



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ «ABBÈS LAGHROUR» DE KHENCHÉLA  
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

## Mémoire de fin d'études

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

**Spécialité : Génie civil**

**Option : Structures**

# Renforcement Des Structures

## En Béton Armé

**Réalisé par :** - M. BOUTRID Chaouki

-M. BENABOUD Hemza

**Membres de jury :**

M. MESSAS Tidjani      *Président*      (MAA)

M. BENADDI Hachemi      *Examineur*      (MAA)

**Dirigé par :**

M. TOUAM Lakhemissi (MAA)

*Présenté le : 15/07/2021*



MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR  
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITÉ «ABBÈS LAGHROUR» DE KHENCHELA  
FACULTÉ DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

## Mémoire de fin d'études

*Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)*

**Spécialité : Génie civil**

**Option : Structures**

# Renforcement Des Structures En Béton Armé

*Réalisé par : - M. BOUTRID Chaouki  
-M. BENABOUD Hemza*

**Membres de jury :**

M. MESSAS Tidjani      *Président*      (MAA)  
M. BENADDI Hachemi    *Examineur*      (MAA)

**Dirigé par :**

M. TOUAM Lakhemissi (MAA)

*Présenté le : 15/07/2021*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

## **Remerciements**

*Au terme de ce travail nous tenons à remercier en premier lieu le dieu qui a donné la force d'achever cette étude.*

*A nos parents pères, mères, frères et sœurs qui ont supporté avec nous toutes les difficultés matériels, financières et morales qui se sont posées à nous pendant la période de réalisation de ce travail.*

*Nos remerciements à notre encadreur Docteur : TOUAM Lekhmissi pour les conseils et les encouragements qu'il nous a prodigué tout au long de notre projet.*

*Nos remerciements vont également tous nos professeurs de l'université d'Abbes Laghrour Département GENIE CIVIL qui nous ont donné le Savoir et la formation requise pour accéder à master en GENIE CIVIL ...*

***Dédicace « BENABOUD Hemza »***

*À mes chers parents qui m'ont beaucoup encouragée à réaliser  
ce mémoire.*

*À mon épouse qui m'a apporté son soutien inestimable durant  
toutes les périodes difficiles et tumultueuses.*

*Pour qui je souhaite la guérison*

***Dédicace « BOUTRID CHAOUKI »***

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant le moment les plus pénible  
de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant  
toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir  
ce que je Suis.

Merci mes parents et ma femme aussi.

Surtout mon fils: IYAD

Mes frères et mes sœurs : Oussama, Djalil, Mohamed, Fayçel , Nadir

Ma sœur : Naima.

Toute la famille : Boutrid , Takaout , Hani

Tous Mes Proche

A mon Binôme BENABOUD Hemza, et qui je lui souhaite tout le bonheur et la  
belle vie

A tout les enseignants du génie civil

A tout les amis

# Sommaire

## Remerciements

## Dédicace

<b>Liste des Tableaux:</b> .....	04
<b>Liste des Figures:</b> .....	05
<b>Liste des Notations:</b> .....	07
<b>INTRODUCTION GENERALE:</b> .....	<b>08</b>
<b>CHAPITRE I :CARACTERISTIQUES DU BETON</b> .....	<b>10</b>
Caractéristiques du Béton :	11
1.1- Composition du Béton :	11
1.2- Dosage en ciment:	11
1.3- Dosage en granulations:	11
1.4- Mise en œuvre du béton:	12
1.5- Résistances caractéristiques à la compression:	12
1.6- Résistances caractéristiques à la traction:	12
1.7- Diagramme contraint - déformations instantanées du béton:	13
1.8- Fluage:	15
1.9- Le retrait:	16
1.10- Dilatation :	17
<b>CHAPITRE II : LES FACTEURS DE DEGRADATION DU BETON</b> .....	<b>20</b>
2.1- Introduction:	21
2.2- Les différents types des dégradations:	22
2.2.1- Déplacement des coffrages.....	22
2.2.2- Décoffrage prématuré.....	21
2.2.3- Corrosion des armatures:	21
2.2.4- Les chocs et les incendies (accidentel):	25
2.2.5- Les erreurs d'exécutions:	26
2.2.6- Altération d'origine sismique:	27
2.2.7- Erreurs de conception :	27
2.2.8- L'abrasion :	27
2.2.9- Les fissures :	27
2.3- La méthodologie du diagnostic. ....	28
2.3.1- Examen visuel:	28
2.3.2- Mesures sur site:	28

