fabrication de profils linéaires à une vitesse assez importante
- Tous les matériaux sont utilisables.

- **Inconvénients**

- Coût des outillages et des machines [Site

Web:<https://www.scribd.com/document/251226885/Materiaux-Composites>].

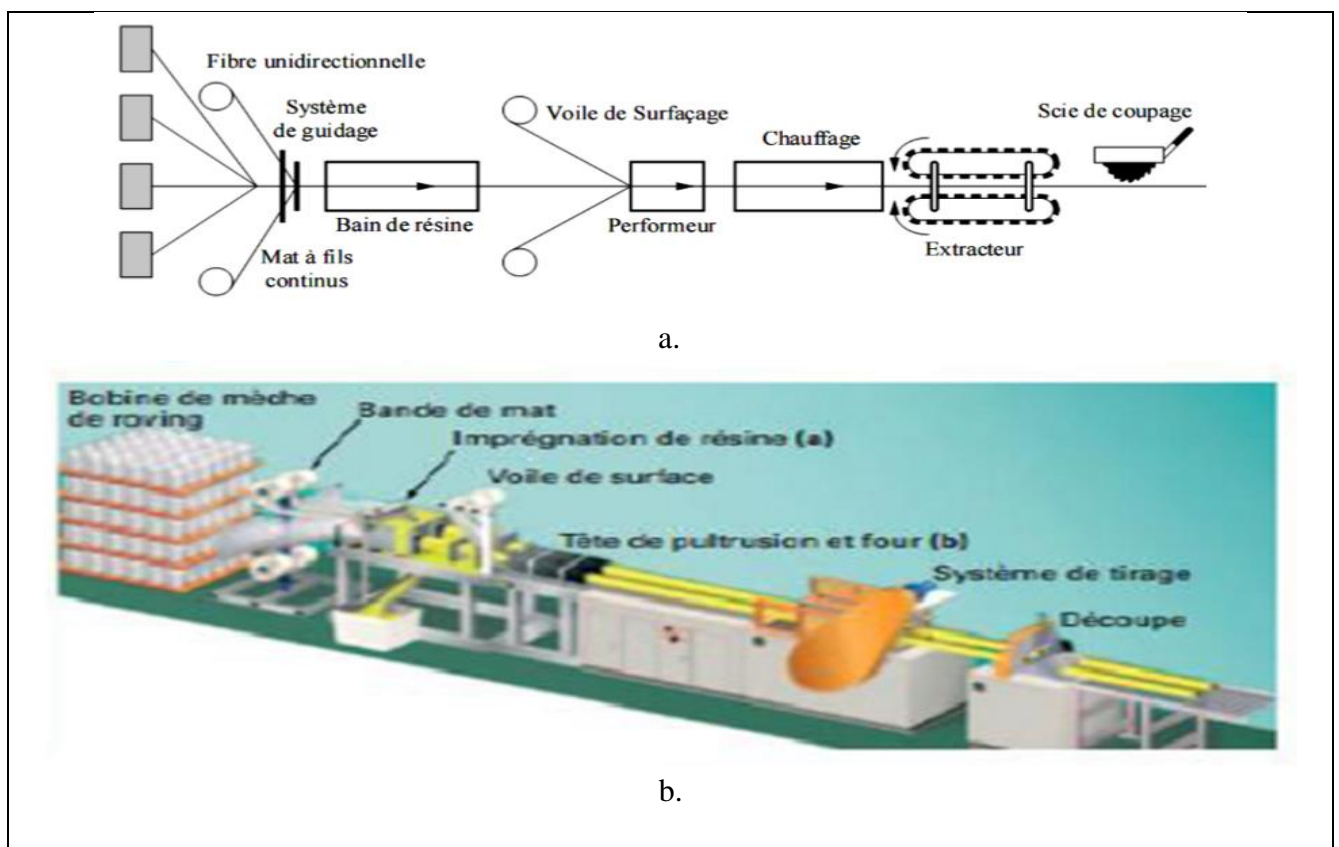


Figure 1.24. Schéma du procédé de pultrusion. a. [CHE 15] b. [GAN 07]

1.3.1.5 collages des plaques composites :

Cette méthode se caractérise par le placage de plaques de composite, collées sur la surface par des colles époxy. [CHE 15]



Figure 1.25. Renforcement des poutres en béton armé à l'aide de matériaux.

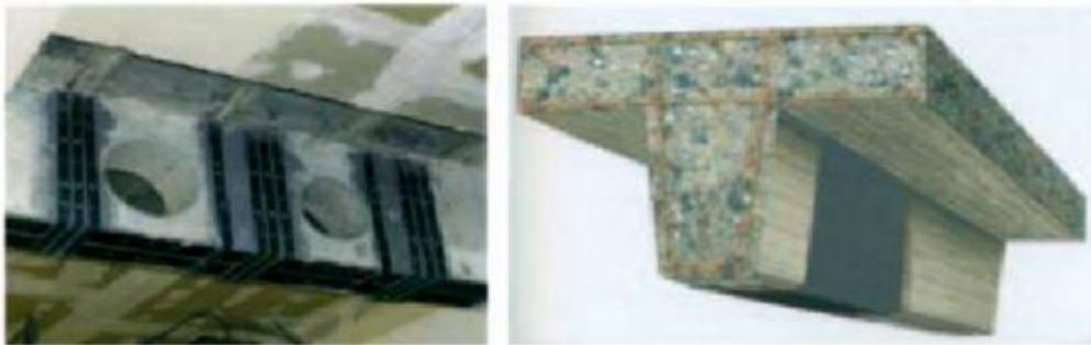


Figure 1.26. Renforcement de poutres vis-à-vis de l'effort tranchant. [CHE 15]

1.4 Objectifs d'un renforcement avec un CFRP :

Les objectifs du renforcement peuvent être de différente nature : augmenter la résistance aux efforts latéraux, augmenter la ductilité, ou encore combiner ces deux aspects, afin de satisfaire aux nouvelles exigences de résistance. Le renforcement structural revêt une importance et une urgence toute particulière lorsqu'elle s'applique à la mise en service des ouvrages présentant de nombreux désordres. Le renforcement d'un ouvrage entraîne de coûteux travaux qui peuvent être envisagés dans une démarche volontaire. Cependant c'est bien souvent la législation qui rend cette action obligatoire. Un bâtiment ancien conçu sans considérations para-sismiques, mais situé en zone sismique, est soumis à une obligation réglementaire de renforcement s'il existe un plan de prévention des risques naturels surtout lors d'une extension du bâtiment ou de la réalisation de travaux lourds. Le renforcement de la structure existante peut être dicté par différentes causes. Si une structure est bien conçue et correctement exécutée, elle n'a pas besoin de renforcement au moment de sa mise en service. Cependant, suite à des erreurs dans le projet ou dans l'exécution, ou suite à diverses

circonstances lors de la vie en service, des renforts peuvent s'avérer nécessaires. Ce changement de circonstances implique que la nouvelle structure, issue du projet actualisé, soit plus exigeante que l'antérieure. Toutes les causes du renforcement peuvent être considérées comme une modification des données initiales du projet, à titre d'exemples, le problème du vieillissement est traité comme une structure nouvelle avec des matériaux de moindre résistance et la fragilisation de la structure après un séisme est abordée comme un matériau présentant des discontinuités ou un degré d'endommagement bien défini. Au vu du grand éventail de techniques appliquées aux interventions de renforcement et de réparation structurelle des éléments de structures et avant de passer en revue les procédures et les techniques disponibles, il est utile d'exposer les aspects déterminants de toute intervention quel que soit l'objectif visé ou la problématique à résoudre. En générale l'approche mécanique et structurelle est le point décisif qui guide le choix du type d'intervention de renforcement ou de réparation sur un élément de structure. Dans les travaux de réhabilitation structurelle, il convient de spécifier clairement l'objectif technique visé par l'intervention proposée. Trois approches sont possibles :

- La restauration de la capacité portante initiale de l'élément à réhabiliter. Il s'agit, de fait, de ce que nous interprétons habituellement comme étant la réparation de l'élément endommagé ;
- L'augmentation de la capacité portante de l'élément sur lequel nous intervenons, qui équivaut généralement au renfort de l'élément endommagé;
- Le remplacement fonctionnel de l'élément par un nouvel élément assumant entièrement la capacité portante requise, sans retirer nécessairement l'élément à réhabiliter.

1.5. Facteurs influençant la poutre renforcée par composite :

Parmi les facteurs influençant le comportement des poutres renforcées on trouve :

1.5.1 Influence de l'environnement sur le comportement des composites

- Humidité La résine de la matrice absorbe l'eau. La quantité d'eau absorbée dépend du type de résine et de la température de l'eau. Les deux conséquences immédiates en sont la réduction de la température de transition vitreuse et l'adoucissement de la résine. Dans le cas d'une résine époxy, ces deux phénomènes sont partiellement réversibles lors du séchage : d'un point de vue de structure, l'époxy n'a pas de liens ester, les chaînes de polymère ne sont donc pas facilement hydrolysables. L'absorption maximale d'eau par une résine époxy est environ de 3 % en poids. L'influence de la combinaison de la température et de l'humidité sur

les caractéristiques mécaniques d'une résine époxy polymérisée à froid est illustrée sur la Figure (1.24),

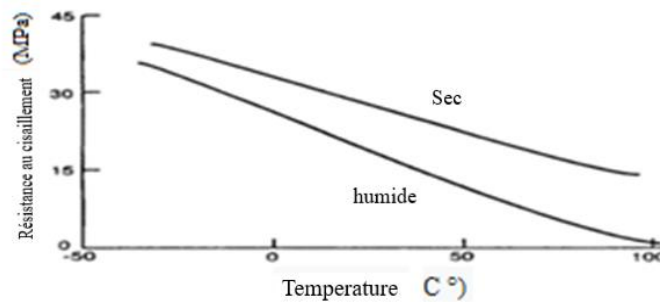


Figure 1.27. Influence de la température et de l'humidité sur les caractéristiques mécaniques d'une résine époxy (d'après Hollaway et Leeming, 2001)

- Température Vis-à-vis de la température, les performances des matériaux composites

sont principalement conditionnées par l'adhésif. En revanche, pour une température basse, les performances sont conditionnées par la matrice. Le point le plus important concerne la température est la température de transition vitreuse T_g . Les propriétés mécaniques diminuent à l'approche de ce seuil de température (Figure 1.27). Pour éviter une rupture issue de l'adoucissement de l'adhésif ou de la résine, la température maximale de service doit être inférieure à T_g . La température de transition vitreuse est de l'ordre de $30C^{\circ}$ à $80C^{\circ}$ pour les époxys polymérisant à froid. Suivant les conditions de mise en œuvre et la nature du durcisseur, la température de transition vitreuse peut atteindre $170C^{\circ}$ pour un système renforcé et recuit. La polymérisation à température ambiante est lente.

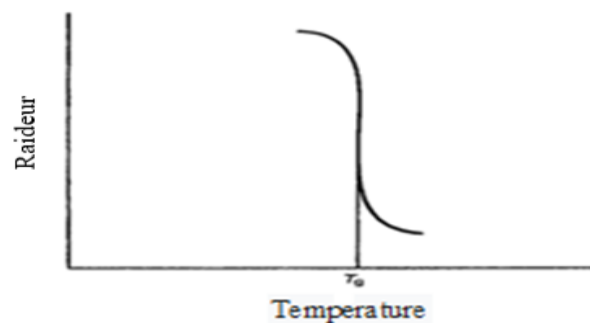


Figure 1.28. Température de transition vitreuse (d'après Hollaway et Leeming, 2001).

- Influence des ultraviolets Les ultraviolets peuvent produire une réduction de la transmissibilité des rayons lumineux : la couleur du composite peut changer. Ce changement de couleur ou décoloration est dû à l'influence des rayons ultraviolets sur la résine de la

matrice, n'implique aucune dégradation structurale ou physique. Les fibres de carbone ne sont pas affectées par les rayons ultraviolets. Les caractéristiques mécaniques des matériaux composites sont très légèrement influencées par les rayons ultraviolets.

- Fluage, corrosion sous contrainte : Le fluage des composites à fibres de carbone n'est pas un facteur déterminant pour le dimensionnement du renforcement d'éléments structuraux, car les structures renforcées ont généralement déjà subi leur propre fluage. L'atmosphère ou l'environnement ambiant en est général insuffisant pour causer une corrosion du composite. Néanmoins, il peut y avoir corrosion lorsque le composite est soumis à un certain niveau de contrainte : c'est la corrosion sous contrainte. Ce phénomène est dépendant du temps, du niveau de contrainte, du type de matrice et de fibres. Les fibres de carbone n'en sont que très légèrement affectées, lorsque le niveau de contrainte reste inférieur à 80 % de la résistance ultime : les niveaux de sollicitations réels des composites en place sont tels que les risques sont très limités.

1.5.2 Influence de quelques paramètres sur le comportement des composites :

- Influence du rapport de la distance entre la charge et l'appui par rapport à la hauteur

de la section (a_v/h) : Selon Hollaway et Leeming 2001, le rapport de la distance entre la charge et l'appui à la hauteur de section (a_v/h) (figure 1.29) est un paramètre important vis-à-vis du mode de rupture des poutres renforcées. Une petite valeur d' a_v/h provoque souvent une rupture brutale par effort tranchant. Pour des poutres en béton armé, un rapport a_v/h supérieur à 6 conduit normalement à une rupture de flexion, un rapport a_v/h entre 2.5 et 6 conduit à une rupture par combinaison du moment de flexion et de l'effort tranchant. Dans leur projet Hollaway et Leeming ont étudié des poutres en béton armé renforcé par des matériaux composites ayant des rapports variables : $a_v/h = 3, 3.4$ et 4 à 7.72

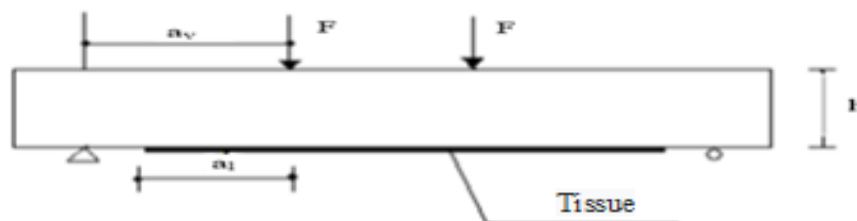


Figure 1.29. Définition des paramètres.

Il a été constaté que plus les valeurs du rapport a_v/h sont élevées, plus les moments de flexion ultimes sont élevées, mais lorsque ce rapport a_v/h est supérieure à 6, l'influence sur la résistance ultime est quasiment nulle. Aussi afin d'éviter une rupture prématurée, provenant du décollement du tissu, ancrer le tissu aux extrémités s'avère un moyen très efficace. Mais pour des poutres ayant un rapport a_v/h élevé (supérieur à 6), ce type d'ancrage ne modifie que très peu la résistance ultime de la poutre. Enfin, le mode de rupture des poutres renforcées dépend de la valeur du rapport a_v/h :

$a_v/h = 3$ un décollement, provenant de fissure d'effort tranchant se produit aux extrémités du tissu.

$a_v/h = 3.4$ rupture par cisaillement à l'interface des poutres et du tissu, due aux fissures d'effort tranchant.

$a_v/h = 4 - 7.72$ rupture par cisaillement à l'interface des poutres et du tissu. Cette rupture provient de la combinaison du moment de flexion et de l'effort tranchant [HOL 01]

- Influence du taux de renforcement des armatures tendues :

Pour les poutres renforcées par matériaux composites, le mode de rupture et le gain de résistance ultime apportée par le composite sont conditionnés par le taux de renforcement des armatures tendues.

SAADATMANESH et EHSANI (1991) ont effectué des recherches sur des poutres en béton armé renforcées par des plaques en fibres de verre imbibées de résine d'époxy. Dans le cadre d'une étude sur l'effet du pourcentage de l'armature passive sur le renforcement par collage externe, divers rapports acier- béton ont été utilisés pour cette série d'essais. Cinq poutres rectangulaires ($\rho_s = 1,8 \%$, $1,2 \%$ et $0,3 \%$) et une poutre en T ($\rho_s = 0,8 \%$) de 4.5 m de portée ont été renforcées à l'aide de plaques en fibres de verre collées sur la face en tension. Deux des cinq poutres rectangulaires ont été cambrées avant le collage des plaques. Ceci a permis d'observer les effets d'une prétention des lamelles. Ils ont également observé que le gain de résistance en flexion est plus important avec des poutres faiblement armées en flexion. De plus, le renforcement avec des composites permet d'améliorer la rigidité et de réduire la largeur des fissures des poutres. Enfin, l'effet de la cambrure préalable des poutres n'a augmenté que très faiblement la résistance en flexion, tout en diminuant sa ductilité de façon significative [SAA 91].

NGUYEN et AL, 2001 ont étudié des poutres $120 \times 150 \times 1500 \text{ cm}^3$ dont les taux de renforcement sont respectivement égaux à 0.39% et 4.36%. La rupture de la poutre faiblement armée renforcée par CFRP est déterminée par une fissure d'effort tranchant près de l'extrémité du tissu. En revanche, la rupture de la poutre fortement armée provient de la rupture d'enrobage vers la mi- portée de la poutre. [NGY 01]

RAHIMI et HUTCHINSON, 2001 ont effectué une étude similaire sur des poutres $200 \times 150 \times 2300 \text{ cm}^3$ renforcées par CFRP, dont le taux de renforcement des armatures est $\rho_s = 0.65\%$ et 1.68% (voir figure 1.45 de cette article). Ils ont constaté que l'augmentation de la résistance ultime des poutres ou $\rho_s = 1.68\%$ (poutre type C, suffisamment armée à l'effort tranchant), est beaucoup plus limitée comparativement à celles ou $\rho_s = 0.65\%$ (poutre type A, faiblement armée à l'effort tranchant). Les ruptures des poutres de type C proviennent de la ruine du béton comprimé associé au décollement du tissu.



Figure 1.30. Fissure causée par l'effort tranchant près de l'extrémité du tissu.[BENN 13]



Figure 1.31. Rupture de la poutre fortement armée provient de la rupture d'enrobage vers la mi- portée de poutre. [BENN 13]

- Influence de la longueur du tissu

Afin d'étudier l'influence de longueur de tissu Fanning et Kelly, 2001[FAN 01] ont réalisé des essais en flexion quatre points sur des poutres renforcées du tissu de CFRP en utilisant différentes longueurs de tissu et en faisant varier le rapport de la longueur du tissu par rapport à la distance entre la charge et l'appui (a_l/a_v). Les poutres avec $a_l/a_v = 1$ (extrémité du tissu au niveau des appuis) se sont rompues du fait des fissures d'effort tranchant, situées au niveau du point de chargement, qui provoquent une rupture d'enrobage. En revanche, la rupture des poutres renforcées ayant une valeur d' a_l/a_v plus petite (0.5, 0.58 et 0.65) provient d'une rupture d'enrobage près des extrémités du tissu [FAN 01]. L'influence de la longueur de tissu sur la résistance a été également étudiée par Quantrill et al (1996) [QUA 96] sur des poutres ayant une valeur a_l/a_v relativement petite (environ 3). Pour les poutres renforcées avec un tissu ou $a_l/a_v > 1$, les appuis fonctionnent comme des ancrages d'extrémités du tissu, qui empêchent le décollement, et augmentent considérablement la résistance ultime [QUA 96]. Les études réalisées sur des poutres réelles de 18 mètre de longueur dans le projet de (Hollaway et Leeming, 2001) [HOL 01] montrent que, quelle que soit la longueur de tissu, la rupture des poutres renforcées provient du décollement local de tissu. Le tableau (1.7) porte les résultats expérimentaux de ces études.

Tableau 1.7. Influence de la longueur du renforcement sur la résistance ultime et le mode de rupture. [HOL 01]

| Etude | Portée de la poutre (cm) | Aciers tendus | a_v/h | a_l/a_v | Charge ultime (Kn) | Mode de rupture |
|---------------------------|--------------------------|----------------------|---------|-----------|--------------------|---|
| Fanning et al, 2001 | 280 | 3HA12 P=1,04% | 4,58 | 1 | 115 | Rupture d'enrobage et Décollement du tissu |
| | | | | 0,65 | 102 | Séparation du tissu et de l'enrobage à l'extrémité du tissu |
| | | | | 0,58 | 81 | |
| | | | | 0,5 | 72 | |
| Quantrill et al, 1996 | 90 | 3 ϕ 6 P=1,2% | 3 | 0,93 | 40,8 | Séparation du tissu et de l'enrobage à l'extrémité du tissu |
| | | | | > 1 | 63,5 | Ruine du béton comprimé |
| Hollaway et Leeming, 2001 | 1800 | Précontrainte | 10,6 | 0,85 | 22 | Décollement local du tissu |
| | | | | 0,63 | 77 | |
| | | | | 0,2 | 60 | |

De ce tableau on constate que :

- pour $a_v/h < 3$ (poutre courte), la longueur du renforcement inférieur ($a_l/a_v < 1$) n'a que peu d'influence sur la valeur de résistance ultime
- pour $a_v/h = 4.58$ la longueur du tissu influe sur la résistance de la poutre renforcée
- pour $a_v/h = 10.6$ (poutre longue), la longueur du renforcement ($a_l/a_v < 1$).
 - Influence de la quantité de tissu : L'influence de la quantité de tissu longitudinal, sur

la résistance ultime des poutres renforcées a été étudiée par plusieurs auteurs. Ainsi Djelal et Coll 1996 ont effectués des recherches sur cinq poutres en béton armé de 3 m de portée avec un rapport d'armature en partie tendue $\rho_s = 0.7\%$ deux de ces poutres sont gardées comme des poutres témoin (sans renforcement extérieur). Les trois renforcées ont été endommagé avec une charge qui correspondait à 93% de la charge ultime d'une poutre témoin. Deux ont été réhabilité avec des plaques en fibre de verre de 3 mm d'épaisseur et ont enregistré un gain de résistance de 12%, alors que la poutre réparée avec une plaque de 6 mm a affichée un gain de 30% par rapport à une poutre témoin [DJE 98] Dans les études de Rahimi et Hutchinson, (2001) [RAH 01], le tissu de carbone de différentes épaisseurs a été appliqué au renforcement des poutres faiblement armées ou normalement armées à l'effort tranchant (voir tableau 1.8)

Tableau 1.8. Influence de la quantité de tissu sur la résistance ultime. [RAH 01]

| poutre | Section de tissu (mm ²) | Ps | Charge ultime(Kn) | Mode de rupture |
|---|-------------------------------------|-------|-------------------|---|
| Poutre faiblement armée à l'effort tranchant (0,13-0,19%) | 120 | 0.65% | 63 | Séparation d'enrobage et décollement de tissu provenant de l'effort tranchant |
| | 180 | 0.65% | 65 | |
| Poutre faiblement armée à l'effort tranchant (0,38%) | 60 | 0.65% | 54 | Séparation d'enrobage et décollement de tissu provenant de l'effort tranchant |
| | 180 | 0.65% | 70 | |
| | 60 | 1.68% | 76 | Ruine du béton comprimé et décollement du tissu |
| | 180 | 1.68% | 102 | |

1.6. Conclusion :

L'assemblage de fibres de renforcement et une matrice qui est souvent organique permet au matériau composite d'avoir des propriétés intéressantes comme une bonne résistance aux contraintes. Ce phénomène, qui permet d'améliorer la qualité de la matière face à une certaine utilisation (légèreté, rigidité à un effort, etc.) explique l'utilisation croissante des matériaux composites dans différents secteurs industriels principalement dans le domaine de génie civil dans la réhabilitation des structures. Néanmoins, la description fine des composites reste complexe du point de vue mécanique de par la non-homogénéité du matériau. La diversité des matériaux composites est alors importante. De nombreuses applications sur les matériaux commencent aux États-Unis à partir des années 1970 et se propagent en Europe dans les années 1980 ;

D'après ce qui précède dans ce chapitre, les recherches ont montré que ;

-le renforcement en flexion des poutres par des plaques en FRP augmente la résistance ultime de ces poutres. Cette augmentation est fonction du pourcentage d'acier d'armature et de renforcement en FRP.

-La plaque en FRP augmente aussi la rigidité des poutres en diminuant les flèches maximales

-L'efficacité de renforcement pour une poutre en béton armé est limitée par la quantité d'armature déjà présente dans la section de la poutre (les gains de moment résistant est enregistré avec les poutres faiblement armées). L'efficacité est également limitée par la préparation de surface, la méthode de collage de tissu, la résistance du béton et les paramètres géométriques des poutres.

-Par ailleurs les ancrages améliorent le rendement des plaques et peuvent éviter leur décollement qui est causé par une forte concentration de contraintes aux bords de ces dernières. L'analyse de ces contraintes s'avère nécessaire pour comprendre et contrôler le décollement des plaques qui les empêchent de développer leur pleine capacité.

Chapitre 2

Méthodes de calcul réglementaire de résistance à l'effort tranchant des poutres en BA non réparées et réparées

2. Rappels sur le calcul du béton armé (sans patch)

2.1. Les états limitent :

Il se base *principalement* sur deux états limites :

-L'état limite de service (ELS), borné par des limites de déformation ou de fissuration des éléments.

-L'état limite ultime (ELU), borné par les limites de résistance du béton et des armatures.

1. l'état limite ultime, ou ELU, qui consiste à vérifier qu'elles ne subissent pas de déformation irréversible sous la charge, et *a fortiori* qu'elles ne présentent pas de dégradation, est un état particulier au de la duquel une structure ou une partie de cette structure cesse de remplir les fonctions ou ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue. Donc l'ouvrage doit être conçu et calculé de manière à présenter durant toute sa durée d'exploitation des sécurités appropriées vis-à-vis :

- de sa ruine ou de celle de l'un quelconque de ses éléments
- d'un comportement en service susceptible d'affecter gravement sa durabilité, son aspect ou encore le confort des usagers.

Les divers états - limites peuvent être classés en deux catégories :

- Les états limites ultimes [ELU] qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante :

- équilibre statique (rupture, flambement, ect...)
- résistance de la structure ou de l'un de ses éléments - stabilité de forme

Pour tous les calculs, on utilise les notations de la figure (2.1), où :

b et h : sont la largeur et la hauteur de la section de béton.

A_s : est la section d'acier tendu, dont le centre de gravité est positionné à d de la fibre la plus comprimée.

y_u : est la position de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée du coffrage.

σ_s : est la valeur de la contrainte de calcul des aciers, limitée à f_{su} .

f_{bu} : contrainte de calcul du béton.

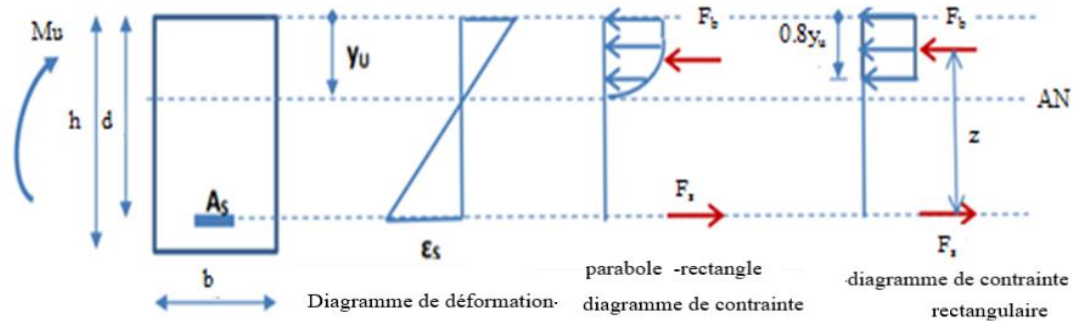


Figure 2.1. Section rectangulaire sollicitée en flexion simple à l'ELU. (D'après le BAEL)

2. L'état limite en service, ou ELS, qui consiste à vérifier que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement.

Les états limites de service au-delà desquels ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité (ouverture excessive des fissures, déformations excessives des éléments porteurs, vibrations inconfortables pour les usagers, etc.) [Gorge Dreux (1983)].

Pour chaque état limite, il existe une sollicitation résistante de calcul et une sollicitation agissante de calcul de la structure. La sollicitation résistante de calcul est celle pour laquelle l'un des matériaux constitutifs a atteint soit sa déformation limite, soit sa contrainte limite. Cette sollicitation résistante de calcul est déterminée dans l'hypothèse d'un comportement plastique des matériaux dans le cas des états limites ultimes, d'un comportement élastique des matériaux dans le cas des états limites de service, en prenant en compte leurs résistances de calcul (c'est-à-dire leurs résistances caractéristiques divisées par les coefficients de sécurité adéquats). La sollicitation agissante de calcul est définie comme une combinaison d'actions comprenant les charges permanentes (poids des structures principalement), les charges d'exploitation et des charges à caractère exceptionnel [PER 91]. Nous ne considérerons ici parmi les sollicitations agissantes de calcul que le moment fléchissant, dont la valeur est notée M_u à l'état limite ultime et M_{ser} à l'état limite de service.

2.1.1. Choix de l'état limite dimensionnant :

Le choix entre ELU et ELS pour dimensionner la section d'acier dépend du type de fissuration. La fissuration est définie en fonction des caractéristiques d'exposition :

Lorsque la fissuration est préjudiciable (FP) : se trouve dans un milieu agressif,

la fissuration est très préjudiciable (FTP) : se situe à l'intérieur d'un bâtiment,

la fissuration est peu préjudiciable (FPP).

Le choix de l'état limite dimensionnant s'inspire du tableau ci-dessous :

Tableau 2.1. Les types de fissuration des poutres.

| Type de fissuration | FPP | FP | FTP |
|---------------------|-----|--------------|---------|
| Dimensionnement | ELU | ELU(ou ELS) | ELS |
| Vérification | ELS | ELS (ou ELU) | Inutile |

2.1.1.1 Dimensionnement en flexion simple à l'ELS :

Lors du dimensionnement d'une structure, on doit vérifier que les contraintes à l'ELS sont bien en deçà des valeurs maximales d'utilisation des matériaux. Détaillons le calcul des contraintes dans une poutre en béton armé à l'ELS, Pour la poutre en béton armé chargée en flexion simple, le champ de contraintes est supposé uni axial. Le seul terme non nul du tenseur des contraintes est noté σ .

Les hypothèses de calcul de la répartition de σ , dites hypothèses classiques, sont les suivantes:

- a) les sections planes restent planes (hypothèse de Bernoulli)
- b) la résistance du béton tendu est négligée
- c) du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- d) Par convention, le rapport $n=E_s/E_b$ ou coefficient d'équivalence a pour valeur $n= 15$.
- e) Les contraintes de compression du béton et de traction des aciers sont supposées proportionnelles à leur déformation élastique (loi de Hooke)
- f) Il est fait abstraction du retrait et du fluage [Gorge Dreux, 1983], [PER 91]

- Règles de calcul :

La répartition des contraintes est trouvée en résolvant le système formé des équations de compatibilité (qui traduisent le fait que les sections restent droites), de l'équilibre des efforts normaux et de l'équilibre des moments transmis par chaque section. En flexion simple, l'axe neutre et la fibre moyenne de la section réduite homogène sont confondus, ce qui

s'exprime par l'équation d'équilibre des efforts (figure 2.1). La contrainte maximale du béton sur la fibre extrême comprimée est alors :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} (h-Y) / I \quad (2.1)$$

La contrainte dans les armatures tendues est :

$$\sigma_s = 15 \sigma_{bc}(h-Y-d) / (h-Y) \quad (2.2)$$

Il convient de s'assurer que ces contraintes, une fois calculées, sont inférieures aux contraintes admissibles limites.

- la contrainte maximale de compression du béton est limitée à $0,6 f_{c28}$, où f_{c28} est la résistance mesurée lors des essais de compression réalisés sur le béton 28 jours après sa mise en œuvre.
- La contrainte limite de l'acier en traction est fixée par les conditions de fissuration préjudiciable et très préjudiciables. Les conditions de fissuration préjudiciable et très préjudiciables sont définies dans le BAEL en fonction des risques d'attaque chimique dans le milieu où est située la structure.

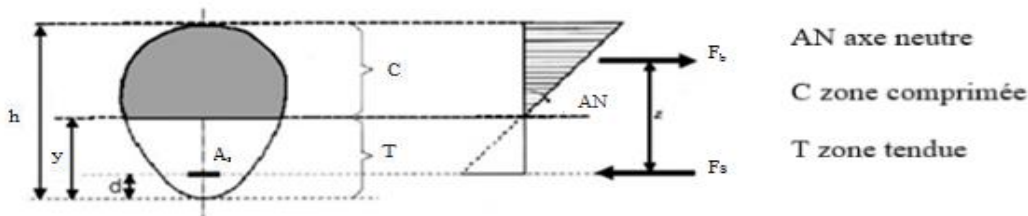


Figure 2.2. Section de béton armé en flexion simple. Diagramme des contraintes en ELS.

2.1.1.2 Dimensionnement en flexion simple à l'ELU :

Quand on dimensionne les barres d'acier tendu vis à vis de l'ELS, il est quand même nécessaire de vérifier que la solution satisfait aussi aux critères de dimensionnement vis-à-vis service, n'est atteint. La vérification à l'ELU se fait selon la règle des pivots. Toutefois, il n'est pas nécessaire pour autant de multiplier le nombre des calculs. En effet, dans de nombreux cas, il est possible de connaître à l'avance l'état limite qui sera déterminant, ce qui rend superflue toute vérification ultérieure vis-à-vis d'autres états limites. Dans le cas de la flexion simple, l'état limite déterminant est l'ELU si la fissuration est peu préjudiciable, l'état limite d'ouverture des fissures si la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable. [PER 91]

2.1.2 Règle des trois pivots :

Les trois pivots A, B et C correspondent aux déformations limites fixées pour les matériaux acier et béton. Ils permettent de définir trois domaines dans lesquels peut se trouver la droite des déformations d'une section.

Domaine 1 : flexion simple ou composée ; allongement maximal de l'acier sans épuisement de la résistance du béton.

Domaine 2 : flexion simple ou composée ; épuisement de la résistance du béton

En réalité, la rupture d'une poutre dimensionnée en pivot A ne se produit jamais par rupture des aciers. Il y a toujours écrasement du béton avant que les aciers ne soient rompus. La notion de pivot fibre la plus comprimée.

Domaine 3 : section entièrement comprimée.

Lorsque la section considérée n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser le diagramme rectangulaire simplifié défini par la figure ci-dessous.



Figure 2. 3. Le diagramme rectangulaire simplifié.

Ce modèle permet de simplifier notablement les équations d'équilibre. Equations d'équilibre La figure ci-après représente la coupe verticale d'une dalle de section rectangulaire, le diagramme des déformations et le diagramme simplifié des contraintes. Le principe fondamental de la statique permet de déterminer 2 équations d'équilibre suivantes :

$$0,8 \cdot b \cdot y_u \cdot F_{bu} + A_{sc} \cdot \sigma_{sc} - A_{st} \cdot \sigma_{st} = 0 \quad (2.3)$$

$$0,8 \cdot b \cdot y_u \cdot F_{bu} \cdot (d - 0,4 \cdot y_u) + A_{sc} \cdot \sigma_{sc} \cdot (d - dp) = M_{ur} \quad (2.4)$$

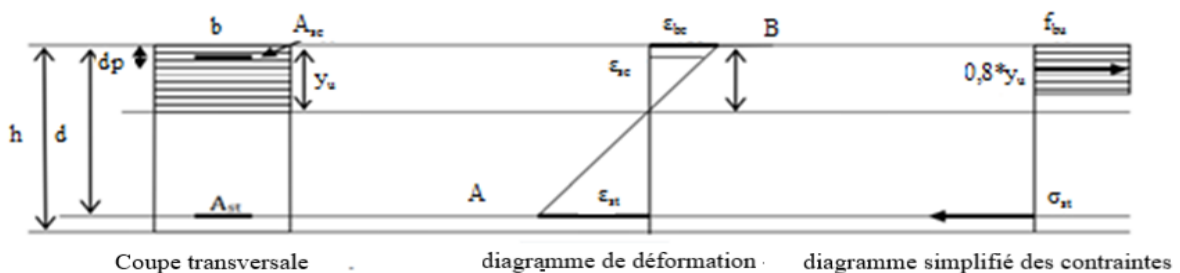


Figure 2.4. Règle de trois pivots.

Coupe transversale - diagramme de déformation - diagramme simplifié des contraintes

Les inconnues sont les suivantes : y_u, σ_{sc} et σ_{st}

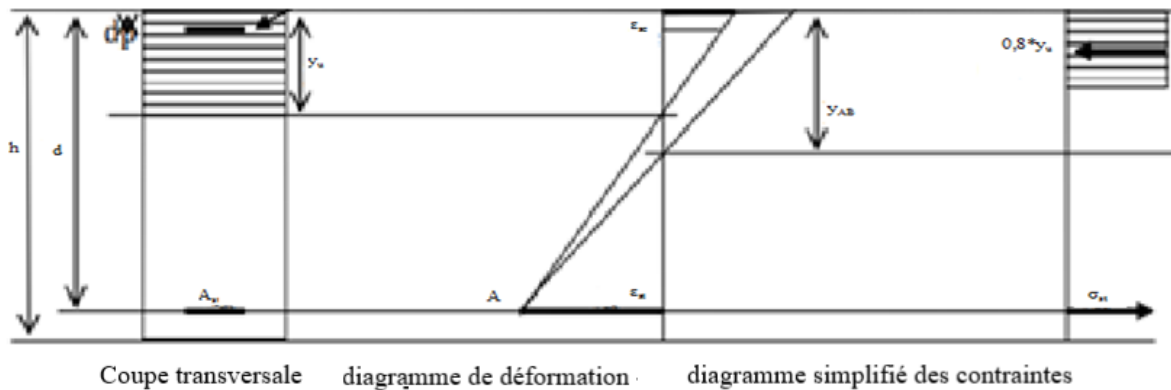
En flexion simple, la règle des trois pivots impose que la droite des déformations passe par l'un des deux points A et B. L'hypothèse faite sur l'un des deux pivots permet de déterminer les valeurs des contraintes σ_{sc} et σ_{st} , qui dépendent des valeurs des déformations. Prenons l'exemple de l'acier comprimé ; [RWA 18]

Si $\epsilon_{sc} < \frac{f_{su}}{E'}$ alors $\sigma_{sc} = \epsilon_{sc} \cdot E_s$

Si $\epsilon_s > \frac{f_{su}}{E'}$ alors $\sigma_{sc} = f_{su}$

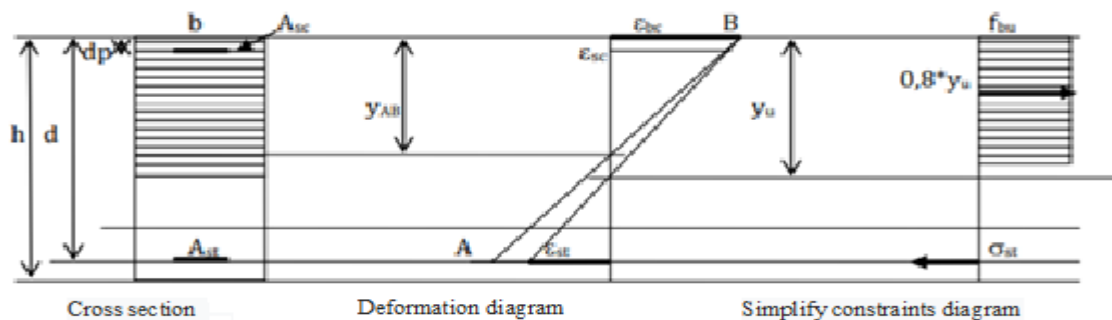
Le choix d'un pivot fixe la valeur d'une déformation : on étudie les cas des pivots A et B.

Cas du pivot A :



(a)

Cas du pivot B :



(b)

Figure 2.5. Règle de trois pivots (les cas des pivots A et B). [RWA 18]

Cas du pivot A :

Les expressions des déformations sont les suivantes :

$$\varepsilon_{bc} = \frac{1\% * y_u}{d - y_u} \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{1\% * (y_u - dp)}{d - y_u} \quad (2.6)$$

$$\varepsilon_{st} = 1\%$$

En réalité, la rupture d'une poutre dimensionnée en pivot A ne se produit jamais par rupture des aciers. Il y a toujours écrasement du béton avant que les aciers ne soient rompus. La notion de pivot est commode pour le calcul à l'ELU mais elle ne correspond pas vraiment à un mode de rupture réel. Elle permet simplement de distinguer un comportement fragile d'un comportement ductile : il est recommandé de dimensionner en pivot A pour éviter une rupture subite par écrasement du béton avant que les fissures ne présentent une ouverture marquée par la plastification des barres d'acier.

Cas du pivot B :

Les expressions des déformations sont les suivantes :

$$\varepsilon_{bc} = 0,35 \%$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{0,35\% * (y_u - dp)}{y_u} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{st} = \frac{0,35\% * (d - y_u)}{y_u} \quad (2.8)$$

Les graphes contraintes/déformations utilisés pour le béton comprimé et l'acier ne sont plus linéaires. Ils tiennent compte de la plastification de ces deux matériaux à l'état limite ultime, décrite par des lois bien identifiées :

- Loi parabole - rectangle ou substitution par le diagramme rectangle pour le béton
- loi élastoplastique parfaite pour l'acier.

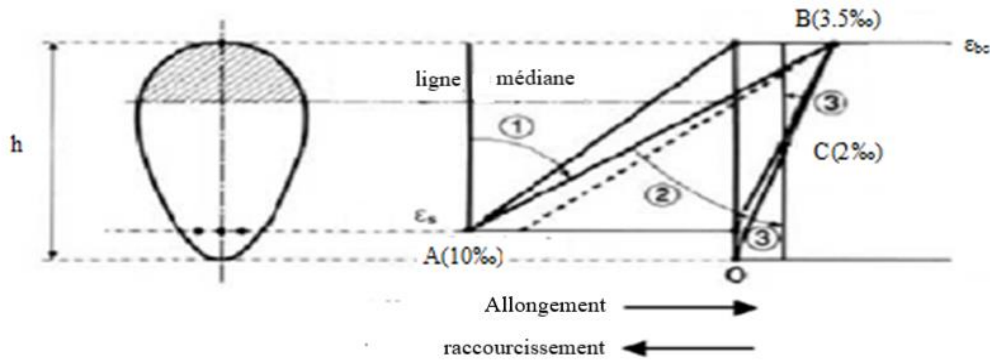


Figure 2.6. Règle de trois pivots. [RWA 18]

Principe de calcul :

Prenons le cas d'une poutre uniquement renforcée dans la zone tendue. On procède alors selon les étapes suivantes :

a- En utilisant les équations de compatibilité et la relation contrainte/déformation du béton, on peut exprimer l'effort F_b uniquement en fonction de Y , distance entre la fibre inférieure et la fibre neutre.

b- On peut écrire l'équilibre des moments par rapport à la position des aciers, qui nous donne :

$$Mu = Fb(Y) \left[2\frac{h}{3} - d + \frac{3}{Y} \right] \quad (2.9)$$

c- On peut alors résoudre cette équation et trouver Y par une méthode itérative.

d- Une fois Y connu, on peut déterminer l'ELU atteint. Si $\frac{h-Y}{h-d} > 0,259$, c'est le pivot

A, sinon, c'est le pivot B.

La position $\frac{h-Y}{h-d} = 0,259$ correspond à une déformation des aciers de (1 %) et du béton en fibre inférieure de (-0,35 %).

e- Dans le cas du pivot A, la contrainte dans les aciers tendus σ_s vaut $\frac{f_s}{y_s}$, où f_s est la

limite d'élasticité des aciers et y_s un coefficient pris égal à 1,15. Dans le cas du pivot B, elle vaut $E_s \xi_s$, où ξ_s est déterminée par l'équation de compatibilité la reliant à la déformation du béton en fibre supérieure, fixée à 0,35 %.

f- D'après l'équation d'équilibre des efforts, on a $F_s = -F_b(Y)$.

g- On en déduit l'aire cherchée qui doit vérifier $A_s = \frac{F_s}{\sigma_s}$. [PER 91]

2.1.3 Méthode d'ACI 440.1R-06 :

Les codes américains ACI : proposent de calculer le moment résistant en prenant une loi simplifiée équivalente pour le béton en compression qui est aussi représentée par un diagramme rectangulaire (Figure 2.7).

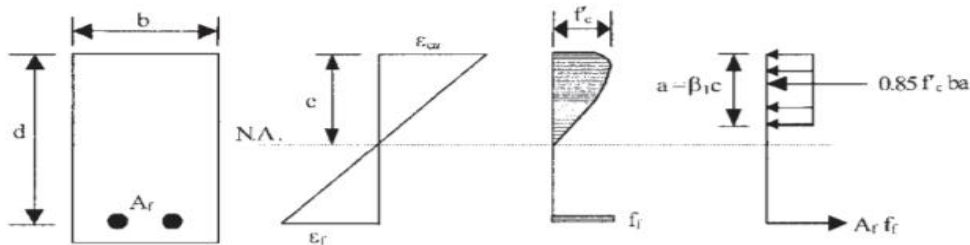


Figure 2.7. Diagramme rectangulaire - ACI 440.1R-06 [ACI, 2006]

Le béton a une contrainte moyenne égale à 85% la résistance en compression du béton et la profondeur équivalente de l'axe neutre est $a = \beta_1 x$ où β_1 dépend de la résistance du béton et vaut 0,85 quand la résistance en compression du béton est inférieure à 28 MPa.

Fondée sur l'équilibre des forces et la compatibilité des déformations, la formule du moment résistant est obtenue à partir des Eq. (2.10) et (2.11) :

$$M_u = \rho_f f_f \left(1 - 0,59 \frac{\rho_f f_f}{f'_c} \right) b d^2 \quad (2.10)$$

$$f_f = \left(\sqrt{\frac{(E_f \varepsilon_{cu})^2}{4} + \frac{0,85 \beta_1 f'_c}{\rho_f} E_f \varepsilon_{cu}} - 0,5 E_f \varepsilon_{cu} \right) \leq f_f \quad (2.11)$$

2.1.4 Méthode de CSA S806-12 : Le code canadien CSA S806-12 [CSA 12] s'appuie sur le précédent code CSA 23.3-05 [CSA 05] pour le calcul du moment résistant de l'élément. Tout comme les autres codes réglementaires, il remplace la distribution non-linéaire des contraintes du béton en compression par une distribution uniforme équivalente sous forme d'un bloc rectangulaire qui définit la zone de compression (Figure 2.8).

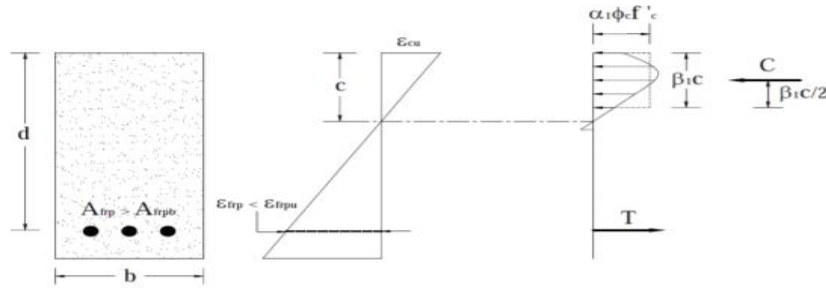


Figure 2.8. Diagramme rectangulaire - CSA 23.3-04. [CSA 04]

Le code CSA conserve la profondeur de l'axe neutre c (depuis le haut de la poutre) en tant qu'inconnue de calcul, et suppose sa valeur. Les forces de compression C et de traction T sont calculées et c est instancié de manière itérative jusqu'à l'équilibre des forces. La valeur de f_{frp} est exprimée par l'équilibre des forces avec l'expression de l'Eq. (2.12). Une fois l'équilibre trouvé avec la bonne valeur de c , le moment est calculé par l'Eq. (2.13) :

$$f_{frp} = 0,5 E_f \epsilon_{cu} \left(1 + \sqrt{\frac{4 \alpha_1 \beta_1 \phi_c f'_c}{\rho_f E_f \epsilon_{cu} \phi_f} - 1} \right) \tag{2.12}$$

$$M_u = \alpha_1 \phi_c f'_c \beta_1 c b \left(d - \frac{\beta_1 c}{2} \right) \tag{2.13}$$

2.1.5 Résistance à l'effort tranchant :

Pour la vérification de la résistance à l'effort tranchant, on définit : $V_{Rd,c}$ est l'effort tranchant résistant de calcul de l'élément en l'absence d'armatures d'effort tranchant. $V_{Rd,s}$ est l'effort tranchant de calcul pouvant être repris par les armatures d'effort tranchant travaillant à la limite d'élasticité.

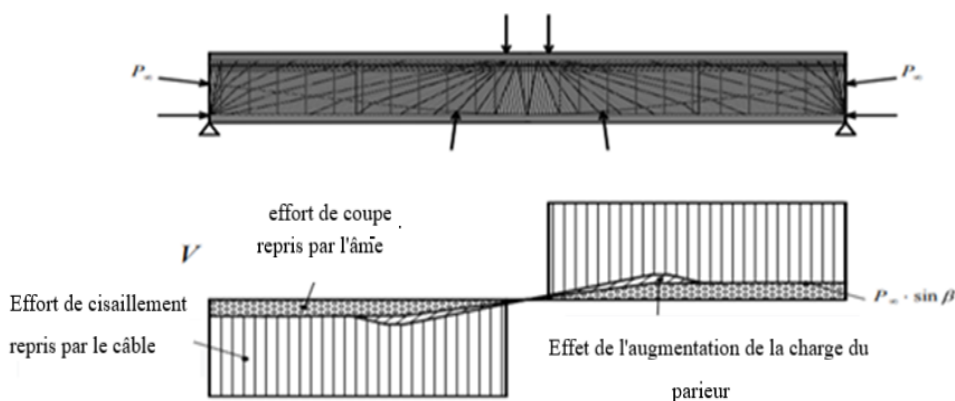


Figure 2.9. Analyse d'une poutre simple et diagramme de l'effort tranchant V .

2.1.6 Méthode EC2 :

Dans ce paragraphe on donne les expressions de contribution des armatures et de béton à l'effort tranchant selon les trois codes BAEL 91, l'EC2 et ACI parce qu'ils ont servis à des calculs ultérieurs [BAEL ; 1992], [EC2 ; 1991], [ACI 440.2R]. Dans l'EC2 (2002), les contributions de l'acier et du béton sont les suivantes :

$$V_{cd} = C_{rd,c} K (100 \rho F_{cK})^{1/3} b w d \quad (2.14)$$

$$V_{cd} = \frac{A_t}{S_t} f_{ywd} 0,9 d (\cos \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (2.15)$$

Avec $C_{rd,c} = \frac{0.18}{rc}$ $rc=1.5$ et $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0$ (d en mm)

A_t : la section des armatures transversales

S_t : l'espacement des cadres

f_{ywd} : la résistance à la traction de l'acier des cadres

b_w : la largeur de la section

d : hauteur utile de la section

α : l'angle entre la direction de cadres et l'axe horizontal de la poutre

θ : l'angles des bielles de béton avec la fibre moyenne (45°)

ρ : le taux de renforcement longitudinal

f_{cK} : résistance caractéristique à la compression de béton.

2.1.7 Méthode de BAEL 91 :

Le code de dimensionnement BAEL (Béton Armé aux Etats-Limites 91) propose une formule limitant le cisaillement moyen tu (ou de manière équivalente, l'effort tranchant) dans chaque section, fondée sur l'analogie du treillis de Ritter-Mörsch, et dans laquelle est prise en compte de manière forfaitaire la résistance liée à la section de béton. On aboutit ainsi à une formule donnant la section minimale des armatures transversales :

Dans le BAEL 91, il faut vérifier :
$$\frac{A_t}{b_w S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj} K)}{0.9 f_e (\cos \alpha + \sin \alpha)} \quad (2.16)$$

Cette formule conduit, avec $V_w = \tau_w b_w d$ (2.17)

$$\frac{A_t f_e 0.9d(1 + \cos t\alpha) \sin \alpha}{\gamma_s S_t} + 0.3 f_{ij} K b_w d \geq V_w \quad (2.18)$$

F_e : la limite d'élasticité des armatures transversales

F_{ij} : la résistance caractéristique à la traction du béton à âge jour $k=1$ dans le cas de la flexion simple Dans cette formule le premier terme concerne la contribution des armatures transversales à l'effort tranchant, et le second concerne celle du béton.

On vérifie aisément que, sous une forme légèrement différente, la formule proposée se résume à une limitation de l'effort tranchant dans chaque section.

2.1.8 Méthode d'ACI :

l'ACI 318-89, la résistance à l'effort tranchant

Dans l'ACI 318-89, la résistance à l'effort tranchant des structures en béton armé est donnée par la formule suivante :

$$V_R = \frac{\sqrt{f_{ck} b_w d}}{6} + \frac{A_t f_{yk} d}{S_t} \quad (2.19)$$

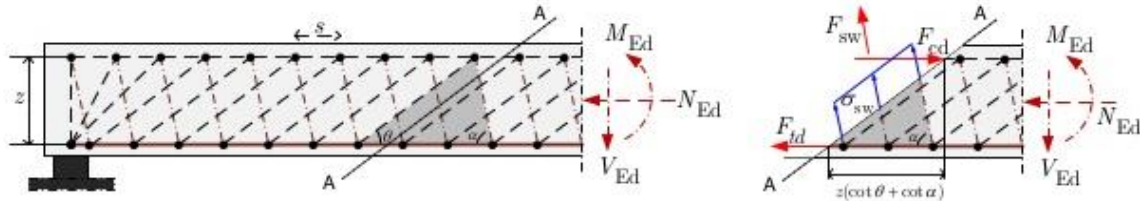
f_{ck} : la résistance caractéristique du béton à la compression (en MPa)

f_{yk} : la résistance caractéristique des armatures transversales (en MPa)
Dans cette formule, le premier terme est relatif à la contribution de béton à l'effort tranchant, et le deuxième à celle des armatures transversales.

2.1.9 Le treillis de Ritter-Mörsch

La méthode du treillis de Ritter-Mörsch (figure 2.10) date de la fin du siècle dernier (Ritter, 1899 et Morsch, 1902) et fut introduite pour permettre le dimensionnement des armatures transversales des poutres en béton armé soumises à un effort tranchant. L'idée principale est que, dans la phase de service, une poutre renforcée longitudinalement et transversalement va développer des fissures diagonales inclinées à 45° par rapport à l'axe de la poutre. Ces fissures délimitent ainsi des "bielles" de béton, censées ne résister qu'à des efforts de compression uniaxiale. Les barres d'acier, qui forment avec les bielles de béton le treillis de Ritter-Mörsch sont censées quant à elles, ne résister qu'à des efforts de traction uniaxiale. Les efforts dans le treillis ainsi formé étant déterminés statiquement par le simple équilibre des nœuds, il est possible de calculer les efforts dans les barres verticales (armatures transversales) et de les dimensionner en conséquence.

Dans le cas d'une poutre en béton armé, il est possible de faire l'analogie avec la poutre eb treillis précédente. Après fissuration d'effort tranchant la poutre peut être représentée comme ci-après :



Equilibre vertical des forces dans la section A-A

Figure 2.10.Treillis de Ritter-Mörsch. [INSA, chapitre 09, Effort Tranchant]

2.1.10 La méthode des bielles et des tirants

Une des voies suivies par les ingénieurs depuis environ dix ans pour la conception des structures en béton armé est la méthode dite des bielles et des tirants ("Strut and tie design"). Se fondant sur l'analogie du treillis formulée pour la première fois par Ritter et Morsch, et développée notamment par Schlaich (Schlaich et al, 1987), et Marti (Marti, 1985-a, 1985-b), cette méthode a permis de concevoir des modèles mécaniques simples visant à expliquer le fonctionnement des structures en béton armé depuis la phase de service jusqu'à la phase de ruine.

Reprenant les principes proposés par Ritter et Morsch, la méthode se fonde sur la représentation du comportement d'une structure plane en béton armé par celui d'un treillis dans lequel les barres comprimées modélisent des bielles de béton, et les barres tendues les armatures. On construit donc à cet effet un treillis de barres reliées par des articulations (ou nœuds) auxquels sont appliqués les efforts extérieurs à la structure (figure 2.11). Ces barres sont dans le modèle, l'idéalisation d'un champ de contrainte uniaxial. La géométrie du treillis est choisie de manière à représenter le mieux possible le fonctionnement mécanique de la structure, et de permettre le dimensionnement des armatures.

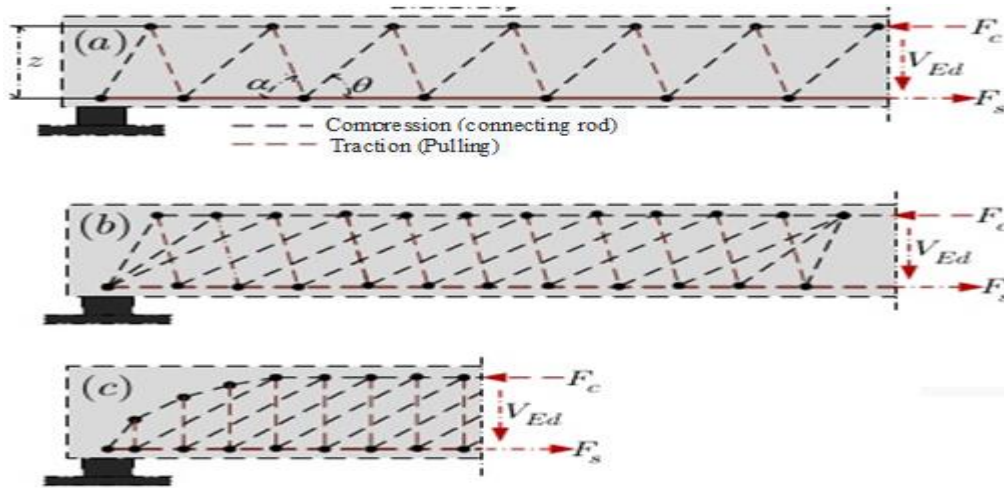


Figure 2.11. Modèle de bielles et tirants (d'après Ritter et Morsch).

Le dimensionnement par la méthode des bielles et des tirants passe, en résumé, par les étapes suivantes :

- détermination des efforts extérieurs appliqués à l'élément de la structure à dimensionner.
- création et orientation du treillis de barres. Afin de mieux représenter l'état de contraintes dans la phase "fissurée" du fonctionnement de la structure, on oriente les barres du treillis selon des directions proches des directions de contraintes principales obtenues par un calcul élastique linéaire. En effet, c'est le long de ces lignes que sont censées se produire de manière préférentielle les fissurations en phase de service.
- détermination des efforts intérieurs au treillis. On décrit les efforts intérieurs dans chaque barre par un scalaire représentant l'effort normal dans la barre. Suivant son signe, cette barre représente une armature (tirant ou barre tendue) ou une bielle de béton (barre comprimée). Les tensions dans les barres sont astreintes à vérifier les conditions d'équilibre, ce qui permet pour les treillis isostatiques de déterminer directement la valeur des différentes tensions dans les barres en fonction des charges, par simple équilibre de nœuds.
- vérification de la résistance des barres et des nœuds du treillis. On applique un critère de résistance simplifié pour les bielles ainsi que les nœuds. Ce critère peut éventuellement prendre en compte l'état de fissuration du béton, ainsi que la présence d'armatures. On le formule généralement de la manière suivante : $\sigma_b < a f_c$

Où ;

f_c ; représente la résistance en compression simple du béton et a un coefficient réducteur destiné à tenir compte des différents facteurs mentionnés précédemment. Certaines formulations de la méthode (Vecchio et Collins, 1986) permettent d'évaluer ce coefficient en fonction d'une déformation estimée du béton,

De nombreux auteurs [Marti, 1985-a, 1985-b, 1989] ont à la suite de Schlaich, tenté de valider l'emploi de la théorie du treillis pour le dimensionnement d'un certain nombre de structures, telles que les poutres courtes, les chevêtres de pile de pont, les pièces avec ouvertures, etc...

2.2. Synthèse de quelques travaux expérimentaux :

On recense de très nombreuses études expérimentales effectuées depuis les années cinquante.

dans le but de déterminer la résistance des poutres en béton armé renforcées longitudinalement et transversalement, en présence d'effort tranchant. Ces études concernent des essais de poutres en flexion quatre (ou trois) points chargées jusqu'à la ruine (figure 2.12). Ces essais ont permis de dégager l'influence, sur la charge de ruine de ces structures, de certains paramètres fondamentaux. On relève notamment :

- l'élancement des poutres (a/d ou a/h),
- le taux de renforcement longitudinal,
- le taux et la répartition des armatures transversales,
- les capacités de résistance du béton (résistance en compression et en traction simple),
- les dimensions globales de la poutre (a , h et b).

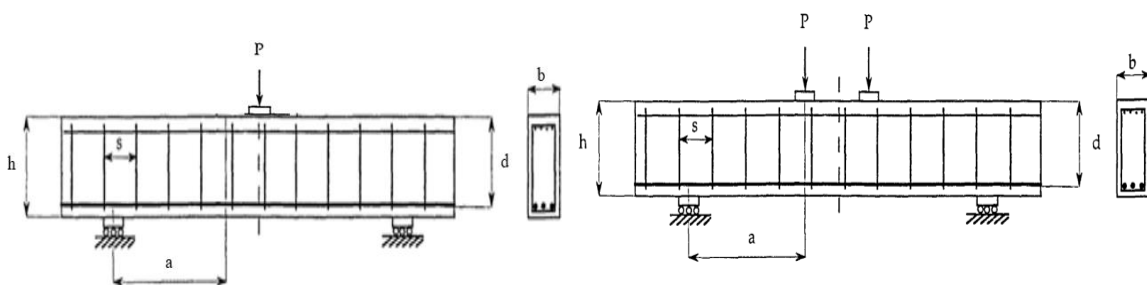


Figure 2.12. Flexion trois et quatre points.

On va dans la suite de ce paragraphe présenter quelque travail expérimental, en insistant à chaque fois sur les paramètres étudiés.

2.2.1. Methode de Morrow et Viest, 1957 :

Morrow et Viest ;[MOR 57] ont étudié l'influence de l'élançement des poutres ainsi que du taux de renforcement longitudinal sur la résistance en présence d'effort tranchant de poutres non renforcées transversalement, au moyen de 38 essais de flexion trois points. Ils observent que dans leur essai, seules les poutres possédant un certain taux de renforcement longitudinal étaient affectées par l'effort tranchant, les autres exhibant des mécanismes de rupture par flexion. Ces auteurs constatent une réduction du moment fléchissant atteint au droit de la charge, pour des valeurs de l'élançement (rapport a/d entre la portée a et la hauteur "utile" d) inférieures à 6,1 (voir figure 2.13).

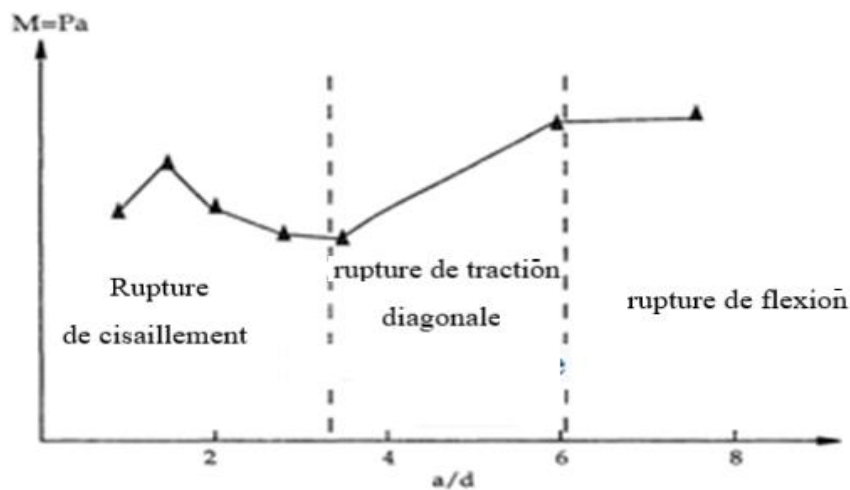


Figure 2.13. Evolution des modes de rupture en fonction de l'élançement a/d (d'après Morrow et Viest).

Ces valeurs correspondent à des modes de rupture par "cisaillement" (ou "cisaillement-compression"), ou par "traction diagonale" (voir figure 2.14). La rupture par traction diagonale est caractérisée par une ruine simultanée à l'apparition de fissures inclinées, reliant le point d'application de la charge et l'appui. Quant à la rupture par cisaillement, elle est causée par l'écrasement du béton dans la zone comprimée située sous les appuis ou les charges, à proximité d'une fissure diagonale de traction, et donne lieu à de fortes redistributions des contraintes entre le début de la fissuration et la ruine. Les auteurs considèrent dans les deux cas, que la rupture intervient dans certaines "sections critiques" de la poutre. Ils fournissent alors à partir des résultats expérimentaux des formules empiriques permettant de déterminer l'effort tranchant à la rupture, dans les sections critiques, pour les deux modes de rupture mentionnés.

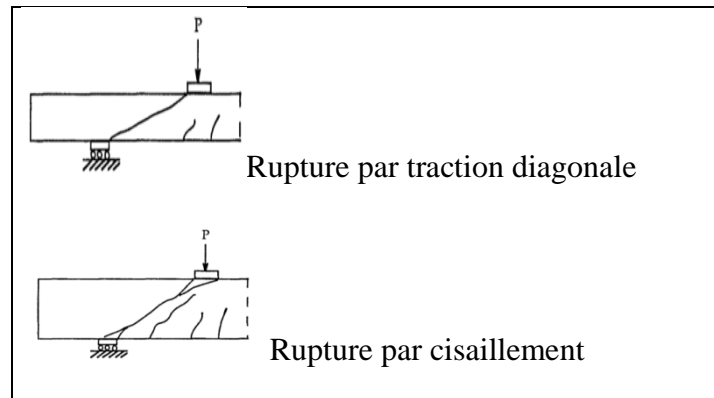


Figure 2.14. Schémas de rupture.

2.2.2. Méthode de Kani, 1964-1966 :

Kani [KAN 64] s'est intéressé au même problème que Morrow et Viest. Il a mené une série de 133 essais de poutres en flexion quatre points. Ces poutres comportaient un renforcement longitudinal variable, mais pas de renforcement transversal. L'étude de Kani, plus complète que la précédente, met en évidence la pertinence de la représentation de la résistance des poutres en présence d'effort tranchant en terme de moment ultime, calculé au droit de la charge. A la suite de ses essais, il représente le rapport M_u/M_{fl} en fonction du pourcentage de renforcement longitudinal p (rapport entre la section du renforcement et l'aire transversale de la poutre), ainsi que de l'élancement a/d des poutres considérées, où M_u et M_{fl} représentent respectivement le moment ultime expérimental au droit des charges (qui se déduit aisément de la valeur de la charge de ruine P_u par la formule $M_u = aP_u$, et le moment de flexion correspondant à la pleine résistance de la section (calculé suivant le « ACI building code »). Il observe ainsi une réduction de la capacité de flexion des poutres, localisée dans une zone du plan (a/d), appelée « vallée de Kani » (voir figure 2.15) Ces résultats concordent de manière assez satisfaisante avec ceux de Morrow et Viest.

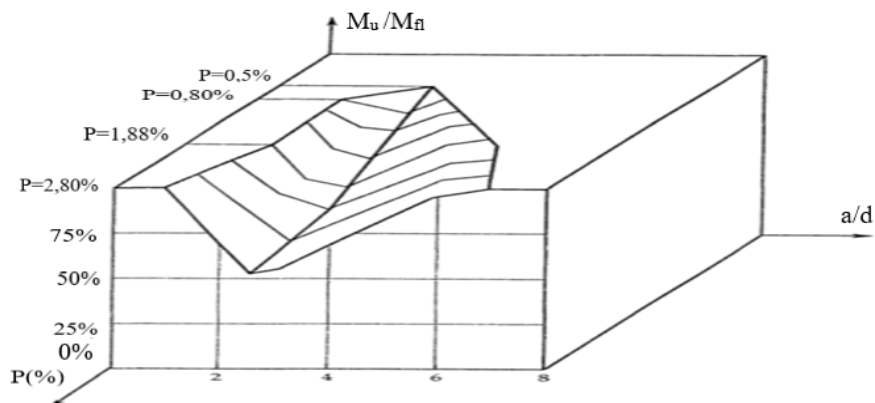


Figure 2.15. « Vallée » de Kani (d'après Kani, 1966)

Dans l'étude des résultats, Kani [KAN 64] propose une analyse des mécanismes de ruine, où il interprète la fissuration observée, de manière à déduire la capacité de résistance de la poutre. Il constate l'influence de l'élançement et du taux de renforcement longitudinal sur les modes de rupture observés ainsi que sur les charges de ruine, les poutres très peu renforcées longitudinalement n'étant en fait pas influencées par l'effort tranchant ($M_u/M_{fl}=1$). Il réfute ainsi l'idée communément admise jusqu'alors, que la résistance à l'effort tranchant ne dépend que des caractéristiques mécaniques du béton en montrant que dans la majorité des cas, elle est plutôt gouvernée par les paramètres cités précédemment.

2.2.3. Commentaires et étude critique

Avant de procéder à une analyse critique des diverses méthodes de dimensionnement évoquées, nous allons résumer les divers points mis en évidence par les études expérimentales présentées précédemment :

- Plusieurs modes de rupture d'une poutre en béton armé sont observés. Nous nous limiterons à différencier un mode de rupture par flexion, et une seconde catégorie où nous regrouperons sous le terme impropre de "rupture par effort tranchant" tous les autres types observés.

- L'élançement de la poutre, que l'on peut quantifier par le rapport a/d (ou a/h), a une influence primordiale sur le type de rupture. Plus l'élançement est faible, plus est susceptible de se produire une rupture par "effort tranchant". Il est à noter que ce paramètre est fondamental, puisque contrairement à l'élasticité où les distances de régularisation des champs de contrainte sont de l'ordre d'une fois la hauteur de la poutre (principe de Saint-Venant), on peut dans certains cas observer une influence de l'effort tranchant jusqu'à des valeurs de six de l'élançement.

- Le taux de renforcement longitudinal est également un des paramètres déterminant le mode de rupture. Plus le renforcement (par armature) longitudinal est important, plus la ruine est susceptible de se produire par un mécanisme de type "effort tranchant". En effet, on comprend intuitivement que ce paramètre détermine la valeur la résistance à flexion de la poutre, donc en augmentant ce renforcement, on favorise plutôt une rupture par "effort tranchant". Réciproquement, pour des poutres très peu renforcées longitudinalement, on n'observe pas d'influence de l'effort tranchant, la rupture intervenant toujours par flexion.

- A renforcement longitudinal donné, on observe pour des poutres sans renforcement transversal une réduction du moment de flexion au droit des charges, lorsque la ruine se produit par "effort tranchant", c'est-à-dire pour des valeurs faibles de l'élançement. La courbe représentant le moment de flexion au droit de la charge à l'instant de la rupture, en fonction de l'élançement présente un minimum pour des élançements faibles, puis un plateau pour des grandes valeurs de ce paramètre (voir figure 2.13). La forme exacte de la courbe n'est pas établie clairement, comme en témoigne la comparaison des résultats obtenus par Kani d'une part, Morrow et Viest, d'autre part.

- Le renforcement transversal tend à restaurer la capacité de flexion des poutres, lorsque l'on observe une diminution due à l'effort tranchant. Le taux de renforcement transversal est cependant le paramètre dont l'influence est la plus difficile à expliquer. Les points que nous venons de rappeler ici montrent la complexité du problème envisagé. En effet, au vu des résultats expérimentaux, ramener le problème à la détermination d'un critère de résistance formulé en terme d'effort tranchant, comme le font une partie des modèles présentés, paraît réducteur. Ainsi, plutôt que de dimensionnement "à l'effort tranchant", il convient plutôt de parler de dimensionnement avec prise en compte de l'effort tranchant. En effet, le couplage moment fléchissant-effort tranchant par les équations d'équilibre fait que la sollicitation est toujours complexe, et rend donc difficile une approche théorique du problème. D'un point de vue mécanique, l'adoption d'un tel critère de résistance revient à réduire l'analyse de la stabilité de la structure à une étude unidimensionnelle, c'est à dire à conduire un calcul de type "milieu curviligne". Les difficultés confirmées par les travaux expérimentaux de Kotsovos [KOT 88] ont établi un tel critère de résistance est bien illustrée par le travail de Kordina. Malgré le nombre considérable d'essais réalisés, une modélisation mécanique trop simple, ainsi que la forme arbitraire choisie pour la fonction permettant d'évaluer la résistance des poutres, en limitent la portée au seul domaine des paramètres testés au cours des essais.

2.3 Dimensionnement des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites :

Vu le développement récent de la technique de renforcement par composite, il n'existe pas actuellement des règles aussi précises et reconnues que celles concernant le dimensionnement des barres d'acier dans les poutres en béton armé. Des recommandations ont toutefois été formulées par des groupes de travail tel qu'on les trouve dans la fédération internationale de béton (FIB bulletin), de l'association française de Génie civil (AFGC), à

partir des résultats de la littérature. Le matériau composite peut être dimensionné soit pour que la structure supporte des niveaux d'effort plus grand (renforcement), soit pour qu'elle retrouve sa capacité portante ou ses propriétés mécaniques initiales (réparation). La méthode de calcul simplifiée reprenant les hypothèses de la théorie des poutres est celle couramment proposée par l'ensemble des groupes de travail cherchant à utiliser des renforts composites. Ils reprennent les hypothèses usuellement faites en béton armé [KER 12] :

1. l'hypothèse des sections droites, planes avant déformation, restant planes et identiques à elles-mêmes après déformation,
2. le béton tendu est négligé,
3. le non glissement de l'acier et du matériau composite par rapport au béton.

2.3 .1. Renforcement (par patch) vis-à-vis du moment de flexion :

Les justifications à effectuer, vis-à-vis du moment de flexion, pour les éléments en béton renforcé par le composite, sont les suivantes :

- Calcul à l'ELS
- Calcul à l'ELU

2.3.1.1. Flexion à l'état limite de service (ELS) :

A l'ELS, chaque matériau de la poutre (béton, acier, et composite) a un comportement linéaire élastique; les contraintes sont proportionnelles aux déformations. Ces hypothèses permettent d'appliquer au béton armé, les formules de la résistance des matériaux établies pour les corps homogènes. Il suffit pour cela d'homogénéiser les sections de béton armé en remplaçant une section de béton armé par une section de béton d'aire pour le composite. Pour mieux expliquer le principe de calcul vis-à-vis le moment de flexion on présente dans le paragraphe suivant le principe suivant la méthode de calcul de Freyssinet (2004), détaillée puis des comparaisons seront faites pour les différentes approches.

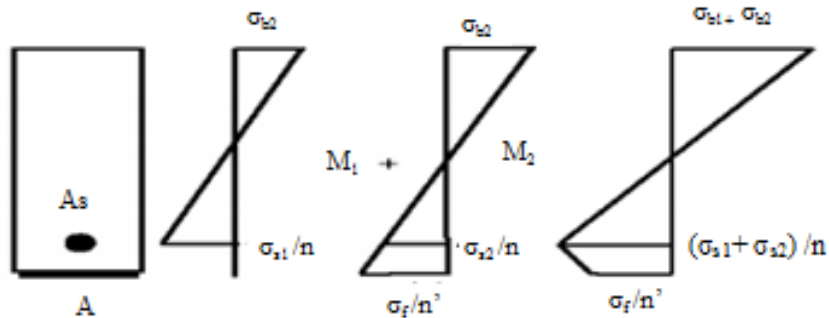
- Méthode de Freyssinet (2004) [FRE 04] :

Principe : Le moment M appliqué à une section donnée se décompose en :

- Un moment M_1 appliqué avant renforcement par TFC
- Un moment M_2 appliqué après renforcement

On a : $M = M_1 + M_2$

L'état de contraintes total dans les matériaux résulte de la combinaison des contraintes sous la sollicitation M_1 sans le renfort de TFC et des contraintes sous la sollicitation M_2 avec le renfort de TFC.



$$\text{Il faut vérifier que : } (\sigma_{s1} + \sigma_{s2})/n \tag{2.20}$$

$$\sigma_{s1} + \sigma_{s2} \leq \bar{\sigma}_s \tag{2.21}$$

$$\sigma_{b1} + \sigma_{b2} \leq \bar{\sigma}_b$$

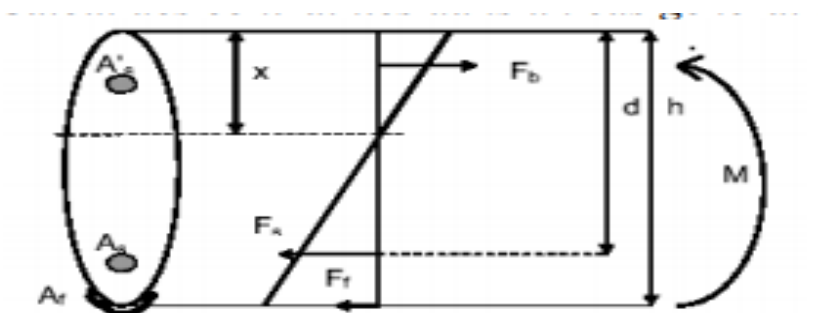
$$\sigma_f \leq \sigma_{st} \tag{2.22}$$

$\bar{\sigma}_s$: Contrainte admissible dans les aciers existants, selon les règles BAEL en fonction de l'état

$\bar{\sigma}_b$: Fissuration, et limitée à f_e (non plastification des aciers).

σ_{st} : Contrainte admissible dans le béton : σ_{st} Contrainte admissible dans le TFC

-Calcul des contraintes dans un cas général :



M : moment sollicitant

A_s : section de l'acier en zone tendue

A'_s : Section de l'acier en zone comprimée

A_f : section du TFC

σ_b : contrainte en fibre supérieure du béton comprimé

σ_s : contrainte dans l'acier comprimé

σ_s : contrainte dans l'acier tendu

σ_f : contrainte de traction dans le TFC

n_s : coefficient d'équivalence entre acier et béton

n_f : coefficient d'équivalence entre TFC et béton

I : inertie totale de la section = $I_b(\text{béton}) + I_s(\text{acier})$ Avec $I_f(\text{TFC})=0$

La section est en équilibre lorsque :

$$F_b + F_s + F'_s + F_f = 0 \quad (2.23)$$

$$\sigma_b = \frac{M \cdot X}{I} \quad (2.24)$$

$$\sigma_s = n_s M \frac{X - d}{I} \quad (2.25)$$

$$\sigma_f = n_f M \frac{X - b}{I} \quad (2.26)$$

Où ;

$$f_b = \int y \frac{\sigma_b}{x} b(y) dy \quad (2.27)$$

$$F_s = A_s \sigma_s \quad (2.28)$$

$$F_f = A_f \sigma_f$$

$$A'_s = A_s' \sigma_s' \quad (2.29)$$

-Calcul dans le Cas d'une section rectangulaire :

Dans ce paragraphe on expose les sollicitations en flexion simple d'une section rectangulaire fissurée, par les méthodes de l'AFGC et la FIB (figure 2.16)

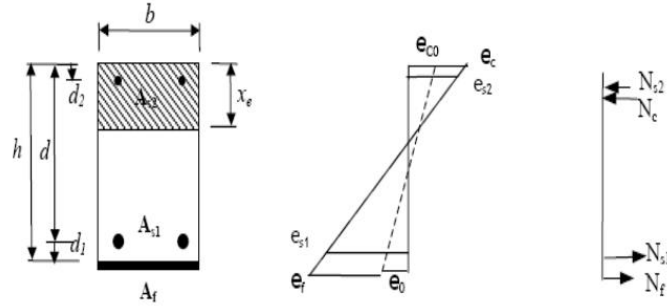


Figure 2.16. Analyse linéaire d'une section fissurée et renforcée.

Méthode de l'AFGC (2003) [AFG 03] La hauteur de l'axe neutre est calculé par :

$$x = \frac{-A + (A^2 + 2b.B)^{0.5}}{b} \quad (2.30)$$

$$A = n.A_s + n_s.A_s' + n_f.A_f \quad (2.31)$$

$$B = n.A_s.d + n_s.A_s'.d + n_f.A_f.h \quad (2.32)$$

$$n = \frac{E_s}{E_b} \quad (2.33)$$

$$n_{cf} = \frac{E_f}{E_b} \quad (2.34)$$

$$X = b \frac{x_e^2}{2} + (n_s A_s + (n_s A_s' + n_f A_s))x - n_s A_s d - n_s A_s' - n_f A_f h = 0$$

Le moment d'inertie de la section renforcée est la suivante :

$$I = I_c + n_s I_s + n_f I_f \quad (2.35)$$

$$I = b \frac{x_e^3}{3} + n_s A_s (d - x)^2 + n_s A_s' (d' - x)^2 + n_f A_f (h - x)^2 \quad (2.36)$$

Donc :

On note également que : Le coefficient d'équivalence entre acier et béton n_s prise égale à : 15

Le coefficient d'équivalence entre composite et béton $n_f = (E_f / E_b) \times 1.5$

E_f : module de Young de composite E_s : module de Young de l'acier Méthode de la FIB bulletin 14 (2001) :

La hauteur de l'axe neutre est donné par :

$$b \frac{x_e^2}{2} + (n_s A_s + (n_s - 1) A_s' + n_f A_s) x - n_s A_s d - (n_s - 1) A_s' d' - n_f A_f \left(h - \frac{\varepsilon_0}{\varepsilon_c} x \right) = 0 \quad (2.37)$$

Avec

ε_0 déformation initiale dans le tissu (valeur virtuelle)

ε_c déformation actuelle des fibres extrémités du béton comprimé

Le coefficient d'équivalence entre acier et béton $ns = \frac{E_s}{E_b}$ Le coefficient d'équivalence

entre composite et béton ; $nf = \frac{E_f}{E_b}$ Dans la méthode de la FIB, le coefficient d'équivalence

ns pour les aciers comprimée est remplacé par $(n_s - 1)$. Ceci signifie que la section du béton occupée par les armatures comprimées est enlevée. Mais cela influe peu sur les résultats de calcul du fait de l'importante surface de béton par rapport à celle d'acier. De plus, en tenant compte de la déformation virtuelle du tissu avant renforcement, la hauteur h est remplacée par $(h - (\varepsilon_0 / \varepsilon_c) x)$. dans la méthode de la FIB Dans le cas ou la déformation ε_0 est très petite par rapport à ε_c , les hauteurs de l'axe neutre x_c calculées par la méthode FIB et par celle AFGC sont quasiment identiques.

Tableau 2.2. Comparaison des contraintes limite entre FIB et AFGC.[WU 10]

| Matériaux | FIB bulletin | AFGC |
|-----------|---|--|
| Béton | $\sigma_c \leq 0.6 f_{ck}$ (dans le cas de la combinaison rare) $\sigma_c \leq 0.45 f_{ck}$ (dans le cas de la combinaison de charge quasi-permanente) | $\sigma_c \leq 0.45 f_{cj}$ |
| Acier | $\sigma_s = E_s \varepsilon_c \frac{d - x_e}{x_e} \leq 0.80 f_{yk}$ combinaison rare | $\text{Min}(2/3 f_{yk}, 110 \sqrt{nf_{ij}})$ (fissuration préjudiciable) $\text{Min}(0.5 f_{yk}, 90 \sqrt{nf_{ij}})$ (fissuration très préjudiciable) |
| CFRP | $\sigma_f = E_f \left(\varepsilon_c \frac{h - x_e}{x_e} - \varepsilon_0 \right) \leq nf_{fk}$ | $\sigma_f = \text{Min}(\sigma_{fd} \text{ à l'ELS}; 450 \text{Mpa})$ |

En ce qui concerne les contraintes limite la méthode de la FIB utilise pour le béton comprimé et les armatures longitudinales les contraintes limites de l'Euro code 2.

Dans la recommandation de l'AFGC, les valeurs limites des contraintes du béton comprimé et celles des armatures proposées par le BEAL. Le tableau 2.2 résume les différentes valeurs utilisées :

x_e : Hauteur de l'axe neutre

η : Coefficient de réduction qui dépend du type de tissu.

f_{fk} : Résistance caractéristique du tissu.

$$\sigma_{\mu} = \alpha_f \frac{f_{fk}}{\gamma_f} \quad (\text{Contrainte en traction du composite pour calcul à l'ELS})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \alpha_f = 0.65 \\ \gamma_f = 2 \end{cases} \quad \text{dans le cas des stratifiés in situ carbone - époxy}$$

Par la comparaison des deux méthodes on note que la contrainte limite de composite imposé par la FIB est plus élevée que la valeur imposée par la AFGC, car la méthode de la FIB n'intègre pas des dégradations éventuelles de caractéristiques mécaniques du composite (vieillessement, fluage, ect..), ce qui est le cas de l'AFGC

2.3.1.2. Flexion à l'état limite ultime (ELU) :

Il y a deux différents modes de rupture dans les éléments en béton armé renforcés à la flexion par le composite :

- supposer l'action parfaite de composite entre le composite et la section du béton.

Les modes de rupture suivants devraient être pris en considération :

- la rupture de composite
- écrasement du béton En outre dans le renforcement en flexion la contrainte de cisaillement doit être vérifiée.
- la rupture peut se produire aussi quand il y a une perte d'action de composite.

La rupture de l'adhérence peut se produire aux différentes interfaces : Le mode typique de rupture provient de la plastification parfaite des armatures tendues associé à la rupture du béton comprimé : a) Les designs supposant l'action parfaite de composite : La forme dans laquelle la capacité de flexion des éléments renforcés par CFRP est évaluée est basée sur les forces d'équilibre et la compatibilité des déformations. Quelques suppositions

doivent être prises le long du processus de calcul tel que les hypothèses usuelles du béton armé présenté dans le paragraphe (2.1).

Les différents modes peuvent se produire lors de renforcement en flexion:

- Plastification de l'acier suivi par l'écrasement du béton, le composite restant intact
- Plastification de l'acier suivi par cisaillement du composite
- Ecrasement du béton avant la plastification des aciers.

Dans les calculs il est important de considérer l'état initial de déformation de l'élément à renforcer, ε_0 de la fibre la plus tendue (interface béton / composite). La déformation initiale peut être négligée si la charge qui agit sur l'élément produit un moment de flexion inférieur au moment de fissuration. La déformation initiale peut être évaluée en utilisant la théorie de l'élasticité. Les différents modes de rupture cités en –dessus peuvent être contrôlé par l'évaluation des déformations au niveau de béton, de l'acier et du composite [Annex J : rehab constrengthening with carbon fibre Annex J (www.cbi.se/rehabcon/rehabconfiles.htm)].

Dans ce qui suit on expose les méthodes de : GTM construction (2005), la AFGC (2003) et la méthode de la (Fib bulletin 14 2001) Méthode de GTM construction : La méthode de calcul est celle de l'équilibre d'une section sous chargement ultime par un moment M_u ; la méthode des pivots tirée du BAEL 91. Un nouveau pivot est introduit par rapport aux trois pivots classiques : le pivot D, qui se produit dans le composite pour un allongement limite $\varepsilon_{cr} / \gamma_c$ voir (figure 2.17).

Le pivot A ne peut pas se produire étant donné la proximité entre les aciers et le composite. Les déformations respectives sont très peu différentes. Le pivot D se produit avant le pivot A. Le pivot A n'est donc pas étudié.

- Pivot D : allongement limite ultime du composite : $\varepsilon = \varepsilon_{cr} / \gamma_c$
- Pivot B : épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée $\varepsilon = -3,5 \text{ ‰}$.

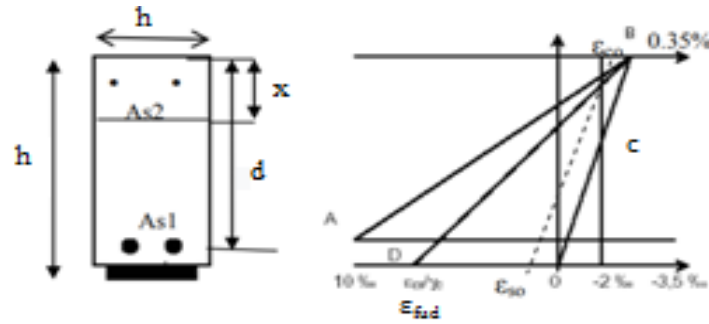


Figure 2.17. Schéma de quatre pivots pour la méthode de GTM construction ϵ_{fud}

Hypothèse d'un pivot B dans le béton : A partir des contraintes dans le béton comprimé, le moment résistant du béton permet de déduire la position de l'axe neutre de la section étudiée y_u et les déformations ϵ dans la section :

$$Y_u = \frac{Mu}{b.Fcd.Za} \quad (2.38)$$

Le calcul des efforts tranchants dans les aciers et le composite permet le dimensionnement du composite.

Si $\epsilon_s > 0.2\%$ $F_s = A_s \cdot F_c / \gamma_s$

Si $\epsilon_s < 0.2\%$ $F_s = A_s \cdot E_s \cdot \epsilon_s$

$$A_c \geq \frac{0.8 \cdot B \cdot f_{cd} \cdot Y_u - F_a}{E_c \cdot \epsilon_c} \quad (2.39)$$

Hypothèse d'un pivot D dans le composite Dans l'hypothèse d'un pivot D dans le composite, les déformations du composite atteignent les déformations limites. Etant donné la proximité entre les aciers et le composite, les déformations dans les aciers sont presque équivalentes, ce qui entraîne leur plastification.

- Acier $F_c = \frac{A_s \cdot F_e}{y_c}$

- Composite $F_c = \frac{A_s \cdot F_e}{y_c}$

La section de composite à mettre en œuvre se déduit de l'équilibre des moments calculés par rapport au béton, à partir des hypothèses de bras de levier déjà énoncées.

$$Mu = F_s Z_s + F_c \cdot Z_c$$

$$A_u \geq \frac{Mu - Z_s \cdot F_s}{Z_c \cdot \epsilon_c \cdot E_c} \quad (2.40)$$

-Méthode de l'AFGC : Dans le cas de L'ELU L'équilibre de la section prend en compte les déformations des matériaux limites (acier égal à 1% et béton en compression 0.35%). Ces états de déformations permettent de tracer un diagramme des déformations passant par un point limite (pivot). L'allongement unitaire de calcul du composite est égal à :

$$\varepsilon_{fud} = \text{Min}(f_{fd} / E_f; 0.85\%) \quad \text{Avec } f_{fd} = \frac{\alpha_f f_{fu}}{\gamma_{fu}}, \text{ dans le cas des stratifiées in situ}$$

Carbone époxy et $\gamma_{fu} = 1.6$ En plus des deux pivots A et B du BAEL91, la notion de pivot D (voir fig 3.4), qui correspond à l'atteinte de l'allongement ultime de calcul du composite ε_{fud} , est introduite dans ce calcul pour les poutres renforcées. Le premier cas concerne la droite AB, en prenant $(h-x)/(d-x)=1,1$, la condition à remplir est la suivante : $1,1(1\% - \varepsilon_{so}) < \varepsilon_{fud}$

$$M_{cu} = 0,8xbf_{cu} (d - 0,4x) \quad (2.41)$$

Avec :

$f_{cu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta\gamma_c}$: La résistance de calcul du béton à la compression, fonction de la résistance caractéristique f_{cj}

$\gamma_c = 1,5$ pour les combinaisons fondamentales θ .

θ un coefficient fonction de la durée d'application des charges. Dans ce cas, le moment maximal repris par les armatures tendues supposées plastifiées et celui repris par le composite sont les suivants :

$$M_s = Af_{yd}Z_a \text{ (armature)} \quad (2.42)$$

$$M_f = A_f E_f \varepsilon_{fd} Z_f \text{ (composite)} \quad (2.43)$$

Avec : $Z_a = d - 0,4x \approx 0,9d$, $Z_f = h - 0,4x \approx d$

$\varepsilon_{fd} = \min [1,10x(1\% - \varepsilon_{so}) \varepsilon_{fud}]$ et f_{yd} limite d'élasticité de l'armature.

Le moment ultime de la poutre renforcée est alors : $Mu = \text{Min} (M_{cu} ; M_s + M_f)$

Le deuxième cas concerne la droite BD, les armatures sont plastifiées, la déformation des armatures tendues ε_{se} doit vérifier : Avec : ε_{se} la déformation élastique limite de l'acier d'armatures et le coefficient de sécurité $\gamma_c = 1.15$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_{yk} / \gamma_c}{E_s} = 0.217\% < \varepsilon_{fud} < 1.0x(1\% - \varepsilon_{s0}) \quad (2.44)$$

Le moment ultime de la poutre renforcée est $Mu = (Mcu ; Ms + Mf)$

Le troisième cas concerne la droite BD, mais les armatures passives ne sont pas plastifiées :

$$\varepsilon_s = \varepsilon_{s0} + 0.91\varepsilon_{fud} < \varepsilon_{se} = \frac{f_{yk} / \gamma_s}{E_s}$$

Avec ε_s la déformation élastique des armatures tendues Le moment repris par les aciers tendus est cette fois : $M_s = AE_s \varepsilon_s Z_a$ (2.45)

- Méthode de la FIB : L'hypothèse de compatibilité des déformations dans une section étant retenue pour le calcul, l'influence de la charge initiale sur la poutre non renforcée doit donc être prise en compte. La position de l'axe neutre, les valeurs de déformations dans le béton comprimé ε_{c0} dans une poutre fissurée et non renforcée sont déterminés par une approche ELS. La déformation initiale ε_0 du composite s'écrit, avec h la hauteur de la poutre renforcée et x_0 la hauteur de la zone comprimée (figure 2.18):

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{c0} \frac{h' - x_0}{x_0}$$

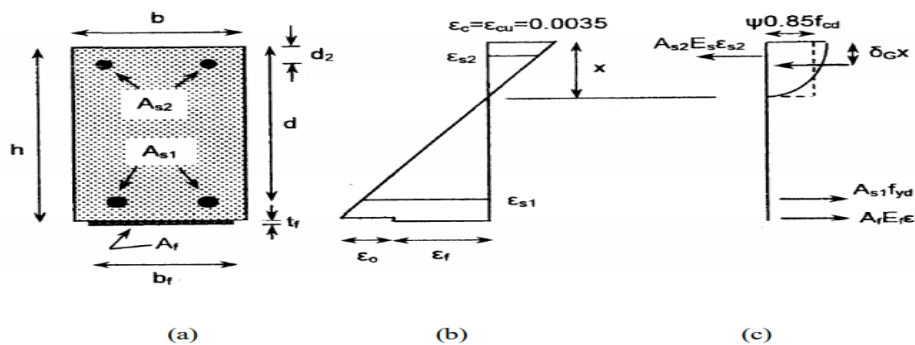


Figure 2.18 Analyse de la section en flexion à l'ELU: (a) géométrie, (b) distribution des déformations et (c) distribution des contraintes (d'après FIB bulletin 14, 2001).

Afin de déterminer la résistance d'une poutre renforcée en action composite parfaite, il faut déterminer la position de l'axe neutre x en utilisant la condition d'équilibre des forces dans la section comme il est représenté dans la figure (2.16) :

$$0.85\psi f_{cd}bx + A_{s2}E_s\varepsilon_{s2} = A_{s1}f_{yd} + A_fE_f\varepsilon_f \quad (2.46)$$

Avec : $\psi = 0,8$ (hypothèse conventionnelle du béton armé) et les hypothèses suivantes :

$$\varepsilon_{s2} = \varepsilon_{cu} \frac{x - d_2}{x} \quad \text{Déformation des armatures comprimées} \quad (2.47)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{h - x}{x} \varepsilon_0 \quad \text{Déformation du composite}$$

$$E_s \varepsilon_{s2} \leq f_{yd} \quad ; \quad f_{yd} \text{ limite d'élasticité de calcul des armatures}$$

$$M_{Rd} = A_{s1} f_{yd} (d - \delta_G x) + A_f E_f \varepsilon_f (h - \delta_G x) + A_{s2} E_s \varepsilon_{s2} (\delta_G x - d_2) \quad (2.48)$$

$$\delta_G = 0.4$$

La déformation des armatures tendues et celle du composite doivent vérifier les conditions suivantes :

1. les armatures tendues sont plastifiées
2. la déformation du composite ne doit pas dépasser la valeur limite ε_{fud}

$$\varepsilon_{s1} = \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x} \geq \frac{f_{yd}}{E_s} \quad (2.49)$$

$$\varepsilon_f = \varepsilon_{cu} \frac{d - x}{x} - \varepsilon_0 \geq \varepsilon_{fyd} \quad (2.50)$$

Conclusion : La différence essentielle entre les méthodes FIB et AFGC réside dans les limites en déformation des matériaux comme il représenté dans le tableau 2.3.

Tableau 2.3. Comparaison des déformations limites entre les différentes méthodes.

| Matériaux | FIB bulletin 14 2001 | AFGC 2003 | GTM construction 2005 |
|-----------|--|---|---|
| Béton | $\varepsilon_c \leq 0.35\%$ | $\varepsilon_c \leq 0.35\%$ | $\varepsilon_c \leq 0.35\%$ |
| Acier | $\varepsilon_{s1} \leq \frac{f_{yd}}{E_s}$ | $\varepsilon_c \leq 1\%$ | $\varepsilon_c \leq 1\%$ |
| Composite | $\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fud}$ | $\varepsilon_f \leq \varepsilon_{cfud} = \text{Min}\left(\frac{f_{fd}}{E_f}, 0.85\right)$ | $\varepsilon_f \leq \varepsilon_{fud} = 0.83\%$ |

b) Perte d'action de composite : La perte d'action dans le composite provient du décollement dû aux fissures de flexion, au décollement de composite aux extrémités, comme il y a un décollement prématuré qui peut se produire aussi si la surface du béton n'est pas adéquate et

présente des irrégularités. Ce dernier mode peu être évité par une bonne préparation de surface. En général la probabilité des modes de rupture qui impliquent une perte dans les actions de composite est diminuée en réduisant l'épaisseur du composite et en tendu le composite quand les couches multiples sont utilisées. Si la force dans la région de l'ancrage dépasse la capacité de l'ancrage les considérations qui devraient être données sont de réduire l'épaisseur et d'augmenter la largeur du composite. Généralement il y a une autre recommandation telle que (TR 55), qui détaille les discussions si dessus [Annex J : rehabconstrengtheningwithcarbon fibre Annex J (www.cbi.se/rehabcon/rehabconfiles.htm)].

2.3.1.3 Renforcement à l'effort tranchant :

Par analogie au calcul des armatures d'effort tranchant en béton armé, les poutres renforcées à l'effort tranchant par FRP sont justifiées vis-à-vis de l'état limite ultime pour une fissure d'effort tranchant incliné à 45° qui représente le cas le plus défavorable. Les designs de la résistance au cisaillement des éléments en béton renforcé par composite, se sont basés sur le (truss modèle) et superposition principale avec quelques considérations de comportement orthotrope de composite. La résistance au cisaillement des éléments renforcés déterminée par l'addition de la contribution de renfort composite au béton et l'acier :

$$V_R = V_b + V_s + V_f \quad (2.51)$$

Avec :

V_b : contribution individuelle du béton

V_s : contribution individuelle des armatures transversales, cadres, étriers et parfois les armatures tendues.

V_f : contributions des composites situées latéralement qui se comportent comme armatures externes complémentaires aux armatures existantes.

-Contribution du composite à la résistance à l'effort tranchant : Pour prédire la contribution du composite à la résistance à l'effort tranchant V_f des poutres en béton armé, nombreux modèles ont été proposés. Bien que ce ne soit pas le sujet de notre étude (d'étudier le cisaillement de section), nous tenterons de présenter différentes méthodes de calculs avec des discussions rapides. Ze Yi Wu [wu 10] a essayé de rassembler les différents paramètres utilisés au cours des calculs des (ACI- Khalifa et al., 1998 et Khalifa et al., 1999 et l'FIB- FIB bulletin 14, 2002) et les notations et de les unifier dans la figure (2.19), pour simplifier la compréhension.

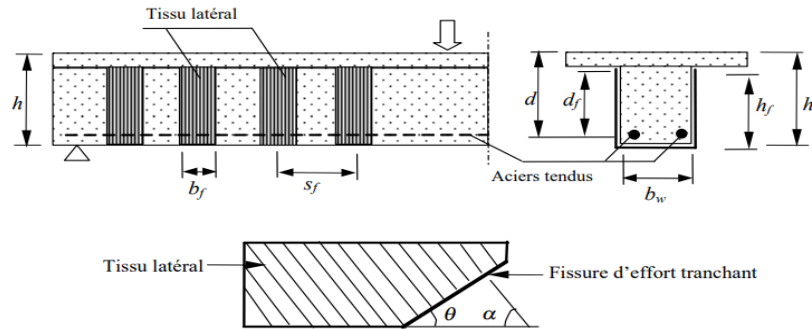


Figure 2.19. Schéma des paramètres d'une poutre renforcée latéralement. [WU 10]

Malek et Saadatmash [Mal 98]: Le modèle proposé par Malek et Saadatmash (1998), est basé sur les équations d'équilibre et de compatibilité. Ils ont montré l'effet :

- de la force ultime de plaque de composite dans la direction normale à la fissure,
- de l'épaisseur de la plaque de composite.

• de l'angle d'inclinaison des fissures. Chajes (Chajes et al, 1998) [CHA 95] ; à considérer que la résistance ultime au cisaillement réassorti par le renforcement des plaques ou bande de composite dépend des caractéristiques mécaniques de composite. La longueur de renforcement, les déformations mesurées dans le composite et la hauteur effective de renforcement de poutre Ils ont réalisé une série d'essais sur huit poutres en T renforcées (entourées ou non) à l'effort tranchant par trois types de composite (aramide, verre et graphique). Les huit poutres renforcées ont toutes été rompues suite au développement des fissures d'effort tranchant, ce qui a provoqué la rupture du composite. Aucune rupture n'a été provoquée par le décollement du composite. Après analyse des résultats d'essais, une valeur limite de déformation du tissu est proposée $\varepsilon_{fud} = 0.5\%$ qui correspond à une contrainte limite de calcul $\sigma_{fud} = E_f \varepsilon_{fud}$

La résistance à l'effort tranchant V_f apportée par le composite est alors calculée comme suit :

$$V_f = A_f \sigma_{fud} d (\sin \alpha + \cos \alpha)$$
 Où $A_f = 2t_f$ est la section totale des composites latéraux par unité de longueur de la poutre.