2.3.3- Mesures sur le béton: .....	28
a) Le scléromètre: .....	28
b) Carottage :.....	30
<b>CHAPITRE III : MÉTHODES DE RENFORCEMENT .....</b>	<b>31</b>
3.1- Introduction: .....	32
3.2- Le chemisage: .....	32
3.3- Adjonction d'armatures complémentaires: .....	32
3.4- Béton projeté: .....	34
3.5- Précontrainte additionnelle: .....	35
3.6- Tôles d'acier collées: .....	36
3.7- Matériaux composites: .....	38
3.7.1- Introduction: .....	38
3.7.2- Renforcement des éléments structuraux au moyen de PRF: .....	39
a) Renforcement des poteaux: .....	39
b) Renforcement des poutres:.....	40
c) Renforcement des dalles:.....	40
d) Renforcement des murs:.....	40
Conclusion:.....	41
<b>CHAPITRE IV : APPROCHE ANALYTIQUE .....</b>	<b>42</b>
4.1- Introduction: .....	43
4.2- Les matériaux composites: .....	43
Exemple de calcul : .....	50
Conclusion :.....	54
<b>CHAPITRE V : ETUDE DES TRAVAUX ANTÉRIEURS .....</b>	<b>55</b>
5.1- Par Lamelle: .....	56
5.2- Par Tissu : .....	58
Conclusion : .....	62
<b>CHAPITRE VI : SIMULATION NUMÉRIQUE .....</b>	<b>63</b>
6.1- Introduction :.....	64
6.2- Historique et définition de logiciel ABAQUS: .....	64
6.3- Difficultés d'exploitation de logiciel ABAQUS vis-à-vis Génie Civil :.....	65
6.4- Travaux antérieurs par modélisation numérique: .....	65
Exemple de calcul : .....	66
6.5- Propriétés des Matériaux :.....	67

6.6- Interface cfrp-resine-beton: .....	71
6.7- Résultats:.....	72
6.8- Comparaison entre les résultats (temoin ; ebr ) :.....	74
6.9- Comparaison entre les resultats analytique et numerique (temoin ; ebr ) :.....	74
Conclusion :.....	77
Références Bibliographique: .....	78

**LISTE DES TABLEAUX**

Tableau 1: Avantages et inconvénients du béton chemisage en béton armé.....	Page 33
Tableau 2: Avantages et inconvénients du tôle d'acier collé.....	Page 35
Tableau 3: Caractéristiques des matériaux.....	Page 47
Tableau 4: Résultats de calcul des deux poutres (référence et renforcée)La poutre de référence :.....	Page 47
Tableau 5 :Calcul de la position de l'axe neutre par la méthode d'essai successive.....	Page 47
Tableau 6: Résultat analytique de la poutre de référence.....	Page 47
Tableau 7 :Calcul de la position de l'axe neutre par la méthode d'essai successive.....	Page 49
Tableau 8 : Capacité portante des éprouvettes de poutre soumises à un essai de pliage en quatre points.....	Page 53
Tableau 9: Résultats expérimentaux.....	Page 55
Tableau 10: Effet du renforcement des poutres par une, deux et trois couches de PRFV.....	Page 56
Tableau 11: Description de poutres étudiées.....	Page 64
Tableau 12: Tableau récapitulatif des paramètres du modèle CDP.....	Page 66
Tableau 13: Résultat d'essai.....	Page 70
Tableau 14 :Comparaison des résultats analytiques et numériques.....	Page 72