Dans le cas où $\alpha = 90^\circ$

$$V_f = A_f E_f \varepsilon_{fud} d \quad (2.52)$$

Christophe Deniaud et R .Cheng (2001) :

Ces auteurs ont analysés différentes méthodes de designs en cisaillement trouvé dans la littérature pour des poutres en béton armée renforcées par composite et les ont comparées

avec leurs résultats expérimentaux sur 16 poutres en T renforcées extérieurement avec trois types de composites à base de fibres de verre unidirectionnelle, fibre de verre triaxiale et fibre de carbone unidirectionnelle. La formule proposée pour l'évaluation de V_f est basée sur l'évaluation de la contrainte effective

$$V_f = \frac{A_f f_f d_f \sin \alpha (\sin \alpha + \cos \theta)}{S_f \tan \theta} \quad (2.53)$$

$$A_f = 2 b_f t_f$$

Pour la détermination de f_f ; Deniaud et Cheng ont inclus l'effet de plaque de composite

$F_f = E_f \varepsilon_{\max} \xi_l$; Où ε_{\max} , D_f sont évalués par le modèle proposé par Alexander et Cheng (1997) (voir la discussion dans la section suivante)

Chen et Tang, (2001) : Ont étudiés le cas où la rupture est provoquée par le décollement du composite. Par rapport à l'expression de Chajes, d est remplacé par la hauteur effective du tissu h_{fe} et $\sigma_{fud} = E_f \varepsilon_{fud}$ par la résistance effective du tissu latéral f_{fe} divisée par un coefficient de sécurité partiel γ_f .

$$V_f = 2 \frac{f_{fe}}{\gamma_f} t_f b_f \frac{h_{fe} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{S_f} \quad (2.54)$$

Avec f_{fe} la valeur de calcul de la résistance du composite latéral a la traction, h_{fe} la hauteur effective du composite latéral.

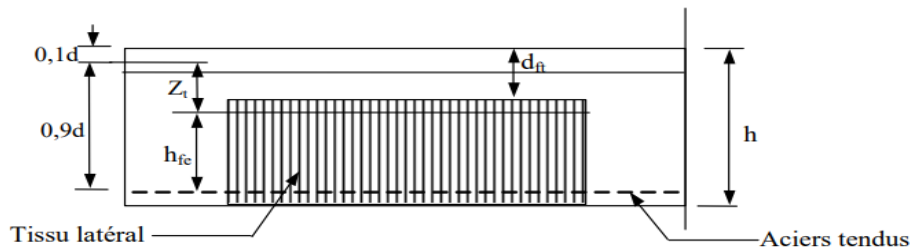


Figure 2.20. Schématisation des paramètres de la méthode de Chen et Tang.[WU 10]

La valeur de résistance du composite est donnée par :

$$f_{fe} = 0.8 D_f f_{fe} \quad \text{si} \quad \frac{f_{fe}}{E_f} \leq \varepsilon_{\max}$$

$$f_{fe} = 0.8 D_f \varepsilon_{\max} E_f \quad \text{si} \quad \frac{f_{fu}}{E_f} > \varepsilon_{\max}$$

Où D est un coefficient de distribution des déformations dans le composite, ε_{\max} déformation limite, choisie égale à 1.5% f_{fu} résistance ultime en traction

La hauteur effective du tissu latéral h_{fe} est donnée par ; $h_{fe} = 0.9d - Z_t$

Avec $Z_t = \max(0.1d ; d_{ft}) + 0.1d$; la hauteur effective obtenue est ainsi inférieure à h_{fe} .

Le coefficient de distribution D_f ; dépend du rapport $\xi = Z_t/0.9d$

Et s'écrit : $D_f = (1 - \xi)/2$

Lorsque les bandes de composite couvrent toute la hauteur de la poutre :

$d_{ft} = 0$, $Z_t = 0$ $h_{fe} = 0.9d$ et $\xi = 0$, d'où $D_{fmax} = 0.5$.

Dans le cas, lors de la conception. $F_{fe} = 0.8D_{fmax}f_{fu} = 0.4f_{fu}$

Pour une estimation plus correcte de contribution des bandes de composites vis-à-vis de l'effort tranchant une contrainte limite de cisaillement à l'interface composite/béton est introduite par d'autres auteurs tel que les présentés au suivant, qui remplacent la limite de contrainte de traction des modèles précédents.

-Shehata A (2001) [SHE 01]: A partir des constatations expérimentales, ce chercheur a développé une méthode pour calculer la contribution de la composite latérale à l'effort tranchant. Pour cela deux poutres en béton armé renforcées à l'effort tranchant par des bandes collées verticalement et inclinées ont été testées. Deux types de rupture ont été constatés :

1. délaminage du composite latéral pour déformation mesurée $\epsilon_{fud} = 0.5\%$ (comme dans le cas de Chajes et al, 1995).

2. Rupture de la couche du béton sous les bandes dues au dépassement de la contrainte limite de cisaillement $\tau_{lim} = 0.45f_f$ La résistance du béton en traction f_t joue ici un rôle important vis-à-vis du décollement potentiel des bandes composite.

Les contraintes limites σ_{fulim} qui correspondent à ces deux modes de rupture ($\sigma_{fu\ lim}$) sont définie par :

- délaminage du tissu ; $\sigma_{fulim} = \epsilon_{fud} E_f = 0.005 E_f$
- Rupture du béton d'enrobage ; $\sigma_{fulim} = \frac{2\tau_{lim} h_f b_f}{2t_f b_f} = \frac{\tau_{lim} h_f}{t_f}$

Où h_f est la contrainte totale de la bande latérale Avec la contrainte limite σ_{fulim} , la contrainte du tissu à l'effort tranchant vis-à-vis des deux types de rupture s'écrit :

$$V_f = \frac{2b_f t_f \sigma_{fulim} Z (\sin \alpha + \cos \alpha)}{s_f} \quad (2.55)$$

Avec $Z = 0.9d$

Dans le cas de la rupture du béton d'enrobage, et lorsque $\alpha=90^\circ$, la résistance à l'effort tranchant apportée par le composite latéral est :

$$V_f = 2\tau_{\text{lim}} h_f Z \frac{b_f}{s_f} \quad (2.56)$$

- FIB bulletin 14, 2001: Dans le modèle de calcul de la FIB (FIB bulletin 14, 2001) après une étude approfondie sur des résultats d'essais publiés dans la littérature, des formules empiriques ont été établies afin de pouvoir estimer

$$V_f = 0.9 \varepsilon_{fd,e} E_{fu} \rho_f b_w d (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (2.57)$$

Avec : E_{fu} le module d'Young du tissu latéral

$$\rho_f \text{ le taux de renforcement du tissu latéral } \rho_f = \left(\frac{2t_f b_f}{b_w s_f} \right)$$

$\varepsilon_{fd,e}$ valeur de calcul de la déformation du composite latéral

Dans le cas de renforcement latéral en forme de U ou par bande isolée, la rupture d'un élément renforcé est principalement conditionnée par le décollement du composite latéral. Dans ce cas, la déformation effective est donnée par la formule ci-dessous :

$$\text{Où } \varepsilon_{fe} = \min \left[0.65 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.56} x^{-3}; 0.17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.3} \varepsilon_{fu} \right] \quad (2.58)$$

Avec f_{cm} en MPa et E_{fu} en GPa Dans cette formule, le premier terme est relatif au décollement du composite et le second à sa rupture. De plus, afin d'éviter qu'apparaissent des fissures d'effort tranchant entre des bandes isolées de composite, une condition portant sur l'espacement des bande s_f est à vérifier : $S_f \leq \left(\frac{0.9d - bf}{2} \right)$ pour une section rectangulaire

Pour un renforcement continu, $b_f = S_f$, et lorsque $\theta = 45^\circ$ et $\alpha = 90^\circ$ alors dans ce cas :

$$V_f = 0.9 \varepsilon_{fc} E_{fu} 2t_f d \quad (2.59)$$

-ACI (2002) :

Cette méthode est issue des travaux de Khalifa et al, (1998 et 1999). La contrainte effective f_{fe} de composite latéral lors de décollement des bandes est calculée en introduisant un coefficient de réduction tel que $f_{fe} = R f_{fu}$, avec la résistance ultime en traction de tissu. Les notions de longueur effective d'ancrage l_{fe} (langueur de transfert) et de largeur effective des

bandes de composite w_{fe} interviennent dans cette méthode. La longueur effective d'ancrage définie empiriquement est la suivante :

$$l_{fe} = \exp(6.134 - 0.58 \ln(t_f \cdot E_f))$$

La largeur effective de bande W_{fe} est donnée par :

$$W_{fe} = d_f - l_{fe} \quad \text{pour une bande en forme de U sans ancrage}$$

$$W_{fe} = d_f - 2 l_{fe} \quad \text{pour une bande isolée}$$

Le coefficient de réduction R est le minimum des valeurs suivantes :

- Rupture potentielle du composite

$$R = 0.5622 (\rho_f E_f)^2 - 1.2188 (\rho_f E_f) + 0.778 \quad \text{avec } \rho_f E_f \leq 0.7 \text{ GPa}$$

- décollement potentiel des bandes composites

$$R = \frac{(f_{cm})^{2/3}}{\varepsilon_{fu} d_f} w_{fe} [738.93 - 4.06(t_f E_f)] \times 10^{-6} \quad (2.60)$$

$$\text{Avec } R_{\max} = \frac{0.006}{\varepsilon_{fu}} \quad \text{Où } E_f \text{ le module d'Young du tissu en GPa}$$

f_{cm} : la résistance moyenne à la compression de béton

$$\rho = \frac{2t_f b_f}{b_w S_f} \quad \text{Le taux de renforcement du composite latérale.}$$

S_f la distance entre les bandes ($s_f \max \leq w_{fe} + d/4$)

ε_{fu} la déformation ultime du composite

La contribution à l'effort tranchant du tissu est la suivante :

$$V_f = \frac{2t_f b_f f_{fe} (\sin \alpha + \cos \alpha) d_f}{S_f} \quad (2.61)$$

Avec une valeur limite de la contribution des armatures latérales à l'effort tranchant V_s donnée par :

$$V_f \leq \left(\frac{2\sqrt{f_{cm}} b_w d}{3} - V_s \right) \quad (2.62)$$

- AFGC 2003: Dans les recommandations de l'AFGC [AFG 03], la résistance à l'effort tranchant apportée par des tissus composites est calculée avec la formule suivante, dans le cas de bandes verticales d'espacement s_f

$$V_f = \alpha_v \frac{2t_f b_f f_{f,d} \min(0.9d, (h_f - l_{anc,vu}))}{S_f} \quad (2.63)$$

Avec la contrainte de dimension du composite : $F_{fd} = \alpha_f \frac{f_{fu}}{\gamma_{fu}}$

Dans le cas des stratifiés in situ en carbone – époxy : $\alpha_f = 0.65$, $\gamma_{fu} = 1.6$ Dans le cas des pulltrudés carbone – époxy : $\gamma_{fu} = 1.25$

$L_{ancr, vu}$: la longueur d'ancrage d'effort tranchant qui peut être choisie inférieure à la longueur d'ancrage de dimensionnement. $L_{ancr, vu}$ est déterminée à partir de résultats expérimentaux.

Donc le choix de la valeur de $L_{ancr, vu}$ va dépendre de la valeur du coefficient α_v minorant la contrainte dans le composite transversal à $\alpha_v f_{fd}$ avec : $\alpha_v = \frac{L_{ancr, vu}}{L_{ancr, d}}$ où $0 \leq \alpha_v \leq 1$

Longueur de l'ancrage de calcul de composite : La longueur d'ancrage de dimensionnement $L_{ancr, d}$ du composite est définie par la formule suivante : $L_{ancr, d} = \text{Min}(\alpha_f L_{ancr, exp}; L_{ancr, th})$

Avec $\alpha_f = 0.65$, où $L_{ancr, exp}$ la longueur expérimentale et $L_{ancr, th}$ est la longueur d'ancrage théorique. Cette dernière est définie en cherchant à équilibrer l'effort de traction repris par le composite F_f par l'intégration des contraintes moyennes de cisaillement à l'interface :

$$F_f = f_{fu} A_f = \tau_{adh, d} L_{ancr, th} b_f$$

Avec : $\tau_{adh, d} = \max(\tau_{adh, d}, 2\text{MPa})$, contrainte de cisaillement de calcul à l'interface et f_{fu} la contrainte ultime du composite.

- ZI YI WU (2004) : L'étude apportée par WU est basée sur une analyse comparative et des constatations expérimentales sur des poutres en béton armé renforcé après avoir été pré fissurées ou soumises à un chargement de fatigue. Dans leur étude WU a conclu que la distribution des contraintes dans le tissu latérale n'est pas uniforme et pour estimer correctement la résistance à l'effort tranchant, un bon choix de la déformation effective est très important. WU a proposé une formule utilisée dans le cas de rupture soit par le décollement ou la rupture de composite. Par rapport aux expressions proposées par ACI et CHEN la formule est basée principalement sur la réduction de la hauteur effective du composite.

$$V_f = \frac{2t_f b_f}{s_f} h_{fe} \sigma_{fe} (\cos \theta + \cos \alpha) \sin \alpha \quad (2.64)$$

H_{eff} été proposé avec une réduction supplémentaire de 0.1d

Donc $d_{fe} = h_f - c$ et $I_{fe} = 7cm$ et $I_{fe} = 7cm$

$$\sigma_{fe} = R\sigma_{ft} \quad \text{avec} \quad R = 0.3 \text{ ou } 0.48$$

Récapitulation et comparaison : D'après les résultats rapportés précédemment par la littérature nous notons que les points les plus ambigus entre les auteurs dans le calcul de la capacité portante à l'effort tranchant sont :

- les valeurs des contraintes ou bien les déformations effectives
- la hauteur effective des composites latérales.

Le tableau suivant montre le point de différence entre les différentes méthodes :

Tableau 2.4. Comparaison entre les différentes méthodes. [Wu 07]

| Méthode | Contrainte (déformation) effective | Hauteur de calcul des bandes latérales | Mode de rupture |
|----------------------|--|--|--|
| Chajes et al (1995) | $\varepsilon_{fd,c}=0.5\%$ | d | Rupture du composite |
| Chen (2001) | $f_{fe}=0.8D_r \quad f_{fu} \leq 0.4f_{fu}$ | $h_{fe}-0.9d-Z_1$ | Décollement du composite |
| Shehata et al (2001) | $\varepsilon_{fd,c}=0.5\%$ $\sigma_{Fv,lim} = \frac{\tau_{lim} h_f}{t_f}$ | 0.9d | Décollement du composite ou rupture de béton d'ancrage |
| Flb (2001) | $\varepsilon_{fe} = \min \left[0.65 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.56} x^{-3}; 0.17 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{E_{fu} \rho_f} \right)^{0.3} \varepsilon_{fu} \right]$ (en cas de décollement du tissu) | 0.9d | rupture ou décollement du composite |
| ACI (1999) | $f_{fe}=R f_{fu}$ (en cas de décollement du tissu) $R = \frac{(f_{cm})^{2/3}}{\varepsilon_{fu} d_f} w_{fe} [738.93 - 4.06(t_f E_f)] \times 10^{-6}$ | $d_f=d-t_s$ | rupture ou décollement du composite |
| AFGC(2003) | $\alpha_v F_{f,d}$ | Min(0.9d,($h_f - I_{ancre,yu}$)) | Décollement du composite |
| Freyssinet (2004) | $\alpha_f = \frac{\tau_{fe} I_{fe}}{t_f}$ ou $\sigma_f = \sigma_{fu}$ | $Z_f=h_f-I_f$ ou $Z_f=h_f-2I_{fe}$ | rupture ou décollement du composite |
| Wu (2005) | $\sigma_{fe}=0.3 \text{ ou } 0.48$ | $h_{fe}=d_{fe}-I_{fe}-0.1d$ | Décollement du composite |

2.4 Mécanismes de rupture des poutres :

2.4 .1 Mécanismes de rupture d'une poutre en béton sans armature en flexion

Cette poutre, béton non armé ; la rupture intervient brutalement sous une charge faible à une insuffisante en traction.



Figure 2.21. Diagramme d'une poutre en béton sans armature.

La fissuration d'une structure en béton armé indique le degré d'endommagement de cette structure à partir de l'indice de fissuration. L'indice de fissuration (**Tableau 2.5**) correspond au rapport de la longueur des fissures transversales par mètre linéaire.

Tableau 2.5. Échelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé.

| Indice de fissuration IF | Degré d'endommagement |
|--------------------------|-----------------------|
| 0 à 0.5 | négligeable |
| 0.5 à 1 | faible |
| 1 à 2 | modéré |
| 2 à 5 | fort |
| 5 à 10 | Très fort |
| >10 | considérable |

2.4.2 Mécanismes de rupture d'une poutre en Béton Armé (sans patch) (rappel) :

Un élément est soumis à de la flexion simple si les sollicitations se réduisent à un moment fléchissant Mz et un effort tranchant Vy . Le comportement du béton en flexion est défini par la loi moment-courbure. La figure ci-dessous présente l'évolution de la flèche (déplacement vertical à mi-travée) en fonction de la charge d'un élément en béton armé soumis à un essai de flexion

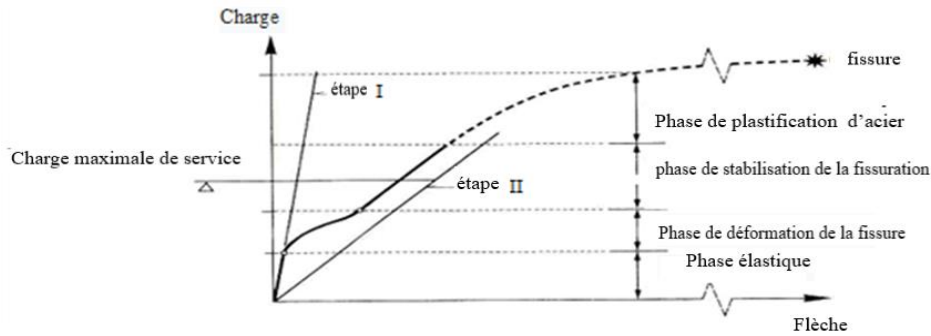


Figure 2.22. Courbe caractéristique charge - flèche d'une poutre en béton armé soumise à la flexion. [CRO 06]

Cette courbe permet de mettre en évidence trois phases :

- Phase I : Élastique non fissurée

- phase I : linéaire traduit le comportement élastique des matériaux, béton et acier, de la poutre. Cette phase correspond au domaine des déformations réversibles.

Dans cette zone de fonctionnement de la poutre, aucune fissure d'origine mécanique n'apparaît.

- Phase II : Élastique fissurée

La deuxième phase est caractérisée par une diminution significative de la pente de la courbe force - flèche due à l'apparition de la première fissure de flexion qui se forme dans la section où le moment fléchissant est le plus élevé. La fissure apparaît lorsque la contrainte normale de traction en fibre inférieure atteint la valeur correspondante à la résistance en traction du béton en flexion. Le moment pour lequel ce phénomène se produit est appelé moment de fissuration. L'augmentation de la charge provoque la propagation verticale de cette dernière et l'apparition de nouvelles fissures du fait de l'élargissement en partie centrale de la zone où la valeur de moment de fissuration est dépassée. Ces premières fissures dites de flexion se propagent vers le haut de la poutre et remontent vers l'axe neutre de la section fissurée. Cette phase est caractérisée par une diminution progressive de la rigidité au fur et à mesure de l'apparition de nouvelles fissures. Cette phase est dite élastique-fissurée car les armatures longitudinales de traction demeurent dans leur domaine élastique. Ainsi, si un déchargement est pratiqué, on constate une fermeture des fissures qui s'explique par la réversibilité des déformations de l'acier. Néanmoins, une flèche résiduelle traduit une irréversibilité liée à la fissuration du béton. Les fissures dans les zones de cisaillement élevées se propagent suite à la contrainte principale de traction oblique. Ces fissures sont appelées

fissures de cisaillement. La phase de fissuration peut être divisée en deux : phase de formation de fissures et phase de fissuration stabilisée.

- Phase III : est la rupture

La troisième phase de ce comportement est la phase de rupture qui est atteinte juste après la plastification des armatures tendues. On note deux mécanismes principaux de rupture : rupture par flexion, et rupture par cisaillement.

La rupture par cisaillement est due soit à :

- La contrainte principale oblique.
- La rupture en compression par cisaillement.
- La perte d'adhérence par cisaillement.

Ces mécanismes sont présentés dans le paragraphe suivant. Ils sont fonctions de différents paramètres :

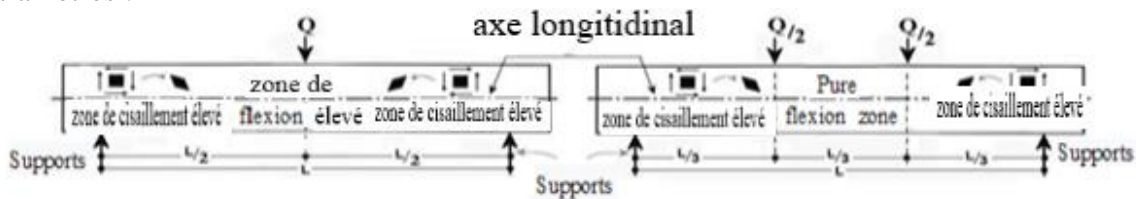


Figure 2.23. Représentation des zones des contraintes élevées d'une poutre chargée en flexion 3 ou 4 points. [CRO 06]

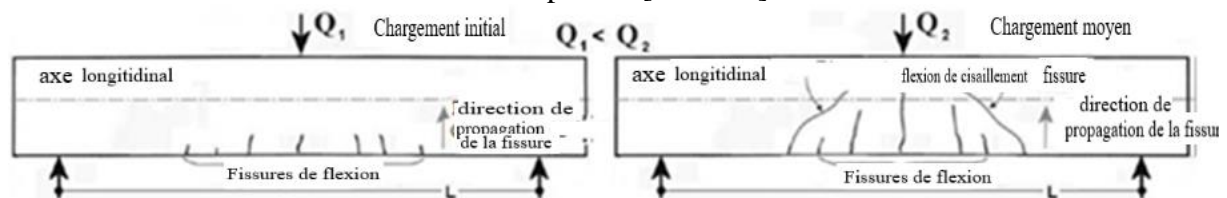


Figure 2.24. Représentation de la fissuration initiale et intermédiaire par flexion d'une poutre en béton armé (BA). [CRO 06]

La principale différence, entre l'endommagement par cisaillement et celui par flexion, se constate à la rupture de la poutre, La rupture par flexion peut se produire : par la plastification de l'armature tendue ou par compression du béton associée à la plastification de l'armature tendue. La rupture par cisaillement est due soit à :

- la contrainte principale oblique (CO),
- la compression par cisaillement (CC).
- l'adhérence par cisaillement (AC).

Tableau 2.6. Échelle de caractérisation de la fissuration d'une structure en béton armé.

| Indice de fissuration IF | Degré d'endommagement |
|--------------------------|-----------------------|
| 0 à 0.5 | négligeable |
| 0.5 à 1 | faible |
| 1 à 2 | modéré |
| 2 à 5 | fort |
| 5 à 10 | Très fort |
| >10 | considérable |

2.4.3 Mécanismes de rupture des poutres en BA renforcées par composite :

L'utilisation des matériaux composites comme renforts extérieurs ne peut se généraliser tant que le comportement mécanique et les types de rupture qui apparaissent ne sont pas bien assimilés afin d'anticiper tous désagréments. Dalle, poutres, colonnes, ponts et éléments de bâtiment ont été renforcés et testés dans diverses études.

Dans le cas de poutres renforcées sous sollicitation de flexion, quatre modes de rupture sont souvent constatés dans les études expérimentales : la rupture due à la flexion, celle due à l'effort tranchant, celle due au décollement du tissu et celle due à la rupture de l'enrobage du béton.

Nous décrivons dans cette section les modes de rupture possibles en flexion (figure 2.26) d'une poutre en béton armé renforcée d'une plaque en matériau composite. Nous nous contentons de présenter une description des modes de rupture possibles, sans en donner une explication théorique.



Figure 2.25. Mode de rupture des poutres fléchies (décollement du composite). [OUL 16]

- Plastification de l'acier si la quantité de renforcement d'acier est assez faible pour permettre la plastification, les forces vont continuer à s'emmagasiner dans le composite et le

béton. Il peut alors s'en suivre une rupture en tension du composite ou une rupture par compression du béton.

- Rupture en tension de la plaque de composite (mode 1) Ce mode de rupture se produit lorsque le pourcentage d'armature passive $\rho_s = A_s / A_c$ et le pourcentage de composite sont tous deux faibles.

$$\rho_{frp} = b_{frp} e_{frp} / bd \quad (2.65)$$

La plastification des armatures est dans ces cas suivie d'une rupture de la plaque de composite en tension et ce, avant la rupture du béton en compression. La capacité du béton n'est alors pas utilisée au maximum. Nous ne pouvons donc pas utiliser le bloc de contraintes. Cette rupture est fragile et n'est pas suggérée en pratique. Afin de simplifier la compréhension, nous désignons ce mode de rupture par le numéro I.

- Rupture classique du béton en compression (mode II) Si le pourcentage d'acier est assez faible et la quantité de composite ajoutée en renfort assez grande pour utiliser toute la capacité en compression du béton, nous aurons la rupture du béton lorsque les déformations des fibres extrêmes en compression auront atteint leur limite Ce mode est semblable au mode de rupture habituel des poutres en béton armé. Nous désignons ce mode par le numéro II.



Figure.2.26. Modes de rupture des poutres renforcées de matériaux composites FRP.

- Rupture de cohésion dans la colle : La colle doit avoir une rigidité et une résistance suffisantes pour transférer la force de cisaillement entre le composite et le béton, et une dureté assez élevée pour prévenir la rupture fragile de la colle causée par la fissuration du. Avec les développements des résines au cours des dernières années, ce problème a été résolu. Plusieurs types de colle ayant les propriétés nécessaires sont aujourd'hui disponibles. Ce mode de rupture peut toutefois devenir un mode de rupture secondaire dans le cas où la plaque en raison de l'ouverture de fissures.

- a. Rupture de la colle à l'interface plaque-colle : Le lien à l'interface plaque/colle doit être assez fort pour transmettre les efforts de cisaillement et ainsi rendre la plaque solidaire au béton. Bien entendu, cette interface existe seulement lorsqu'une colle est utilisée

pour joindre la plaque au béton. Ce mode de rupture peut devenir un mode de rupture secondaire dans le cas où la plaque en raison de l'ouverture de fissures.

b. Rupture de la colle à l'interface béton-colle : De la même manière que pour l'interface plaque/colle, le Lien entre le béton et la colle (dans notre cas la résine de la matrice) doit être assez forte. Pour améliorer l'adhérence de la colle au béton, une préparation de la surface de collage doit être effectuée. Ce mode de rupture peut devenir un mode de rupture secondaire dans le cas où la plaque en raison de l'ouverture de fissures.

- Rupture en compression du béton (mode III) : Lorsque les pourcentages d'armature passive et de composite sont élevés, le béton atteint sa résistance en compression avant la plastification des armatures. Par analogie au béton armé conventionnel, on qualifie ces poutres de sur armées. Nous désignons ce mode par le numéro III.

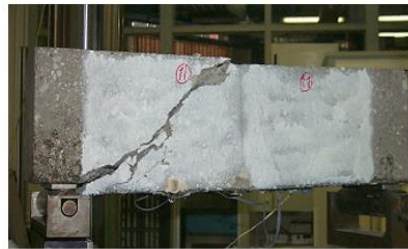
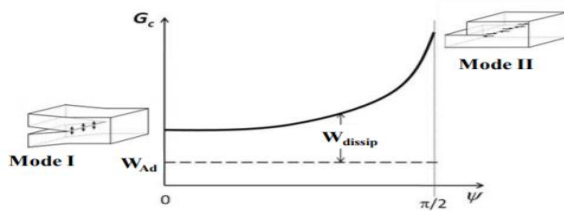


Fig2.27.Energie d'adhérence. [Irwin, 1957] **Fig2.28.**Rupture d'une poutre renforcée en mode a [Wu 10]

- Détermination de T-stress en analyse par éléments finis pour un chargement en mode I et en mode mixte I / II :

Dans un matériau linéaire élastique en état de déformation plane le champ de contrainte autour de la pointe d'une fissure peut être décrit comme un champ symétrique en mode I et antisymétrique mode II, Les contraintes pour chacun des champs peut être écrites comme une extension de la série propre [WIL 57]. Près de la pointe de la fissure, où les termes d'ordre supérieur de l'extension de la série sont négligeables,

Pour le mode I :

$$\sigma_{xx} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos(\theta/2) [1 - \sin(\theta/2)\sin(3\theta/2)] + T + O(r^{1/2}) \quad (2.66)$$

$$\sigma_{yy} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos(\theta/2) [1 - \sin(\theta/2)\sin(3\theta/2)] + O(r^{1/2}) \quad (2.67)$$

$$\tau_{xy} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos(\theta/2) \sin(\theta/2) \cos(3\theta/2) + O(r^{1/2}) \quad (2.68)$$

Pour le mode II :

$$\sigma_{xx} = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin(\theta/2) [2 + \cos(\theta/2) \cos(3\theta/2)] + O(r^{1/2}) \quad (2.69)$$

$$\sigma_{yy} = \frac{K_{II}}{\sqrt{2\pi r}} \sin(\theta/2) \sin(\theta/2) \cos(3\theta/2) + O(r^{1/2}) \quad (2.70)$$

$$\tau_{xy} = \frac{K_I}{\sqrt{2\pi r}} \cos(\theta/2) [1 - \sin(\theta/2) \sin(3\theta/2)] + O(r^{1/2}) \quad (2.71)$$

Où K_I et K_{II} sont le mode I et II mode facteurs d'intensité de contrainte (SIF) ; r et θ , x et y sont les coordonnées dans les systèmes polaire et cartésien respectivement avec la pointe de la fissure à l'origine.

Le terme T est un contrainte constant parallèle à la fissure, est seulement due à une composante symétrique de chargement (mode I) et disparaît pour le mode pure II. Pour normaliser l'effet de T par rapport au facteur d'intensité de contrainte en mode I, [LEE 83] a proposé un paramètre sans dimension appelé rapport de biaxialité B , où

$$\beta = \frac{T\sqrt{\pi a}}{K_I} \quad (2.72)$$

et a est la longueur de fissure. L'équation (1.26) peut être prolongée en mode mixte si K_I est remplacé par un K_{eff} facteur d'intensité de la contrainte effectif définie comme :

$$K_{eff} = \sqrt{K_I^2 + K_{II}^2} \quad (2.73)$$

Il y a des cas où le T -stress peut être importante en comparaison avec les termes singuliers dans l'équation (2.72) et (2.73). Cela se produit par exemple, pour une fissure interne inclinée, lorsque l'angle β entre la ligne de fissure et la direction de chargement tend vers zéro.

(Lorsque la fissure est parallèle au chargement direction qui est $\beta = 0$), donc seulement T -stress qui décrit le champ de contraintes au pointe de la fissure et tous les autres termes de l'éq (2.72) et (2.73). disparaîtront. [HAE 95]

Dans les cas de fissure élasto-plastique des contraintes à l'intérieur de la zone plastique sont représentés par un contour indépendance de l'intégrale J qui est directement

liée au facteur d'intensité de contrainte dans les problèmes élastique linéaires. la théorie classiques de la mécanique de la rupture suppose que dans un mode I un seul paramètre tel que K_I et J peuvent caractériser l'état de contrainte et de déformation à proximité de la pointe de la fissure.

Larsson et Carlsson ; [LAR 73] a montré que dans les petites déformations (limite élastique petit). T peut avoir un effet significatif sur le développement de la taille et la forme de la zone plastique autour de la pointe de la fissure. Des études expérimentales ont également montré que la ténacité à la rupture d'un matériau donné peut être considérablement dépend de la taille et la géométrie de la fissure.(comme exemple Kirk et al [KIR 93]. 1993 et Soremet al. 1991[SOR 91]). Ces études montrent qu'un seul paramètre n'est pas suffisant pour décrire complètement l'état de contraintes et l'apparition de fissure. Betegon et Hancock (1991) [BET 91] a montré que T peut être utilisé comme un deuxième paramètre en relation avec J pour caractériser complètement le domaine au pointe de la fissure en milieu confiné. Ils ont indiqué que dans le mode I, J-dominance est conservé lorsque T est cas de traction alors que la perte de J-dominance correspond à des valeurs négatives de T . Leurs résultats ont également montré que la ténacité obtenue à partir des éprouvettes normalisées telles que CT éprouvette peut être trop conservée. Une étude similaire a été menée par Du et al. (1991) [DU 91] pour le chargement en mode mixte. Traditionnellement, les essais de rupture sont réalisés sur des éprouvettes de compacte tension (CT). Les études analytiques et expérimentales ont montré que T peut être utilisé comme une mesure de contrainte, par exemple Hancock et al. (1993) [HAN 93] et Sumpter (1993) [SUM 93]. Ils ont montré que les échantillons ayant T positive sont connus pour avoir plus de contraintes que celles ayant T négative ;

Des variables techniques basées sur le théorème de l'énergie potentielle minimale sont été utilisée par Leever and Radon (1983) [LEE 83] pour calculée le coefficient (c) les valeurs propres de la série d'expansion des contraintes correspondant au mode I en respectant le coefficient de géométrie.

Le facteur d'intensités des contraintes K_I et le T -stress lie au premier et au deuxième terme dans la série de williams (1957)[WIL 57]. Une approche semblable a été employée par Ewing et al. (1976) [EWI 76] pour un mode mixte I et II. Ces études contiennent le coefficient de chargement symétrique et antisymétrique terme de la solution de williams correspondant à deux modes de chargement. Knesl (1995)[KNE 95] à essayer de déterminer le T par calcul de ce coefficient en mode I.

Utilisons les propriétés du chemin indépendant d'intégrale J Cardew et al. (1984) [CAR 84], et later Kfourri (1986) [KFO 86] propose une méthode de détermination de T en mode I basé sur un théorème (unpublished theorem) proposée par Eshelby [ESH 56]. dans cette méthode le contour d'intégral J est déterminée pour deux cas une pour une géométrie actuelle et un chargement configurée et l'autre pour une fissure semi infinie dans une éprouvette plate soumis à une force ponctuelle en pointe de la fissure parallèle et en même direction de la fissure , il ont proposé un formule relie T avec l'intégral J.

Pour une éprouvette donnée Hallback and Jonsson (1996) [HAL 96] utilise une méthode similaire mais avec une condition en mode mixte de chargement. Le chemin indépendant d'intégrale J est utilisée aussi par Olsen (1994) [OLS 94] and Sladek et al. (1997) [SLA 97] pour calculer K_I , K_{II} et T pour un mode mixte I et II Seed and Nowell (1994) [SEE 94] représente la fissure avec une distribution continue pour la méthode de distribution de dislocations pour dériver les équations singulières qui ont été résolues numériquement pour trouver les facteurs d'intensité de contrainte et T. ils ont présenté les résultats aussi pour une fissure inclinée avec une plaque semi infinie soumise un chargement de traction.

2.4.3.1 Mécanismes de décollement aux extrémités du tissu :

- Décollement à une extrémité de la plaque :

Quelques études ont noté un décollement à l'extrémité de la plaque de renfort. Ce mode de rupture s'initie à l'extrémité de la plaque et se propage vers le milieu (figure 2.29). Il est causé par une haute concentration d'efforts de cisaillement et normaux à l'extrémité de la pièce. La combinaison de ces efforts fait ouvrir une fissure diagonale à l'extrémité de la pièce. Ces décollements peuvent être caractérisés comme un décollement interfaciale ou un délaminage de l'enrobage du béton.

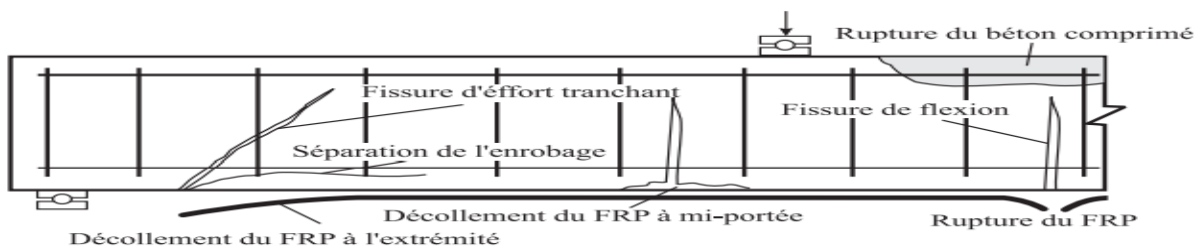


Figure 2.29. Modes de rupture des poutres renforcées par matériaux composite FRP. [BENN 13]

Des nombreuses recherches ont été menées à travers le monde pour mieux comprendre le comportement de ces nouvelles structures multicouches ; Selon Sébastien le décollement aux extrémités du tissu se produit habituellement lorsque trois conditions sont remplies :

1. une faible portée de l'effort tranchant, ce qui produit un cisaillement important et un décollement entre le tissu et la poutre, situé proche des appuis

2. Les extrémités du tissu sont éloignées des appuis

3. l'application de tissu raide empêchant la flèche et produisant une contrainte de cisaillement élevée près des extrémités du tissu [SEB 01]. Décollement interfaciale. Le décollement interfaciale se produit à l'interface entre la surface de béton et le composite. Ceci est causé par la haute concentration des contraintes normales qui se produit à l'extrémité de la plaque et qui causera une rupture de tension dans le système de renforcement de détache avec la bande de FRP qui indique que le lien adhésif-béton est plus fort que la capacité de tension du béton [SMI 01]. Enrobage du béton : Le délaminage de l'enrobage s'initie par des fissures formées dans le béton, sur la surface de la poutre, à l'extrémité de la bande de CFRP. Ces fissures se forment à cause de la terminaison soudaine de la bande de composite qui cause des hautes contraintes normales et de cisaillement dans la partie tendue de la poutre en flexion [SMI 01].

La rupture prématurée provenant du décollement aux extrémités du tissu a été étudiée par plusieurs auteurs (Shalif et al. 1994, Quantill et al, 1996B, Sebastian, 2001 et Nguyen et al, 2001). Les études expérimentales et théoriques relatives aux poutres renforcées indiquent que la haute concentration de contrainte au niveau des extrémités du tissu est à l'origine du décollement du tissu. [WU 10]

Diverses études ont mis en évidence de nombreux comportement vis-à-vis de la rupture. En effet, celle-ci est susceptible de se produire soudainement, conférant alors un comportement fragile peu sécurisant à ces structures, citant comme exemple les travaux de Saadatmanesh et al. (1991) [SAA 91], Ritchie et al. 1991, et Buyukozturk et al. (1998, 2004) Triantafillou et al. (1992-1998) [TRI 92] [TRI 98] Où ils ont étudié l'influence de renforts composites sur les mécanismes de rupture de poutre en béton armé renforcées sollicitées en flexion.

Les études expérimentales et théoriques relatives aux poutres renforcées indiquent que la haute concentration de contrainte au niveau des extrémités du tissu est à l'origine du décollement du tissu [WU 10].

La distribution de la contrainte de traction dans le tissu est celle indiquée sur la (Figure 2.30) Celle-ci augmente de zéro à une valeur constante, dans le cas d'une sollicitation en

flexion 4 points. L'effort de traction dans le tissu est équilibré par une force adhérente fournie par la colle sur une certaine longueur aux extrémités du tissu. Cette distance est la longueur de transfert mesurée à partir de l'extrémité du tissu, appelée longueur d'ancrage par Chajes (Chajes et al, 1996). Sur cette longueur, la contrainte de cisaillement entre la colle et le tissu varie entre un maximum à zéro (Figure 2.31). L'effort limite correspondant est l'effort de décollement, qui correspond à la force maximale que des structures renforcées peuvent supporter localement. La charge de décollement est donc déterminée par la résistance de la colle (la contrainte de cisaillement d'interface) et la longueur de transfert ou d'ancrage.

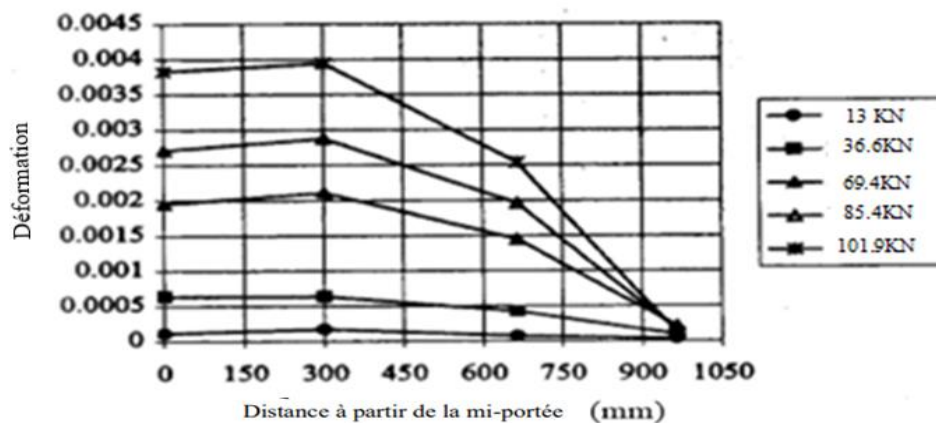


Figure 2.30. Distribution de la déformation d'un tissu (d'après Fanning et Kelly, 2001).

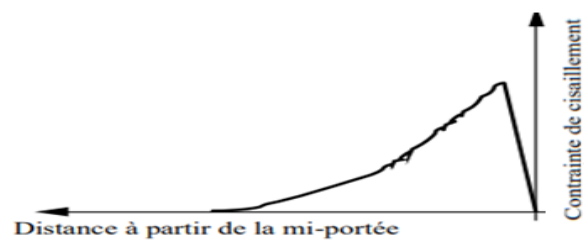


Figure 2.31. Distribution de la contrainte de cisaillement d'interface (le béton et le tissu).

[WU 10]

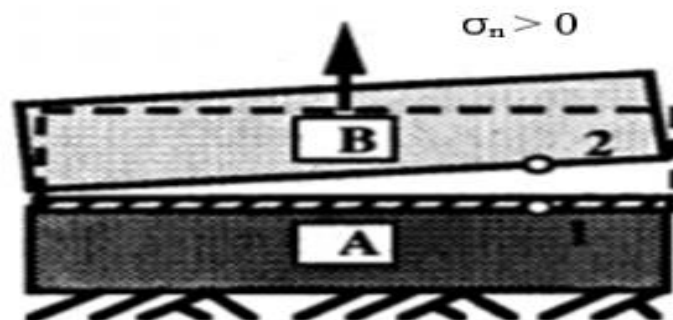


Figure 2.32. Modes de déformation de l'interface. [DES 84] [BEN 91]

En présence de sollicitations monotones, le mode de décollement correspond à un endommagement surfacique progressif de l'interface en mode I. Cependant, en présence de sollicitation cyclique, après séparation, il peut y avoir à nouveau un recollement entre les deux couches. On retrouve alors l'un des deux modes : adhésion ou glissement.

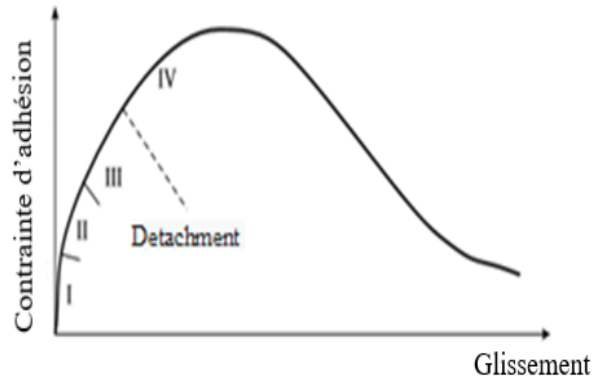


Figure 2.33. Relation adhérence-glissement [DAV 99]. Contrainte d'adhésion

- Décollement à mi porté :

Il se produit dans la portée de cisaillement de la poutre. Il s'initie à des endroits de haut rapport des moments de cisaillement et se propage dans la direction des moments décroissants (figure 2.34), Selon Sébastien (2001) le décollement à mi porté se produit sous les conditions suivantes :

1. une portée importante de l'effort tranchant, un moment de flexion élevé qui se produit proche de la mi-portée.
2. Les extrémités du tissu sont très proches des appuis.
3. l'application de tissu mince Dans la partie de cisaillement des poutres et proche du moment maximum, des fissures diagonales ou fissures de flexion – cisaillement se forment dans la surface du béton. Le décollement à mi porté peut s'initier au bout de ces fissures.



Figure 2.34. Rupture de la poutre fortement armée provient de la rupture d'enrobage vers la mi- portée de poutre. [BENN 13]

Les fissures dans le béton causent des variations des contraintes axiales dans la région du béton non fissurée et par conséquent dans le lien avec le FRP (plus haute contrainte au niveau des fissures, avec contrainte diminuée loin de fissures). Il est rapporté aussi par Sébastien que le décollement à mi porté est catégorisé dans deux pas :

1. initiation.

2. propagation : Pendant l'initiation, au bout des fissures de flexion de la poutre les fissures inclinées commencent à apparaître à travers l'enrobage du béton. Plus la poutre continue à fléchir sous un chargement croissant, plus l'ouverture des fissures devient importante. Cette ouverture ne se fait pas de façon symétrique de part et d'autre de la fissure. Ainsi, les deux faces d'une fissure ne sont pas au même niveau. Lorsqu'une plaque lie les deux côtés d'une fissure, la rigidité de la plaque fait que le côté le plus bas tire sur la partie de la plaque située de l'autre côté, la faisant décoller.

La fissure se propagera relativement et régulièrement, avec une augmentation régulière de la charge. Depuis que les ruptures initiées nécessitent la plus grande énergie de propagation, le décollement peut être arrêté quand la contrainte diminue. Donc avec l'augmentation de la charge la propagation du décollement paraît peu intermittente. Finalement une condition critique est atteinte et les fissures se propagent le long de la longueur de la section. Le CFRP se décolle complètement de la poutre et prend avec lui une mince couche du béton et même des cales du béton [SEB 01] Teng, J.G et al, [TEN 02] ont démontré que le décollement de PRF.

peuvent réduire la ductilité comme il est montré dans la figure (2.35) qui présente la courbes typiques de charge-déflexion à mi travée pour des poutres simplement appuyées renforcées par des lamelles «FRP» chargées par quatre points, cette réduction est constaté d'après une comparaison a été faite entre cette poutre et la poutre témoin, la poutre plaquée par «FRP», cette étude a enregistré une réduction de la ductilité qui est due de la décollement de PRF pour la poutre 2 comme elle est exprimée dans cette étude.

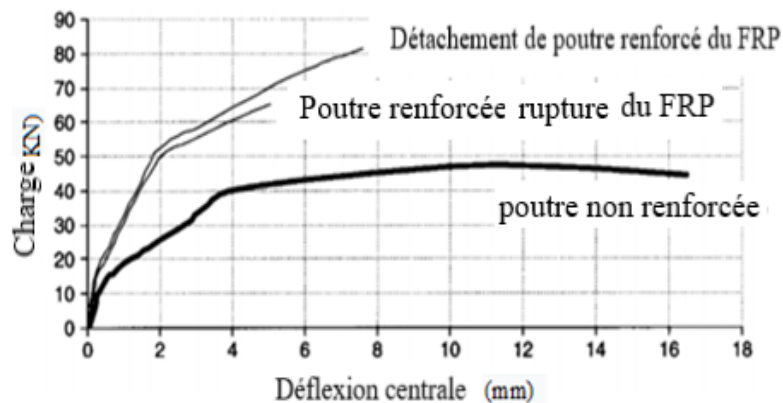


Figure 2.35. Courbe typiques de charge -déflexion des poutres en béton armé renforcées et non renforcées avec des matériaux composites «FRP» [Teng, J.G,...]

2.4.3.2 Méthode d'ancrage :

Pour éviter le mode de rupture prématuré due au décollement, les plaques de CFRP doivent être ancrées adéquatement. Donc il est nécessaire de chercher des moyens techniques pour optimiser l'ancrage et pour que l'utilisation des matériaux composites soit économique. L'ancrage peut être réalisé de plusieurs façons : par des verrous, des plats ou des pinces d'acier, par des mèche de carbone par collage du tissu cintrant la section ou en forme de U, ou bien par ancrage réalisé par un tissu longitudinal plus long que la portée (ancrage d'appui).

- Chicoine (1997) [CHI 97] a effectué des essais sur Quatre poutres en béton armé de trois mètres de portée construites et renforcées avec des plaques en composite de carbone. Trois poutres ont été ancrées avec les bandes en U de composite verre époxy collé sur les faces verticales selon diverses configurations. Les résultats montrent que l'utilisation de bandes d'ancrages en U, équidistantes sur toute la longueur de la poutre, permet d'empêcher une rupture par le délaminage de la plaque aux extrémités, ainsi qu'une rupture par le décollement de la partie centrale de la plaque causé par l'apparition de nombreuses fissures de flexion. Enfin, pour la configuration testée, la rupture s'est produite en flexion avec un gain de résistance de 46 % par rapport à la poutre renforcée sans bandes d'ancrage [CHI 97].

- Hollaway et Leeming, (2001) dans le projet RBUST ont étudiés des poutres précontraintes de 18 mètre de longueur renforcée de tissu de CFRP. La longueur de tissu de carbone est de 6 mètre ($a_l/a_v=0.2$), et des verrous métalliques ont été employés. La charge ultime et la ductilité structurale sont améliorées [HOL 01].

- Benjamin. Z, (2005) : a étudié neuf poutres en béton armé de (15.2 x 25.4) cm de section et de 473 cm de portée. Huit ont été renforcées dans leur partie tendue par le collage de tissu en fibres de carbone avec deux différents types d'adhésif. Les plaques de composite sont étendues jusqu'aux

appuis. Bajamin a trouvé que ce mode d'ancrage empêche le décollement de tissu et le délaminage d'enrobage [BEN 05].

Dans ce sens les études de Kotynia et Henris (2006), montrent qu'après la révision du comportement de décollement et l'étude expérimentale qu'ils ont effectuée, que un bas rapport de a_v/h est un moyen efficace pour éviter le décollement à l'extrémité même. Ils ont recommandés de négliger le renforcement latéral de CFR, et d'utiliser l'ancrage d'appui avec un rapport de a_v/h égal à 2.7 [KOT 06].

Les études de Nguyen (Nguyen et al, 2001) spécialement pour 'éviter le décollement aux extrémités du tissu montrent que la distribution des déformations de tissu de carbone peut être distinguée en 3 zones (Figure 2.37), la zone sans contrainte (de stress zone), la zone de développement du collage (bond development zone) et la zone d'action du composite (composite behaviour zone). Entre la zone de développement du collage et celle d'action du composite, un point de transition est défini (transition point, Figure 2.37) Dans la zone sans contrainte, la déformation de tissu est quasiment nulle. Dans la zone d'action de composite, quelle que soit la longueur de tissu, avant la rupture du collage, les déformations du tissu de toutes les poutres croissent linéairement de zéro à une valeur comprise entre 0,0017 et 0,0023. Il est donc suggéré de limiter la déformation du tissu au point de transition pour éviter le décollement.