## LISTE DES FIGURES

<b>Figure 1-1</b> : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois.....	Page 19
<b>Figure 2-1</b> : Déformation du béton autour de l'acier, après formation de fissures internes ..	Page 22
<b>Figure 2.2</b> : Avancement du front de dépassivation en fonction du temps.....	Page 23
<b>Figure 2-3</b> : Corrosion des armatures.....	Page 23
<b>Figure 2.4</b> : Fissurations dues à la corrosion.....	Page 24
<b>Figure 2-5</b> : Incendie sur une structure en béton armé.....	Page 25
<b>Figure 2-6</b> : Eclatement du béton dû à un choc.....	Page 26
<b>Figure 2-7</b> : le scléromètre.....	Page 29
<b>Figure 2-8</b> : Instrument de carottage.....	Page 30
<b>Figure 3-1</b> : Chemisage d'un poteau.....	Page 33
<b>Figure 3-2</b> : Adjonction d'armatures complémentaires.....	Page 34
<b>Figure 3-3</b> : renforcement d'une poutre au moyen de béton projeté.....	Page 35
<b>Figure 3-4</b> : précontrainte additionnelle.....	Page 36
<b>Figure 3-5</b> : plaques d'acier collées.....	Page 36
<b>Figure 3.6</b> . Photo de divers tissus unidirectionnels.....	Page 39
<b>Figure 3-7</b> : Poteau circulaire en BA confiné par matériaux composites. ....	Page 39
<b>Figure 3-8</b> : poutres en BA renforcées par matériaux composites. ....	Page 40
<b>Figure 3-9</b> : tablier de pont en BA renforcé par matériaux composites.....	Page 40
<b>Figure 3-10</b> : Mur en BA renforcé par matériaux composite.....	Page 40
<b>Figure 4-1</b> : Loi de comportement du composite Cette loi se décrit par les deux paramètres.....	Page 44
<b>Figure 4-2</b> : Diagrammes des contraintes d'une section rectangulaire non renforcée.....	Page 44
<b>Figure 4-3</b> : Diagrammes des déformations d'une section rectangulaire renforcée.....	Page 44
<b>Figure 4-4</b> : Diagrammes des contraintes d'une section rectangulaire renforcée.....	Page 48
<b>Figure 4-5</b> : Diagrammes des déformations d'une section rectangulaire renforcée.....	Page 48
<b>Figure 4-6</b> : Détails des poutres.....	Page 51
<b>Figure 4-7</b> : Courbe charge-déplacement pour la poutre de référence.....	Page 52
<b>Figure 4-8</b> : Courbe charge-déplacement pour la poutre renforcée.....	Page 53
<b>Figure 4-9</b> : Superposition des courbes des deux poutres (référence et renforcé).....	Page 53
<b>Figure 5-1</b> Détails des paramètres d'échenillant.....	Page 56
<b>Figure 5-2</b> : Courbes de flexion-charge des éprouvettes en flexion sous essai de flexion en quatre points.....	Page 56
<b>Figure 5-3</b> : Modes de ruptures des éprouvettes(a) les fissures intermédiaires; (b) décollement du	

stratifié dû aux fissures intermédiaires en B2.....	Page 57
<b>Figure 5-4:</b> Détails des éprouvettes utilisées.....	Page 57
<b>Figure 5-5 :</b> Détails des éprouvettes utilisées.....	Page 59
<b>Figure 5-6 :</b> Configuration expérimentale (a) vue générale, (b) détail.....	Page 60
<b>Figure 5-7 :</b> Courbes charge-déplacement pour l'éprouvette.....	Page 60
<b>Figure 5-8 :</b> Spécimen 1 - (a) décollement par CFRP le long de la longueur du faisceau, et (b) fissures par flexion à mi- portée.....	Page 61
<b>Figure 5-9 :</b> Motif de fissure à la fin du test.....	Page 61
<b>Figure 6-1 :</b> Détails des échantillons poutres.....	Page 65
<b>Figure 6-2 :</b> Comparaison des résultats numériques et expérimentaux à mi-porté de la poutre avec et sans renfort (a – Déplacement b – Déformation).....	Page 65
<b>Figure 6-3 :</b> Détail des poutres.....	Page 66
<b>Figure 6-4 :</b> Détail des poutres étudiées.....	Page 67
<b>Figure 6-5 :</b> Critère de Drucker-Prager.....	Page 68
<b>Figure 6-6 :</b> Critère de Drucker-Prager.....	Page 68
<b>Figure 6-7 :</b> la courbe de la surface de potentiel plastique dans le plan longitudinal.....	Page 69
<b>Figure 6-8 :</b> La courbe contrainte déformation (traction, compression).....	Page 70
<b>Figure 6-9 :</b> Contraintes dans la poutre témoin après l'application de la charge.....	Page 72
<b>Figure 6-10 :</b> Contrainte dans la poutre renforcée après l'application de la charge Contrairement à la poutre de référence les contrainte sont concentrés au niveau du renfort.....	Page 73
<b>Figure 6-11 :</b> Comparaison entre les courbes des deux poutres (référence et renforcé).....	Page 74
<b>Figure 6-12 :</b> superposition des courbes de poutres de références analytique et numérique.....	Page 74
<b>Figure 6-13 :</b> superposition des courbes de poutres renforcées analytique et numérique.....	Page 75
<b>Figure 6-14 :</b> superposition des courbes de poutres de références et renforcées analytique et numérique.....	Page 75