Dans l'hypothèse où la poutre renforcée fonctionne en action de composite parfaite, en négligeant la raideur de flexion du tissu et en utilisant la théorie élastique des poutres, la déformation du tissu au point de transition est calculée par la formule suivante:

$$\varepsilon_{pe} = \frac{1}{E_c} \frac{M_e}{I} (h_f - x) \quad (2.74)$$

où

M_e = moment fléchissant au point de transition, I = moment d'inertie de la section fissurée, x = hauteur de l'axe neutre, h_f = distance entre le sommet de poutre et le centre de gravité du tissu et E_c = module d'Young du béton.

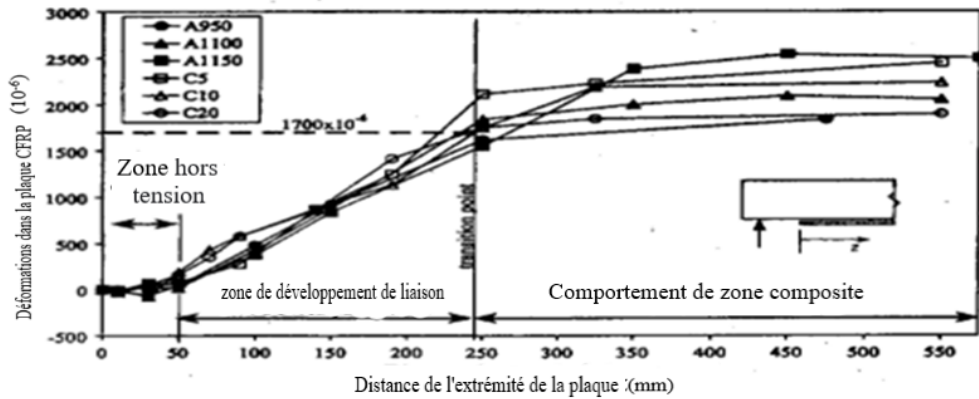


Figure 2.36. Distribution des déformations du tissu (d'après Nguyen et al. 2001).

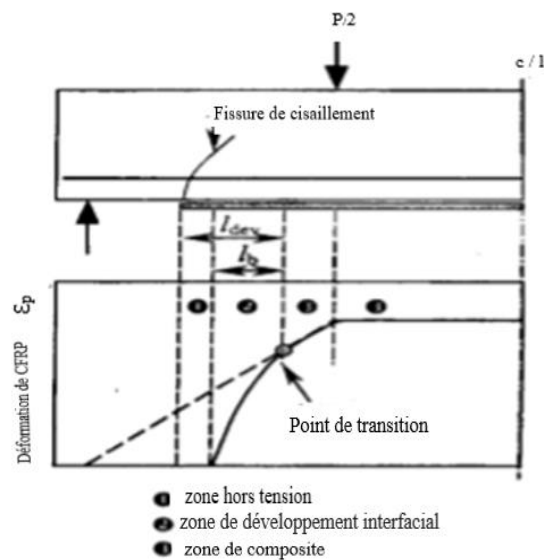


Figure 2.37. Modèle de matériau composite de poutre renforcée de CFRP (d'après Nguyen et al., 2001)

La longueur de développement d'ancrage, appelée précédemment longueur de transfert (bond development length).

Par ailleurs, dans les études de Fanning (Fanning et Kelly, 2001), les auteurs ont trouvé que, quelle que soit la longueur de tissu de carbone, le décollement du tissu s'effectue lorsque le gradient de déformation du tissu, défini par la déformation maximale de celui-ci divisée par la longueur de tissu dans la portée d'effort tranchant (ϵ_{\max}/a_1), atteint une certaine valeur (entre $4,2 \times 10^{-6}$ et $5,52 \times 10^{-6}$ par mètre dans cette étude). Dans l'hypothèse de la combinaison des déformations et de l'équilibre des forces dans la section, la charge de décollement du tissu peut être en être déduite.

En bref, le décollement aux extrémités du tissu est contrôlé soit par la valeur limite de contrainte de cisaillement dans la colle (Roberts, 1989 et Schalif et al, 1994), soit par la déformation dans le tissu au point de transition (Nguyen et al., 2001), soit par la valeur du gradient des déformations du tissu (Fanning et Kelly, 2001) [FAN 01]. Toutes ces valeurs limites visent à éviter le décollement aux extrémités du tissu et sont conditionnées par la charge extérieure. Mais les études des autres (Triantafillou et Plevris, 1992[TRI 98], Quantill et al., 1996B [QUA 96]) nous montrent que la résistance de béton joue aussi un rôle important vis-à-vis du décollement du tissu : il n'y a pas de consensus sur les méthodes de dimensionnement.

Tableau 2.7. Influence du type d'ancrage sur la résistance ultime des poutres renforcées.[wu 10]

| Etudes | a_v/h | Charge ultime (Kn) | Amélioration | Ancrage | Modes de rupture |
|---------------------------|---------|--------------------|--------------|---------------------------|--------------------------------------|
| Quantill et al.,1996 | 3 | 41 | 1 | non | Séparation du tissu et de l'enrobage |
| | | 64 | 1,56 | appuis | Ruine du béton comprimé |
| | | 52 | 1,28 | GFRP en forme U | Séparation du tissu et de l'enrobage |
| | | 51 | 1,25 | Epingle en acier | Rupture d'enrobage |
| Spadea et al., 1998 | 6 | 74,8 | 1 | non | Décollement brutal du tissu |
| | | 98,8 | 1,32 | Plate en acier en forme U | décollement de l'ancrage |
| | | 98,3 | 1,31 | | Glissement du tissu |
| Hollaway et Leeming, 2001 | 10,6 | 60 | 1 | non | Décollement local du tissu |
| | | 75 | 1,25 | Verrous en acier | |

Conclusion

Les calculs à l'ELU d'un renforcement par composite sous sollicitation de flexion simple sont effectués en posant les hypothèses conventionnelles appliquées au calcul du béton armé, avec les limitations sur les déformations du béton comprimé, des armatures tendues et du composite. D'après tous les modèles proposés par les différents auteurs, pour le calcul de la résistance à l'effort tranchant, il est remarquable que la contribution de composite dépend de plusieurs paramètres : déformation de composite, hauteur effective de la poutre, la surface de composite, l'épaisseur et la résistance à la traction de composite, la résistance au cisaillement

du béton. Il est évident d'après le nombre important des études apportées par les auteurs qu'il est difficile de proposer une formule analytique pour prédire correctement la force ultime de renforcement dans le cisaillement des poutres. La difficulté peut résider dans l'interaction complexe qui existe entre le béton et les armatures de renforcement dans le cisaillement et la flexion et le renforcement de composite dans le cisaillement. Généralement le point le plus complexe est le choix de la contrainte ou bien la déformation effective, et la hauteur effective des bandes de composite. D'autre part on conclue qu'il n'y a pas de consensus pour la prédiction de résistance à l'effort tranchant du composite. On conclue aussi que la contribution de composite aux fissures des 'efforts tranchant des poutres en béton armé est plus efficace lorsque les bandes sont perpendiculaires à la fissure d'effort tranchant et sont en forme de U. Généralement sur la plus part des méthodes discutées deux modes de rupture ont été observés : La rupture par arrachement du composite lorsque les bandes sont en forme de U La rupture de composite dans le composite dans le cas du renforcement entouré.

Chapitre 3

Stratégies numériques
d'analyse des comportements
des structures en béton armé
réparées

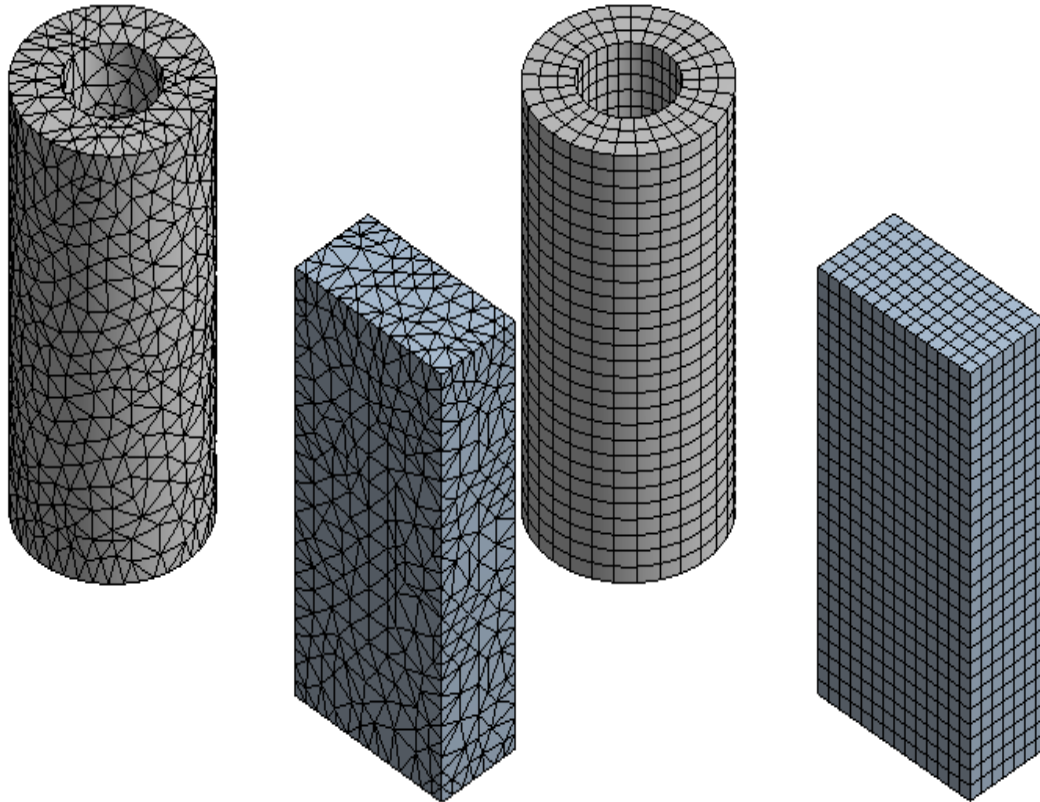
Introduction

Comme on l'a vu dans les chapitres précédents, la mise en œuvre analytique du calcul à la rupture se révèle souvent difficile, notamment lorsqu'il s'agit de traiter des problèmes définis sur des géométries complexes. La mise au point de méthodes numériques destinées à évaluer le comportement à la ruine des structures s'avère donc nécessaire si l'on souhaite utiliser la théorie du calcul à la rupture. Dans ce cadre théorique, de nombreuses formulations numériques ont été proposées pour la résolution de problèmes en déformation plane. Pour la plupart, ces formulations se fondent sur la méthode des éléments finis, cette dernière est très générale et possède une base mathématique rigoureuse qui est fort utile, même sur le plan pratique.

En effet, cette base mathématique permet de prévoir jusqu'à un certain point la précision de notre approximation et même d'améliorer cette précision, via les méthodes adaptatives. Dans ce chapitre nous présentons de façon synthétique comment peut être modélisé le comportement d'une structure en béton armé à partir de la méthode des éléments finis au calcul tridimensionnel pour l'analyse des structures. . Il est évident que pour traiter ce problème dans son intégralité, il faut tout d'abord s'attacher à déterminer les lois de comportement des matériaux pris séparément, en l'occurrence celles du béton sous chargement biaxial et de l'acier sous chargement monoaxial, mais aussi et surtout celle de la liaison acier-béton qui est beaucoup plus complexe et la manière dont on peut la modéliser par éléments finis. [BOUC 11]

3.1 Bref historique (méthode des éléments finis) :

L'idée fondamentale derrière la méthode des éléments finis remonte loin en arrière. Les grecs par exemple avaient reconnu que l'on peut approcher la solution d'un problème complexe en le divisant en problèmes plus simples. On peut par exemple approcher le périmètre d'un cercle en calculant le périmètre d'un polygone à n côtés, pourvu que n soit suffisamment grand. Il suffit alors de connaître la longueur d'un segment de droite, problème beaucoup plus simple que celui de la longueur d'un arc de cercle. Et donc l'appellation éléments finis vient de la décomposition du domaine d'étude en éléments qui sont souvent représentés par un maillage, (voir figure 3.1 et 3.2).

**Figure 3.1.**Maillage tétraédrique.**Figure 3.2.**Maillage hexaédrique structuré.

Sachant que le maillage est la discrétisation spatiale d'un milieu continu, ou aussi, une modélisation géométrique d'un domaine par des éléments proportionnés finis et bien définis. L'objet d'un maillage est de procéder à une simplification d'un système par un modèle représentant ce système et, éventuellement, son environnement (le milieu), dans l'optique de simulations de calculs ou de représentations graphiques.

Un maillage est défini par :

- son repère ;
- les points le constituant, caractérisés par leurs coordonnées ;
- les cellules, constituant des polytopes reliant n de ces points ;

et peut-être caractérisé notamment par :

- sa dimension : typiquement 2D ou 3D ;
- son volume (dimension totale couverte) ;
- sa finesse : surface ou volume moyen des cellules composant le maillage ;

- la géométrie des cellules : triangles, quadrilatères (parallélogrammes, rectangles, carrés), ..., polygones, en 2D ; tétraèdres, prismes, hexaèdres (parallélépipèdes, cubes), ..., polyèdres en 3D ; (voir figure 3.3 et 3.4).

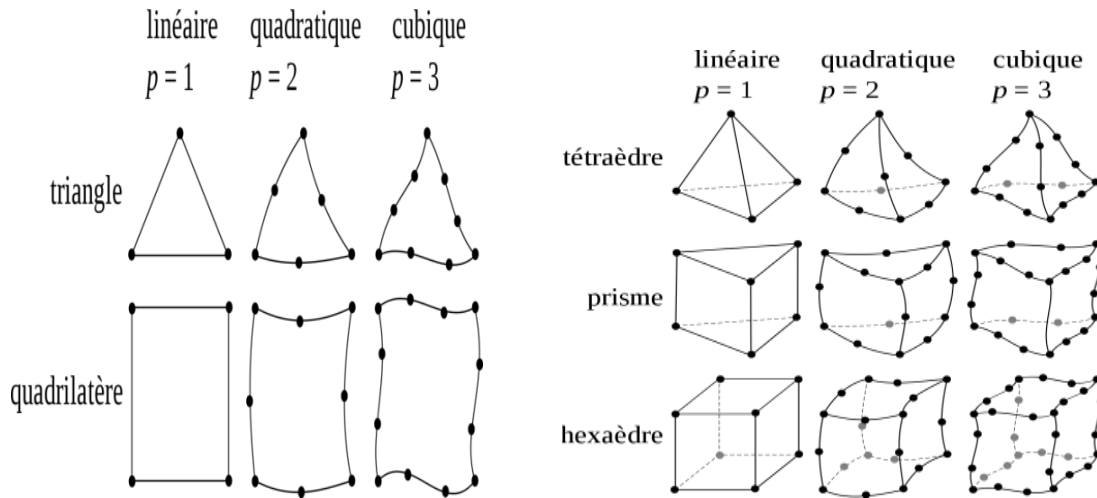


fig3.3 Principaux types d'éléments utilisé en 2D **fig3.4** Principaux types d'éléments utilisé en 3D

Le degré de l'élément : c'est le degré du polynôme servant à décrire les côtés ou arêtes des éléments, un élément de degré 1 a des côtés ou arêtes rectilignes ; dans le cas des éléments finis, c'est également le degré des polynômes d'interpolation.

L'utilisation de mailles tétraédriques (gauche) permet de mailler « fidèlement » des géométries complexes. L'utilisation d'un maillage régulier (droite) n'est possible que sur des domaines simples, mais permet de réduire le nombre de nœuds et donc le coût du calcul.

L'application à la solution des équations aux dérivées partielles est évidemment plus récente et est intimement liée au développement de l'informatique, car suite aux progrès obtenus en analyse avec la méthode de Galerkin qui se base sur des théorèmes de projection dans les espaces de Hilbert au début du XX^{ème} siècle, Robert Courant [COU 43] a introduit le concept de déformation vibrationnelle en 1943, avec des fonctions de base à support locaux ouvrant la voie à une division d'un domaine considéré en "éléments", qui est à la base de toute méthode d'éléments finis. Pour la méthode de Ritz [RIT 08], on part d'un problème posé dans un espace de dimension infinie. On approche ensuite la solution du problème initial en cherchant une solution dans une suite croissante de sous-espaces de dimension finie. Ces problèmes approchés sont en général beaucoup plus faciles à résoudre. On peut de plus

espérer que la solution du problème en dimension infinie peut être obtenue par un passage à la limite. Le choix des fonctions de base constituant ces espaces de dimension finie est délicat et initialement on les construisait globalement sur le domaine. C'est Courant qui eut l'idée d'introduire des fonctions à support local qui simplifient grandement leur construction. Cependant ce n'est qu'avec le développement des ordinateurs que ces travaux trouvent leurs applications avec les travaux pionniers de Zienkiewicz et Argyris [ZIE 00] qui définirent la méthode en 1960.

Par la suite, l'apport du calcul matriciel introduit par un ingénieur civil anonyme, amène le succès de la méthode et sa puissance. La méthode connaît alors un développement fulgurant accompagné par les progrès de l'informatique.

La méthode des éléments-finis est une méthode puissante basée sur une théorie mathématique rigoureuse.

3.2 Domaine d'applications :

On retrouve les premières applications véritables de la méthode des éléments finis en 1956 en mécanique des structures. Un groupe de chercheurs (Turner, Clough, Martin et Topp) [TUR 56.] de Boeing utilisent cette méthode pour calculer la voilure d'un avion.

La méthode des éléments finis est maintenant reconnue comme l'une des principales méthodes de résolution des équations aux dérivées partielles (EDP) dans des géométries quelconques, que ce soit en dimension un, deux ou trois. On trouve même des méthodes d'éléments finis en dimension 4, soit en espace-temps...

Les applications sont tout aussi nombreuses et variées. Les ingénieurs de diverses disciplines utilisent les éléments finis, que ce soit en mécanique des fluides ou des solides, mais aussi pour les problèmes thermiques, électromagnétiques, chimiques, etc. On retrouve aussi des applications en physique, et notamment en astrophysique, etc...

De nombreux codes industriels (solveurs) existent et sont généralement couplés à un logiciel de CAO ou Computer Aided Design (CAD) en Anglais. Citons Abaqus, Robot, LS-dyna, Feap, Code-Aster, Cast3M et bien d'autres comme le cas dans notre présente analyse, le logiciel utilisé est ANSYS [DAV 99].

3.3. Techniques de modélisation par la méthode des éléments finis des structures :

Dans la conception des produits, des pièces mécaniques et des structures, les étapes relatives à l'évaluation des états de contraintes et de déformations, des caractéristiques vibratoires ou encore des possibilités de ruine font largement appel aux simulations basées sur la méthode des éléments finis.

3.3.1 structures non renforcée :

En analyse numérique, la méthode des éléments finis (MEF, ou FEM pour finite element method en anglais) est utilisée pour résoudre numériquement des équations aux dérivées partielles. Celles-ci peuvent par exemple représenter analytiquement le comportement dynamique de certains systèmes physiques (mécaniques, thermodynamiques, acoustiques, etc.).

Concrètement, cela permet par exemple de calculer numériquement le comportement d'objets même très complexes, à condition qu'ils soient continus et décrits par une équation aux dérivées partielles linéaire : mouvement d'une corde secouée par l'un de ses bouts, comportement d'un fluide arrivant à grande vitesse sur un obstacle, déformation d'une structure métallique, etc.

En appui de l'étude numérique, Diverses simulations, basées sur des hypothèses de modélisation différentes, ont été réalisées à l'aide du logiciel ANSYS et seront présentées dans ce document. En déterminant (effets du renforcement structurel, analyse des processus de fissuration et des modes de ruptures, etc).

De manière générale, le problème étudié est complexe puisqu'il s'agit finalement de modéliser le comportement mécanique d'une structure « composite », c'est à dire constituée de matériaux très différents dont les fonctions mécaniques sont également très différentes ; cette structure étant en outre initialement pré-endommagée puis réparée. On peut donc d'ores et déjà distinguer les principales difficultés de modélisation inhérentes à cette problématique:

-si de nombreux progrès ont été faits dans la compréhension des mécanismes qui régissent le comportement mécanique de matériaux complexes, comme par exemple le béton, soumis à des sollicitations plus ou moins simples comme la traction, la compression ou diverses combinaisons des deux, et conduisant à des modèles performants, l'association de ces matériaux au sein d'une structure, par exemple une poutre en béton armé, dans le cadre

d'une simulation numérique de son comportement global, mène à des modélisations qui s'avèrent être encore délicates.

Dans le cas du béton armé, les problèmes principaux sont liés, entre autres :

- pour ce qui est des structures elles-mêmes, à la complexité des géométries représentées : géométrie extérieure globale, ferrailages, etc. ... conduisant, compte tenu des efforts appliqués, à des modes de sollicitation locaux (souvent tridimensionnels) du matériau assez éloignés de ceux pour lesquels le modèle s'est avéré performant,

- pour le matériau lui-même, et plus particulièrement le béton compte tenu de son hétérogénéité interne, au caractère localisé de la fissuration, aux effets d'échelles,

- enfin, pour l'association entre les différents matériaux constitutifs, au rôle des interfaces entre ces matériaux (interfaces acier/béton ou tissu/béton). Les conséquences principales de ces complexités sont :

- de limiter parfois le caractère prédictif de la simulation envisagée par la difficulté de s'approcher suffisamment près de la réponse réelle de la structure sans recalage des paramètres matériaux théoriquement nécessaires au modèle et initialement déterminés expérimentalement, ou sans recalage des hypothèses de départ,

- de conduire rapidement à des calculs coûteux, voire prohibitifs surtout en trois dimensions, si le choix initial a été d'enrichir au maximum la modélisation numérique du problème pour obtenir des informations locales judicieuses comparativement à l'expérience.

Bien que chaque modélisation soit présentée suffisamment en détail au moment opportun, les grandes lignes sont les suivantes :

-Les comportements des différents matériaux constitutifs, particulièrement le béton et les aciers, sont considérés comme étant non linéaires. Les modèles utilisés s'inscrivent dans une approche élastoplastique classique du comportement de ces matériaux. Le tissu de renforcement, quant à lui, est supposé conserver un comportement élastique linéaire jusqu'à rupture. Les caractéristiques mécaniques (résistances, modules, ...) des matériaux déterminées expérimentalement sont utilisées pour alimenter les paramètres des modèles de comportement utilisés.

- les discontinuités physiques au sein du béton induites par les deux macro-fissures initiées dans la phase de pré-fissuration sont prises en compte de façon explicite soit par des éléments spéciaux de contact, soit par une zone vide d'éléments de largeur très petite.

- la symétrie des amorces de ruptures de la phase de pré-fissuration ainsi que la symétrie de la structure elle-même et celle du chargement appliqué permettent de ne considérer, dans le cadre de ces modélisations, que la moitié des poutres.

- les simulations sont faites en deux dimensions (contraintes planes) ou trois dimensions en fonction des informations que l'on désire mettre en évidence.

3.3.2 structures renforcées :

Les solutions analytiques fournies par les approches décrites ne concernent que des cas particuliers des analyses vérifiant des hypothèses qui allègent la résolution des équations. Pour aboutir à des résultats très satisfaisants vérifiant la complexité des structures existantes, l'outil numérique s'avère indispensable. La raison pour laquelle, on ne s'intéresse ici qu'à la méthode des éléments finis, qui est de nos jours l'outil d'ingénierie dominant pour l'analyse de ce type de structures. En littérature, les éléments finis sont généralement classés suivant la nature géométrique de la structure à modéliser (1D, 2D et 3D) (Figure 3.5), de la méthode de construction et du type d'inconnues principales du modèle (déplacements, contraintes, mixte, hybride). La raison pour laquelle, on a décidé de proposer à la présente section un bref aperçu sur les différents types d'éléments existants et recommandés dans l'analyse des structures renforcées par des plaques externes. Vu la non-linéarité (la non-linéarité matérielle, la non-linéarité géométrique) du comportement des composants structuraux plusieurs auteurs ont proposés des modèles par éléments finis pour étudier ce type de structures renforcées par FRP, même la puissance des ordinateurs actuels permet de trouver la résolution de problèmes non-linéaires en matériau et/ou en géométrie de plus en plus complexes.

Généralement les règlements acceptent un calcul de structure linéaire couplé à un calcul local non linéaire (par exemple : dans une poutre, on détermine par un calcul linéaire la section la plus sollicitée, que l'on vérifie à l'aide d'un calcul non linéaire)

Une description des différents modèles est donnée ci-dessous. [BENN 13]

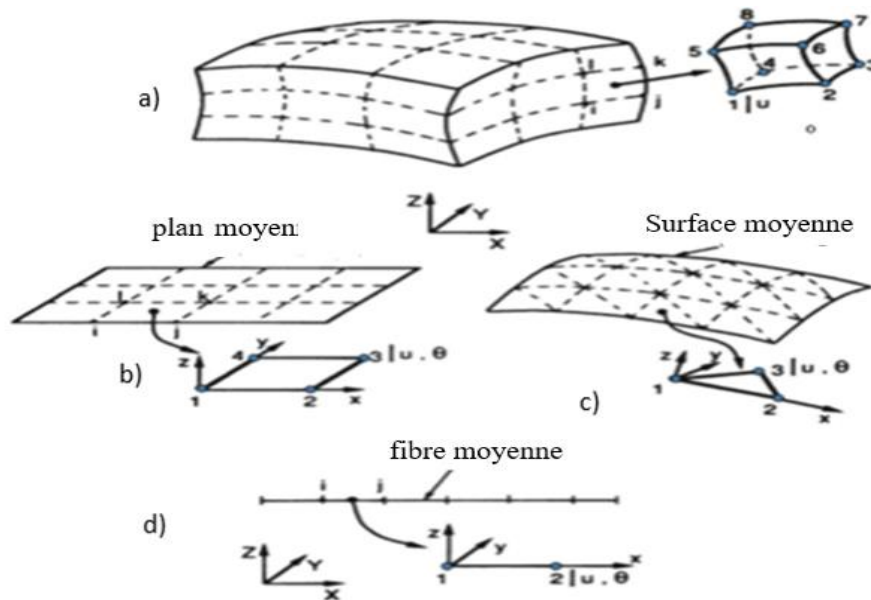


Figure 3.5 Discretisation par éléments finis (a) élément tridimensionnel, (b) élément plaque, (c) élément coque (d) élément poutre. [BENN 13]

3.3.3 Modélisation des structures poutres

L'analyse non-linéaire des structures en béton armé a fortement progressé ces dernières décennies grâce aux modèles numériques mis à la disposition des ingénieurs, parmi lesquels, au premier rang, on trouve les éléments finis. La puissance des ordinateurs actuels permet de trouver la résolution de problèmes non-linéaires en matériau et/ou en géométrie de plus en plus complexes. On distingue trois niveaux de discrétisation par éléments finis de structures en poutres, [MIL 91] : un niveau global, un niveau local ou un niveau semi-global de discrétisation, illustrés dans la figure 3.6a

Discrétisation globale : L'approche en discrétisation globale (figure 3.6a) d'une poutre consiste à modéliser sur une représentation unidimensionnelle de la poutre. Ceci signifie que l'on ramène à l'axe de référence de la poutre toute information

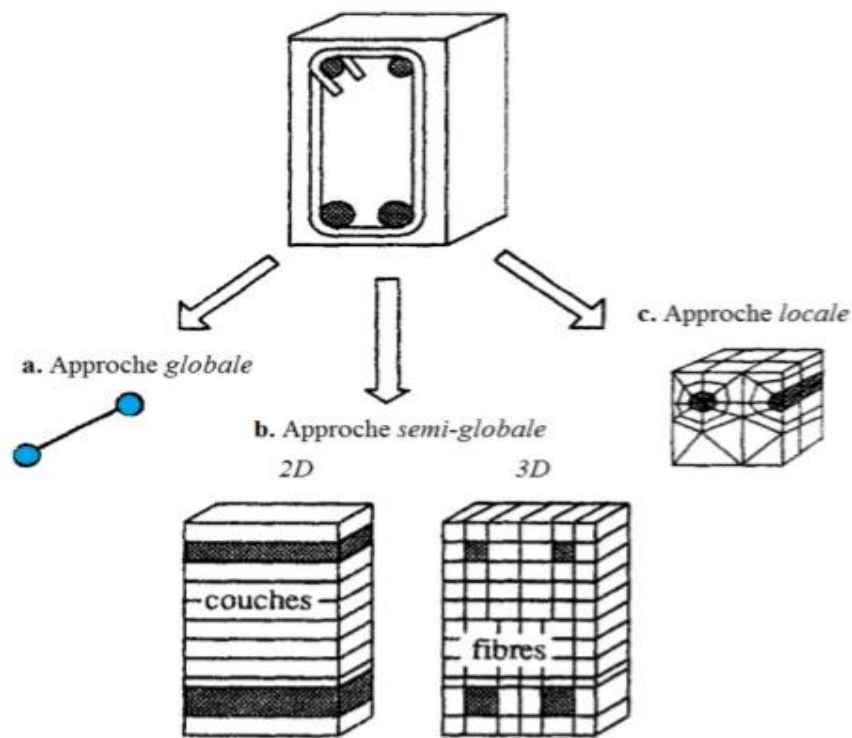


Figure 3.6 Echelle de discrétisation par éléments finis. [BENN 13]

L'échelle globale : à cette échelle, c'est le comportement inélastique de la section courante, prise dans son ensemble, qui est défini des lois de chaque matériau (béton acier). Celles-ci sont intégrées sur la section pour construire, d'une part, des lois moments-courbures et efforts normaux-allongements et, d'autres part, des courbes d'interaction ou de couplage moments-efforts [PRA 97]. Cette approche globale conduit en général à des temps de calcul réduits mais elle ne permet pas de définir précisément les comportements locaux, en particulier la fissuration, parce qu'elle intègre globalement les phénomènes. Cette approche est également limitée aux structures de type poutres, car sa généralisation aux plaques reste très délicates.

- L'échelle semi-globale : il s'agit d'une échelle intermédiaire, dans laquelle l'élément fini de structure (poutre, plaque ou coque) conserve ses hypothèses de structure (Navier ou Navier-Bernoulli par exemple), et l'évolution du matériau dans une direction (la hauteur de la poutre) est pris en compte, soit en décomposition en couches, soit par une intégration spécifique dans cette direction. Cela conduit à une approche fiable et réaliste.

- L'échelle locale : le béton est ici modélisé par des éléments de milieu continu bidimensionnel (2D) ou tridimensionnel (3D). La rhéologie est exprimée en termes de relations contrainte-déformation. L'analyse est très lourde car l'état du matériau est pris en

compte à chaque point d'intégration de l'élément fini considéré. Elle a cependant l'intérêt d'être proche de la réalité physique. C'est cette approche que nous avons choisie pour modéliser les poutres en béton armé renforcée par matériaux composites. [BED 04]

3.3.4 Modélisation du béton armé fissuré :

Le comportement interne d'un élément en béton armé ne peut être représenté que grâce à des méthodes numériques développées. La fissuration est l'une des principales causes des déformations et des dommages dans ces éléments par le développement de multiples microfissures, qui peuvent coalescer pour aboutir à la création d'une macrofissure, la méthode des éléments finis et la mieux adaptée afin de prédire d'une manière plus exacte ce comportement. [BOU 11] L'une des plus importantes caractéristiques du matériau fragile est sa faible résistance à la traction qui donne naissance à la formation des fissures. Ces fissures réduisent considérablement la rigidité du matériau. Les lois constitutives formulées précédemment pour un matériau sain ne sont plus valables lorsqu'il est fissuré. Par conséquent, il existe deux approches pour prendre en compte les phénomènes liés à la fissuration : l'approche de la fissure discrète et l'approche de la fissure continue (§.3.3.4.3). En général, si un comportement local détaillé est désiré, les adaptations du modèle de fissures discrètes sont utiles. Pour la plupart des applications structurelles, le modèle de fissures continues est le plus utilisé.

3.3.4 .1 Introduction de la liaison acier-béton :

Dans le calcul La prise en compte dans le calcul numérique de la liaison acier-béton, dépend de la manière dont les éléments acier sont connectés aux éléments béton. Il existe deux manières fondamentalement différentes de modéliser cette liaison :

a)- On peut utiliser des éléments spéciaux de contact, avec lesquels les caractéristiques de la liaison sont modélisées par la relation contrainte- déplacement de l'élément.

b)- Les éléments acier et béton peuvent être connectés directement. Cela implique alors l'hypothèse d'une adhérence parfaite entre l'armature et le béton. Le choix parmi ces deux modélisations de la liaison acier-béton, dépendra du problème spécifique que l'on veut traiter. Dans le cas où le comportement local entre l'armature et le béton doit être correctement apprécié, comme par exemple l'analyse du processus d'ancrage, l'utilisation d'éléments spéciaux de contact sera nécessaire. Par contre pour l'étude du comportement

global d'une structure, la liaison directe est utilisée sous l'hypothèse d'adhérence parfaite entre l'acier et le béton.

3.3.4 .2 Présentation des éléments de contact :

Nous ferons une brève description de certains éléments développés dans la littérature

a) Le plus simple est l'élément de liaison développé par Ngo et Scordelis [NGO 67]. Il relie un nœud de l'élément béton à un nœud de l'élément acier adjacent. Cet élément de liaison n'a pas de dimension physique et par conséquent les deux nœuds connectés ont les mêmes coordonnées. On peut le représenter en fait par deux ressorts, l'un parallèle et l'autre normal à l'axe longitudinal de la barre d'acier.

b) Une deuxième manière de modéliser la liaison acier-béton est l'utilisation d'éléments de contact. Ces éléments développés par Schäfer, réalisent la connexion de tous les nœuds de l'élément acier, avec ceux de l'élément béton adjacent. Cet élément de contact a une dimension finie et possède deux paires de nœuds doubles. [BOU 11]

3.3.4.3 modélisations des fissures :

Il existe deux techniques de modélisation des fissures par éléments finis :

- Modélisation discrète des fissures (discret crack model) :

Le concept de la fissuration discrète se distingue de tous les autres modèles de fissuration et dans le maillage d'éléments à l'endroit de la fissure. Cette approche a été initialement développée par Ngo & Scordelis ;[NGO 67] qui ont modélisé la fissure en séparant par dédoublement des nœuds deux éléments ayant un côté en commun. Ce modèle possède deux inconvénients majeurs :

Premièrement, il implique un changement continu de la connexion des nœuds et de la topologie du maillage.

Deuxièmement, le chemin de propagation de fissure doit nécessairement suivre les côtés des éléments, ce qui rend la solution fortement dépendante du maillage. Pour pallier cette difficulté, l'approche a été affinée en utilisant des méthodes de remaillage adaptatif de façon à ce que des nouveaux éléments soient introduits avec leurs côtés orientés dans la direction de la fissure. On peut noter également que l'approche de la fissure discrète ne semble pas avoir été développée en trois dimensions. De plus, cette technique semble plus performante si elle est appliquée à une classe des problèmes pour lesquels l'orientation de la

fissure est connue en avance puisque les inconvénients liés à la dépendance vis-à-vis du maillage disparaissent.

L'approche proposée par Ngo & Scordelis [NGO 67] a donc été améliorée et les fissures discrètes sont à présent généralement modélisées par des éléments d'interface interdisant le recouvrement des faces de la fissure mais permettant leur ouverture et glissement relatifs. Bien que la fissure soit ouverte, des contraintes normale et tangentielle peuvent être transmises à travers celle-ci du fait de la présence d'aspérités et sont fonction des déplacements relatifs normal et tangentiel de la fissure. Le renforcement dans le modèle fissures discrètes emploie des éléments barres qui sont reliés aux nœuds de maillage du béton, par conséquent le béton et le renforcement engrent les mêmes nœuds et le béton occupe les mêmes régions occupées par le renforcement comme montré sur la figure 3.7 ci-dessous :

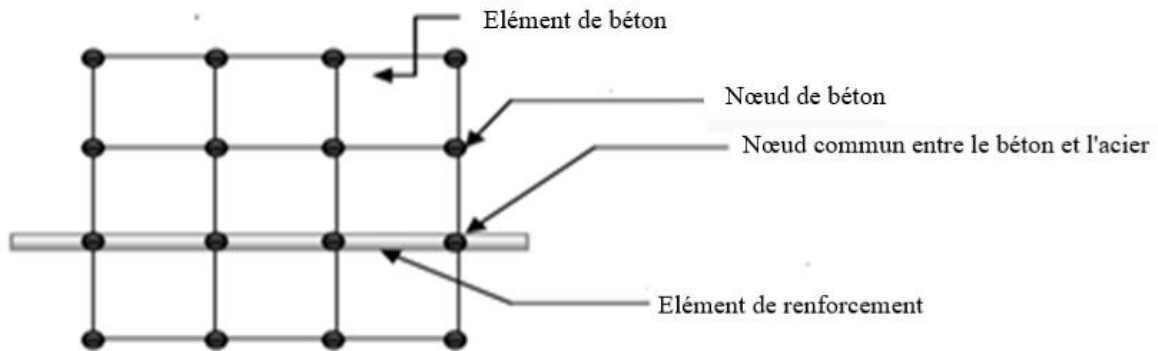


Figure 3.7 Représentation de modèle de fissures discrètes. [BOU 11]

- modélisation continue des fissures (smeared crack model) :

Le modèle de fissuration continue est le modèle couramment utilisé dans les modélisations par éléments finis. Les champs de déplacements sont continus. Le processus de la fissuration est caractérisé par une transition d'un état initial de déformation à faible gradient à un état à fort gradient. Le concept de la fissuration continue n'introduit pas de discontinuité dans le maillage. Le béton est considéré comme un milieu continu et la fissuration, les axes d'orthotrope étant alignés avec la direction de la fissure. Comme les contraintes et les déformations sont évaluées aux points d'intégration, l'altération des propriétés du matériau affecte la région entourant ces points et diffuse les effets de la fissure dans cette région. Cette procédure est très attractive, non seulement parce qu'elle préserve la topologie originale du

maillage d'éléments finis pendant toute l'analyse, mais aussi parce que seule la relation entre les contraintes et les déformations doit être actualisé après l'apparition d'une fissure.

Négliger le transfert des contraintes tangentielles à travers la fissure est une déficience du concept de la fissuration diffuse. Non seulement une telle hypothèse peut engendrer des difficultés d'ordre numérique, mais l'expérience a montré que des contraintes tangentielles peuvent apparaître dans le plan de rupture et qu'elles sont dues au contact d'aspérités entre les deux surfaces rugueuses opposées de la fissure. Pour remédier à cela, Ngo and Scordelis ont réinséré un pourcentage du module de cisaillement initial G dans le calcul du transfert de contraintes. Le facteur de réduction correspondant est appelé facteur de conservation de cisaillement, noté β . Dans de nombreux modèles, le facteur de conservation de cisaillement β est constant et compris entre 0 et 1. Lorsque les faces de la fissure sont totalement séparées (plus d'aspérités ni de ligaments) le transfert de contrainte n'est plus possible. Ce modèle est retenu dans cette étude pour décrire le comportement de la fissuration du béton. Le modèle des fissures continues suppose donc que le renforcement est uniformément réparti dans l'élément en béton dans une région définie du maillage. Cette approche est employée pour les modèles à grande échelle comme montré sur la figure (3.8) ci-dessous :

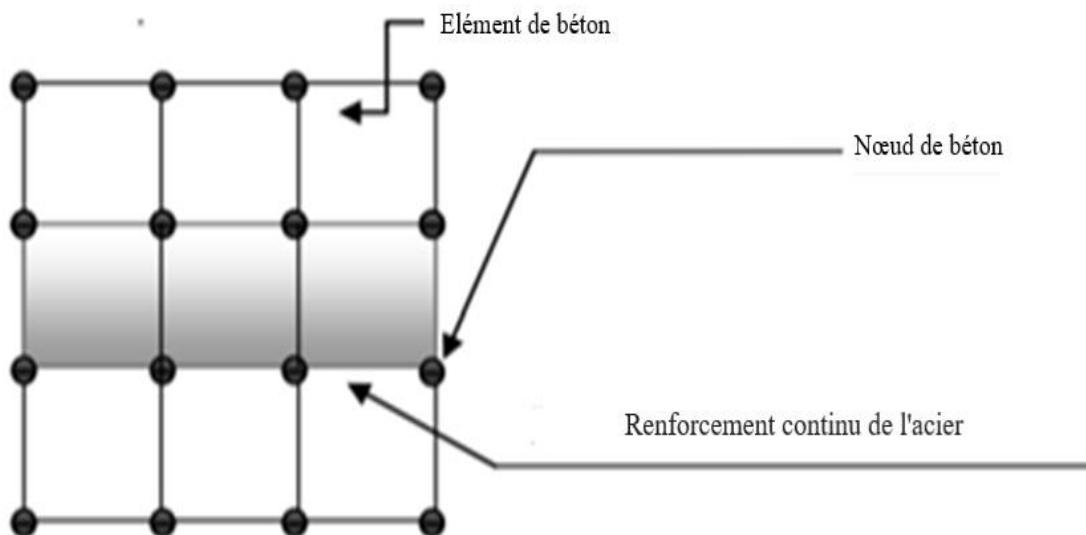


Figure 3.8. Représentation de modèle de fissures continues. [BOU 11]

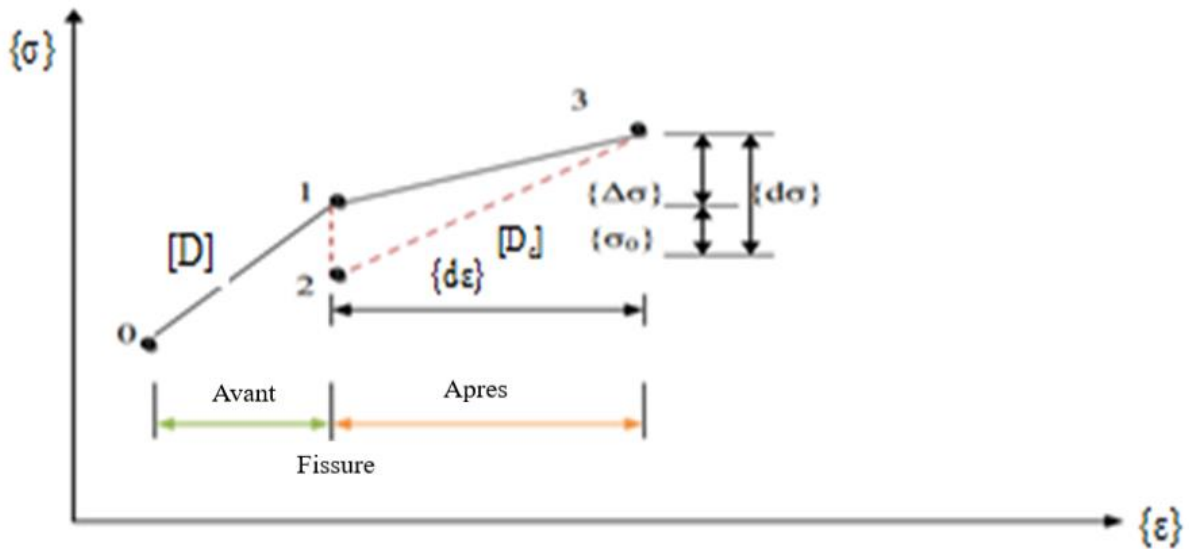


Figure 3.9. Modèle (contraintes - déformations) du béton simplement fissuré. [BOU 11]

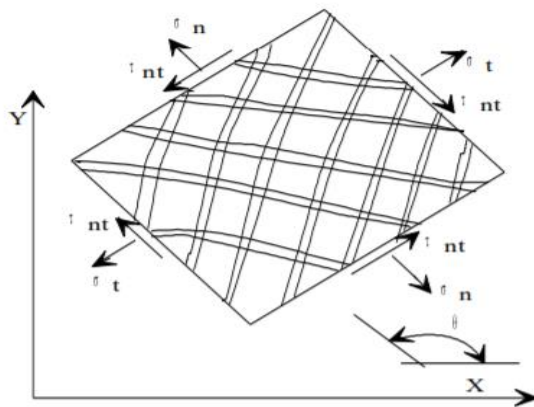


Figure 3.10. Contraintes dans le béton doublement fissuré. [BOU 11]

3.3.5 Organisation du calcul :

Méthode numérique utilisant la théorie des éléments finis

-la méthode générale utilisée pour résoudre les problèmes par éléments finis peut se décomposer de la manière suivante : [EVE 19]

- Choix de la géométrie et du maillage : définition des points, des lignes des surfaces et des volumes ainsi que leur discrétisation. Lors de cette étape, il faut absolument prendre en compte le fait que seuls les éléments de maillage qualifiés peuvent être faire l'objet d'un post-traitement.

- Définition du modèle mathématique (données caractérisant le modèle) :

Formulation : mécanique, thermique, thermomécanique, fluide...

Type d'analyse : statique, transitoire, dynamique,...

Comportement du matériau : élastique, isotrope, plastique, ...

Type d'éléments : poutre, barre, coque, triangle, cube...

Définition des propriétés des matériaux : module d'élasticité, masse volumique, coefficient de Poisson, conductivité thermique...

Définition des propriétés géométriques : section, inerties, épaisseur,...

Définitions des conditions aux limites : blocage des déplacements,....

Définitions des conditions initiales et des sollicitations : chargement mécanique, thermique, électrique,....

- Résolution du problème discrétisé : Calcul des matrices de rigidité et de masse de chaque élément fini. Assemblage des matrices de rigidité et de masse de la structure complète. Application des conditions aux limites et des chargements. Résolution du système d'équations.

- Analyse et post-traitement des résultats :

Quantités locales : déplacements, contraintes, déformations, ... Quantités globales : déformation maximale, énergie de déformation,...

3.3.6 Principe :

La méthode des éléments-finis (MEF) permet d'obtenir une approximation des solutions d'équations d'équilibre de corps solides déformables soumis à des sollicitations d'origine diverses. Les quantités mécaniques (déplacements, déformations, contraintes) liées à l'équilibre des solides et satisfaisant aux lois de la physique sont ainsi calculées en certains points du solide modélisé.

Le principe des travaux virtuels appliqué à un solide de volume V se traduit par l'égalité entre l'énergie virtuelle de déformation et le travail virtuel des actions extérieures :

$$\int_v \sigma_{ij} \delta \varepsilon_{ij} dv = \int_s f_s \delta u_i ds + \int_v f_v \delta u_i dv \quad (3.1)$$

σ_{ij} : Composantes de la matrice des contraintes

$\delta \varepsilon_{ij}$: Composantes de la matrice des déformations virtuelles

f_s et f_v : Composantes des forces de surface et de volume

δu_i : Composantes des déplacements virtuels

Cette méthode consiste à discrétiser des structures continues. La structure est découpée en un nombre fini de sous-ensembles appelés éléments. Ces éléments sont constitués d'un nombre finis de points appelés nœuds. Les éléments sont interconnectés par les nœuds, situés sur les faces, cotés et sommets des éléments, formant ainsi le maillage de la structure initiale. Les calculs mathématiques sont effectués uniquement sur les nœuds. Après avoir calculé l'équilibre de chaque élément, l'équilibre global du solide, sous un chargement donné, est approché en sommant les contributions de chaque élément et en tenant compte des conditions aux limites.

Pour ces volumes de matière de dimensions finies, le vecteur des déplacements $\{u\}$ d'un point quelconque est supposé dépendre du vecteur de déplacements des nœuds $\{u_n\}$ par l'intermédiaire d'une matrice de fonction de forme $[N]$ (appelée aussi matrice d'interpolation) [ZID 17]:

$$\{u\} = [N] \{u_n\} \quad (3.2)$$

Le champ des déformations infinitésimales est obtenu par dérivation

$$\{\varepsilon\} = \frac{\partial [N]}{\partial x} \{u_n\} = [B] \{u_n\} \quad (3.3)$$

Avec :

$[B]$: Matrice dérivée de $[N]$

$\{u_n\}$: Vecteur des déplacements du nœud n

En connaissant la loi de comportement du matériau, on peut déduire les contraintes $\{\sigma\}$ à partir des déformations. Dans le cas d'une relation linéaire (comportement élastique) où la loi de comportement est représentée par la matrice $[D]$, la relation s'écrit :

$$\{\sigma\} = D\{\varepsilon\} \quad (3.4)$$

L'équilibre de chaque élément est obtenu en appliquant le principe des travaux virtuels.

Sous formes matricielle, le calcul de l'énergie de déformation pour un volume élémentaire devient:

$$\int_{ve} \delta\varepsilon_{ij} dV = \int_{ve} \{\delta\varepsilon\}^T [D] \{\delta\varepsilon\} dV_e = \{\delta u_n\}^T \left[\int_{ve} \{B\}^T [D] [B] \right] \{\delta u_n\} = \{\delta u_n\}^T [K_e] \{\delta u_n\} \quad (3.5)$$

Avec :

$$[K_e] = \int_{ve} \{B\}^T [D] [B] dV_e \quad (3.6)$$

Matrice de raideur élémentaire, calculée aux points d'intégration par des méthodes numériques spécifiques. Pour l'ensemble du solide, on a :

$$\int_v \sigma_{ij} \delta\varepsilon_{ij} dV = \sum_{\text{éléments}} \left[\int_{ve} \sigma_{ij} \delta\varepsilon_{ij} dV_e \right] = \{\delta u_n\}^T \sum_{\text{éléments}} [K_e] \{\delta u_n\} = \{\delta u_n\}^T [K] \{\delta u_n\} \quad (3.7)$$

De la même façon, les contributions des actions extérieures sont découpées par élément et le calcul du travail virtuel des actions extérieures devient :

$$\int_S f_s \delta u_i dS + \int_V f_v \delta u_i dV = \sum_{\text{éléments}} \int_{S_e} \{\delta u\}^T \{f_s\} dS + \int_{v_e} \{\delta u\}^T \{f_v\} dV = \{\delta u_n\}^T \{f_n\} \quad (3.8)$$

Avec :

F_n : Vecteur des forces nodales équivalentes.

$$\text{L'égalité } \{\delta u_n\}^T [K] \{\delta u_n\} = \{\delta u_n\}^T \{F_n\} \quad (3.9)$$

devant être vérifiée quel que soit le champ de déplacement virtuel pour avoir le champ de contrainte en équilibre, le calcul de l'équilibre du solide discrétisé se réduit à la résolution du système :

$$[K] \{u_n\} = \{F_n\} \quad (3.10)$$

Avec :

$[K]$: Matrice de raideur globale

$\{u_n\}$: Vecteur des déplacements généralisés aux nœuds

$\{F_n\}$: Vecteur des forces nodales

Après assemblage et introduction des conditions aux limites, la résolution du système linéaire (3.10) permet ensuite de remonter aux déformations puis aux contraintes, par l'application des équations (3.3) et (3.4).