**LISTE DES NOTATIONS**

$A_b(y)$  : l'aire de la partie comprimée du béton, en fonction de  $y$

$A_c$ : Aire de la section du renfort

$A_s$ : Aire de la section d'aciers tendus

$A'_s$ : Aire de la section d'aciers comprimée

$y$ : La position de l'axe neutre de la section fissurée

$y_{tr}$ : La position de la section du béton non fissurée

$I$  : Le moment d'inertie de la section de la poutre fissurée.

$I_{tr}$ : Le moment d'inertie de la section du poutre non fissurée  $b$  : Largeur de la section

$d$ : La hauteur utile de la section

$d'$ : L'enrobage des armatures tendues.

$e_c$ : Epaisseur du renfort.

$b_c$ : Largeur du renfort.

$E_b$ : Module d'Young du béton

$E_c$ : Module de Young de composite

$E_s$ : Module de Young de l'acier

$\sigma_s$ : La contrainte dans l'acier tendu

$\sigma'_s$ : La contrainte dans l'acier comprimé

$\sigma_c$ : La contrainte de traction dans le composite

$F_s$ : La force de traction dans l'acier tendu

$F'_s$ : La force de compression dans l'acier comprimé

$F_c$ : La force de traction le composite

$\gamma_c$ : Coefficient de sécurité du béton

$\gamma_s$ : Coefficient de sécurité de l'acier

$\epsilon_{bu}$ : Déformation relative maximale dans le béton

$\epsilon_c$ : La déformation du renfort

$\epsilon_s$ : Déformation relative dans les aciers tendus

$\epsilon'_s$ : Déformation dans les aciers comprimé

# ***INTRODUCTION GENERALE***

*En 19<sup>ème</sup> siècle la découverte du matériau béton crée une révolution dans le domaine du bâtiment avec le temps ce matériau devient indispensable. En outre à nos jours les ouvrages déjà construits en béton ont plusieurs types de dégradation (mécanique ; chimique...) et au fil du temps et parfois même devient non conforme aux exigences actuels.*

*À cet effet et à fin d'assurer le bon fonctionnement et la longévité de ces derniers; il est impératif de trouver un moyen pour résoudre ces multiples problèmes à la fois efficace en terme de résistance ainsi qu'économique qui est le renforcement extérieur des éléments structuraux.*

*La présente mémoire est structurée comme suit :*

- 1. Introduction générale*
- 2. Les caractéristiques du béton*
- 3. Les facteurs de dégradation de béton*
- 4. La citation de différentes méthodes de renforcement.*
- 5. Ensuite les caractéristiques et les propriétés des matériaux composites et leurs constituants.*
- 6. Approche analytique du comportement d'une section d'une poutre en BA non renforcée puis renforcée.*
- 7. Etudes des travaux antérieurs*
- 8. Simulation numérique par logiciel ABAQUS*
- 9. Conclusion générale*

***CHAPITRE I:***  
***CARACTERISTIQUES DU BETON***

## CARACTERISTIQUES DU BETON:

Le béton est un matériau qui offre les particularités suivantes :

- ❖ il est composé de matériaux abondants dans la nature et facilement disponibles directement comme les graviers et les sables ou indirectement comme le ciment.
- ❖ il est facile à mettre en œuvre dans un moule de forme quelconque ; ou dispose pour cela d'un temps suffisant (une demi-heure à une minute)
- ❖ il a des caractéristiques mécaniques intéressantes.
- ❖ il est compatible avec d'autres matériaux, spécialement l'acier.
- ❖ il a une bonne durabilité.

### 1.1- Composition du béton :

Il est composé de ciment, sable, gravier, eau et éventuellement des adjuvants.