Aujourd'hui, les éléments-finis sont un outil majeur, incontournable en mécanique (fluides et solides, interactions, structures), et applicable dans de nombreux domaines impliquant des problèmes d'EDP aux limites comme par exemple en mathématiques financières ou l'électromagnétisme.

3.4 Présentation rapide du logiciel ANSYS

Le logiciel ANSYS a été développé par Dr. John Swanson [SWA 98], fondateur de la société ANSYS Inc. quia son siège Houston, PA, USA.

Il s'agit d'un outil de développement en analyse d'ingénierie, C'est un code éléments finis d'usage général dédié à la résolution numérique d'une large variété de problèmes physique en général et de mécanique en particulier. Ces problèmes portent notamment : analyse structurale en statique et en dynamique (linéaire et non linéaire), transfert de chaleur, dynamique des fluides, acoustique, électromagnétique.

Les outils intégrés au logiciel permettent de résoudre les problèmes de validations produits de manière efficace. Ils permettent d'optimiser le processus de conception (gain de temps énorme) et donc de proposer des produits plus innovants (intégration d'une pré-analyse dans le cycle de conception), de qualité plus élevée tout en minimisant les coûts (voir figure 3.11).

-Bureau d'étude et développement

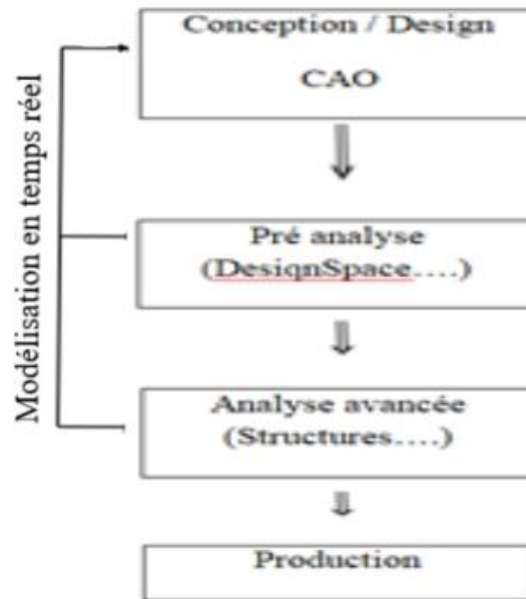


Figure 3.11 Cycle de conception.

En effet, intégrer l'Analyse de Conception dans un bureau d'études, c'est lui permettre de découpler ses capacités d'innovation et de prendre une réelle avance technologique. L'outil de simulation se présente sous plusieurs niveaux de licences.

Il existe deux solutions pour effectuer les modélisations:

- réaliser un fichier .txt qu' ANSYS est capable de lire, en faisant «file », «Read input from » - ou directement en utilisant les fonctions du préprocesseur afin de réaliser la structure, le maillage et les calculs.

3.4.1 Principaux produits

3.4.1.1 ANSYS Structural : ce produit permet d'effectuer des simulations mécaniques en calcul de structures. Ses principales capacités sont :

-l'analyse statique

-l'analyse modale

-l'analyse harmonique (réponse forcée)

-l'analyse temporelle

-la gestion de différentes situations non-linéaires (contacts, plasticité matériaux, grands déplacements ou grandes déformations).

3.4.1.2 ANSYS Mechanical : ce produit dispose des mêmes capacités qu'ANSYS structural, en y ajoutant notamment un solveur thermique, avec modélisation du rayonnement.

3.4.1.3 ANSYS CFX et Fluent :

Ces deux logiciels permettent d'effectuer des simulations en matière de mécanique des fluides. Ils portent le nom des compagnies qui les ont développés, rachetées par ANSYS.Inc respectivement en février 2003 et en février 2006. *Fluent* est un solveur : il ne comporte pas de mailleur (le maillage doit être réalisé avec un logiciel de maillage, Gambit par exemple, qui est également édité par ANSYS).

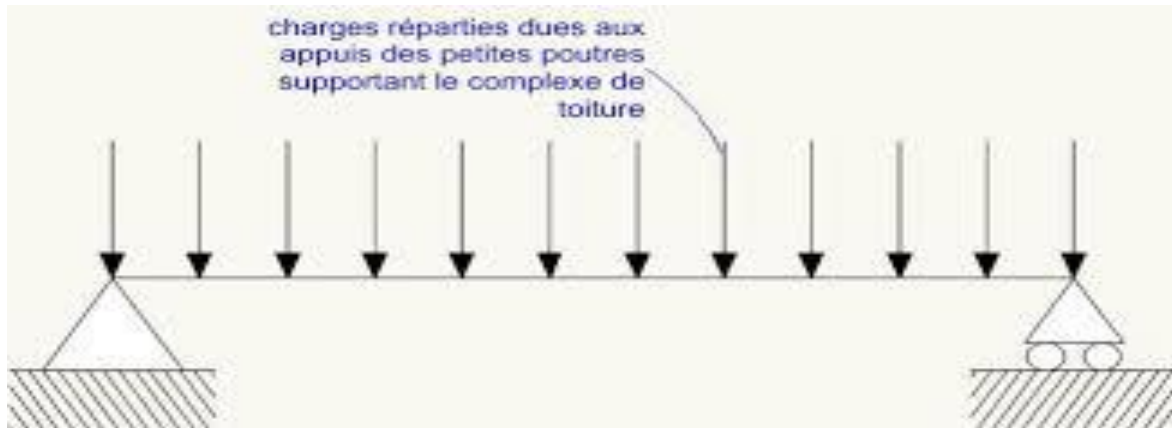
3.4.2 Environnements logiciels

Deux environnements logiciels permettent de mettre en œuvre le code ANSYS :

- ANSYS classic : première solution logicielle développée par le constructeur. Elle est destinée à la construction de modèles éléments finis à la géométrie simple, facilement constructible à l'aide d'opérations basiques. À partir de cet environnement, l'utilisateur construit directement un modèle éléments finis en utilisant le langage de script APDL (ANSYS Parametric Design Language). ANSYS classic est donc destiné à des utilisateurs compétents dans le domaine de la simulation numérique.
- ANSYS Workbench : cette plate-forme propose une approche différente dans la construction d'un modèle en ré-utilisant le code ANSYS initial. Elle est particulièrement adaptée au traitement de cas à la géométrie complexe (nombreux corps de pièces) et aux utilisateurs non confirmés dans le domaine du calcul. Dans cet environnement, l'utilisateur travaille essentiellement sur une géométrie et non plus sur le modèle lui-même. La plate-forme est donc chargée de convertir les requêtes entrées par l'utilisateur en code ANSYS avant de lancer la résolution. Le modèle éléments finis généré reste néanmoins manipulable en insérant des commandes propres au code ANSYS.

3.5 Exemple de la modélisation de la poutre en BA sous compression :

Cet exemple d'instruction a été créé en utilisant ANSYS 14.5 pour résoudre un problème simple construit d'une poutre en BA reposé sur deux appuis ayant un longueur de L (mm) et une épaisseur de b (mm) et de hauteur de h (mm), charges réparties dues aux appuis des petites poutres supportant le complexe de toiture, [les TP Introduction au Code ANSYS Exemple d'application d'un tuyau en flexion].



Lancer le code ANSYS 10 (Mechanical APDL 14.5)

Le menu va apparaitre comme suit :

La vue par défaut d'ANSYS est bien adaptée pour des conceptions bidimensionnelles avec l'axe des abscisses indiqué horizontalement vers la droite, l'axe des ordonnées se dirigeant verticalement vers le haut, et l'axe z est perpendiculaire à l'écran. Zoom et repaint (or refresh screen) (ou régénérer l'écran) les commandes sont très semblables à ceux utilisés dans la plupart de logiciel de traitement de DAO ou de texte. .

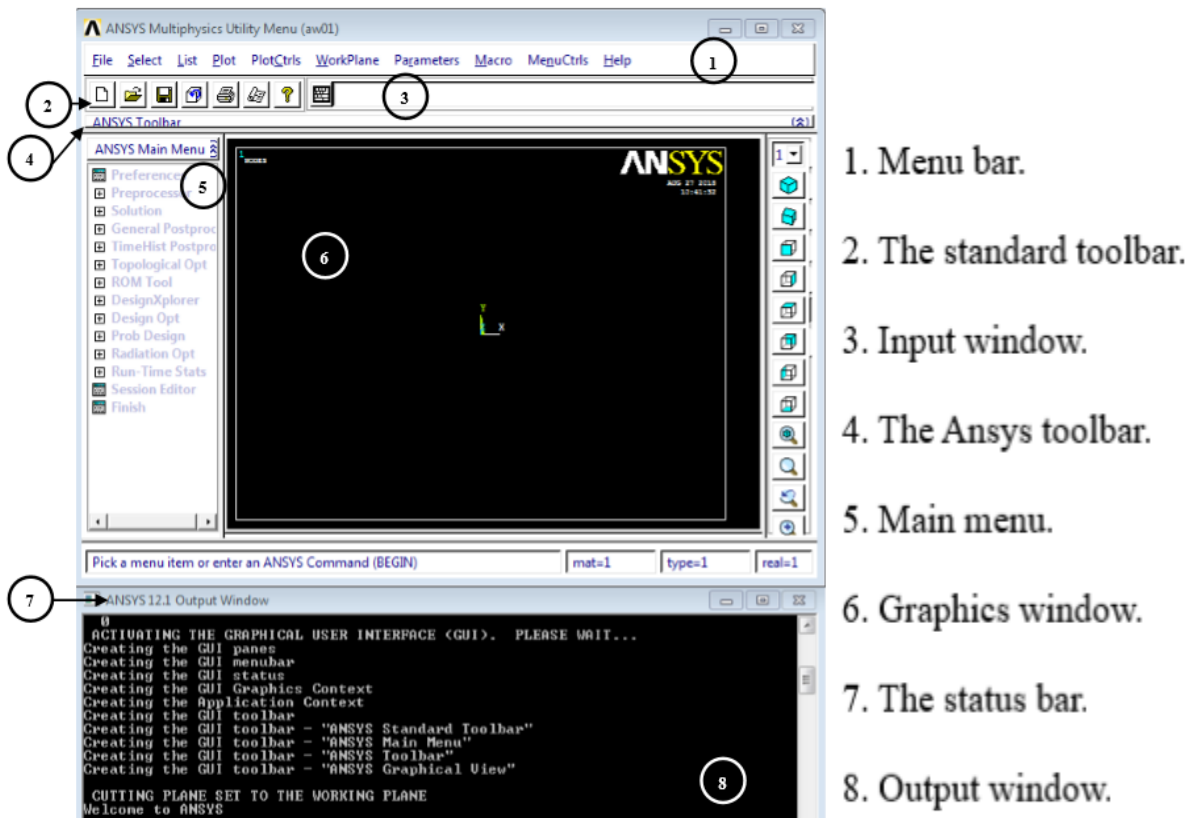


Figure 3.12. Interface graphique du logiciel Ansys

1. Utility menu : que vous pouvez accéder et ajuster les propriétés au sujet de votre session, telle que les commandes de fichier, la liste et les commandes graphiques
2. Toolbar : Boutons poussoirs aux commandes utilisées généralement
3. Main menu: que vous pouvez trouver les processeurs utilisés en analysant votre problème.
4. Graphies window : Dans la fenêtre graphique votre modèle est montré : la géométrie, éléments, visualisation des résultats etc...
5. Input window : Vous pouvez introduire des commandes dans la fenêtre d'entrée

Preprocessor

Dans le préprocesseur le modèle est installé. Il inclut un certain nombre d'étapes et habituellement dans l'ordre suivant:

- Buildgeometry.construction de la géométrie, suivant la géométrie du problème à une, deux ou tridimensionnelle, la géométrie créée se compose de lignes, des sections ou des volumes. Le bidon de ces géométries puis au besoin, soit utilisé pour créer d'autres géométries

en employant des opérations boolean. L'idée principale quand on établit la géométrie qui simplifie la génération de maillage. Par conséquent, cette étape est facultative mais souvent la plus employée. Des nœuds et les éléments peuvent cependant être créés par des coordonnées seulement.

- **Definematerials**, (définir les matériaux): un matériau est défini par ses constantes matérielles. Chaque élément doit être assigné un matériau particulier.

- **Generate element mesh**. (Génération de maillage) : Le problème est discrétisé avec les points nodaux. Les nœuds sont reliés aux éléments finis de forme, qui forment un ensemble du volume de matériau. Selon le problème et les hypothèses. Le type d'élément doit être déterminé. Les types d'élément communs sont truss, beam, plate, shell and solid elements. Chaque type d'élément peut contenir plusieurs sous-types, par exemple solide 20-4 nœuds, solide 30-20 nœuds. Par conséquent, le soin doit être pris quand le type d'élément est choisi. Le maillage dans ANSYS peut être créé par plusieurs manières. La manière la plus commune est qu'elle soit automatiquement créée, toutefois plus ou moins contrôlée. Par exemple vous pouvez spécifier un certain nombre d'éléments dans une section spécifique, ou vous pouvez forcer le générateur de maillage pour maintenir une taille spécifique d'élément dans une section. Certaines formes ou tailles d'élément ne sont pas recommandées et si ces limites sont dépassées, un avertissement sera affiché par ANSYS.

Solution processor Lorsque que vous résolvez le problème en recueillant toutes les informations spécifiques au sujet du problème:

- **Apply loads** (Appliquer les charges): Les conditions aux limites sont généralement appliquées sur des nœuds ou des éléments. La quantité prescrite peut être par exemple force,

En général, le code de calcul par éléments finis est organisé de la manière suivante :

a) Préprocesseur.

- Choisir le type d'éléments

- Entrer les propriétés géométriques

- Entrer les paramètres physiques

- Créer le modèle géométrique

- Créer le maillage : définir les nœuds et les éléments

- Appliquer les sollicitations

-Imposer les conditions aux limites

b) Solveur :

- Choisir le type d'analyse (statique, dynamique,...)

- Construire la matrice et le vecteur élémentaire $[ke]$, $\{fe\}$

- Assembler $[ke]$ et $\{fe\}$ dans $[K]$ et $\{F\}$

- Prendre en compte les conditions aux limites

- Résoudre le système d'équations $[K] \{U\} = \{F\}$

- Calculer les variations additionnelles (gradients, réactions, etc...).

c) Post processor

-Présenter les résultats de façon intelligible et synthétique : sous forme numérique sous forme graphique

-Effectuer des fonctions complémentaires : combinaisons, interprétations, interpolations, animation,...

Dans la présente partie de l'analyse vous pouvez par exemple:

-**Visualise the résultat** (Visualiser les résultats) : Par exemple tracer la forme déformée de la géométrie ou des efforts.

- **List the résultat** (Listes des résultats) : Si vous préférez les listes tabulaires ou classez la liste imprimée, il est possible.

- **Etapes à exécuter** Utility Menu> File> Change Jobname Utility Menu> File> Change Directory Utility Menu> File> Change Title

3.6 Lancement du logiciel ANSYS :

A- Préprocesseur :

1- donner un titre pour le travail : Après que nous ayons lancé le programme ANSYS, pour choisir un titre pour notre travail, Voici la marche à suivre : Utility Menu > File > Change title. Une zone de dialogue apparaît.

2- Définir le type d'élément : Main Menu: Preprocessor – Element type – Add/Edit/Delete

3- Définir les constantes réelles: Main Menu: Preprocessor – Real Constants – Add/Edit/Delete

4- Définir les propriétés des matériaux: Main Menu: Preprocessor – MaterialProps – MaterialModels – Structural – Linear – Elastic – Isotropic

5- Créer le modèle : ANSYS Main menu: Preprocessor → Modeling → Create → volume → Blocks → By 2 Corners and Z

6- Le maillage : (Meching) Preprocessor → Meshing → Size Controls → Manual Size → Lines → All Lines → entrer la taille de l'élément fini.

Preprocessor → Meshing → MeshAttributes → Default Attributes → cliquer sur l'élément → pick all → OK , le maillage apparait

7- Définir les conditions aux limites : ANSYS Main menu: Solution → DefineLoads → Apply → Structural → Displacement → Symmetry B.C. → On Nodes.

8- Appliquer les charges : ANSYS Main menu: Solution → DefineLoads → Apply → Structural → Forces → Symmetry B.C. → On Nodes.

B – Solveur

1- Main Menu → Solution → Analysis Type → New Analysis → choisir le type d'analyse → OK .

2- Entrer l'incrément de charge : (Set Solution Controls) : Solution → Analysis Type → Sol'n Control... 3- Solution → Solve → Current LS

C – Post-processeur

General Postprocessing → List Results → Nodal Solution.

3.7 Calcul des paramètres de fissuration:

Après l'analyse statique de la structure on peut utiliser POST1 (the général post processor) pour calculer les paramètres de fissuration : Les facteurs d'intensités de contrainte KI, KII, KIII, l'intégrale de contour J et le taux de restitution d'énergie G.

3.7.1 Les facteurs d'intensité des contraintes KI, KII, KIII :

On utilise la commande KCALC ((Main Menu> General Postproc> Nodal Calcs> Stress Int Factr) pour déterminer les facteurs d'intensité de contrainte en mode mixte KI, KII, KIII, cette commande est limitée seulement pour les problèmes élastique linéaire homogène et isotropique. Pour utiliser la commande KCALC de POST1 il faut:

- Définir un repère locale de telle façon que OX soit parallèle et OY soit perpendiculaire à la lèvres de la fissure en utilisant la commande CSKP.

- Définir le contour sur le long de front de la fissure par 3 nœuds si la structure est symétrique ou antisymétrique et par 5 nœuds si on modélisé la totalité de la structure.

➤ KCALC : Pour Calculer les facteurs d'intensité de contraintes KI, KII, KIII en mode graphique ; ((Main Menu> General Postproc> Nodal Calcs> Stress IntFactr)) Syntaxe : KCALC, KPLAN, MAT, KCSYM, KLOCPR

➤ KPLAN : = 0 pour les problèmes de déformation plane = 1 pour les problèmes des contraintes planes ➤ MAT : Le numéro de matériau utilisé

➤ KCSYM : = 0 ou 1 pour ½ modèle symétrie = 2 pour un modèle antisymétrie =3 pour la totalité du modèle

➤ KLOCPR : par défaut =0 pour afficher les facteurs de d'intensités de contrainte KI, KII, KIII.

3.7.2 L'intégrale de contour J:

Dans ce paragraphe on peut définir l'intégral de contour J à partir d'un contour indépendant pour mesurer les contraintes et les déformations au voisinage de la pointe de la fissure. L'intégrale J est défini par l'équation (III.1) pour les structure en 2D de telle façon que OX soit parallèle à la lèvres de la fissure.

$$J = \int_r W d_y - \int_r \left(t_x \frac{\partial u_x}{\partial x} + t_y \frac{\partial u_x}{\partial x} \right) ds \quad (3.11)$$

Avec

r : Contour au tour de la pointe de la fissure.

W : Densité d'énergie.

t_x : Le vecteur de traction le long de l'axe des abscisses

t_y : Vecteur de traction le long d'axe des ordonnées.

u : Le vecteur de déplacement.

S: La distance le long du chemin r . On détail par la suite les étapes de calcul de l'intégrale de contour J en 2D : ➤ Lecture des résultats en utilisant la commande SET en mode batch.

3.7.3 Influence du rapport de module de young sur la variation du facteur d'intensité de contraintes. [ADJ 16]

Influence du rapport de module de Young sur la variation du facteur d'intensité de contraintes a été récemment adoptée par de nombreux chercheurs dans l'approche numérique afin d'analyser le comportement de fissures (en mode I) des matériaux à gradient de propriétés mécaniques. [ADJ 16] se sont intéressés à l'évaluation d'influence des propriétés matérielle sur la variation de facteur d'intensité de contrainte afin d'optimiser ces matériaux, et pour réaliser cette étude, ils ont considéré le cas d'une plaque composée de trois couches deux homogène et l'autre est hétérogène rapportée à un système de coordonnées cartésiennes comme montré sur la figure 3. La plaque est composée de trois couches, nommées, "M1", "FGM", et "M2" de la face gauche à celle droite de la plaque. Dans la couche FGM, un changement continu du module de Young, suivant une loi de puissance.

A cet effet, ils ont varié la longueur de la fissure $0.09 \leq a \leq 2.7$ d'une manière croissante. Pour cela ils ont créé une fissure transversale qui est commencée par le matériau M1, et elle se propage jusqu'à ce que la pointe de la fissure atteindre le matériau M2. Les propriétés des matériaux de la couche en FGM sont divisées en 22 couches pour les deux cas

$$\left(\frac{E2}{E1} = 0.1 \right) \text{ et } \left(\frac{E2}{E1} = 10 \right).$$

Un maillage fin et raffiné est appliqué autour de la fissure figure 3.13 à l'aide du code de calcul Ansys APDL version 12 afin de mettre en évidence l'effet de la longueur de fissure sur le FIC pour différents rapport de module de Young et de l'indice matériel "n".

Ces diverses études montrent que le facteur d'intensité de contraintes diminue avec l'accroissement du rapport de module de Young entre les deux matériaux (métal et céramique) où est le comportement de la plaque FGM est intermédiaire entre ces deux cas. Ce

facteur est moins important, lorsqu'il s'agit d'un matériau rigide $\left(\frac{E2}{E1} = 10\right)$ et cela est dû à son module de résistance élevé (70E4MPa). Par contre, elle est importante, lorsqu'il s'agit d'un matériau moins rigide $\left(\frac{E2}{E1} = 0.1\right)$ en vue de son faible module d'Young.

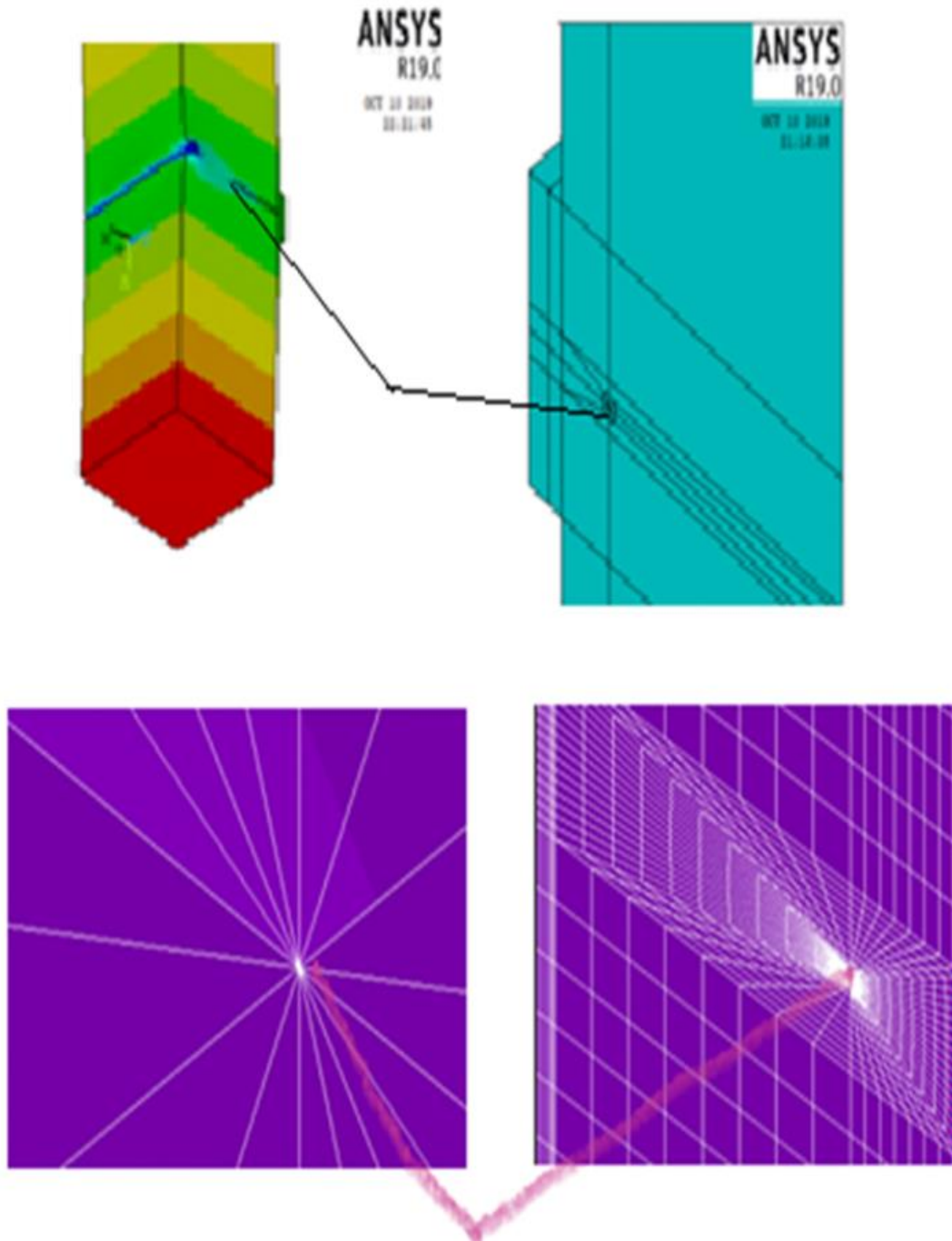


Figure 3.13 Modèle couplé de la géométrie par Ansys APDL.

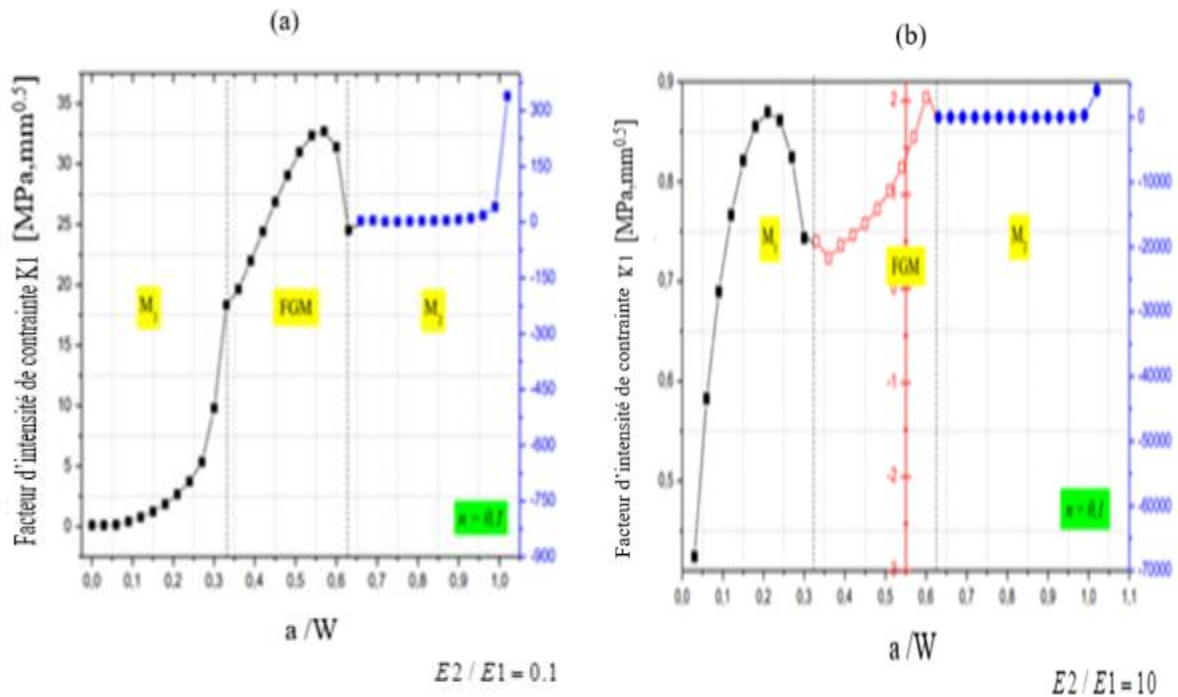


Figure 3.14. Variation du facteur d'intensité de contrainte $E2/E1 = 0.1$, $E2/E1 = 10$ et $n = 0.1$ [ADJ16]

Sachant que n : l'indice matériel

3.8 La prise en compte de la fissuration dans les calculs :

L'hypothèse de non fissuration repose sur la supposition d'un matériau parfaitement homogène. Or il est évident que ce cas ne saurait exister, car le béton lors de sa mise en forme, de sa prise ou encore de sa mise en chargement subit différentes contraintes internes et externes qui entraînent l'apparition de fissures. Le logiciel nous permet de tenir compte de cette fissuration, de la quantifier et de l'orienter dans l'espace. Cela implique cependant quelques modifications dans la programmation du volume de béton, à savoir principalement un passage d'un modèle SOLID45 à un modèle SOLID65 qui possède les mêmes caractéristiques géométriques et une répartition d'éléments égale au SOLID45 mais prend en compte la fissuration. Par ailleurs, il est nécessaire de spécifier à la modélisation cette volonté de prendre en compte la fissuration. [ZID 17]

- L'effet de fissuration du béton dans l'analyse par éléments finis :

il existe habituellement deux approches par élément finies pour simuler la fissuration du béton ; l'approche de la fissure discrète et l'approche de la fissure répartie d'après (Alfaiate [ALF 97] et autres ; DeBorst [DEB 97]; Loo et Guan [LOO 97]).

(Shah et autres ; Bazant et Planas [BAZ 00]) a Basé principalement sur la mécanique de la rupture l'approche de la fissure discrète considère la propagation de la fissure comme le résultat de la singularité des contraintes ou de libération de l'énergie de déformation au pic de la fissure. Des fissures sont traitées directement en tant que discontinuités géométriques, où on assume généralement que la partie intacte du béton se comporte d'une manière élastique, alors que la propagation de la fissure est modélisée en changeant la topologie du modèle par élément fini. La séparation des deux faces de la fissure peut être accomplie en présentant des nœuds doubles additionnels et remailler le domaine local autour de la fissure. Par conséquent, le remaillage adaptatif est exigé pour mettre en application la simulation.

Considérant que de nombreuses microfissures initiales ont existé dans le béton même avant que les divers chargements structuraux et environnementaux s'appliquent, alors que les processus de dégradation causent habituellement les microfissures dense et uniformément distribuées, il est extrêmement difficile de mettre en application la simulation des fissures dans le béton provoquées par les processus couplés de dégradations multiples en utilisant l'approche de la fissure discrète. Dans le cas de la fissure répartie, le béton fissuré est décrit comme un milieu continu fictif, et la propagation de la fissure est modélisée dans le cadre du continuum.

Kachlakev ; [KAC 01], a assumé que les fissures sont spatialement réparties sur le volume entier représenté par un élément fini local, ou seulement par le volume attaché à un point d'intégration dans l'élément fini. La matrice de rigidité de chaque élément du béton est modifiée en conséquence pour s'adapter à la dégradation mécanique due à la fissuration. Sans changer la topologie du modèle par élément fini, cette approche est prouvée efficace une fois incorporée dans l'analyse par élément fini. Quand le béton est exposé aux deux conditions météorologiques à la fois comme le transfert thermique et de transport d'humidité (ce qui provoque la fatigue de béton), le volume retenu change habituellement de résultats dans les microfissures relativement denses et réparti sur le volume entier du béton. Par conséquent, l'approche par fissure répartie est un choix raisonnable dans cette étude pour mettre en application la simulation de la propagation des fissures.

Josko Ozbolt et al, [JOS 16] ont étudié la fracture statique et dynamique de l'acier en modélisant et en analysant une éprouvette de tension compacte (CTS), qui est chargée sous des taux de chargement allant jusqu'à 100 m / s. Le comportement des structures et des matériaux dépend fortement du taux de chargement. Les structures chargées par un taux de chargement et un impact élevés agissent différemment par rapport au chargement quasi-

statique. Après le chargement, dans un premier temps, il y a une influence du taux de déformation sur la résistance, la rigidité et la ductilité et, deuxièmement, l'effet d'inertie est activé. Ces effets peuvent être clairement mis en évidence par des expériences. Même si l'acier ne présente pas une sensibilité significative à la vitesse de déformation; la fracture dynamique de l'acier semble être très sensible aux taux de chargement.

Ici, en cela, l'auteur a proposé un modèle de microplan pour l'acier. Plus tard, il a été vérifié pour le chargement quasi-statique monotone et cyclique. Après cela, une analyse de fracture dynamique par éléments finis en trois dimensions (3D) est effectuée. On montre que la résistance de l'acier, la résistance apparente et la ténacité, augmente progressivement après que la vitesse de déformation critique (environ 100 / s) est atteinte. Ensuite, des phénomènes de ramification des fissures et une diminution significative de la ductilité ont été observés.

Le phénomène bien connu des preuves expérimentales a été attribué à l'effet de l'inertie structurale et de l'inertie liée au comportement non linéaire élevé de l'acier au fond de fissure dans la zone de plastification. Les résultats numériques ont indiqué que la vitesse maximale de fissuration de l'acier est bien inférieure à la vitesse de l'onde de Rayleigh et que pour l'acier étudié, elle a atteint environ 400 m / s.

Maurizio et al, (2005) [MAU 05] ont étudié le comportement au cisaillement des poutres en béton avec un polymère renforcé de fibres (PRF) comme armature. Deux phases d'essais successives ont été réalisées sur six faisceaux. Trois poutres ont été renforcées avec un renfort en acier conventionnel pour la flexion et les trois autres ont été renforcées avec des barres en fibre de verre. Une étude a été menée pour différents rapports entre la portée de cisaillement et la profondeur, allant de 1,1 à 3.3 Des poutres modélisées ont été analysées, afin d'étudier la différence de comportement en cisaillement des poutres due à différents types de rupture par cisaillement.

Dans la première phase des essais, aucune armature de cisaillement n'a été fournie et dans la deuxième phase des essais, pour permettre une rupture due au cisaillement, juste une armature de cisaillement en fibre de verre et de carbone suffisante a été fournie. Plus tard, des prédictions ont été faites selon les recommandations de conception basées sur ACI et l'Institution of Structural Engineers; Les résultats des tests au Royaume-Uni, comparés aux prévisions, ont montré que ces approches, basées sur des modifications des équations dérivées des armatures en acier, sous-estiment la contribution du béton et de l'armature de cisaillement à la capacité totale de cisaillement des poutres en béton armé FRP. Il a également été

démontré que les deux approches pouvaient être modifiées pour devenir moins conservatrices Michael Leukart et Ekkehard Ramm, (2006) [MIC 06] ont abordé le modèle dit numérique à savoir le modèle microplan pour la description de matériaux quasi-cassants. La caractéristique importante de ce modèle est une division des contraintes et des contraintes locales des microplans. Il permet de recourir à une relation contrainte-déformation simplifiée ou dans certains cas même à des lois de comportement unidirectionnelles. Du point de vue macroscopique, il est recommandé de limiter le concept de microplan à la division volumétrique-déviatorique pure qui est un sous-ensemble de contraintes de la division volumétrique-déviator-tangentielle la plus souvent appliquée. La division volumétrique-déviatorique a l'avantage particulier que les réponses macroscopiques typiques sont directement reflétées sur la méso-échelle. Il a également été montré que dans certains cas, la version actuelle d'une formulation de microplan est étroitement liée à des modèles macroscopiques bien connus bien qu'elle soit beaucoup plus générale que ces formulations macroscopiques. Cette relation étroite est exploitée pour dériver des lois de comportement de microplan physiquement solides. L'identification et l'interprétation des lois de comportement du microplan ont été effectuées par comparaison de la formulation du microplan à un modèle d'endommagement macroscopique à un paramètre bien connu et les formulations constitutives sont intégrées dans un cadre thermodynamiquement cohérent.

3.9. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons effectué une synthèse sur les étapes de modélisation ainsi la méthodologie et analyse des problèmes de fissurations tridimensionnelles (3D) en utilisant le code de calcul Ansys19 graphiquement. Ansys19 permet de traiter la majorité des problèmes de mécanique de la rupture et fissuration des structures qui peut servir à expliquer certains mécanismes caractéristiques de ruine comme le flambage ou le cisaillement (en liaison avec ses propriétés mécaniques). Cette modélisation peut également permettre de déterminer, par exemple, les zones de concentrations de contraintes ou de déformation et par là, d'étudier le phénomène de ruine du matériau étudié.

Chapitre 4

Analyse et discussion des résultats numériques

4.1. Introduction

Jusqu'à ces dernières années, les matériaux de construction les plus divers utilisés pour construire les maisons sont (bois, argile et béton). Dans le monde entier, le béton armé est la structure la plus utilisée dans tous les types de bâtiments, y compris métalliques, pour la réalisation de fondations, de chaussées, de ponts, de réseaux d'eau et d'égouts et de constructions marines. Étant donné que le béton s'est avéré être un matériau résistant et a une durabilité élevée.

D'autre part, on sait que de nombreux défauts locaux dans le béton peuvent survenir pendant et après la construction. Pendant la construction, une mauvaise consolidation peut laisser des vides d'air ou le béton peut se fissurer pendant le durcissement et par conséquent, les structures en béton ont subi une défaillance prématurée. D'autre part, on sait que de nombreux fromages locaux dans le béton peuvent survenir pendant et après la construction.

Ce chapitre est consacré à l'étude de l'effet de certains paramètres tels que : la taille de la fissure, le chargement et les propriétés mécaniques sur le comportement en rupture par délaminage des poutres en béton fissuré et réparées en se basant sur la méthode des éléments finis tridimensionnels (3D-FEM). En deuxième lieu nous concentrons notre attention pour étudier la réhabilitation des structures en béton armé (BA) par des patchs externes en fibre de carbone et leurs effets sur le comportement mécanique des poutres en terme de réponse charge-déplacement.

4.2. Energie de rupture du béton

L'énergie de rupture du béton est déterminée par un essai de flexion en trois points (SENB) selon Petersson [PET 80]. Elle est déterminée comme l'aire sous la totalité de la courbe charge-déplacement (Fig. 4.1), divisée par l'aire ligamentaire selon Bažant et Giraudon [BAZ 2000] avec l'énergie de rupture, G_f , correspondant à l'aire sous la tangente initiale de la courbe d'adoucissement contrainte-séparation du modèle de fissure cohésive, qui gouverne les charges maximales; tandis que l'énergie de rupture, G_F , correspond à l'aire sous la courbe complète de séparation des contraintes, qui régit les grandes déformations post-pic des structures. Planas et Elices [PLA 90] ont estimé $G_F/G_f = 2,0 \approx 2,5$.

$$\frac{G_F}{G_f} = 2.5 \quad (4.1)$$

Si les données expérimentales ne sont pas disponibles dans la littérature et selon l'ASTM [AST], Le module d'élasticité du béton peut être exprimé par la résistance à la compression du béton comme suit :

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} \quad (4.2)$$

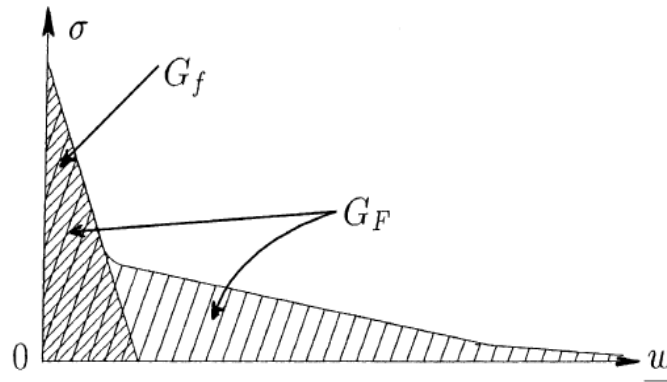


Figure 4.1 Courbe de séparation contrainte-séparation du modèle de fissure cohésive et aires représentant G_f et G_F .

De plus, dans les simulations par éléments finis, si aucune donnée d'essai n'est disponible, G_F peut être estimé sur la base de l'analyse de Wu et Niu [Wu 07] à partir de l'équation suivante :

$$G_F = 0.644 f_c^{0.19} \quad (4.3)$$

de l'équation (4.1) et l'équation (4.2), nous avons

$$G_f = 0.4G_F \quad (4.4)$$

$$f_c = \left(\frac{E_c}{4700} \right)^2 \quad (4.5)$$

On remplace l'équation (4.4) et l'équation (4.5) dans l'équation (4.3), nous avons :

$$G_f = (0.4)(0.644) \left[\left(\frac{E_c}{4700} \right)^2 \right]^{0.19} \quad (4.6)$$

et enfin l'énergie de rupture G_f peut être exprimée par le module d'élasticité du béton E_c comme suit pour ce béton :

$$G_f = 0.2576 \left(\frac{E_c}{4700} \right)^{0.38} \quad (4.7)$$

4.3 Modélisation du béton

Le béton est modélisé en utilisant le type d'élément SOLID65 [ANSYS 19.0]. Cet élément a huit nœuds avec trois degrés de liberté pour chaque nœud; translations dans les trois directions nodales x, y et z. Cet élément est capable de prévoir de déformation plastique, de fissuration et d'écrasement dans trois directions orthogonales. La figure illustre 4.2 la description de l'élément SOLID65.

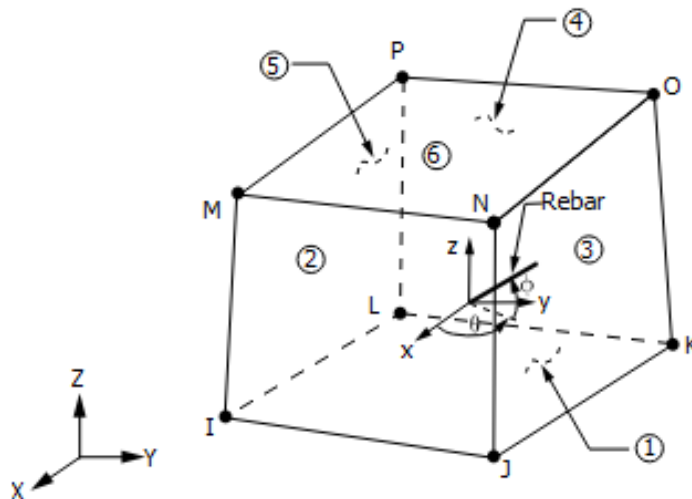


Figure 4.2 Description de l'élément SOLID65

Le béton est un matériau quasi fragile et présente une relation contrainte-déformation hautement non linéaire et ductile. Les propriétés élastiques à la température ambiante sont : module de Young $E = 25$ GPa, et coefficient de Poisson $\nu = 0,2$. Le comportement mécanique du matériau peut être tiré de la courbe illustrée dans la figure 4.3.

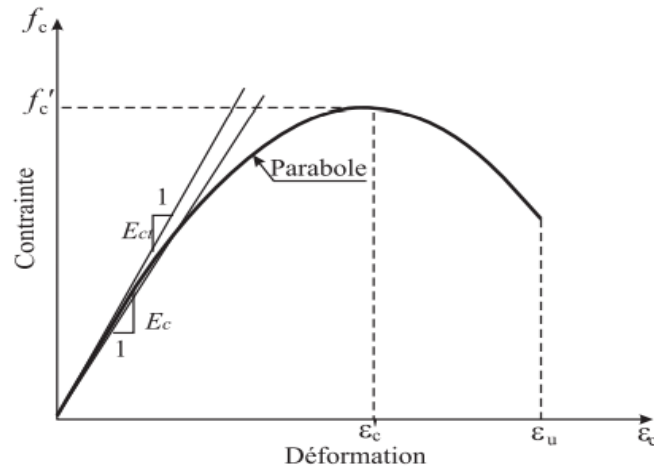


Figure 4.3 Courbe contrainte-déformation de béton. [RIT 75]

Le comportement mécanique de l'armature (acier), des plaques FRP et de l'adhésif sont modélisés par un comportement élastique linéaire. Les propriétés mécaniques de ces matériaux (acier, FRP et adhésif) sont regroupées dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1 Propriétés des matériaux.

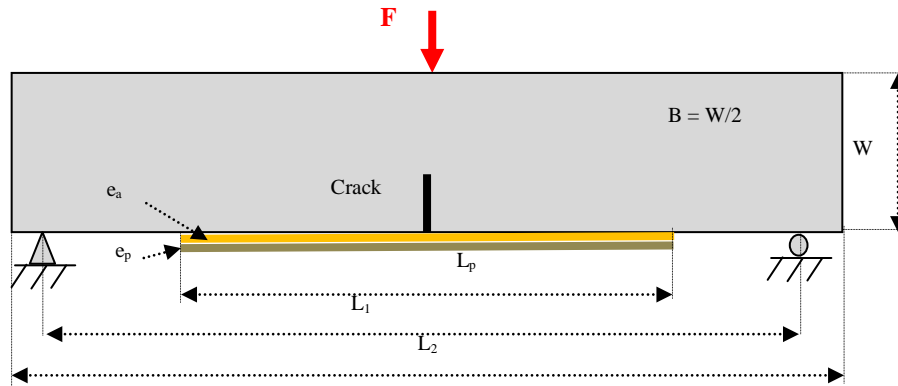
| Propriétés des matériaux | | | |
|----------------------------------|-------|-------------|----------|
| Matériaux | Béton | CFRP plaque | Adhésive |
| E (GPa) | 25 | 230 | 3.80 |
| Coefficient de poisson (ν) | 0.2 | 0.33 | 0.35 |

4.4 Description du modèle géométrique

Le but de cette section est d'étudier le comportement des poutres en béton renforcées extérieurement par des plaques FRP par la détermination de la charge en fonction du déplacement à mi-portée en considérant une poutre en béton SENB en faisant varier le rapport de la longueur de la fissure à la largeur de la poutre (a/W). Toutes les poutres en béton ont été chargées en flexion trois points (Fig.4.4). Cette dernière représente aussi les conditions aux limites et de chargement. Le comportement non linéaire de la géométrie et des propriétés des matériaux des structures en béton a été considéré dans cette étude. Les dimensions géométriques de l'éprouvette sont regroupées dans le tableau 4.2.

Tableau 4.2. Paramètres géométriques

| Paramètres géométriques | | | | | | |
|-------------------------|------------|------------|----------|----------|------------|------------|
| L_1 (mm) | L_2 (mm) | L_p (mm) | w (mm) | B (mm) | e_a (mm) | e_p (mm) |
| 210 | 280 | 180 | 70 | 70 | 2 | 2 |

**Figure 4.4** Modèle géométrique de la poutre réparée (dimensions en mm)

4.5 Modèle éléments finis

La simulation par éléments finis a été réalisée à l'aide du logiciel commercial ANSYS (ANSYS 19 [ANSYS 19.0,]). La simulation numérique du délaminage et de la croissance des fissures en trois dimensions est connue délicate pour des raisons liées au maillage à l'interface et au voisinage de la fissure, notamment lorsqu'il s'agit des poutres en béton armé et réparé par patch en FRP. Le maillage des poutres en béton avec FRP sont composées de plusieurs zones régulées, le maillage est conçu pour être très raffiné à l'interface et à proximité du fond de fissure afin d'obtenir des résultats plus précis (la dimension typique des éléments dans ces zones est de 0,05 mm). Divers schémas de maillage sont essayés pour parvenir à la convergence. Le modèle optimisé comprend 18,263 nœuds, 18,200 éléments. Le modèle de maillage avec les conditions aux limites et de chargement sont donnés sur la figure 4.5a La théorie de la plasticité incrémentale est introduite pour modéliser la non-linéarité des matériaux. La méthode itérative de Newton – Raphson est utilisée comme approche pour résoudre des équations non linéaires par éléments finis.

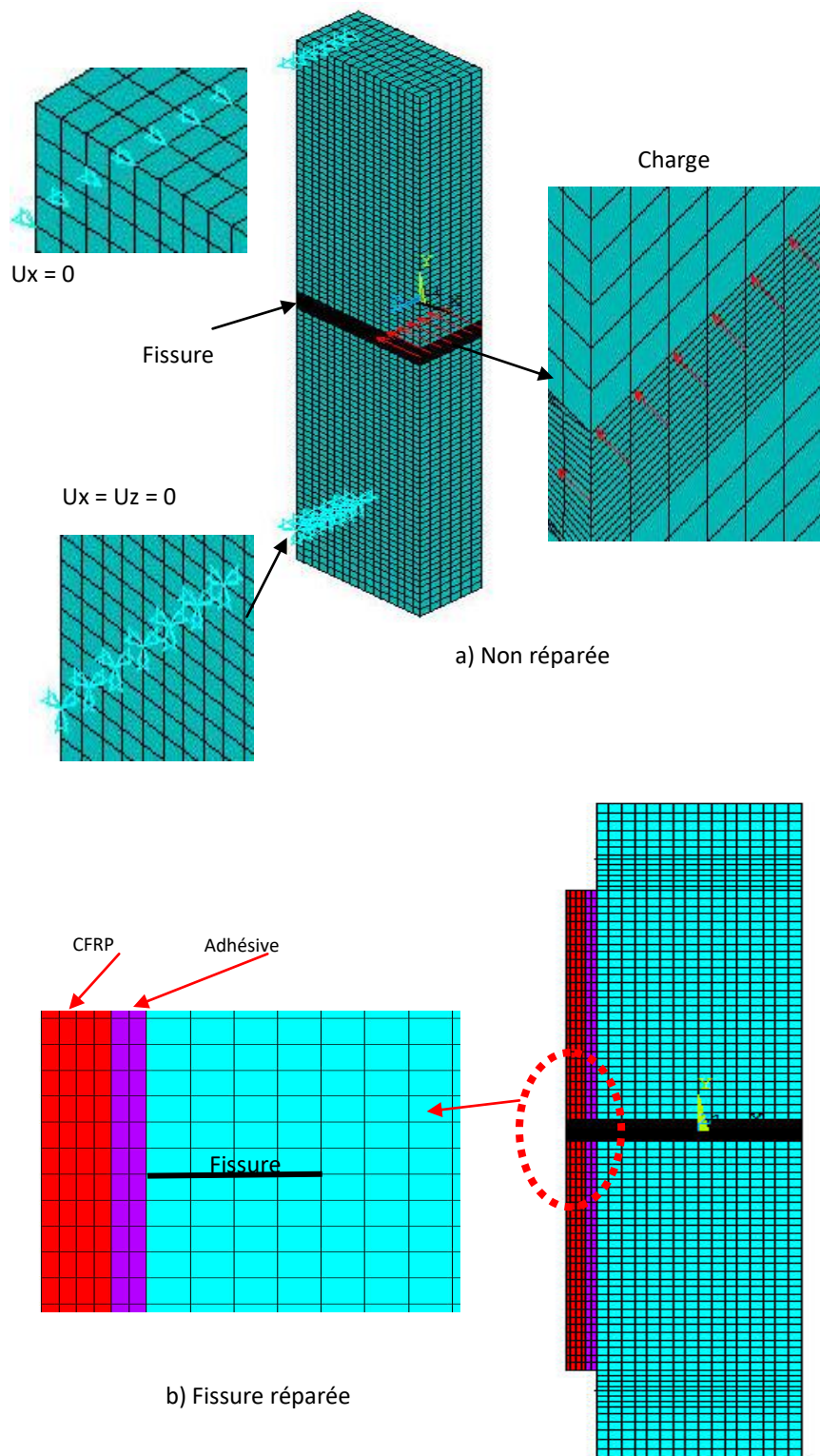


Figure.4.5 (a). Maillage de l'échantillon fissuré non réparée ; (b) Maillage de la poutre fissurée réparée.

4.6 Validation du modèle élément finis

Les problèmes de réhabilitation des structures en béton armé par des plaques FRP sont hautement non-linéaires et nécessitent des ressources informatiques importantes. Dans cette partie, la validation de l'efficacité d'une simulation numérique sous un code de calcul commercial (ANSYS) par élément finis est examinée. Plusieurs calculs ont été effectués avec différentes conditions de chargement afin de valider le modèle élément finis. Dans la Figure 4.6, on présente la variation du facteur d'intensité de contrainte FIC en fonction de la taille de la fissure déterminé numériquement. On remarque que le facteur d'intensité de contrainte croît progressivement avec le développement de la taille de la fissure. Il convient de noter que le FIC varie exponentiellement avec une taille de fissure plus grande.

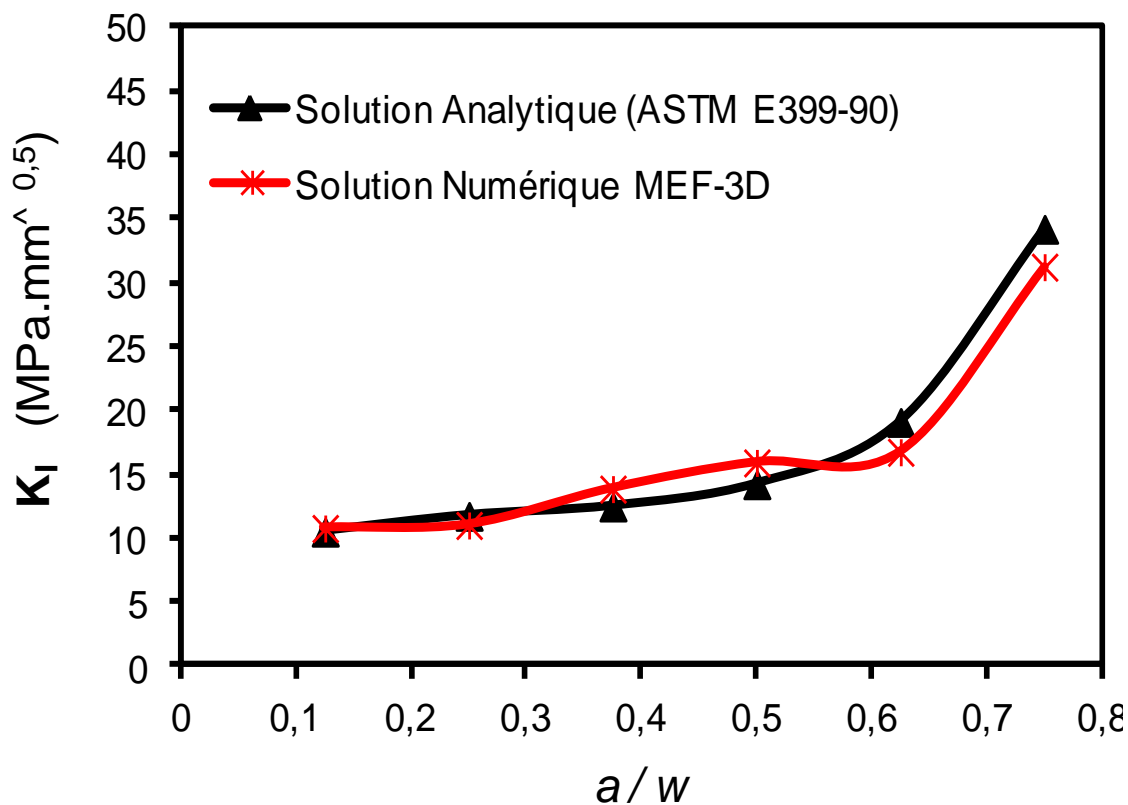


Figure.4.6 Comparaison entre les résultats obtenus par la méthode des éléments finis et analytique

Ces résultats ont été obtenus pour une taille d'élément de 0,05 mm près du fond de fissure. En effet, l'erreur relative maximale est inférieure à 7% pour le cas de longueur de fissure supérieure ($a/w = 0,75$). D'après l'analyse analytique selon la norme ASTM [AST], [HAD 12] et numérique de ce cas de maillage, on peut voir que le résultat a donné une bonne corrélation entre les différentes méthodes, établissant ainsi la confiance dans les résultats de la

modélisation par éléments finis pour l'étude du comportement à la rupture du béton. Ces comparaisons entre les résultats numériques et analytiques confirment la validité du modèle éléments finis.

La figure 4.7 présente les iso-valeurs des contraintes de Von Mises pour une longueur de fissure $a/w = 0,5$. On remarque que le champ de contraintes est plus élevé au voisinage du fond de fissure. Par conséquent la présence de ce gradient de contraintes très élevé à cet endroit peut favoriser la croissance de fissure qui conduit à une rupture inattendue par la présence du chargement de service. On remarque aussi, que la zone plastique se développe principalement devant la fissure; c'est le cas de la forme de la zone plastique en mode I pour des angles différents de zéro selon le critère de Von Mises.

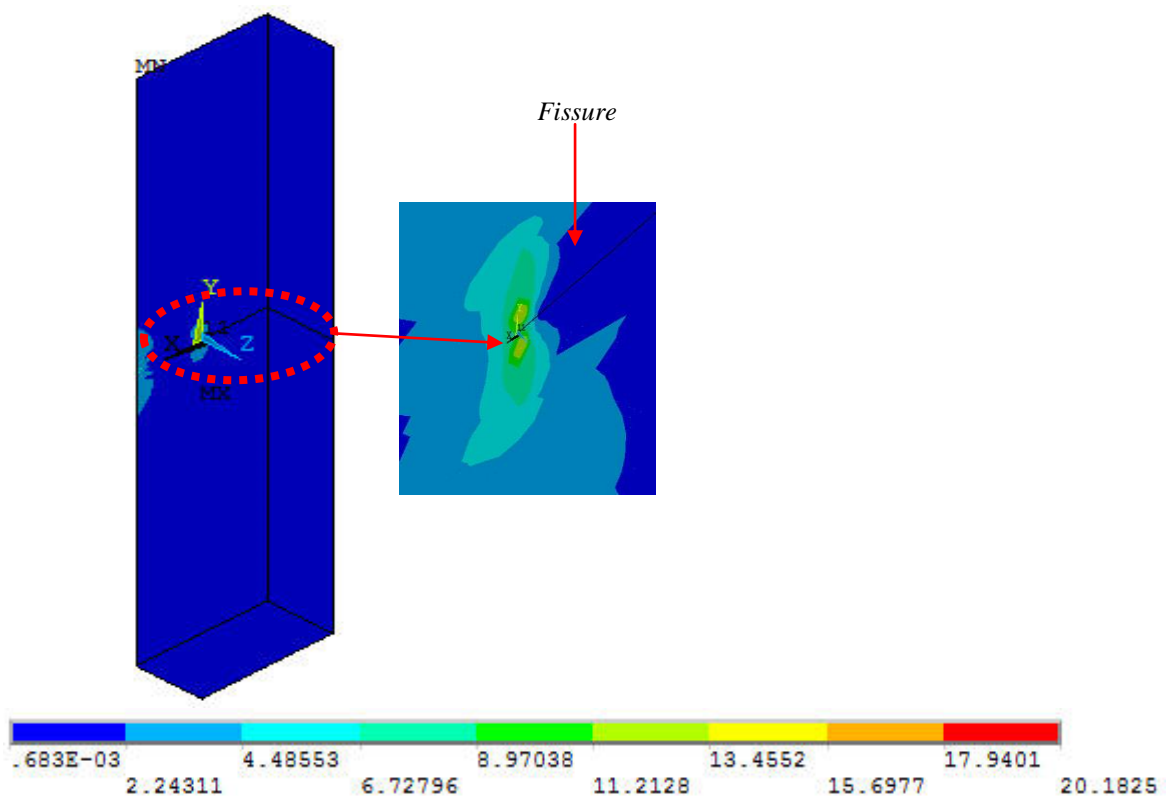


Figure.4.7 Distribution de la contrainte de Von Mises

4.7 Réparation des poutres en béton ordinaire (BO)

Lorsqu'une structure mécanique présente une fissure de fatigue, un contrôle continu de suivi de sa propagation est souvent nécessaire afin d'intervenir avant que celle-ci n'atteigne une taille critique. Le remplacement de la structure fissurée est parfois coûteux ou tout simplement non réalisable car elle n'est pas disponible dans un délai raisonnable. Pour ces

raisons, les industriels sont amenés à rechercher une méthode de réparation fiable et économique permettant de maintenir la structure en service et en toute sécurité pour une durée de vie limitée. Les besoins en matière de réparation et de renforcement sont donc très importants. Selon la littérature plusieurs ouvrages nécessitaient des travaux urgents de réparation ou un entretien spécialisé. 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 de matériaux composites est l'une des méthodes de réhabilitation les plus utilisées dans ce marché grâce aux avantages des matériaux composites : la facilité de mise en place, l'inertie à la température ambiante et la très bonne tenue à la fatigue. Dans cette section d'étude, on essaye d'analyser la performance de collage d'un patch composite FRP d'une poutre en béton pré-fissurée sous sollicitation de flexion. Le comportement en rupture des poutres témoins (sans réparations) et des poutres réparées (avec patch) est analysé en terme de réponse charge / flèche. Les courbes charge en fonction de la flèche à mi-portée des poutres non fissurées, des poutres fissurées non renforcées et renforcées sont illustrées à la figure 4.8. Ces résultats montrent que la forme de toutes les courbes charge / flèche est similaire en ce qui concerne la taille de la fissure. Il montre également un comportement bi-linéaire : un comportement de pré-fissuration (comportement élastique) et de post-fissuration jusqu'à rupture totale (apparition et évolution de l'endommagement dans le volume du matériau). De plus, une différence significative est marquée concernant les poutres témoins et les poutres fissurées surtout lorsque la taille de la fissure est importante (Figure 4.8a). Ce comportement peut s'expliquer par le fait que le changement de la longueur de la fissure conduit à une augmentation du niveau de contrainte au voisinage du front de fissure, ce qui réduit la rigidité de la poutre. Les figures 4.8b, c et d révèlent également que l'utilisation de plaques de FRP collée extérieurement dans les poutres en béton augmente la résistance et la rigidité ultimes des structures quelle que soit la taille de la fissure. En d'autres termes, un transfert du niveau de contrainte du fond de fissure vers le patch à travers la colle, qui conduit à une augmentation de la rigidité de la poutre et par conséquent à l'amélioration des performances des infrastructures en service.

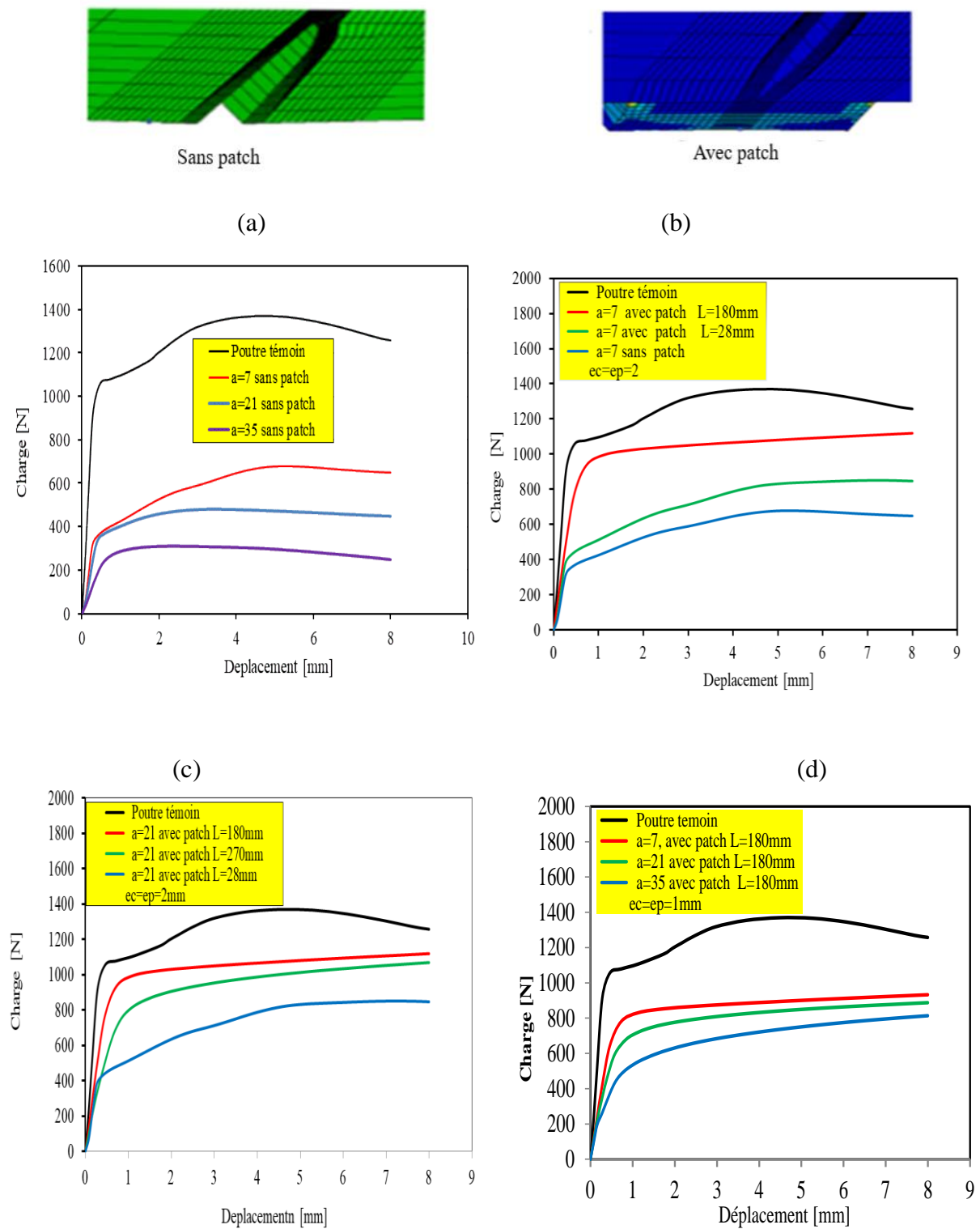


Figure.4.8 : Comparaison de la charge / flèche pour : (a) poutre fissurée et non fissurée, (b) réparée, non réparée et poutre non fissurée, (c) réparée et poutre non fissurée : $a=21$ mm et $L=28, 180, 270$ mm (d) réparée et poutre non fissurée : $L=180$ mm et $a=7, 21, 35$ mm.

La Figure 4.9 montre l'évolution de la charge en fonction de la flèche à mi-portée pour différentes longueurs (L) et épaisseur (e_p , e_c) de patch et d'adhésif. Il apparaît à partir de ces figures que la géométrie du patch a un effet important sur la rigidité de la poutre, une diminution de la longueur du patch conduit à une réduction de la résistance des poutres. Ce comportement peut s'expliquer par le fait que le patch absorbe les contraintes dans la zone fissurée. Au fur et à mesure que la longueur du patch augmente, ce qui conduit que le dommage développé dans la poutre réparée par patch est très lent et par conséquent une augmentation de la durée de vie en service. Ces conclusions ont été confirmées par plusieurs auteurs dans le domaine de réparation des structures fissurées.

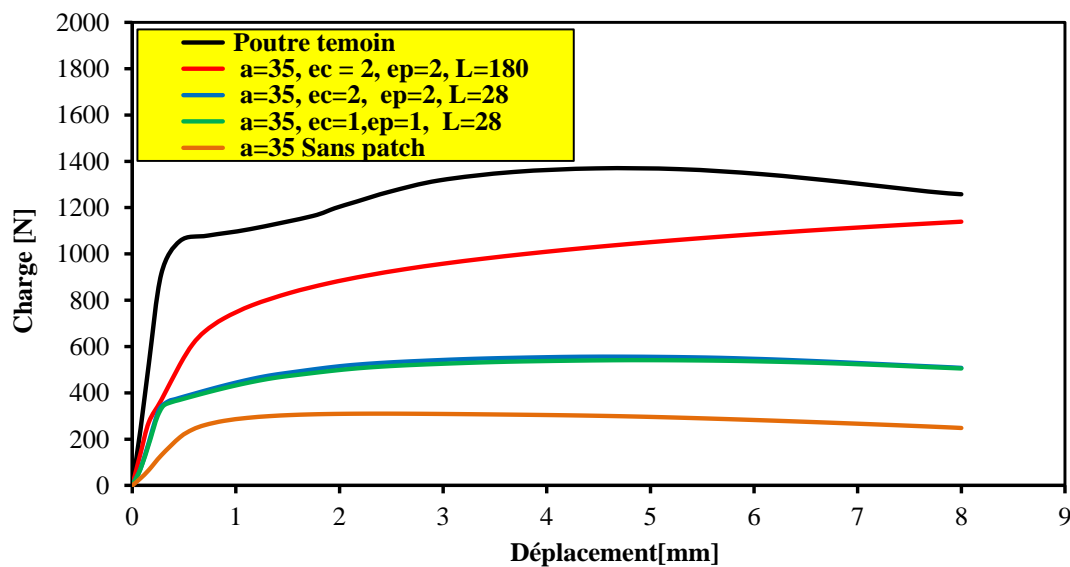


Figure.4.9. L'influence de la longueur et l'épaisseur de patch et de l'adhésif sur la charge ultime.

4.8 Etude paramétrique :

Il est connu que les modes de rupture des poutres en BA renforcées par des plaques de FRP collée extérieurement sont liés aux propriétés mécaniques et aux paramètres géométriques de l'adhésif et de la plaque de FRP selon Gao et al. [GAO 07]. Pour ce faire, cette étude numérique est réalisée afin de déterminer l'effet de tels paramètres : taille de la fissure, longueur du patch et épaisseur d'adhésif sur la répartition des contraintes inter-faciales et la déflexion le long de la ligne de l'interface (poutre-colle).

La figure 4.10a-d montre que les contraintes inter-faciales (la contrainte de Von-Mises, de cisaillement et les contraintes normales) sont clairement influencées par la variation des paramètres géométriques telle que : la longueur et l'épaisseur du patch, l'épaisseur de

l'adhésif et la taille de la fissure. En d'autres termes, l'augmentation de la longueur du patch conduit à une diminution de la contrainte de Von-Mises (Fig 4.10a) et à une augmentation de la contrainte normale à l'interface entre le béton et l'adhésif (Fig 4.10c-d), tandis qu'une grande taille de la fissure entraîne une contrainte de cisaillement plus élevée (figure 4.10b). La présence d'un champ de contraintes intensifs à la pointe de la fissure sous une sollicitation de flexion explique la propagation des fissures par délaminage. Nous rappelons également que le délaminage est lié au niveau de contraintes inter-faciales [SER 13], [TOU 09]. Ces conclusions ont été confirmées par d'autres hauteurs dans le cas de réhabilitation des structures fissurées en béton armé.

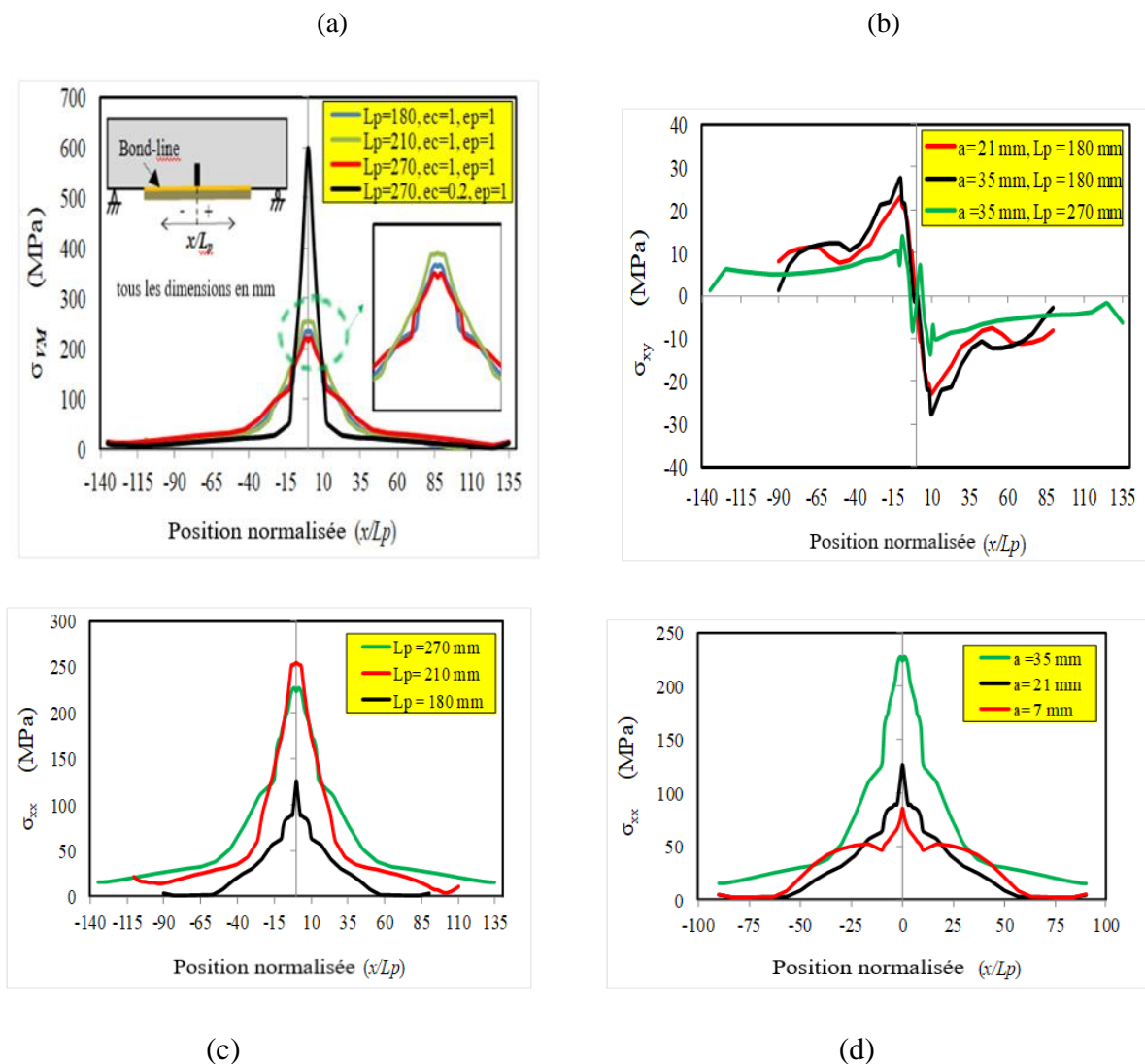


Figure.4.10 : Évolution des contraintes inter-faciales le long de la ligne de liaison : (a) effet de la longueur du patch et de l'épaisseur de l'adhésif sur la contrainte de Von Mises, (b) effet des longueurs de patch et de fissure sur la contrainte de cisaillement, (c) effet de la taille de fissure sur la contrainte normale, (d) effet de la longueur du patch sur la contrainte normale.

L'évolution de la déflexion (déplacement) le long de la ligne de liaison est présentée sur les figures 4.11a-d. Toujours, l'effet de l'épaisseur de l'adhésif est pratiquement négligeable sur la valeur de la déflexion (figure 4.11a). Cependant, la taille de la fissure et la longueur du patch ont un effet important sur la déflexion au niveau des deux lèvres de la fissure (Figure 4.11b-d). Ce comportement peut s'expliquer probablement par le fait que la présence de cette déformation (déplacement) très élevée à cet endroit (des deux côtés de la fissure) peut favoriser la croissance de la fissure par délaminage qui conduit à une rupture inattendue par la présence du chargement de service.

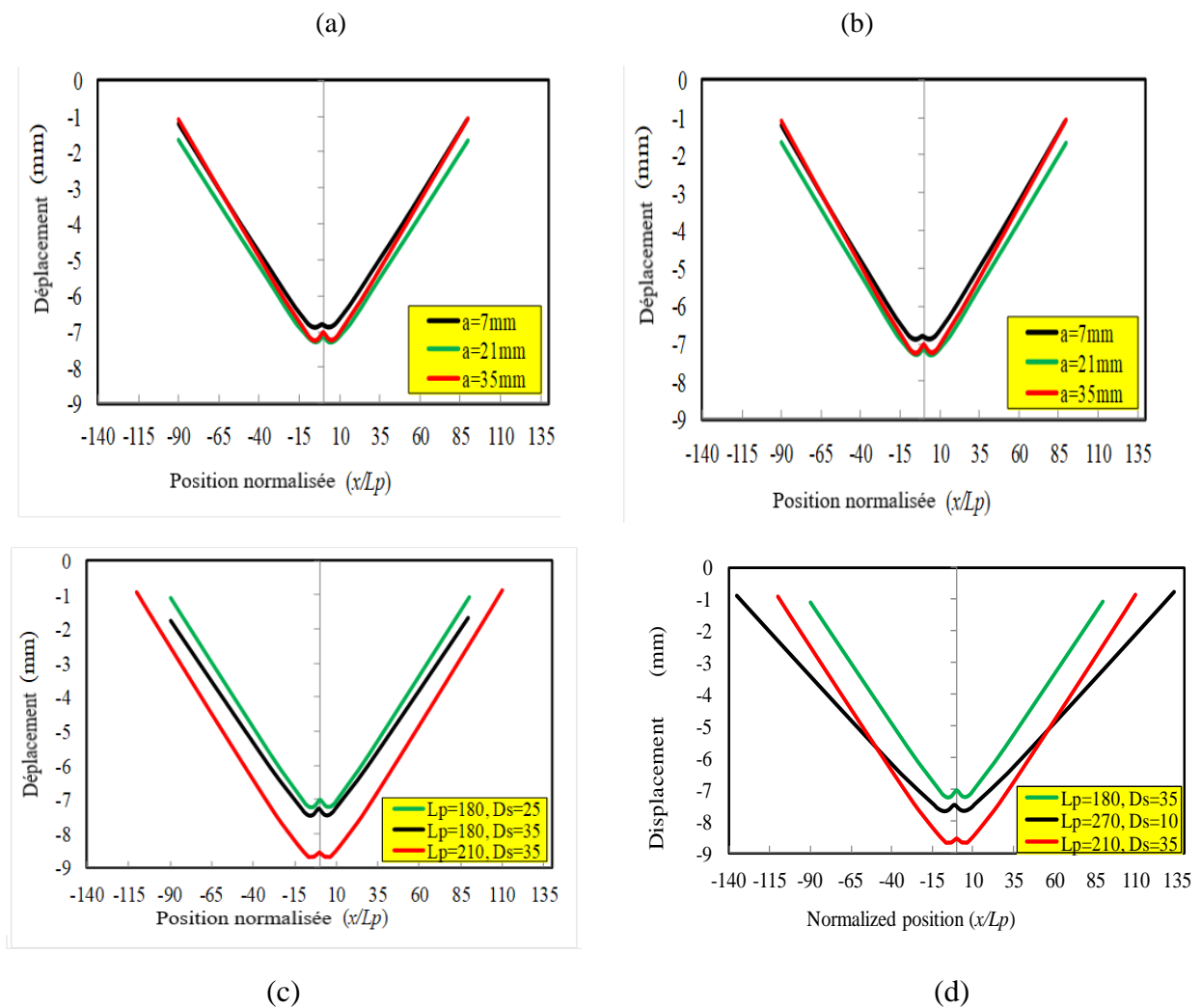


Figure.4.11: Évolution du déplacement le long de la ligne de liaison: (a) effet de l'épaisseur de l'adhésif, (b) effet de la taille de la fissure, (c) effet de la longueur du patch, (d) effet de la longueur de portée Ds

4.9 Effet du module d'élasticité de l'adhésif

On sait que l'interface adhésive entre la plaque FRP et le béton joue un rôle clé dans les performances structurelles des structures en béton renforcé. Pour analyser l'effet du module d'élasticité de l'adhésif (E_a) sur le facteur d'intensité de contrainte (SIF) pour une fissure réparée d'une poutre en béton, trois valeurs de ce paramètre $E_a = 3,8, 1,7$ et $2,57$ GPa ont été étudiées à la température ambiante [TAB 13], [NAR 12]. La figure 4.12 présente une évolution du facteur d'intensité de contrainte en fonction du module d'élasticité adhésif de la poutre en béton fissuré réparée par plaque CFRP. D'après cette figure (figure 4.12), on peut observer que la diminution du module d'élasticité de l'adhésif conduit à une augmentation de la valeur du facteur d'intensité de contrainte. D'autre part, les interfaces entre le béton et l'adhésif et entre l'adhésif et la plaque CFRP sont soumises à des contraintes de compression et de cisaillement. On sait que la contrainte normale de compression ne peut pas conduire à un délaminage, seule la contrainte de cisaillement sous les fissures était responsable du délaminage. En effet, on constate dans ce cas que le maximum de contrainte est fortement concentré à l'interface entre la colle et le béton pour un module d'élasticité de la colle plus faible. Ce phénomène peut être attribué au niveau de contrainte à proximité du fond de fissure qui conduit à réduire la contrainte adhésive inter-faciale, et par conséquent à la rupture de la poutre en béton. Nous rappelons également que l'optimisation de la réparation doit être réalisée en améliorant la répartition des contraintes dans toutes les zones critiques de toute structure réparée.

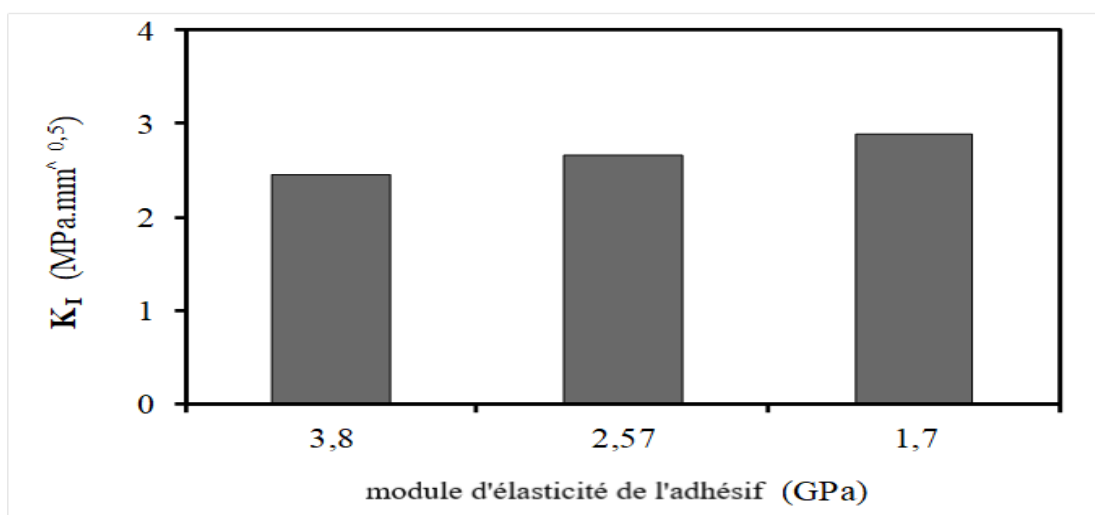


Figure.4.12. Effet du module d'élasticité de l'adhésif sur le FIC.

4.10 Effet du matériau des plaques FRP

L'évolution de la technique de fabrication des matériaux FRP a conduit à une diminution des coûts de maintenance et leur application a s'agrandisse dans le secteur du bâtiment. Les matériaux composites semblent être une alternative à l'utilisation de tôles d'acier. Les plaques FRP ont de meilleures caractéristiques mécaniques. Ils sont plus résistants et leur densité est plus faible si l'on fait une comparaison avec l'acier. L'efficacité des systèmes de renforcement externes pour les poutres en béton armé est influencée par la rigidité des plaques en FRP [MAD 13] [SHA 01], [NAR 12]. Afin de mettre en évidence l'efficacité des systèmes de renforcement externe des poutres en béton fissuré utilisant des plaques FRP. Trois plaques à savoir : CFRP, GFRP et HFRP ayant la même forme et avec des propriétés mécaniques différentes ont été choisies [SHA 01]. Le facteur d'intensité de contrainte pour une poutre en béton fissuré réparée avec différentes feuilles de fibres (CFRP, GFRP et HFRP) est illustré sur la figure 4. 13. On peut voir à partir de cette dernière figure que la valeur du facteur d'intensité de contrainte est influencée par le type de plaques FRP. D'autre part, les feuilles de CFRP ont un module d'Young élevé et peuvent être utilisées efficacement pour améliorer la résistance et la rigidité de la poutre en béton fissuré, tandis que les feuilles de GFRP ont de faibles propriétés mécaniques et peuvent conduire à une ténacité plus élevée près du fond de fissure. Lorsque le CFRP et le GFRP sont combinés pour renforcer les poutres en béton, les propriétés mécaniques du matériau d'armature peuvent être modifiées, ce qui conduit à une réduction du niveau du facteur d'intensité de contrainte. Cependant, l'utilisation de stratifiés hybrides FRP (CFRP + GFRP) est une méthode efficace pour améliorer les poutres renforcées. Dans leur étude Shahawy M ; [SHA 01], Attari et al ; ont montré que l'utilisation de plaques renforcées à l'extérieur avec une plaque de FRP hybride (HFRP) augmente considérablement la rigidité en flexion et la capacité de charge ultime des poutres en béton renforcées. Lorsqu'une poutre en béton fissuré réparée par plaque FRP est soumise à une charge de flexion, le moment est toujours associé à une force de cisaillement.

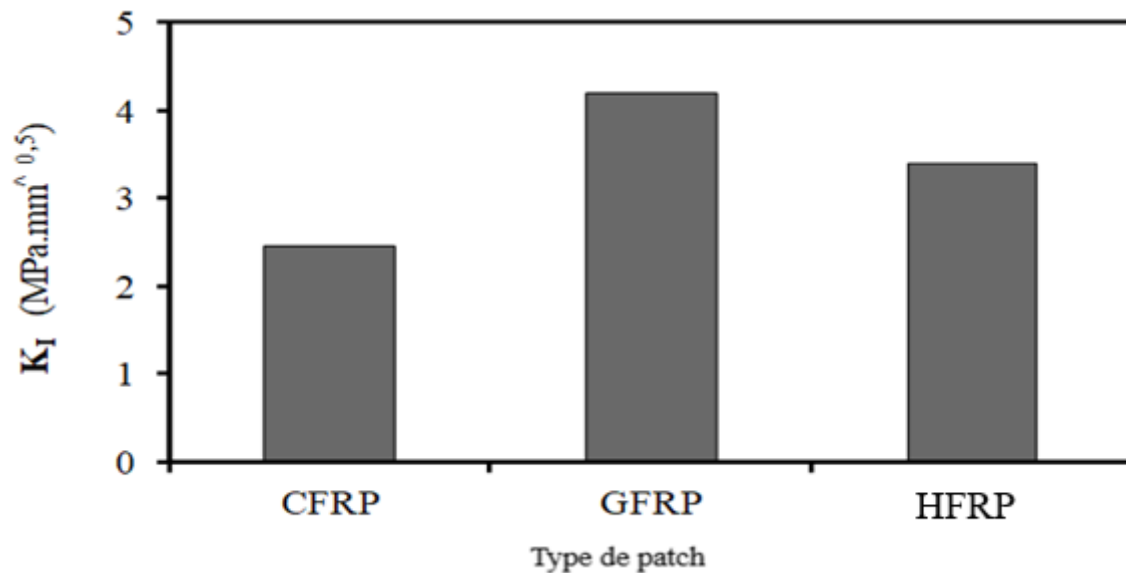
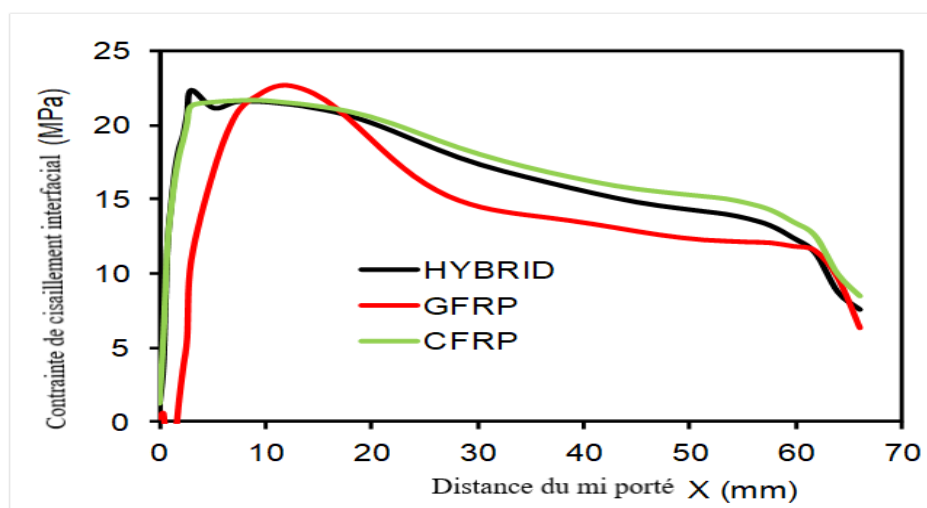


Figure.4.13 Effet du module d'élasticité des plaques FRP sur le FIC

Les contraintes normales et de cisaillements résultants seront combinés en tout point sur la poutre. Ainsi, ils influencent l'intensité et la direction des contraintes principales, c'est selon ces directions principales que les fissures apparaissent. Le mode de rupture est souvent associé au délaminage de la plaque réparée. Alors, le phénomène de délaminage est lié au niveau des contraintes inter-faciales à proximité de la fissure.



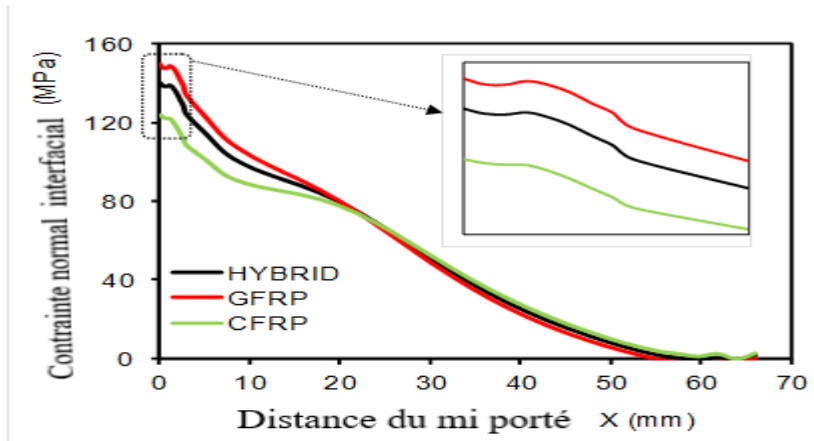


Figure.4.14 Effet du module d'élasticité des plaques FRP sur la répartition des contraintes inter-faciales le long de la ligne de liaison (a) contrainte normale; et (b) contrainte de cisaillement.

La figure 4.14 montre que les contraintes inter-faciales normales et de cisaillement sont clairement influencés par la variation du type des plaques FRP. En d'autres termes, la diminution des propriétés mécaniques de la plaque FRP (GFRP) conduit à une augmentation des contraintes normales et une réduction des contraintes de cisaillement aux interfaces entre le béton et l'adhésif, tandis qu'un module d'élasticité plus rigide (CFRP) conduit à des contraintes de cisaillement plus élevées et des contraintes normales plus faibles. La présence d'une forte contrainte de cisaillement près de la fissure sous une sollicitation de flexion explique la propagation des fissures par délaminage. Nous rappelons également que le délaminage est lié au niveau des contraintes de cisaillement inter-faciales [ASG 15] [ZHA 13].

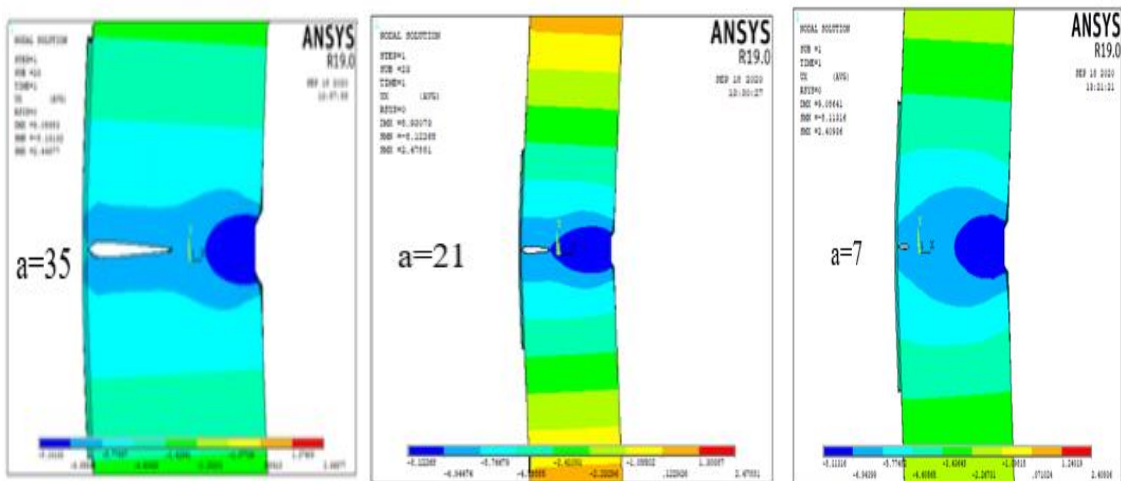


Figure 4.15. Distribution du déplacement le long de l'axe x.

La figure 4.15 présente des illustrations basées sur la distribution du déplacement de la poutre le long de l'axe x ainsi qu'une variation de déformation autour de la région proche de la fissure en fonction de diverses variables telles que la longueur du patch et la taille de la fissure. Au fur et à mesure que la fissure se poursuit, les valeurs de la contrainte augmentent relativement avec la longueur de la fissure (a), (voir la discussion dans le paragraphe § (4.7)).

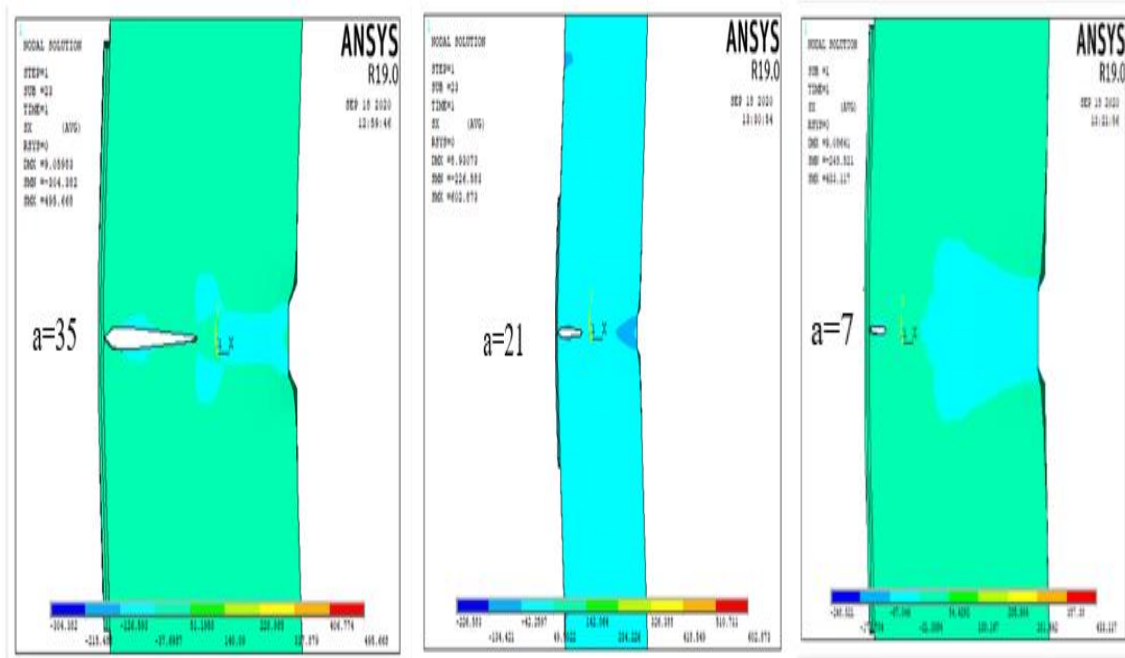


Figure 4.16. Distribution des contraintes normales.

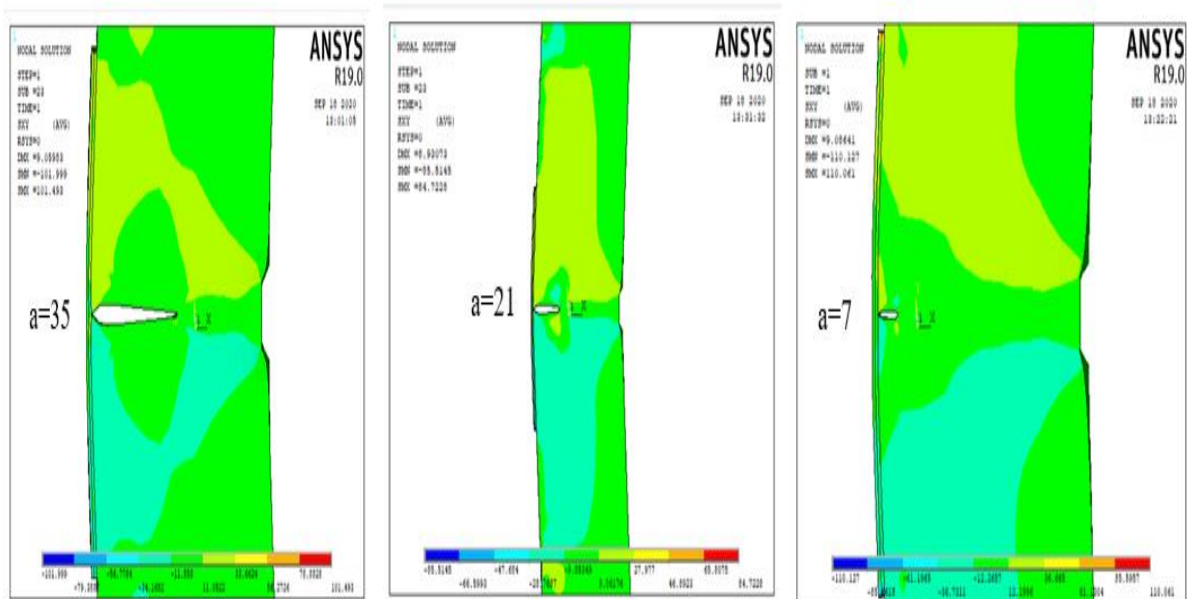


Figure 4.17. Distribution des contraintes de cisaillement.

Les figures (4.16 et 4.17) présentent des illustrations basées sur la distribution des contraintes et une concentration de contraintes autour de la zone proche de la fissure exprimée par la couleur rouge ou $a = 7$.

Au fur et à mesure que la fissure se poursuit, les valeurs de contrainte augmentent relativement en fonction de la largeur de la fissure (a) (voir la discussion dans le paragraphe § (4.8)).

4.11 Réparation des poutres en béton armé (BA)

Les structures mixtes en acier et en béton ont permis une évolution significative de la construction civile dans le monde. Au départ, l'union de l'acier et du béton se limitait à protéger l'élément métallique contre la corrosion et à offrir une plus grande résistance au feu. Ces structures doivent être conçues pour garantir de pleines conditions d'utilisation. Sachant que le béton est un matériau composite, composé d'agréats, de ciment et d'eau et que sa résistance est directement liée à la quantité, à la disposition et aux propriétés de ces ingrédients. Selon les besoins, des additifs sont ajoutés pour améliorer certaines caractéristiques du béton. La principale caractéristique du béton est une résistance élevée à la compression et une faible résistance à la traction (environ 10% de la résistance à la compression). Pour cette raison, les barres d'acier sont généralement utilisées en conjonction avec du béton, où les barres absorbent les contraintes de traction requises. Cet ensemble est connu sous le nom de béton armé. On sait que de nombreux défauts locaux dans le béton peuvent se produire pendant et après la construction. Pendant la construction, une mauvaise consolidation peut laisser des vides d'air ou le béton peut se fissurer pendant le durcissement et par conséquent, les structures en béton ont subi une défaillance prématurée. Afin de prolonger la durée de vie des structures mixtes (béton + acier), il est nécessaire de réhabiliter le béton armé BA. Il existe plusieurs techniques de réhabilitation, l'utilisation de matériaux composites (fibres reinforcement polymer- FRP) collé à l'extérieur a gagné en popularité pour le renforcement et la réparation des structures en béton selon Benzaid et al. [BEN 10]. Ce dernier a également montré que l'enveloppe en CFRP augmente considérablement la résistance et la ductilité des cylindres en béton ordinaire et en béton armé (BA). Sereir et al. [SER 13] ont étudié l'optimisation de volume d'une poutre BA renforcée extérieurement par une plaque de FRP en utilisant la méthode des éléments finis non linéaires, tandis que Tounsi et al. [TOU 09] et Benachour et al. [BEN 08] ont présenté une solution simplifiée pour les contraintes inter-faciales dans une poutre en béton collée avec une plaque FRP en incluant l'effet de la déformation de cisaillement adhérente. Dans le même contexte, une procédure

itérative d'optimisation de la conception des profils de rigidité en flexion a été proposée par Sebastian [SEB 06], afin de déterminer la charge maximale qui génère l'apparition de fissures, où a utilisé un algorithme de la procédure itérative qui a été couplé à un modèle numérique par éléments finis d'une structure réelle en béton armé hyperstatique en flexion renforcée par FRP. Perera et al. [PER 10] ont développé un réseau neuronal artificiel afin de prédire la résistance au cisaillement des poutres en béton renforcées avec des plaques FRP. Ils ont également démontré que le réseau de neurones est capable de prédire la tendance expérimentale. Kato et al. [KAT 10] ont étudié la ductilité structurelle des composites de fibres renforcées en appliquant une méthode d'optimisation; ils ont utilisé cette méthode pour calculer le comportement structurel des dommages du béton armé. Bruggi et al. [BRU 13] ont développé une approche originale basée sur l'optimisation de la topologie de toute fibre-armature unidirectionnelle pour améliorer les performances structurelles des éléments structurels existants et ils ont rapporté une augmentation de la capacité portante des poutres renforcées par rapport aux poutres non renforcées. Madi et Guenfoud [MAD 13] ont vérifié expérimentalement que les réhabilitations des colonnes en béton armé par confinement avec du tissu FRP révèlent un gain considérable de résistance et de capacité de déformation des profilés renforcés. Hadjazi et al. [HAD 12] ont utilisé un modèle de zone cohésive pour évaluer les contraintes de cisaillement inter-faciales et ses effets dans les mécanismes de décollement dans le béton réhabilité par des plaques FRP. Lusi et al. [LUS 17] ont réalisé une série d'essais et d'analyses numériques pour étudier l'effet de l'insertion de fibres courtes sur les propriétés mécaniques du béton armé. Ils ont montré un impact significatif sur la résistance à la traction de la structure. Spadea et al. [SPA 01] ont examiné les aspects de résistance et de ductilité des poutres en béton armé (BA) renforcées avec un stratifié CFRP extérieurement, ils ont constaté que la liaison du stratifié CFRP à la face de tension des poutres BA affectait de manière significative la déflexion et l'énergie de la poutre composite renforcée. Cette partie de la présente étude est une contribution de cette thématique. Afin d'analyser le comportement d'une structure fissurée en béton armé et réparée par plaque FRP. L'approche de la méthode des éléments finis est utilisée pour décrire le comportement en rupture de la poutre réparée par patch par la détermination de la réponse de la structure en termes de charge/flèche.

4.11.1 Modèle géométrique et propriétés matérielles du béton armé (BA)

Dans cette partie, nous nous intéressons à l'étude de l'efficacité de l'association de barres d'acier conventionnelles dans une poutre en béton sous une charge de flexion trois points. La poutre et les supports en béton ont été modélisés sous forme de volumes. Les dimensions et les volumes combinés du support et de la poutre sont indiqués à la figure 4.18a. Une poutre en béton armé a une longueur de 750 mm avec une section transversale de 150 mm x 100 mm (profondeur x largeur) et une portée de 700 mm est considérée dans cette étude. Cette poutre est constituée de barres d'acier de 10 mm de diamètre et elles sont utilisées comme barres de traction principales et d'étriers en acier de 6 mm de diamètre à 120 mm d'espacement.

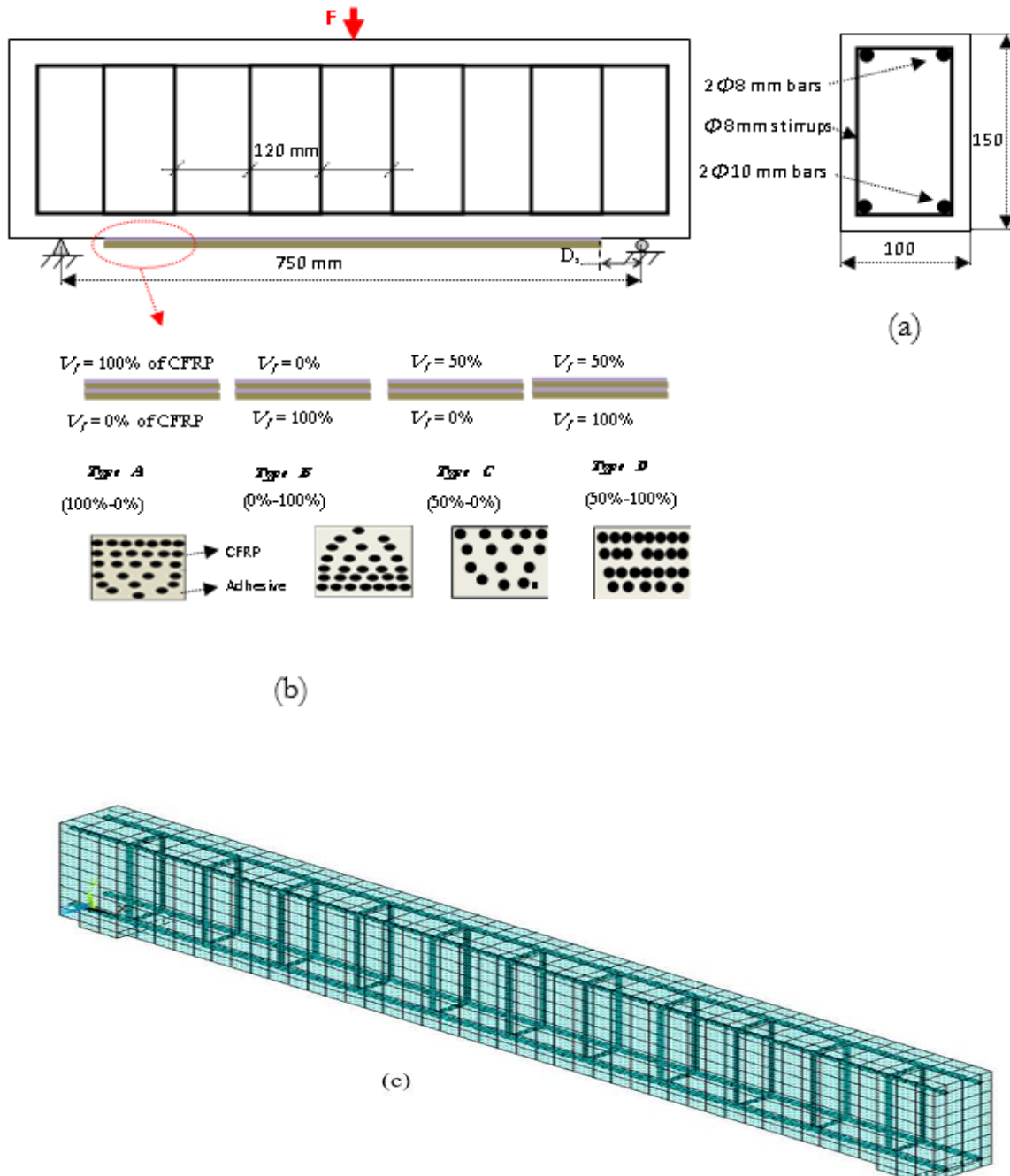


Figure.4.18. (a) Détail de la poutre en BA, (b) Détails des poutres en BA renforcées par une plaque FRP, (c) Maillage du béton et configuration de l'armature.

En outre; une analyse numérique des poutres BA précédemment renforcées par plaque FRP a été mise en évidence. La figure 4.18b présente un schéma représentatif des différentes étapes passées de la poutre de référence (poutre témoin) aux poutres réhabilités (type A, B, C et D). Toujours l'élément Solid65 a été utilisé pour modéliser la poutre en béton et les éléments Link8 ont été utilisés pour créer l'armature de flexion et de cisaillement. Le

renforcement en acier existe sur toute la longueur de la poutre. Les étriers de cisaillement sont modélisés sur une section normale à la longueur de la poutre en béton. Le maillage par éléments finis de la poutre en béton armé (BA) est illustré à la figure 4.18c. Afin d'étudier l'effet de l'armature dans le béton sur la réponse charge-flèche de la poutre en béton, mêmes dimensions et propriétés mécaniques que celles utilisées par plusieurs auteurs [HAD 12] [WU 03] [WAN 06] ont été pris en compte dans cette analyse et sont récapitulés dans le tableau 4.3.

Tableau 4.3. Propriétés mécaniques du matériau utilisé dans cette étude [HAD 12]

| Propriétés des matériaux | | | | | | | |
|--------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------------|------------------------------|--------------|
| E_1 (Gpa) | E_2 (Gpa) | E_a (Gpa) | G_1 (Gpa) | G_2 (Gpa) | τ_f (Mpa) | K_b (Mpa/mm ²) | G_f (N/mm) |
| 25 | 230 | 3.8 | 10.41 | 5 | 1.8 | 160 | 0.5 |

La figure 4.19 montre l'effet de la fraction volumique (V_f) de la fibre de carbone sur la résistance du béton en termes de réponse charge-déplacement. On constate que l'utilisation de fibres quelle que soit leur fraction volumique (V_f) peut améliorer les propriétés du béton. à partir de cette figure (Fig. 4.19), il est possible d'analyser la rigidité de chaque poutre. La flèche initiale (au début du chargement) était pratiquement la même pour toutes les poutres, avec une rigidité légèrement plus élevée pour la poutre renforcée avec des barres d'acier par rapport à la poutre témoin. Cependant, pour un niveau de chargement supérieur à 35 kN, l'évolution de la charge-déplacement au milieu de la poutre montre des écarts plus importants entre eux, en particulier pour la fraction volumique de la fibre de carbone $V_f = 50\%$ adjacente à la face de tension des poutres BA (type D; (50% -100%)).

Cela peut s'expliquer par le fait que l'ajout de toute fibre au ciment et au béton améliore considérablement les propriétés mécaniques et empêche la formation de fissures dans les structures mixtes. L'effet de la fissure et sa taille sur la réponse charge-déplacement sont également analysés pour le cas de la fraction volumique de fibre de carbone (50% -0%) et sont donnés sur la figure 4.19b. Comme on peut le voir clairement sur cette figure, la charge ultime de la poutre fissurée est significativement réduite par rapport à la poutre témoin (sans fissure) pour la même fraction volumique de fibre dans le béton. Le niveau de charge ultime varie de 39 kN (fissure égale à 100 mm) à 52 kN (sans fissure). Ce comportement peut s'expliquer probablement par le fait que la présence de défaut (fissure) dans toute structure réduit considérablement la rigidité, la résistance et la fiabilité des structures. Les mêmes conclusions ont été trouvées par d'autres auteurs [KRI 17] [ELR 12].

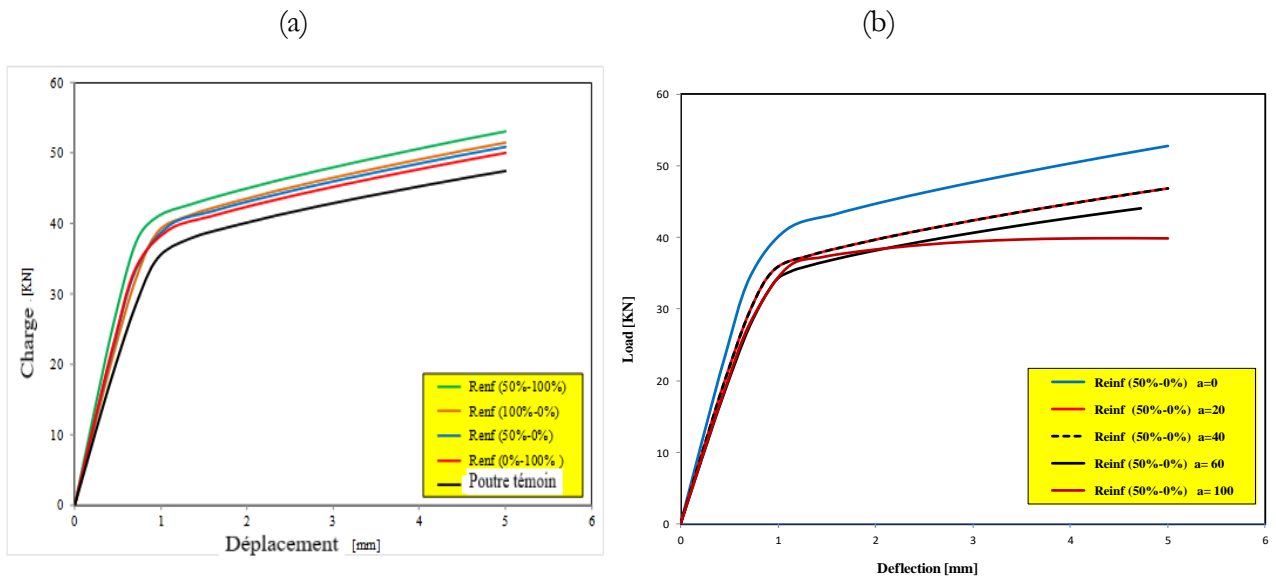


Figure 4.19. Comparaison de la charge en fonction de la flèche à mi-portée de : (a) poutre renforcée et non renforcée, (b) poutre fissurée et non fissurée.

L'évolution du chargement en fonction de la flèche déterminée à partir des résultats des éléments finis, avec différentes fractions volumiques (type A, type B, type C et type D) de fibre de carbone dans le béton et pour quatre valeurs de taille de fissure ($a = 20, 40, 60$ et 100 mm) sont illustrés à la Figure 4.20. Là encore les résultats montrent que les valeurs de charge ultime sont assez sensibles à la longueur de fissure pour chaque configuration de fraction volumique V_f . En effet, la valeur de la charge ultime pour une fissure élevée ($a = 100$ mm) est 80% fois supérieure par rapport à une fissure de petite taille ($a = 20$ mm) pour une configuration V_f donnée. D'autre part, les résultats révèlent que, pour une même longueur de fissure, le contenu en fibres améliore la résistance du béton et le pic des charges de flexion. On rappelle que la principale caractéristique du béton est sa résistance élevée à la compression et sa faible résistance à la traction (environ 10% de la résistance à la compression). Ainsi, les barres d'acier sont généralement utilisées en conjonction avec du béton, où les barres absorbent les contraintes de traction pendant le service. Dans cette étude, les résistances les plus élevées ont été obtenues pour des mélanges fabriqués avec des fractions volumiques de fibres égales à 50% -100% (type D) quelle que soit la taille de la fissure. Dans une étude récente, Abbass et al. [ABB 18] ont indiqué que les poutres en béton renforcées par des fibres de carbone ont atteint une charge ultime beaucoup plus élevée qu'un béton ordinaire (sans renforcement).

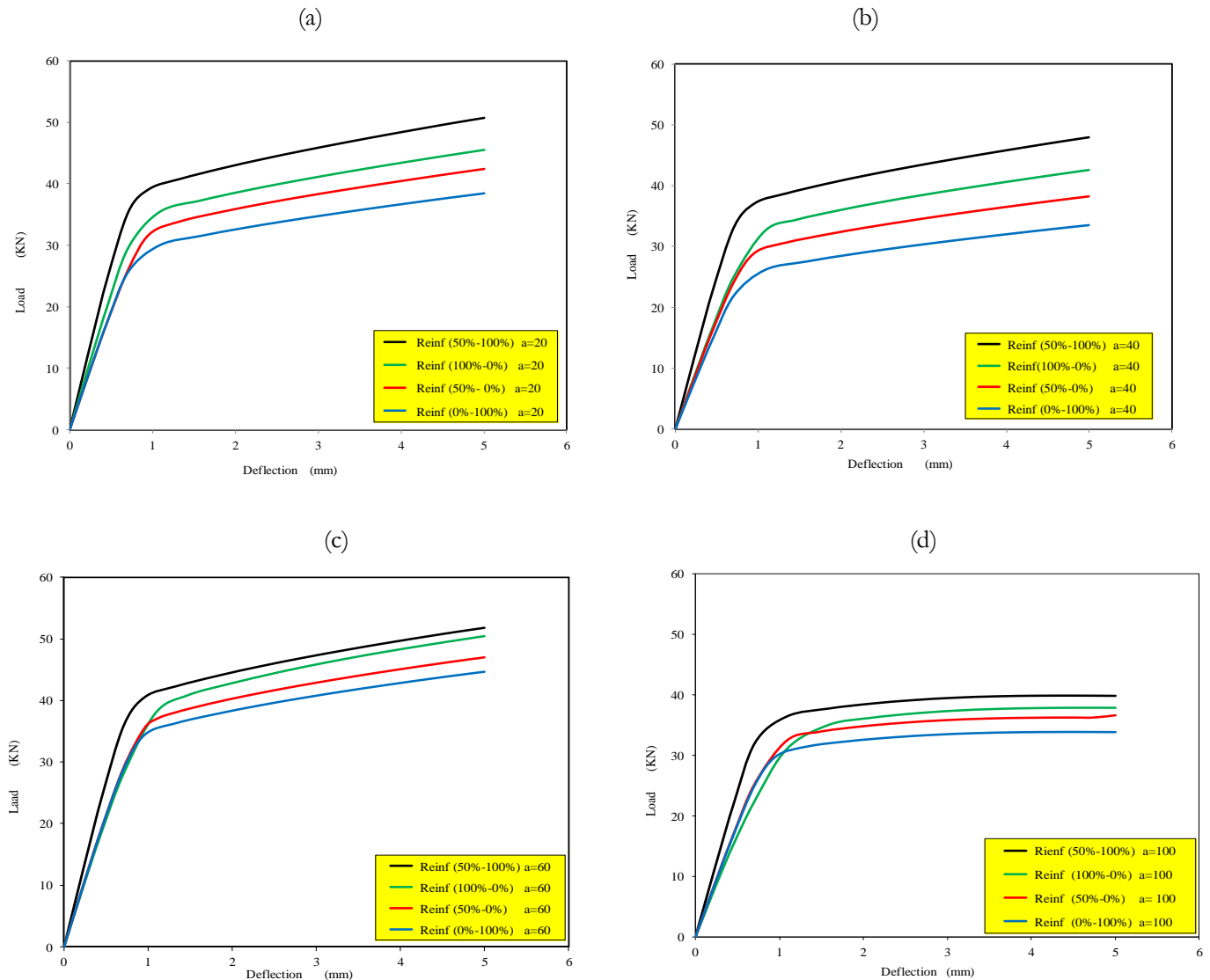


Figure 4.20 Comparaison de la charge en fonction de la flèche à mi-portée pour poutre renforcée par différente valeur de V_f : (a) longueur de fissure $a = 20$ mm, (b) $a = 40$ mm, (c) $a = 60$ mm et (d) $a = 100$ mm.

Dans cette étude, l'élément SOLID65 est utilisé pour la modélisation des poutres en béton armé. La particularité de cet élément est qu'il présente des propriétés de fissuration en traction et d'écrasement par compression. La fissure est représentée par un cercle tandis que l'écrasement est représenté par un octaèdre, tous deux positionnés perpendiculairement à la contrainte qui a généré la rupture. Si la fissure s'ouvre puis se ferme, un «X» est insérée à l'intérieur du cercle comme illustré à la figure 4.21. Il existe également une distinction de couleur, où le rouge représente la première fissure ou écrasement, le vert représente la deuxième fissure et le bleu la troisième fissure dans le même nœud. Ceci est en bon accord

avec les résultats des éléments finis de Kachlakev et al. [KAC 01] qui a conclu qu'il existe différents types de rupture du béton pouvant survenir: les fissures de flexion, la rupture par compression (écrasement) et les fissures de traction diagonales du béton armé sous une charge de flexion en quatre points. Nous rappelons également que les mêmes conclusions ont été trouvées par Bennegadi et al. [BENN 13] pour le cas d'une poutre en béton armé renforcée extérieurement par une plaque HFRP.

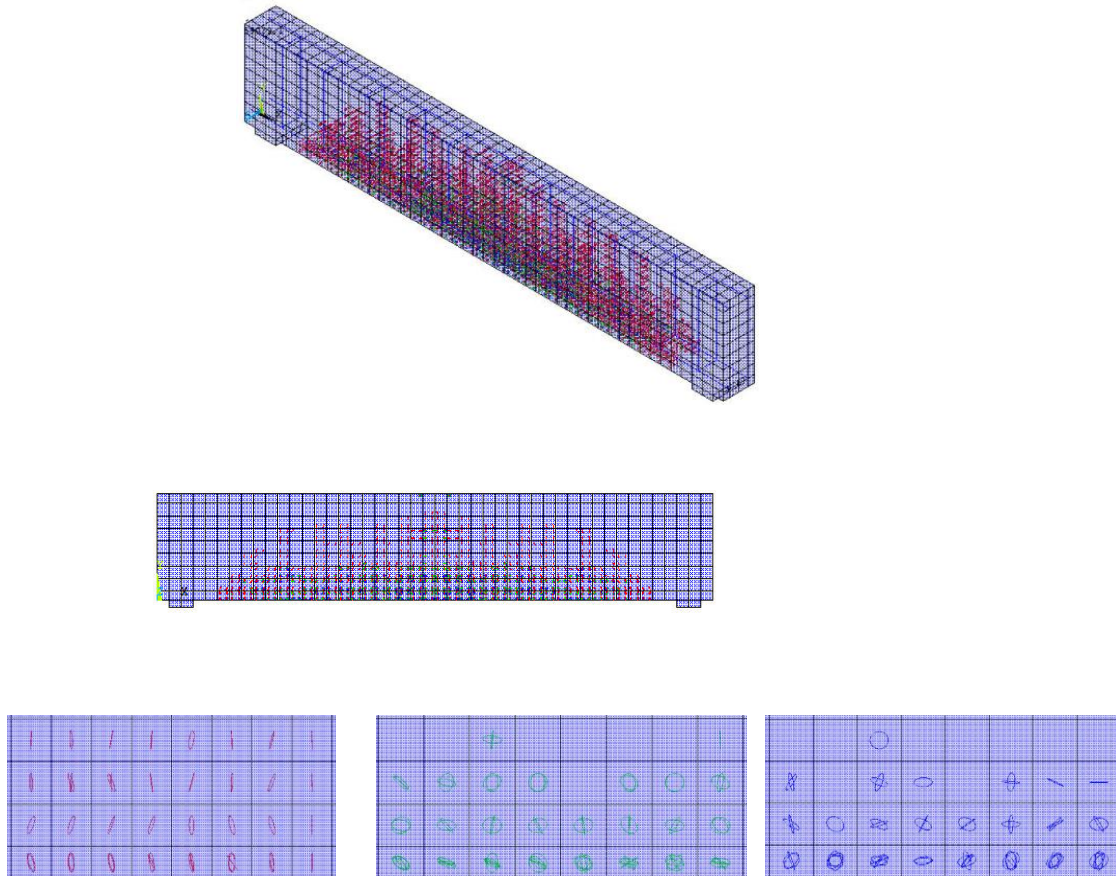


Figure 4.21. Prédiction numérique des fissures dans la poutre renforcée

4.12 Comportement en rupture des matériaux FGM

Les matériaux ont joué un rôle important dans la société tout au long de l'histoire. L'humanité a toujours essayé de produire des matériaux plus solides pour construire des structures durables. Dans les applications d'ingénierie, les matériaux conventionnels comme les métaux, ne peuvent pas survivre dans des applications à haute température ou à gradient thermique. L'utilisation de métaux purs est faible en raison de la demande d'exigences de propriété contradictoires. Par exemple, il n'existe aucun matériau de ce type qui soit dur et

ductile au même temps dans la nature. Pour résoudre ce problème, une combinaison d'un matériau métallique avec un autre ou non métallique est utilisée. Cette combinaison de matériaux, appelée alliage, confère une propriété différente du métal mère. Une autre méthode de production de matériaux avec une combinaison de propriétés consiste à combiner des matériaux à l'état solide, appelé matériau composite. Les matériaux composites sont des matériaux avancés, constitués de deux ou plusieurs matériaux combinés à l'état solide avec des propriétés chimiques et physiques distinctes. Les matériaux composites offrent d'excellentes propriétés qui diffèrent des matériaux parents individuels. Les matériaux composites échouent dans des conditions de travail extrêmes grâce à un processus appelé délaminage. Cela peut se produire en raison d'applications à haute température où deux matériaux avec un coefficient de dilatation différent sont utilisés. Pour résoudre ce problème, le concept des matériaux à gradient fonctionnel (FGM) a été lancé et développé technologiquement en 1984 au Japon. Les matériaux à gradient fonctionnel (FGM) appartiennent à une classe de matériaux avancés dans lesquels la fraction volumique des deux matériaux ou plus varie en permanence en fonction de la position le long d'une certaine dimension de la structure. Les FGM sont des matériaux composites hétérogènes dans lesquels les propriétés des matériaux varient continuellement selon les dimensions. Les FGM sont principalement conçues pour fonctionner dans des environnements à haute température tels que les véhicules spatiaux. Le matériau à gradient fonctionnel, élimine les interfaces nettes existant dans le matériau composite, là où la défaillance est déclenchée. Il remplace cette interface pointue par une interface graduée qui produit une transition à partir du matériau rigide vers le matériau ductile. L'une des caractéristiques uniques de la FGM est la capacité de personnaliser un matériau pour une application spécifique. L'un des avantages des MGF par rapport aux stratifiés est qu'il n'y a pas d'accumulation de contraintes aux limites nettes du matériau en raison de la variation continue des propriétés mécaniques du matériau. Les matériaux FGM appartiennent à une classe de matériaux avancés dans lesquels la fraction volumique des deux matériaux ou plus varie en continu dans une direction particulière de la structure pour atteindre des performances ciblées avec une meilleure fiabilité pendant les applications. Plusieurs auteurs [BEN 10] – [MAD 13] ont étudié le comportement à la rupture des structures de FGM par des méthodes analytiques, expérimentales et numériques avec diverses géométries et modes de fissure dans diverses conditions de chargement. L'utilisation de la méthode des éléments finis dans les projets d'ingénierie a beaucoup évolué ces dernières années, principalement en raison de l'utilisation de méthodes numériques dans les logiciels commerciaux. Kim et Paulino [KIM 03] ont étudié le facteur d'intensité de contrainte FIC en

mode mixte en utilisant l'approche d'interaction intégrale basé sur la méthode des éléments finis bidimensionnels. Gu et al. [GU 99] ont utilisé une technique intégrale de domaine équivalente pour calculer le FIC pour les FGM en utilisant la méthode des éléments finis. Dag et al. [DAG 08] ont analysé le problème de la fracture en mode mixte d'un matériau orthotrope fonctionnellement gradué dans des conditions de charge thermomécanique. L'objectif de cette partie est d'appliquer l'approche de la méthode des éléments finis tridimensionnels pour l'évaluation du facteur d'intensité de contrainte en mode mixte dans une éprouvette de flexion à quatre points. Les effets de divers paramètres géométriques tels que l'épaisseur de l'éprouvette (B) et le rapport longueur / largeur de fissure (a/W). La position de la fissure sur les FIC est étudiée. Les valeurs maximales de K_I et K_{II} sont déterminés.

4.12.1 Description du modèle élément finis et du matériau

Considérons une poutre en matériau à gradient fonctionnel entaillée sous une sollicitation de flexion quatre points traités expérimentalement par Rousseau et Tippur [ROU 00]

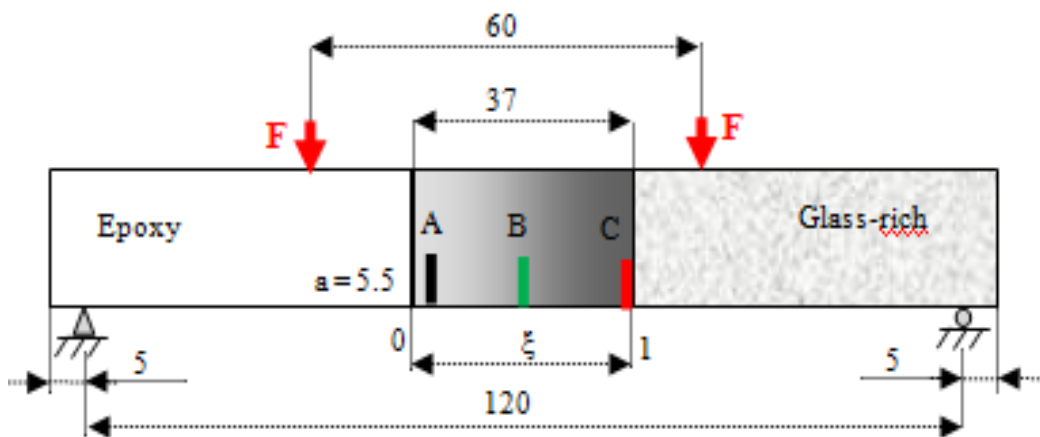


Figure 4.22. Géométrie de l'éprouvette (dimensions en mm)

Une fissure de longueur $a = 5,5$ mm est supposée exister perpendiculairement au gradient du matériau située dans diverses positions caractérisées par un paramètre adimensionnel $\xi = 0,17, 0,58$ et 1 le long de la zone graduée, Figure 4.23. Les propriétés mécaniques à la température ambiante de la plaque FGM sont sélectionnées selon plusieurs références [ROU 00, KIM 03] et sont donnés à la Figure 4.23.

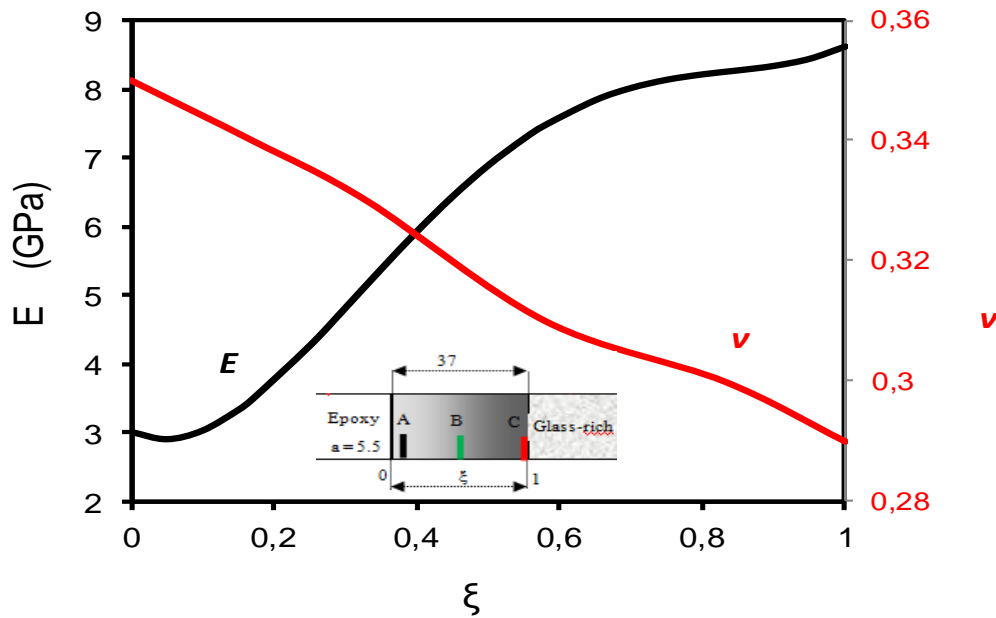


Figure 4.23 Variations de E et ν le long de la zone graduée ($0 \leq \xi \leq 1$)

La simulation par éléments finis a été réalisée à l'aide du logiciel commercial ANSYS® (ANSYS 19 [SHA 01]). Les éléments iso-paramétriques à 8 nœuds SOLID185 avec fonction de base quadratique ont été utilisés pour la génération du maillage, alors qu'un maillage très fin a été utilisé dans la région autour du front de fissure pour obtenir des résultats précis (la dimension typique des éléments dans cette zone est de 0,05 mm). Le comportement non linéaire de la géométrie et des propriétés des matériaux pour l'échantillon FGM a été pris en compte dans cette étude. Divers schémas de maillage sont essayés pour parvenir à la convergence. Le modèle optimisé comprend 61 340 nœuds, 53 872 éléments. Le modèle de maillage avec les conditions aux limites et de chargement est donné dans la Figure 4. 24.

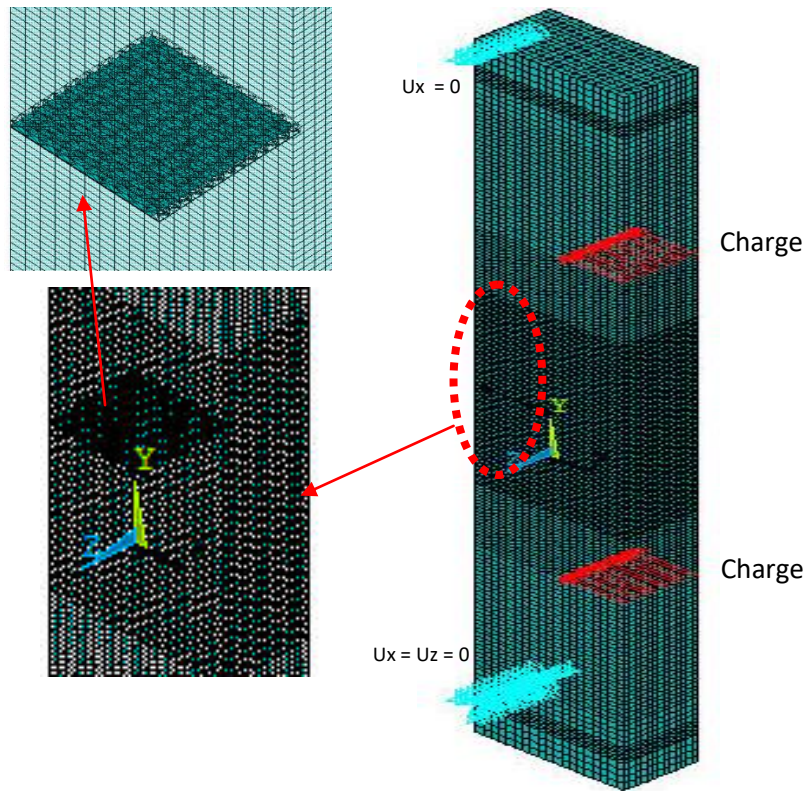


Figure 4.24. Schéma de maillage, condition de chargement

4.12.2 Résultats et discussions

4.12.2.1 Validation du modèle par éléments finis

Pour valider le modèle numérique développé dans ce travail, une poutre en matériau à gradient fonctionnel entaillée sous flexion en quatre points a été analysée. Afin de faire une comparaison, les mêmes dimensions et propriétés du matériau que celles utilisées par Rousseau et Tippur [ROU 02] et Kim et Paulino [KIM 03] ont été considérées. La première tâche consiste à évaluer le facteur d'intensité de contrainte mixte K_I et K_{II} le long du fond de fissure pour trois positions différentes le long de la zone graduée (fissure A, fissure B et fissure C) et une taille de fissure $a/W = 0,25$. L'emplacement de la fissure est caractérisé par un paramètre sans dimension $\xi = 0,17, 0,58$ et 1 le long de la zone graduée. La Figure 4. 25 montre les résultats obtenus pour K_I et K_{II} à partir de la méthode des éléments finis (3D-FEM) de l'éprouvette SENB. La Figure 4. 25 montre également les valeurs de K_I et K_{II} calculées à partir de la méthode des éléments finis bidimensionnels (2D) donnée par Kim et Paulino [KIM 03] pour le même échantillon. Une première observation à partir de la lecture de la Figure 4. 25 est que quelle que soit la position de la fissure le long de la zone graduée, le K_I augmente progressivement le long du front de fissure et atteint finalement la valeur maximale au milieu de l'épaisseur de l'échantillon. En revanche, la Figure 4. 25 montres que le K_{II}

diminue le long du front de fissure et ici le niveau maximum se situe au centre de l'éprouvette. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que lorsqu'une fissure a tendance à se propager en mode I pure dans les matériaux FGM, une mixité de modes provient non seulement des configurations géométriques et de chargement mais aussi du paramètre de non-homogénéité du matériau.

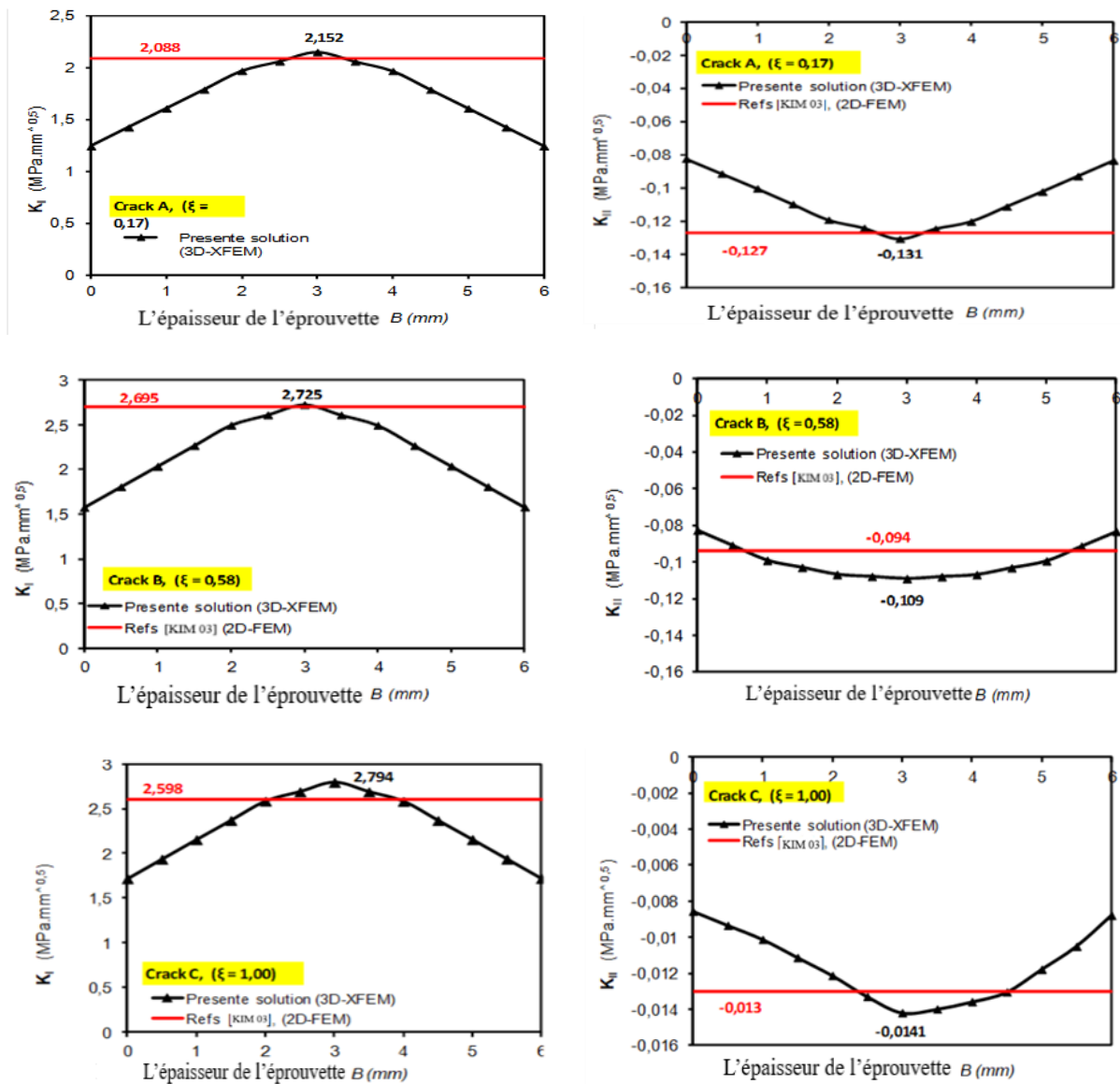


Figure 4.25 Variations de K_I et K_{II} le long du front de fissure pour $B = 6$ mm et taille de fissure $a / W = 0,25$

Par contre, localement au fond de fissure; il existe une mixité de modes qui est un paramètre critique pour la rupture inter-faciale. La mixité des modes correspond aux proportions relatives de tractions en avant du fond de fissure en mode glissant (mode II) et en

mode d'ouverture (mode I) au cours de la propagation des fissures. Ce comportement a été confirmé par plusieurs auteurs [ATT 12]-[KER 12]. Nous notons qu'un assez bon accord est observé entre les deux ensembles de résultats et peut être considéré comme une validation pour nos simulations numériques utilisant la technique de 3D-FEM.

Afin de mieux comprendre l'influence de l'emplacement de la fissure le long de la zone graduée, sur la Figure 4.26, on retrace l'évolution de la valeur maximale de K_I et K_{II} le long de gradient du matériau (paramètre ξ). Nous rappelons que la valeur maximale est située au milieu de l'éprouvette le long de l'épaisseur de l'éprouvette car l'initiation de la fissure se produit à cet endroit. On constate que la valeur de K_I augmente avec l'augmentation de la variable non dimensionnelle ξ tandis que l'augmentation de cette dernière conduit à une diminution de la valeur de K_{II} . En d'autres termes, le changement de position de la fissure d'un matériau ductile (souple) à un matériau plus rigide conduit à réduire le mode de glissement (mode II) et à agrandir le mode d'ouverture (mode I), c'est-à-dire un risque de rupture fragile d'un matériau à haute résistance.

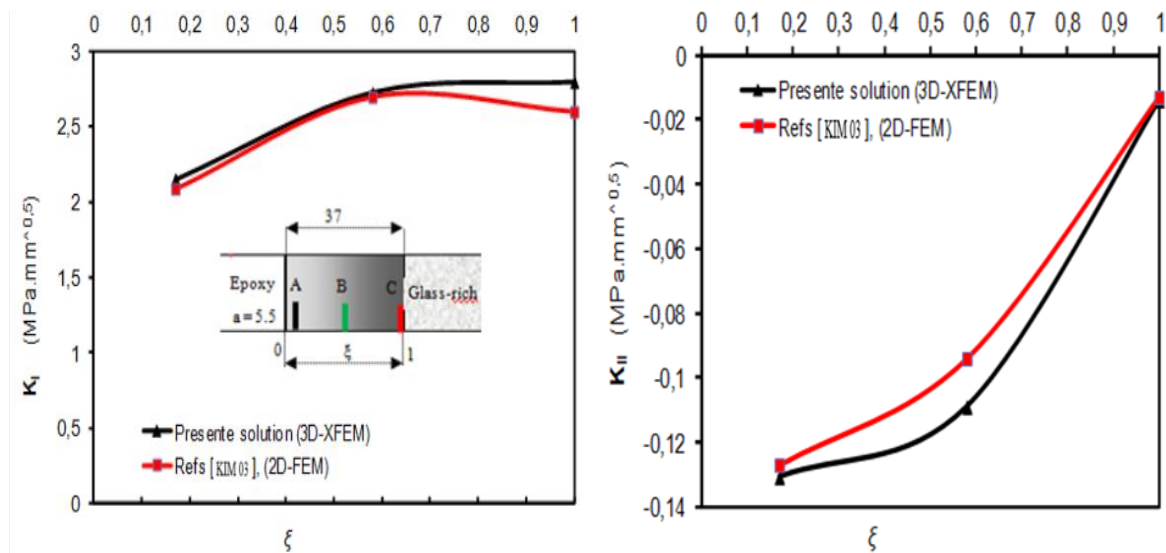


Figure 4.26 Variations des valeurs maximales de K_I et K_{II} en fonction de la position de la fissure (ξ) pour $B = 6$ mm et taille de fissure $a / W = 0,25$

L'angle de déphasage $\psi = \tan^{-1} (K_{II}/K_I)$ joue un rôle important dans l'initiation et la direction de la propagation des fissures dans les matériaux FGM et est donc un paramètre important dans la caractérisation de la ténacité inter-faciale. La Figure 4.27 présente l'angle de ψ en fonction de la position de la fissure le long des gradients (ξ). On voit que ψ augmente

lorsque la fissure est située à proximité de matériau le plus rigides. Ce comportement peut s'expliquer probablement par le fait que le changement des propriétés mécaniques des matériaux FGM conduit à se produire une propagation complexe de fissure, qui conduit à une répartition des contraintes complexes, d'autre part, le niveau des composants de cisaillement (mode II) a provoqué une rotation de la région proche du fond de fissure qui conduit au changement de l'angle de déphasage ψ . Nous rappelons également que la rupture des matériaux FGM est variable et se rompt souvent sous chargement en mode mixte avec des schémas de fracture compliqués. On peut noter que la méthode 3D-FEM prédit de manière satisfaisante les paramètres de rupture pour l'éprouvette en flexion quatre points et témoigne ainsi de la précision de la modélisation numérique développée.

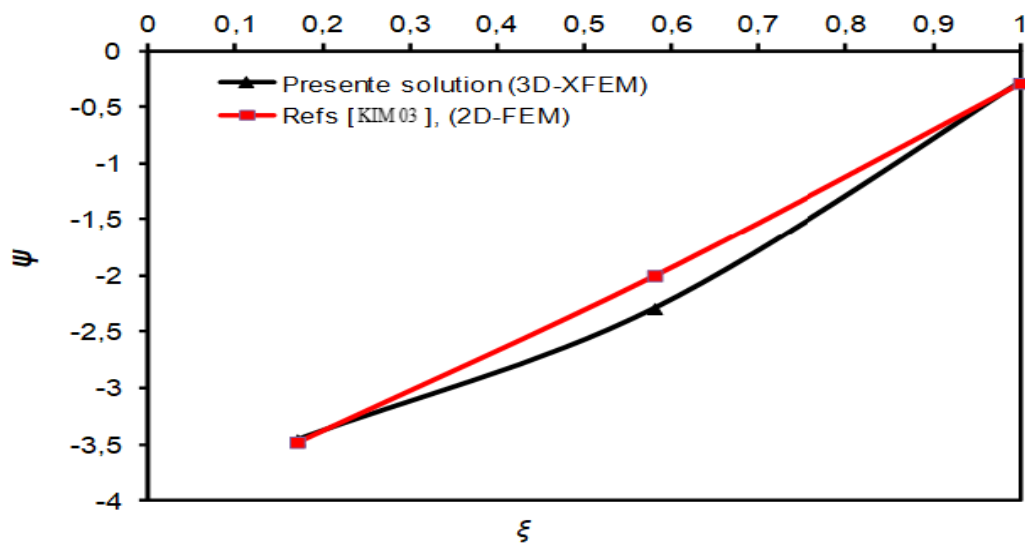


Figure 4.27 Variations de l'angle de déphasage ψ en fonction de la position de la fissure (ξ) pour $B = 6$ mm et taille de fissure $a / W = 0,25$

4.12.2.2 Effet de l'épaisseur de l'éprouvette

Afin d'étudier l'effet de l'épaisseur de l'éprouvette sur la valeur des paramètres de rupture d'une fissure située à différents endroits le long de la zone graduée, considérons le modèle géométrique précédent avec deux valeurs d'épaisseur égales à 6 et 11 mm. La Figure 4.28 illustre la variation de K_I et K_{II} en fonction du paramètre adimensionnel (ξ : position de la fissure le long de la zone graduée). Il ressort de ces figures que l'épaisseur de l'éprouvette et la position de la fissure ont une influence considérable sur les paramètres de rupture (K_I et K_{II}). La Figure 4.28 révèle également une position critique de la fissure le long de la région

graduée caractérisée par le paramètre non dimensionnel $\xi = 0,26$, où les valeurs de K_I et K_{II} atteints son maximum. Ce comportement a été confirmé par plusieurs auteurs [BEC 01, EIS 87, ZHA 11].

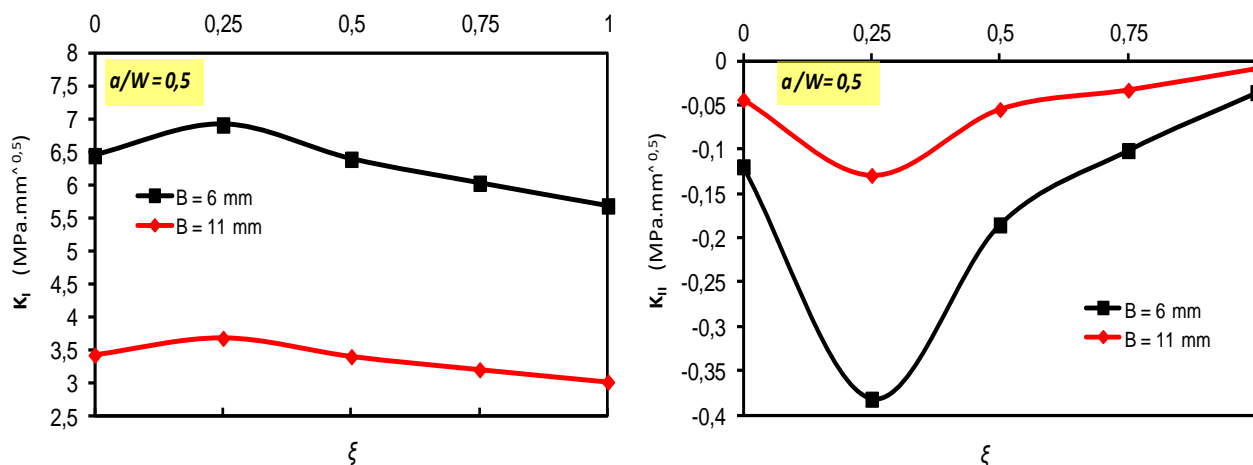


Figure 4.28 Variations des valeurs maximales de K_I et K_{II} en fonction de la position de la fissure (ξ) pour différentes épaisseurs d'éprouvette et taille de fissure $a / W = 0,25$

4.12.2.3 Effet de la taille de la fissure

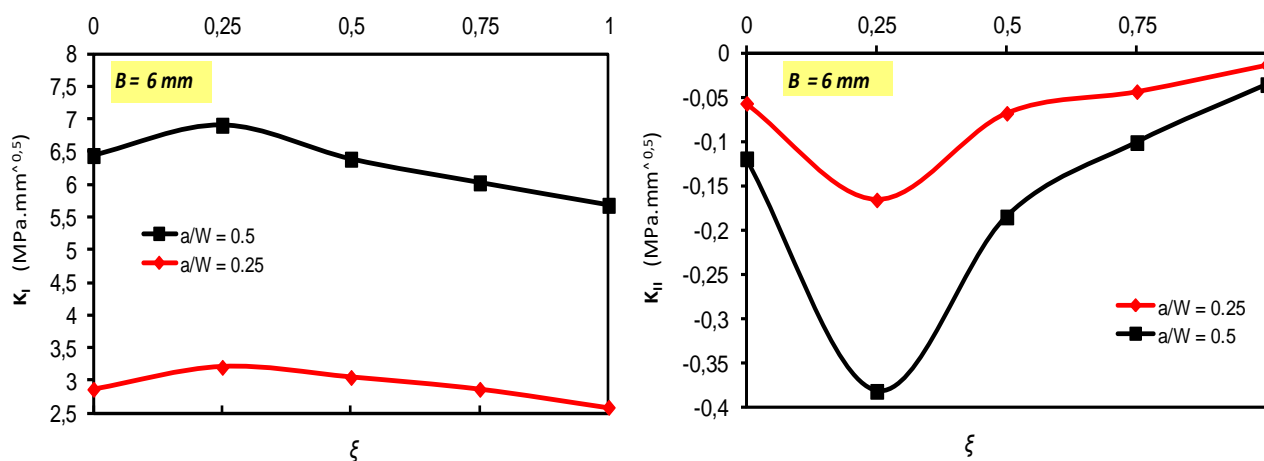


Figure 4.29 Variations des valeurs maximales de K_I et K_{II} en fonction de la position de la fissure (ξ) pour $B = 6$ mm et différentes tailles de fissure a / W

L'effet de la longueur des fissures est présenté à la Figure 4.29 en termes de facteur d'intensité de contrainte (K_I et K_{II}) en fonction de l'emplacement de fissure le long de la zone graduée. Toujours, une position critique peut être déterminé pour les deux longueurs de fissure le long de la région graduée ($\xi = 0,26$). En effet, pour une longueur de fissure élevée,

la valeur des paramètres de rupture est beaucoup plus significative. Ce comportement est probablement lié à la distribution non homogène des champs de contraintes et de déformations locales à proximité de la fissure en raison du changement de position de la fissure et des propriétés mécaniques des matériaux FGM.

4.13 Conclusions

Le but de cette étude est d'analyser l'effet de divers paramètres tels que: les propriétés géométriques et matérielles sur les comportements en flexion des poutres en béton réparées et les problèmes de fracture des structures mixtes en génie civil sous condition de flexion trois points, à partir de ces résultats numériques, nous peut en déduire les conclusions suivantes:

L'approche de modélisation par éléments finis développée pour simuler les poutres en béton armé.

- La présence de fissure quelle que soit sa taille, réduit considérablement la résistance et la fiabilité des structures.

- La présence d'un collage externe des plaques de PRF réduit le niveau de contrainte à proximité du fond de fissure ce qui peut conduire à une augmentation de la durée de vie des structures en service.

- L'augmentation de la longueur de la plaque FRP conduit à une augmentation de la charge ultime de la poutre.

- La présence de fibre de carbone dans la poutre en béton augmente la charge ultime par rapport à la poutre témoin (sans renforcement).

- L'ajout de fibre de carbone dans le béton augmente la charge ultime du béton d'environ 15 à 30% pour la même taille de fissure.

L'analyse par éléments finis peut être utilisée comme outil numérique pour prédire l'initiation de fissure dans le béton armé.

Conclusion generale

CONCLUSION GENERALE

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été orientée vers l'étude du comportement en rupture des structures en béton armé et réparé par des plaques en FRP. Une revue de la littérature et des études de cas ont été présentées. Sur la base des résultats obtenus, certaines observations du présent travail de recherche peuvent être résumées comme suit :

- Développement d'un modèle éléments finis pour simuler les poutres en béton armé.
- La présence de fissure quelle que soit sa taille, réduit considérablement la résistance et la fiabilité des structures.
- La présence d'un collage externe des plaques FRP réduit le niveau de contrainte près du fond de fissure qui peut conduire à augmentation de la durée de vie des structures en service.
- L'augmentation de la longueur de l'armature FRP conduit à une augmentation de la charge ultime de la poutre.
- La présence de fibre d'acier dans la poutre en béton augmente la charge ultime par rapport à la poutre témoin (sans armature).
- L'ajout de fibre d'acier dans le béton augmente la charge ultime du béton d'environ 15 à 30% pour la même taille de fissure.
- L'analyse par éléments finis peut être utilisée comme outil numérique pour prédire l'amorce de fissure dans le béton armé.
- La présence de collage externe des plaques FRP réduit le niveau de facteur d'intensité de contrainte qui peut conduire à une augmentation de la durée de vie des structures en service.
- L'augmentation des propriétés élastiques de l'adhésif réduit le facteur d'intensité des contraintes.
- Les propriétés mécaniques des plaques en PRF ont un effet important sur les valeurs du facteur d'intensité des contraintes et, par conséquent, sur la durée de vie de la structure.
- Le type des plaques FRP influe considérablement sur la durée de vie du béton fissuré réparé.

Dans la partie de l'analyse numérique du comportement en rupture des matériaux à gradient fonctionnel (FGM) permet de déduire les conclusions suivantes :

- La zone graduée du matériau a un grand effet sur les valeurs de FIC en mode mixte.
- Le niveau de FIC le long du front de fissure dépend de l'indice de gradation du matériau.
- Le niveau de FIC en mode mixte varie le long du front de fissure et sa variation est liée à l'épaisseur de l'éprouvette et à la taille de la fissure.
- Les paramètres de rupture au milieu de l'éprouvette ont fait l'objet d'une attention particulière car l'amorçage de la fissure se produit à cet endroit quelle que soit la position de la fissure.
- Existe une position critique de la fissure le long de la zone graduée caractérisée par le paramètre adimensionnel $\xi = 0,26$ lorsque la fissure est proche du côté ductile (module de Young faible) du FGM.

Bibliographies

Bibliographie :

- [ABB 18] Abbass W., Khan M.I., Shehab Mourad S., (2018). Evaluation of mechanical properties of steel fiber reinforced concrete with different strengths of concrete. *Construction and Building Materials* 168. pp. 556–569. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.164>
- [ADJ 16] Adjal, I.; Errouane, A.; Mohamed, T.; Houssein, M.; Evaluation numérique du facteur d'intensité des contraintes en mode I pour des matériaux à gradient de propriétés mécaniques ; 2016.
- [ACI 02] ACI Committee 318 (2002) Building code requirements for structural concrete (ACI 318-02) and commentary (ACI 318R-02), ACI 318-02, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan.
- [ACI 06] ACI Committee 440 (2006) Guide for the design and construction of concrete reinforced with FRP bars, ACI 440.1R-06, American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, Michigan.
- [ACH 11] Toufik Achoune, Etude des techniques de réparation des structures composites endommagées. 2010-2011
- [AFG 03] AFGC, réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites, recommandation provisoires décembre.
- [ALF 97] Alfaiate, J.; Pires, E.B.; Martins, J.A.C., "A Finite Element Analysis of Non-Prescribed Crack propagation in Concrete". *Computers & Structures*, Vol. 63, No. 1, 1997, pp. 17-26.
- [ANS 19] ANSYS 19.0, Ansys Inc. Documentation, ANSYS Elements Reference, (2019).
- [ASTM C469] ASTM C469-02. Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression. Annual book of ASTM standards, vol. 04.02.
- [ASTM E3990] ASTM Standard E399-12e2, "Standard Test Method for Linear-Elastic Plane-Strain Fracture Toughness K_{Ic} of Metallic Materials" Annual Book of ASTM Standards, Part 03.01
- [ASG 15] Asgarinia S., Viriyasuthee, C., Phillips, S., Dubé, M., Baets, J., Vuure, A.V., Verpoest, I., Lessard, L., (2015). Tension–tension fatigue behaviour of woven flax/epoxy composites. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 34(11). pp. 857–867. DOI: 10.1177/0731684415581527
- [ATT 12] Attari, N., Amziane, S., Chemrouk, M., Flexural strengthening of concrete beams using CFRP, GFRP and hybrid FRP sheets, *Construction and Building Materials*, 37, 2012, 746-757. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2012.07.052
- [ATT 10] Attari N, Amziane S, Chemrouk M. Efficiency of Beam-Column Joint Strengthened by FRP Laminates, *Advanced Composite Materials Journal (ACM)*, Vol : 19 (2010), pp.171-183. Brill Publication.

[ARD 97] Arduini M. and Nanni A; Behavior of Pre-cracked RC Beams Strengthened with Carbon FRP Sheets; Journal of Composites in Construction, V. 1, No. 2; pp.63-70.

[ARD 17] Ardalan R.B., Joshaghani A., Hooton R.D., (2017). Workability retention and compressive strength of self-compacting concrete incorporating pumice powder and silica fume. Construction and Building Materials 134.pp.116–122. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.090>

ANSYS 19.0, Ansys Inc. Documentation, ANSYS Elements Reference, (2019).

ASTM C469-02. Standard test method for static modulus of elasticity and Poisson's ratio of concrete in compression. Annual book of ASTM standards, vol. 04.02.

[BAEL 91] Règles BAEL 91 révisées 99.Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites Fascicule 62, titre 1^{er} du CCTG - Travaux section 1 : béton armé.

[BAZ 00] P.Bazant, D. Adley, Carol, Milan Jirasek, Caner, (2000) Large-Strain Generalization of Microplane Model for Concrete and Application, ASCE Journal of Engineering Mechanics, volume 126, September, 2000.

[BAŽ 02] Bažant Z.P., and Giraudon E.B., (2002). Statistical prediction of fracture parameters of concrete and implications for choice of testing standard. Cement and Concrete Research 32. pp. 529–556. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00723-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00723-2).

[BAK 04] Baker.A, Dutton, S. and Kelly, D, 2004, ‘Composite Materials for Aerospace Structures’, Second Edition, American Institute of Aeronautics and Astronautics, Inc., Reston, Virginia.

[BER 99] Berthelot Jean-Marie Matériaux composites ; Comportement mécanique et analyse des structures, édition Tec et Doc / Lavoisier, (1999).

[BON 05] Bonnet. B.; Comportement au choc de matériaux composites pour applications automobiles.Thèse de l'Ecole des Mines de paris, 2005.

[BOM 17] Bompa D.V., Elghazouli A.Y., Xu B., Stafford P.J., Ruiz-Teran A.M., (2017). Experimental assessment and constitutive modelling of rubberised concrete materials. Construction and Building Materials 137. pp. 246–260. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.01.086>.

[BEN 02] Bencardino F., Spadea G, et Swamy N.R; Strength and Ductility of Reinforced Concrete Beams Externally Reinforced with Carbon Fiber Fabric; ACI Structural Journal, V. 99, No. 2;

[BEN 05] Benjamin.Z Reeve (2005) : effect of adhesive stiffness and CFRP geometry the behavior of externally bonded CFRP retrofit measures subject to monotonic loads, Submitted to the Graduate Faculty of School of Engineering in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science, University of Pittsburgh.

[BEN 06] Benyoucef S, Tounsi A, Meftah S A, Adda BediaEa. Approximate analysis of the interfacial stress concentrations in FRP - RC hybrid beams. Composite Interfaces, vol.13, N7, (2006), pp.561-571.

- [BEN 08] Benachour A., Benyoucef S., Tounsi A., (2008). Interfacial stress analysis of steel beams reinforced with bonded prestressed FRP. *J. Eng. Struct.* Vol.30, pp. 3305-3315. DOI: 10.1016/j.engstruct.2008.05.007.
- [BEN 14] BENNEGADI M.E. la thèse ; Modèle numérique pour l'étude du comportement d'interface des structures renforcées par plaque en composite ; 2014
- [BET 91] Betegón C, Hancock J (1991) Two- parameter characterization of elastic-plastic crack-tip fields, *J. Appl. Mech. Transactions of the ASME* 113:104-110.
- [BHA 15] Bhardwaj G, Singh IV, Mishra BK. Stochastic fatigue crack growth simulation of interfacial crack in bi-layered FGMs using XIGA. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, (284), pp. 186–229, 2015. <https://doi.org/10.1016/j.cma.2014.08.015>
- [BÜY 04] Büyükoztürk.O, OguzGunes, ErdemKaraca Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members streng then edusing FRP composites *Construction and Building Materials* 18, (2004), pp.9-19.
- [BÜY 98] Büyükoztürk.O et Hearnig B. “Failure behaviour of precracked concrete beams retrofitted with FRP”, *Journal of composites of construction*, Vol2 N 3, August (1998), pp.16.
- [BEN 10] Benzaid, R., Contribution à l'étude des matériaux composites dans le renforcement et la réparation des éléments structuraux linéaires en béton, Ph.D. Thesis, Université de Constantine, algerie 2010, halid:hal-00782103 2013. <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00782103>.
- [BED 04] BEDDIAR.A ; renforcement des poutres en beton arme a l'aide de materiaux composites ; 2004.
- [BRU 13] Bruggi M., Taliercio A., (2013). Topology optimization of the fiber-reinforcement retrofitting existing structures. *International Journal of Solids and Structures* 50. pp. 121–136. <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2012.09.009>
- [BEN 13] Benzaid. R.; contribution à l'étude des matériaux composites dans le renforcement et la réparation des éléments structuraux linéaires en béton ;halid:hal-00782103 <https://hal.archives-ouvertes.fr/hal-00782103>.
- [BRE 03] Brena Sf, Bramblett Rm, Wood SL, Kreger ME. “Increasing flexural capacity of reinforced concrete beams using carbon fibre-reinforced polymer composites”, *ACI Structural Journal* 100(1); pp.36-46.
- [BÜY 04] Büyükoztürk.O, OguzGunes, ErdemKaraca “Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites *Construction and Building Materials*” 18, (2004), pp.9-19.
- [BENN 13] Bennegadi M.L., Sereir Z., Amziane S., (2013). 3D nonlinear finite element model for the volume optimization of a RC beam externally reinforced with a HFRP plate. *Construction and Building Materials* 38. pp. 1152–1160. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.09.012>

- [BEC 01] Becker Jr T.L., R.M. Cannon, R.O. Ritchie, Finite crack kinking and T-stresses in functionally graded materials, *International Journal of Solids and Structures*, 38, pp. 5545-5563, 2001. [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(00\)00379-6](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(00)00379-6)
- [BOU 11] Bouchelil.l; étude numérique (3-d) et évaluation de l'intégrité structurale des éléments en béton arme sous l'action des charges monotones. ;2011.
- [CAR 04] Centre d'animation régional en matériaux avances (C.A.R.M.A). ; « Glossaire des matériaux composite » -- actualisation décembre. 2004. ; In: <http://www.materiatech-carma.net>; 2004.
- [CAR 06] Carpinteri A, Paggi M, Pugno N. An analytical approach for fracture and fatigue in functionally graded materials. *International Journal of Fracture*. (47), pp. 141-535. 2006. <https://doi.org/10.1007/s10704-006-9012-y>
- [CAR 84] Cardew et al. (1984), Cardew GE, Goldthorpe MR, Howard, IC, Kfourri AP (1985) On the Elastic T-Term, in *Fundamentals of Deformation and Fracture (Eshelby Memorial Symposium)* (Edited by K. J. Miller and B. A. Bilby), pp. 465-476. Cambridge University Press, Cambridge.
- [CER 10] Ceroni.F; “Experimental performances of RC beam strengthened with FRP materials”, *Construction and Building Materials*, Volume 24, Issue 9, pp.1547-1559.
- [CON 11] Contamine.R., Contribution à l'étude du comportement mécanique de composites textilemortier: application à la réparation et/ou renforcement de poutres en béton armé vis-à-vis de l'effort tranchant. Autre. Université Claude Bernard - Lyon I, 2011. Français. <NNT: 2011LYO10271>. <tel-00715159>
- [COU 43] ; Courant, R. L.; Variational Methods for the Solution of Problems of Equilibrium and Vibration. *Bulletin of the American Mathematical Society*, 49:1-23, 1943.
- [CHE 03] Cheikhna.D, Alex Li, Loubna Bouazaoui et Yves Delmas, Renforcement des poutres en béton armé par collage des bandes de TFC. GMMS, Université de Reims Champagne Ardenne. XXIEMES rencontre universitaire de génie civil 2003.
- [CHE 15] Chettah.M, GuerraichE.N Freres Mentouri, Renforcement des poutres en béton armé a l'effort tranchant par matériaux composite des FRERES MENTOURI Constantine juin 2015.
- [CARM 06] Centre d'animation régional en matériaux avancés C.A.R.M.A « glossaire des matériaux composites » actualisation octobre 2006.
- [CRO 06] Croston.T. ; « etude expérimentale du comportement d'une poutre en beton armé en flexion 3points réparé par matériaux composite » ; (aproche probabiliste) ; Philosophy doctoral thesis, Ecole nationale supérieure d'art et métier, centre de bordeau ; N° d'ordre : 2006-17,july 20.2006.
- [CHI 97] Chicoine. T (1997) : analyse et conception d'ancrage sur les poutres renforcées en flexion à l'aide de matériaux composite, mémoire de maîtrise ès science appliquée, présentée au département de génie civil, université de SHerbrooke Canada.

[CSA A23.3-04, 2004] Canadian Standards Association (2004) Design of Concrete Structures, Toronto, Ontario, 258 p.

[DAO 12] Daouadji.T.H.; Analyse des contraintes d'interface dans les poutres en béton armé renforcées par collage des stratifiées composites. 1 Laboratoire des Matériaux & Hydrologie, Université de Sidi Bel Abbès, BP 89 Cité Ben M'hidi 22000 Sidi Bel Abbès, Algérie. E-mail: daouadjitah@yahoo.fr

[DAV 03] P. Davies, D. Choqueuse, A. Roy, Fatigue and durability of marine composites, Fatigue in Composites, 27, 709-729, Bryan Harris ed., CRC, 2003.

[DIA 03] Cheikhna Diagana, Alex Li, Loubna Bouazaoui et Yves Delmas., Renforcement des poutres en béton armé par collage des bandes de TFC. GMMS, Université de Reims Champagne Ardenne. XXIEMES rencontre universitaire de génie civil 2003.

[DRE 83] Gorge Dreux (1983) ;calcul pratique du B.A règle BAEL43 3eme édition, Eyrolles 1985.

[DJE 98] Djelal C, David E, Buyle-Bobin F, Gicquel Y (1998) : renfoecemnt des poutres en béton armée à l'aide de lamelle composite : étude expérimentale - pré dimensionnement, annales du bâtiment et des travaux publics, février 1998, pp -39-47.

[DAG 08] Dag S, Ilhan KA. Mixed-mode fracture analysis of orthotropic functionally graded material coatings using analytical and computational methods. Journal of Applied Mechanics. 75(5) : 051104, (9 pages), 2008. <https://doi.org/10.1115/1.2932098>.

[DAV 99] DAVID. E., Comportement mécanique de poutres en béton armé renforcées ou réparées par collage de matériaux composite, Etude expérimentale et modélisation, Thèses de Doctorat, Spécialité génie civil, Université d'Artois, France, 1999.

[DEB 97] DeBorst, R.; "Some Recent Developments in Computational Modeling of Concrete Fracture". International Journal of Fracture, No. 86, No. 1- 2, 1997, pp. 5-36.

[DES 84] Desai, C. S. ; Gallagher, R. H. (eds.), Mechanics of Engineering Materials. New York et al, John Wiley & Sons 1984. XIV, 691 S., £ 32.00. ISBN 0 471 90 276 4 (Wiley Series in Numerical Methods in Engineering).

[DUT 17] Mathieu Dutto ; chapitre I :description du procédé d'elaboration sous micro-ondes. Procédé micro-ondes pour l'élaboration de composites B4C-SiC par infiltration et réaction de silicium, en vue d'applications balistiques. Thèse de doctorat en Sciences et genie des materiaux.; Lyon ; UNIVERSITY OF NEGEV. ; 2017.

[DU 91] Du et al. (1991) Du ZZ, Hancock JW (1991); The effect of non-singular stresses on crack-tip constraint. J Mech Phys Solids 39(4):555–567.

[EVE 19] Sophie EVE ; ENSICAEN ; 2018-2019 ; TP de Simulation Numérique par Eléments Finis Code de calcul ANSYS Mechanical Etudes non linéaires.

[EIS 87] Eischen J.W., Fracture of nonhomogeneous materials, International Journal of Fracture, 34, 3-22, 1987. <https://doi.org/10.1007/BF00042121>

- [ELR 12] Elrakib T.M., Arafa A.I., (2012). Experimental evaluation of the common defects in the execution of reinforced concrete beams under flexural loading. *HBRC Journal* 8. pp. 47–57. <http://dx.doi.org/10.1016/j.hbrcj.2012.08.006>
- [ESH 56] Eshelby. Eshelby, J. D., *The Continuum Theory of Lattice Defects*. Solid State Physics 3, Academic Press (1956)
- [EWI 76] Ewing et al. (1976) PD Ewing, JL Swedlow and JG Williams, *International Journal of Fracture* 12 (1976) 85-9; Ewing, P.D, Swedlow, J.L. and Williams, J.G. (1976). Further results on the angled crack problem. *International Journal of Fracture* **12**, 85–93.
- [FRE 00] : Freyssinet (2000) : cahier de clauses technique, renforcement du béton par collage de tissu de fibre de carbone procédé TFC, R-F-TFC-PRF 10/D.
- [FRE 04] Freyssinet ; élément de structure renforcé par un procédé de collage de fibre de carbone, avis technique 3/04-424 ; groupe spécialisé no 3, structure, plancher et autre composant structuraux.
- [FER 16] Ferreira A.D.B.L., P.R.O. Novoa, A.T. Marques, *Multifunctional Material Systems: A state-of-the-art review*, *Composite Structures*, 151, pp. 3-35, 2016. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2016.01.028>
- [FRE 99] Freyssinet ; technical spécification – concrete strengthening by gluing carbon fibre fabrics- the TFC process, 59707-PR(E) 10/c, mars 1999.
- [FAN 01] Fanning P.J, et Kelly O. “Ultimate response of RC beams strengthened with CFRP plates”, *ASCE Journal of composites for construction*, pp.122 - 127.
- [FIB bulletin 14, 2001] FIB bulletin 14 (2001). ; extarnally bonded reinforcement for RC structures- technicals report design and externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement (FRP EBR) for reinforcement concrte structures july 2001.
- [GAO 07] Gao B., Leung C.K.Y., Kim J.K., (2007). Failure diagrams of FRP strengthened RC beams. *Composite Structures* 77. pp. 493–508. DOI:10.1016/j.compstruct.2005.08.003
- [GRA 99] Grace, N. F.; Abdel-Sayed, G.; Solimane, Salah, K.R. Strengthening Reinforced Concrete Beams Using Fiber Reinforced Polymer (FRP) Laminates, *ACI Structural Journal*, V. 96, No. 5, Sept.-Oct. (1999), pp. 865-875.
- [GU 99] Gu P, M. Dao, R. J. Asaro. A Simplified Method for Calculating the Crack-Tip Field of Functionally Graded Materials Using the Domain Integral. *Journal of Applied Mechanics*, 66(1), pp. 101-108, 1999. <https://doi.org/10.1115/1.2789135>
- [GAY 19] Gayen D., R. Tiwari, D. Chakraborty. Static and dynamic analyses of cracked functionally graded structural components: A review. *Composites Part B: Engineering*. Volume 173: 106982, 2019. <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2019.106982>.
- [GAO 06] Gao.B., Kim J.K. and Leung C.K.Y. “Optimization of tapered end design for FRP strips bonded to RC beams”, *Composites Science and Technology*, Vol 66, Issue 10; pp.1266-1273.
- [GUI 07] Guido Camata , Enrico Spacone B, Roko Zarnic “Experimental and nonlinear

finite element studies of RC beams strengthened with FRP plates, *Composites*”; Part B 38, pp.277-288.

[GAN 07] Ganga Rao, H.V.S. ,Taly et al. « Reinforced Concrete Design with FRP Composites », CRC Press, Boca Raton, FL. (2007)

[HAL 16] Hallonet. A.; Développement et caractérisation d’un matériau composite à base de fibres de lin : application au renforcement de structures en béton par collage externe ;Lyon, 2016. Français. <NNT:2016LYSE1111>. <tel-01402139> <https://tel.archives-ouvertes.fr>

[HAL 19] Hallonet A., Ferrier E., Michel L., Benmokrane B., (2019). Durability and tensile characterization of wet lay-up flax/epoxy composites used for external strengthening of RC structures. *Construction and Building Materials* 205. pp. 679–698. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.02.040>

[HAL 96] Hallback and Jonsson (1996) Hallback, N. and Jonsson, N. (1996). T–stress evaluations of mixed mode I/II fracture specimens and T–effects on mixed mode failure of aluminium. *International Journal of Fracture* 76, 141–168.

[HOS 13] Hosseini S-S, H.Bayesteh, S.Mohammadi. Thermo-mechanical XFEM crack propagation analysis of functionally graded materials. *Materials Science & Engineering A* 561, pp. 285–302, 2013. <https://doi.org/10.1016/j.msea.2012.10.043>

[HOL 01] Hollaway L.C., Leeming M.B., *Strengthening of reinforced concrete structures R using externally bonded FRP composites in structural and civil engineering*, Woodhead Publishing Limited, Cambridge England, First published 1999, reprinted 2001.

[HAS 12] Hashemi, S and Al-Mahaidi, R.(2012), Experimental and finite element analysis of flexural behavior of FRP-strengthened RC beams using cement-based adhesives. *Construction and Building Materials* 26. pp. 268–273. doi:10.1016/j.conbuildmat.2011.06.021

[HOU 13] houhou. N.; comportement en fluage des interfaces collées béton/composites: etude expérimentale et développement d’un modèle analytique ; université paris-est, ifsttar, cité descartes, 14-20 bd newton, f-77447 marne la vallée cedex 2 b. lunam université, ifsttar, f-44341, bouguenais France.

[HAD 12] Hadjazi K., Sereir Z., Amziane S., (2012). Cohesive zone model for the prediction of interfacial shear stresses in a composite-plate RC beam with an intermediate flexural crack. *Composite Structures* 94. pp. 3574–3582. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compstruct.2012.05.027>

[HAE 95] Haefele, P.M. and Lee, J.D. (1995). The constant stress term. *Engineering Fracture Mechanics* 50(5/6), 869–882.

[HAM 01] : Hamelin P., Ferrier E., (2001)., Etude bibliographique sur les renforcements par matériaux composites de structure du génie civil- Comportement en fatigue et en fluage des renforcements, Identifications des problèmes liées aux renforcements par composites, Cahier des charges essai de fatigue, L2M, université Lyon I, pages 93. Rapport N0 LCPC/01 du 27/04/01, Rev. 0.0 commande n0 2000/14791.

[HAN 93] Hancock JW, Reuter WG, Parks DM (1993) Constraint and toughness parameterized by T. In: Hackett, E. M., Schwalbe, K.-H. and Dodds, R. H. (Eds.) *Constraint*

Effects in Fracture. ASTM STP 1171. Philadelphia, PA: American Society for Testing and Materials. 21-40.

[HER 92] Herrera-Franco.P. ; and L. Drzal, “Comparison of methods for the measurement of fibre/matrix adhesion in composites,” *Composites*, vol. 23, pp. 2–27, Jan. 1992.

[IDRIM 16] L’IDRRIM (Institut des Routes, des Rues et des Infrastructures pour la Mobilité). ; Passage de produit de pont Systèmes externes de renfort - réparation concrète, renforcement, et modification séismique]. Une édition du syndicat national des entrepreneurs spécialistes de travaux de réparation et renforcement de structures (strres) / février. ; 2016

[IVA 15] Ivanova I., Assih J., Static and dynamic experimental study of strengthened reinforced short concrete corbel by using carbon fabrics, crack path in shear zone. *Frattura ed Integrità Strutturale*, 34. pp. 90-98. DOI: 10.3221/IGF-ESIS.34.09;2015.

[JOS 16] Josko Ozbolt, Zdenko Tonkovic, Luka Lackovic, (2015), Microplane Model for Steel and Application on Static and Dynamic Fracture, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, September, 2016.

[KAC 01] Kachlakev, D., Miller T., Yim S., (May 2001). Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates. California Polytechnic State University, San Lius Obispo, CA and Oregon State University, Corvallis, OR for Oregon Department of Transportation.

[KHO 05] N. Khomwan, Foster S.J, Smith S.T. “Debonding failure in CFRP strengthened concrete beams”, *FRP Composites in Civil Engineering - CICE 2004 – Edition Taylor and Francis Group*, London.

[KAN 64] Kani G.N.J. (1964) The riddle of shear failure and its solution, *ACI Proceedings*, V61, n°4, avril, p 441-454.

[KFO 86] Kfourì (1986) Kfourì, A.P. (1986). Some evaluations of elastic T-term using Eshelby's method. *International Journal of Fracture* 30, 301–315.

[KAN 66] Kani G.N.J. ; Basic facts concerning shear failure, *ACI Jnal*, V63, n°6, p 675-691.1966.

[KOR 85] Kordina K., Blume F ; Empirische Zusammenhänge zur Ermittlung der Schubtragfähigkeit stabförmiger Stahlbeton elemente. *Deutscher Ausschuss für Stahlbetonbau Heft 364*. TU Braunschweig.

[KOR 87] Kordina.K., Hegger J ; Zur ; Schubtragfähigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbalken. *Beton – und Stahlbetonbau*. Vol 1, p 5-9.

[KOT 84] Kotsovos M. D ; Behavior of reinforced concrete beams with shear span to depth ratio between 1.0 and 2.5. *ACI Jnal*. Vol. 81.N° 3, p 279-286.

[KOT 86] Kotsovos M. D ; Behavior of reinforced concrete beams with shear span to depth ratio greater than 2.5. *ACI Jnal*. Vol. 83.N0 6, p 1026-1034.

[KOT 88] Kotsovos M. D ; Compressive force path concept : basis for reinforced concrete

ultimate state design. *Acijnal*. Vol. 85.N° 1, p 68-75 Rwagasore Dieudonée ; Note de calcul du béton armé, Construction d'une maison résidentiel à 2 niveaux (R+1).

[KNE 95] Knesl (1995) Knesl, Z. (1995). Evaluation of the elastic T -stress using a hybrid finite element approach. *International Journal of Fracture* 70, R9–R14.

[KOT 06] kotynia R, Harries K.A (2006) : strain efficiency and limit states of externally bonded and near-surface mounted CFRP-strengthened RC membres, *Composites B* (under review).

[KHA 03] Kharmanda G. M. Optimisation et CAO des structures fiables. PhD thèse, Université Blaise Pascal / LaRAMA-IFMA, Clermont Ferrand.

[KHO 05] Khomwan N., Foster S.J., Smith S.T. (2005). Debonding failure in CFRP strengthened concrete beams. *FRP Composites in Civil Engineering - CICE 2004 – Edition Taylor and Francis Group, London*.

[KAC 01] Kachlakev, D., T. Miller, FE Modeling of Reinforced Concrete Structures Strengthened with FRP Laminates, Final Report SPR 316, Oregon State University, Department of Transportation.

[KER 12] Kermiche, S., Redjel, B. Jr., Analyse expérimentale et analytique du comportement en flexion des poutres en béton armé pré fissurées renforcées par un matériau composite en toile de fibres de carbone (TFC), *Synthèse: Revue des Sciences et de la Technologie*. 25 , 2012,41- 58.

[KAT 10] Kato J., Ramm E. Optimization of fiber geometry for fiber-reinforced composites considering damage. *Finite Elements in Analysis and Design* 46. pp. 401–415. DOI:10.1016/j.finel.2010.01.001.

[KIM 03] Kim J-H, G.H. Paulino. The interaction integral for fracture of orthotropic functionally graded materials: evaluation of stress intensity factors. *International Journal of Solids and Structures*, 40, pp. 3967-4001, 2003. [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(03\)00176-8](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(03)00176-8)

[KRI 17] Kristiawan S., Supriyadi A., Sangadji S., Santosa D., (2017). Cracking behaviour and its effect on the deflection of patched-reinforced concrete beam under flexural loading. *MATEC Web of Conferences* 138, 02021 (2017) . EACEF 2017. DOI: 10.1051/mateconf/201713802021

[KAC 01] Kachlakev, D., Miller T., Yim S., (may 2001). Finite element modeling of reinforced concrete structures strengthened with FRP laminates. California Polytechnic State University, San Lius Obispo, CA and Oregon State University, Corvallis, OR for Oregon Department of Transportation.

[KIM 07] Kim J-H, G.H. Paulino. On Fracture Criteria for Mixed-Mode Crack Propagation in Functionally Graded Materials. *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, 14, pp. 227–244, 2007 <https://doi.org/10.1080/15376490600790221>

- [KIR 93] Kirk, M.T., Koppenhoefer, K.C. and Shih, C.F. (1993). Effect of constraint on specimen dimensions needed to obtain structurally relevant toughness measures. *Constraint Effects in Fracture*, ASTM STP 1171 (Edited by E.M. Hackett, K.-H. Schwalbe and R.H. Dodds), American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 79–103.
- [KIR 93] Kirk et al. 1993 et Sorem et al. 1991). M. Kirk and R. Dodds, "*J* and CTOD Estimation Equations for Shallow Cracks in Single Edge Notch Bend Specimens," *Journal of Testing and Evaluation* 21, no. 4 (1993): 228-238. <https://doi.org/10.1520/JTE11948J>
- [LAR 15] Larry Lessard, Soroush Asgarinia "fatigue behaviour of woven flax/epoxy composites" Baets, Aart Van Vuure and Ignaas Verpoest. 1) Department of Mechanical Engineering, McGill University 817 Sherbrooke St. West, Montreal, Quebec, Canada H3A 0C3; July 2015 Email: Larry.Lessard@mcgill.ca, webpage: <http://www.mcgill.ca/mecheng/people/staff/larrylessard>
- [LAR 73] S.G. Larsson† A.J. Carlsson ; Influence of non-singular stress terms and specimen geometry on small-scale yielding at crack tips in elastic-plastic materials ; July 1973, [https://doi.org/10.1016/0022-5096\(73\)90024-0](https://doi.org/10.1016/0022-5096(73)90024-0)
- [LIJ 14] Lijuan L., Shenghua R., Lan Z., Mechanical properties and constitutive equations of concrete containing a low volume of tire rubber particles. *Construction and Building Materials* 70. pp. 291–308. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.07.105>
- [LOO 97] Loo, Y.C.; Guan, H., "Cracking and Punching Shear Failure Analysis of RC Flat Plates". *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 10, 1997, pp. 1321-1330.
- [LOM 99] Lomothe P.; essai de renforcement avec des matériaux composite pour poutre de pont en béton armé, mémoire de maîtrise et science appliqué, département de génie civil, l'université Sherbrooke (Québec), Canada. ;1999.
- [LAU 08] Laurent Gornet. Généralités sur les matériaux composites. Engineering school. 2008. ffccl-00470296v1f.
- [LEE 83] Leever and Radon (1983) Leever PS, Radon JC (1983) Inherent stress biaxiality in various fracture specimen geometries, *Int. J. Fract.* 19 311-325.
- [LEEV 82] Leever, P.S. and Radon, J.C. (1982). Inherent stress biaxiality in various fracture specimens. *International Journal of Fracture* 19, 311–325.
- [LEE 82] LEE J.D. "Three dimensional finite element analysis of damage accumulation in composite laminate" *Computers & Structures*, Vol.15, pp. 335-350, 1982
- [LUS 17] Lusi V., Krasnikovs A., Kononova O., Lapsa V.A., Stonys R., Macanovskis A., Lukasenoks A., Effect of short fibers orientation on mechanical properties of composite material– fiber reinforced concrete. *Journal of Civil Engineering and Management*. 23(8). pp. 1091–1099. <https://doi.org/10.3846/13923730.2017.1381643>.
- [MAR 00] Marur PR, Tippur HV. Numerical analysis of crack-tip fields in functionally graded materials with a crack normal to the elastic gradient. *International Journal of Solids and Structures*. Volume 37, Issue 38, 18 September, pp. 5353-5370, 2000. [https://doi.org/10.1016/S0020-7683\(99\)00207-3](https://doi.org/10.1016/S0020-7683(99)00207-3)

[MAR 11] Martin L.; comportement en effort tranchant des poutres en béton armé de grandes dimensions renforcées de fibres, 2011.

-SiteWeb:[https://fr.wikipedia.org/wiki/Poutre_\(construction\)#R.C3.A9f.C3.A9rences](https://fr.wikipedia.org/wiki/Poutre_(construction)#R.C3.A9f.C3.A9rences).

[MOR 57] Morrow J. Viest I. M.; Shear strength of reinforced concrete frame members without web reinforcement. *ACI Jnal. Proc.* V. 53 No 9, March, p 833-849.

[MEI 91] Meier, U., Kaiser, H. Strengthening of Structures with CFRP Laminates ASCE Specialty Conference on Advanced Composite Materials in Civil Engineering Structures, ASCE, New-York, (1991), pp.191-201.

[MAD 09] Renforcement d'une poutre en béton armé par lamelles en composites -étude analytique et numérique, laboratoire LGCH, université 8 mai 45, guelma. <http://dspace.univ-guelma.dz:8080/xmlui/handle/123456789/7246>.

[MAD 13] Madi R., Guenfoud M., (2013). Renforcement des poteaux rectangulaires en béton armé par PRF. 21ème Congrès Français de Mécanique. Bordeaux, 26 au 30 août 2013. <http://hdl.handle.net/2042/52245>.

[MAR 98] Marur P and H. Tippur, "Evaluation of Mechanical Properties of Functionally Graded Materials," *Journal of Testing and Evaluation* 26, no. 6, pp. 539-545, 1998. <https://doi.org/10.1520/JTE12112J>.

[MAL 98] Malek, A. M.; Saadatmanesh, H.; Ehsani, M. R., "Prediction of Failure load of R/C Beams Strengthened with FRP Plate Due to Stress Concentration at the Plate End" *ACI Structural Journal*, Vol 95(2), 1998, pp. 142 – 152.

[MAR 14] Marc Marzano . les matériaux composites, Polymères thermoplastiques - Matrices - Silicones - Renforts - Principes de moulage - Charges et additifs - Polyuréthanes - Fibres - Polymères thermodurcissables., 2014.

[MAU 05] Maurizio et.al, (2005) Shear Resistance of FRP RC Beams: Experimental Study, *ASCE Journal of Composites for Construction*, December, 2006

[MIC 06] Michael Leukart, Ekkehard Ramm, (2006) Identification and Interpretation of Microplane Material Laws, *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, volume 132, March, 2006.

[NGY 01] Ngyuyen DaiMink, Chan ToongKhuan and CheongHeeKiat (2001) : «effte of plate length on the strength of reinfirced concrte beams bonded with CFRP plates brittle failure and development length of CFRP-concrte eams», *journal of composite for construction*. ASCE vol5, no.1, pp : 12-17.

[NAR 12] Narmashiri, K. N.H. R., Sulong, M. Z., Jumaat.Failure analysis and structural behaviour of CFRP strengthened steel I-beams, *Construction and Building Materials*, 30, 2012, 1-9, DOI:10.1016/j.conbuildmat.2011.11.009 Corpus ID: 136952796

[NGO 67] Ngo.D.; A. C. Scordelis. finite element analysis of reinforced concrete beams » *ACI Journal*, vol. 64.

[OUL 16] Ould el hacenzein el, 2016abidine. Renforcement du béton par les matériaux composites. Master 2016.

[OLS 94] Olsen (1994) Olsen, P.C. (1994). Determining the stress intensity factors KI, KII and the T-term via the conservation laws using the boundary element methods. *Engineering Fracture Mechanics* 49(1), 49–60.

[PLA 90] Planas J., and Elices M., (1990). Fracture criteria for concrete: Mathematical approximations and experimental validation. *Engineering Fracture Mechanics*, 35(1–3). pp. 87-94. [https://doi.org/10.1016/0013-7944\(90\)90186-K](https://doi.org/10.1016/0013-7944(90)90186-K).

[PRA 97] PRAT, M., (dir.), Calcul des ouvrages généraux de construction, Editions Hermes, 1997.

[PER 09] R.Perera, Vique J. Arteaga A., De Diego A. “Shear capacity of reinforced concrete members strengthened in shear with FRP by using strut-and-tie models and genetic algorithms”, *Composites Part B : Engineering*, Volume 40, Issue 8; pp.714-726

[PER 10] Perera R., Barchín M., Arteaga A., De Diego A., (2010). Prediction of the ultimate strength of reinforced concrete beams FRP-strengthened in shear using neural networks. *Composites: Part B* 41. pp. 287–298 DOI:10.1016/j.compositesb.2010.03.003

[PET 80] Peterson P.E., (1980). Fracture energy of concrete: Method of determination. *Cement and Concrete Research* 10(1). pp. 79-89.

[https://doi.org/10.1016/0008-8846\(80\)90054-X](https://doi.org/10.1016/0008-8846(80)90054-X)

[PHI 99] Philippe Lomothe (1999) : essai de renforcement avec des matériaux composite pour poutre de pont en béton armé, mémoire de maîtrise et science appliqué, département de génie civil, l’université Sherbrooke (Québec), Canada.

[PE’R 91] J.Pérchat. « béton armé règle BAEL. Pièce soumise à des sollicitations normales» technique de l’ingénieur- C1306-C2320.1991.

[QUA 96] Quantrill R.J, Hollawayl.C, Thronea.M (1996 A) : experimental and analytical investigation of FRP strengthenedbeamsresponse, part I.magazine of concrete research. 1996.48 .no 177. DEC. pp 331-342.

[RIT 91] Ritchie P.A., Thomas D.A., Lu L.W., Connelly G.M. “External strengthening of concrete beams using fibre reinforced plastic”, *ACI structural Journal*, Vol.88, pp.490-500.

[RED 20] Reddy C.M.K., Ramesh B., Macrin D.,Effect of crystalline admixtures, polymers and fibers on self-healing concrete - a review. *Materials Today*: <https://doi.org/10.1016/j.matpr.2020.06.122> (article in press).

[RAP 11] Raphaëlle.S; Comportement de poteaux en béton arme renforces par matériaux composites et soumis des sollicitations de type sismique et analyse d’éléments de dimensionnement. Other. Université Paris-Est, 2011. <NNT : 2011PEST1118.

[RIT 1908] Ritz.W ; Uebereineneue Methodezur Losungge wissner Variations probleme der mathemati-schenPhysik. *J. ReineAngew. Math.*, 135 :1 {61, 1908.

- [RIT 75] Richard, R.M. And Abbott, B.J. Versatile Elastic-plastic Stress-Strain Formula, J. of Engrg. Mech., ASCE, (1975).
- [RIC 19] Richard.; Analysis and Design of Composite and Metallic Flight Vehicle Structures 3 Edition, 2019.
- [RWA 18] Rwagasore Dieudonée, Note de calcul du béton armé, Construction d'une maison résidentielle à 2 niveaux (R+1) ; Secteur de Gisenyi District de Rubavu Province de l'Ouest ; Mai ; 2018.
- [ROU 00] Rousseau CE, Tippur HV. Compositionally graded materials with cracks normal to the elastic gradient. Acta Materialia., 48(16), pp. 4021-4033, 2000. [https://doi.org/10.1016/S1359-6454\(00\)00202-0](https://doi.org/10.1016/S1359-6454(00)00202-0)
- [RAO 03] Rao B.N., S. Rahman. Mesh-free analysis of cracks in isotropic functionally graded materials. Engineering Fracture Mechanics. Volume 70, Issue 1, pp. 1-27, 2003. [https://doi.org/10.1016/S0013-7944\(02\)00038-3](https://doi.org/10.1016/S0013-7944(02)00038-3)
- [SHA 01] Shahawy M, Chaallal O, Beitelman Te, El-Saad A., Flexural strengthening with carbon fibre-reinforced polymer composite of preloaded full-scale girders, ACI structural Journal, 98(5), (2001), pp.735-42.
- [SEB 01] Sebastian.; significance of midspan debonding failure in FRP-plated concrete beams, ASCE journal of composites for construction, July 2001, pp.792-798.
- [SMIT 01] Smith S.T., and Teng J.G. Interfacial stresses in plated RC beams. Engineering structures, Vol. 23, N 7, (2001), pp.857-871.
- [SEB 06] Sebastian W.M., (2006). Optimization of flexural stiffness profiles to compensate for reduced ductility in hyperstatic reinforced concrete structures, Engineering Structures, 28, pp. 893-902. DOI:10.1016/j.engstruct.2005.10.014.
- [SER 13] Sereir Z., Bennegadi M. L., Amziane S. (2013). Modèle d'optimisation du volume des plaques en FRP par MEF dans les structures renforcées en béton armé. 21ème Congrès Français de Mécanique. Bordeaux, 26 au 30 août 2013. <http://hdl.handle.net/2042/52897>.
- [SHA 01] Shahawy, M., Chaallal, O., Beitelman, Te. and El-Saad, A. (2001). Flexural strengthening with carbon fibre-reinforced polymer composite of preloaded full-scale girders, Structural Journal, 98(5), pp. 735-742. <https://www.concrete.org/>
- [SAA 91] Saadatmanesh. An W., H., Ehsani R. M. RC beams strengthened with FRP plates, II : Analysis and parametric study. Journal of structural engineering, ASCE, 117(11), (1991), pp.3434-3455.
- [SPA 01] Spadea G., Swamy R. N., Asce F., Bencardino F., (2001). Strength and ductility of RC beams repaired with bonded CFRP laminates. Journal of Bridge Engineering. 6(5). pp. 349-355. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1084-0702\(2001\)6:5\(349\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1084-0702(2001)6:5(349)).
- [SLA 97] Sladek et al. (1997) Sladek, J., Sladek, V. and Fedelinski, P. (1997). Contour integrals for mixed-mode crack analysis: effect of nonsingular terms. Theoretical and Applied Fracture Mechanics 27, 115-127.

- [SEE 94] Seed and Nowell (1994) Seed, G.M. and Nowell, D. (1994). Use of the distributed dislocation method to determine the T–stress. *Fatigue and Fracture of Engineering Materials and Structures* **17**(5), 605–618.
- [SOR 91] Sorem, W.A., Dodds, R.H. and Rolfe, S.T. (1991). Effects of crack depth on elastic plastic fracture toughness. *International Journal of Fracture* **47**, 105–126.
- [SUM 93] Sumpter (1993). Sumpter JDG (1993) Constraint effects in fracture, ASTM STP 1171, Philadelphia, US. . Sumpter JDG (1993) Constraint effects in fracture, ASTM STP 1171. Philadelphia, US.
- [SWA 98] Swanson Analysis Systems, (1998), Ansys Theory Reference, Seventh Edition, Swanson Analysis Systems, s.d.
- [TRI 92] Triantafillou T. C. et Deskovic N. “Prestressed FRP sheets as external reinforcement of wood members”, *Journal of structural Engineering*, Vol. 118 N5 May (1992), pp.1270-1285.
- [TAK 08] Takahashi.Y Flexural Strengthening of RC Beams with CFRP Sheets and U Jackets, Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008), Zurich, Switzerland, 22-24. ;
- [TÄL 94] Täljsten B. Plate bonding: strengthening of existing concrete structures with epoxy bonded plates of steel. ;1994
- [TRI 98] Triantafillou T. C. Shear Strengthening of Reinforced Concrete Beams Using Epoxy-Bonded FRP Composites, *ACI Structural Journal*, V. 95, No. 2, Mar.Apr. (1998), pp.107-115.
- [TOU 93] Toutanji H. A., El-Korchi T., Katz R. N., Leatherman G. L., (1993). Behaviour of carbon fiber reinforced cement composites in direct tension. *Cement and Concrete Research*. **23**(3). pp. 618-626. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90013-Y](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90013-Y).
- [TAB 13] Tabatabaieia.z; jeffery s.volz^b “comparative impact behavior of four long carbon fiber reinforced concretes author links open overlay panel” (<https://doi.org/10.1016/j.matdes.2013.09.048>)
- [TEN 02] Teng, J.G., Chen, J.F., Smith, S.T. et Lam, L. (2002) “FRP strengthened RC structures”, John Wiley & Sons, Ltd, Chichester, UK, 245 p.
- [TOU 08] Tounsi A., Hassaine Daouadji T., Benyoucef S., Adda Bedia E A., (2009) Interfacial stresses in FRP-plated RC beams: Effect of adherend shear deformations, *Int. J. Adhes. Adhes.*, **29**(4), pp. 343-351 . DOI: 10.1016/j.ijadhadh.2008.06.008.
- [TAB 14] Tabatabaei Z. S., Volz J. S., Keener D. I., Gliha B. P., (2014). Comparative impact behavior of four long carbon fiber reinforced concretes. *Materials and Design* **55**. pp. 212–223. <http://dx.doi.org/10.1016/j.matdes.2013.09.048>.
- [TOU 11] Achoure.T. ; Etude des techniques de réparation des structures composites endommagées. 2010-2011.

- [TOU 06] Tounsi A. Improved theoretical solution for interfacial stresses in concrete beams strengthened with FRP plate. *International Journal of Solids and Structures*, vol.43, (14-15), (2006), pp.4154-4174.
- [TOU 09] Tounsi A., Hassaine Daouadji T., Benyoucef S., Adda Bedia E A., (2009) Interfacial stresses in FRP-plated RC beams: Effect of adherend shear deformations, *Int. J. Adhes. Adhes.*, 29(4), pp. 343-351 . DOI: 10.1016/j.ijadhadh.2008.06.008.
- [TIL 06] Tilbrook MT, Rutgers L, Moon RJ, Hoffman M. Fatigue crack propagation resistance in homogeneous and graded alumina-epoxy composites. *International Journal of Fatigue*. (29), pp.158–67, 2007. <https://doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2006.01.015>
- [TUR 56] Turner, M.J., R.W. Clough, H.C. Martin et L.C. Topp; Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures. *Journal of the Aeronautical Sciences*, 23 :805{882, 1956.
- [UYS 12] Uysal M., Yilmaz K., Ipek M., (2012). Properties and behavior of self-compacting concrete produced with GBFS and FA additives subjected to high temperatures. *Construction and Building Materials* 28. pp. 321–326. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2011.08.076
- [VEC 86] Vecchio F. and Collins M ; The modified compression-field theory for reinforced concrete elements subjected to shear. *ACI Journal* V83 March-April, p 219 231.
- [VAN 15] Van Erp G.; C. Cattell, and T. Heldt , "fibre composites in civil engineering: an opportunity for a novel approach to traditional reinforced concrete concepts"; The Effect of Addition of Fiber Reinforcement on Fire Resistant Composite Concrete Material.
- [Wu 03] Wu Z., Yin J., (2003). Fracturing behaviors of FRP-strengthened concrete structures. *Engineering Fracture Mechanics* 70. pp. 1339–1355. DOI:10.1016/S0013-7944(02)00100-5
- [WU 03] Wu Z., Yin J., (2003). Fracturing behaviors of FRP-strengthened concrete structures. *Engineering Fracture Mechanics* 70. pp. 1339–1355. DOI:10.1016/S0013-7944(02)00100-5.
- [Wu 04] Wu Ze Yi Etude expérimentale du Comportement des poutres courtes en béton armé pré-fissuré et renforcées par matériaux composites sous chargement statique et de fatigue, These de doctorat de l'Ecole nationale des Ponts et Chaussées ; Paris, France.
- [Wu 05] Wu Z. "Structural strengthening and integrity with hybrid FRP composites", *FRP Composites in Civil Engineering - CICE 2004 - Edition Taylor & Francis Group, London.*
- [Wu 07] Wu Z., and Niu H., (2007). Prediction of crack-induced debonding failure in R/C structures flexurally strengthened with externally bonded FRP composites. *Doboku Gakkai Ronbunshuu E* 63(4). pp 620-639. DOI: 10.2208/jsceje.63.620
- [Wu 10] WU Z. ; Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré-fissuré et renforcées par matériaux composites sous chargement statique et de fatigue ; 2010 ; HAL Id: pastel-00001266. <https://pastel.archives-ouvertes.fr/pastel-00001266>.
- [WAN 04] Wang, J., Qiao, P. Interface crack between two shear deformable elastic layers. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 52, (2004) pp.891-905.

[WAN 06] Wang J., (2006). Cohesive zone model of intermediate crack-induced debonding of FRP-plated concrete beam. *International Journal of Solids and Structures* 43. pp. 6630–6648. DOI:10.1016/j.ijsolstr.2006.01.013.

[WAN 09] Wanberg.J . ; Composite Material Fabrication Handbook #1 (Composite Garage Series) Paperback – Illustrated, May 15, 2009.

[WIL 57] Williams, M.L. (1957). On the stress distribution at the base of a stationary crack. *Journal of Applied Mechanics* 24, 109–114.

[YVE 06] Yves Perrot ; Influence des propriétés de la matrice sur le comportement mécanique de matériaux composites verre/polyester utilisés en construction navale de plaisance - Cas des résines polyester limitant les émissions de styrène, l'université de Bretagne Sud ; 2006.

[ZID 17] ZIDANI M'hamed. B ; THÈSE DE DOCTORAT EN SCIENCE ; Simulation Par Éléments Finis Des Poutres En Béton Armé Renforcées Par Des Plaques FRP. 2017.

[ZHA 13] Zhang P., Li Q.F., (2013). Effect of polypropylene fiber on durability of concrete composite containing fly ash and silica fume. *Composites: Part B* 45. pp. 1587–1594. <http://dx.doi.org/10.1016/j.compositesb.2012.10.006>.

[ZHA 11] Zhang C, Cui M, Wang J, Gao XW, Sladek J, Sladek V. 3D crack analysis in functionally graded materials. *Engineering Fracture Mechanics*, 78(3), pp. 585–604, 2011. <https://doi.org/10.1016/j.engfracmech.2010.05.017>

[ZHE 08] Zhelyazov T. Renforcement des structures en béton arme par collage de matériaux composites / comportement mécanique des structures sollicitées a la flexion, Thèse de doctorat, Spécialité Mécanique et Génie Civil, Université de Reims Champagne Ardenne, France, (2008).

[ZIE 00] O.C. Zienkiewicz and R.L. Taylor. *The finite element method*. Butterworth Heinemann, fifth edition, 2000.

-SiteWeb : [https://fr.wikipedia.org/wiki/Poutre_\(construction\)#R.C3.A9f.C3.A9rences](https://fr.wikipedia.org/wiki/Poutre_(construction)#R.C3.A9f.C3.A9rences).

-Website:<https://www.scribd.com/document/251226885/Materiaux-Composites>.