Les qualités recherchées sont en général :

- ❖ la résistance mécanique à la compression simple et pour certains cas, la résistance à la traction, la résistance aux chocs.
- ❖ la résistance aux agents agressifs tels que l'eau de mer, les eaux séléniteuses, les eaux acides, les produits industriels.
- ❖ la maniabilité, c'est à dire la facilité de mise en œuvre.
- ❖ la déformation instantanée et différée, le retrait....
- ❖ les qualités particulières telles que la masse pour les bétons lourds, béton de protection contre les radiations, la légèreté (bétons légers pour ouvrage d'art ou bâtiment), la faible conductivité thermique.
- ❖ l'aspect de surface finie, la couleur (béton blanc, coloré)
- ❖ la dimension des granulations : micro-béton poutres de très petits ouvrages (maquettes) ou bétons cyclopéens avec des cailloux de 5 à 20 cm pour les gros ouvrages (barrages).

### 1.2- Dosage en ciment :

Le dosage en ciment varie suivants les caractéristiques exigées ; résistance mécaniques, résistance aux agents chimiques (eau de mer, eaux séléniteuses) compacité.

Les valeurs usuelles pour des bétons maigres ou non armé varient de 150 à 300 kg de ciment par mètre cube de béton mis en œuvre.

Pour le béton armé, ces valeurs sont de 350 à 400 kg/m<sup>3</sup> et pour le béton précontraint, elles peuvent atteindre 500 kg/m<sup>3</sup>.

La résistance d'un béton armé est sensiblement proportionnelle au dosage en ciment ; différentes formules permettent de la calculer.

### 1.3- Dosage en granulations :

Le dosage en granulation est représenté par les dimensions et proportions des différentes catégories de granulation allant du sable au gravier.

On distingue habituellement deux catégories de granulations :

- ❖ les sables de la classe 0/25.
- ❖ les graviers de la classe 5/20 ou 5/25.

### 1.4- Mise en œuvre du béton :

La mise en œuvre du béton intervient de façon importante dans les qualités attendues du béton, telles la résistance mécanique, la compacité et l'inverse, la porosité.

Cette mise en place est favorisée par :

- ❖ une bonne vibration.
- ❖ une granulométrie continue
- ❖ des adjuvants appelés plastifiants

Inversement la mise en œuvre est gênée par :

- ❖ une densité importante de ferrailage, surtout si la distance entre aciers est faible.
- ❖ les faibles températures
- ❖ les importantes épaisseurs de coulage.

Il est recommandé, lors du coulage du béton, de ne pas le laisser tomber d'une hauteur importante (plus d'un mètre) sans prendre des précautions spéciales, pour éviter la ségrégation ; c'est à dire l'accumulation des granulations lourds au fond du moule et la montée de l'eau et de laitance en partie supérieure, ce qui nuit à sa compacité et à sa résistance.

### 1.5- Résistances caractéristiques à la compression :

Un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours  $f_{c28}$  exprimée en MPa.

Pour un nombre de jours  $j < 28$ , la résistance  $f_{cj}$  des bétons suit les lois suivantes :

$$\text{Bétons de résistance courante : } f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$\text{Bétons de haute résistance : } f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Pour  $j \geq 28$  :  $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

On constate que les bétons à haute résistance atteignent plus rapidement leurs valeurs maximales que les normaux et ont moins de ressourcement. Au-delà de 28 jours, les résistances sont mesurées par écrasement d'éprouvettes normalisées.

### 1.6- Résistances caractéristiques à la traction :

La résistance caractéristique à la traction  $f_{tj}$  du béton à j jours est définie par :  
 $f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj}$  avec  $f_{cj}$  : résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

La formule est valable jusqu'à des valeurs de  $f_{cj} < 60$  MPa.

Cependant, cette loi linéaire pourrait conduire à surestimer la résistance à la traction des bétons dont la résistance en compression est supérieure à 80 MPa. La loi donnée par :

$$f_{tj} = f_{cj}^{2/3} \text{ serait plus adaptée.}$$

Ces résistances sont tirées à partir de certains nombres d'essai :

#### ➤ Essais de rupture :

##### • Essai de rupture par compression sous charge «instantanée» :

La résistance à la compression est mesurée par écrasement de cylindres droits de révolution de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur, dont l'aire de la section droite est :

$$B = 200 \text{ cm}^2$$

Ainsi si P est la charge de rupture de l'éprouvette (MN) on a pour une éprouvette âgée de « j » jours  $f_{cj} = P/B = P/0,02$  (MPa) .

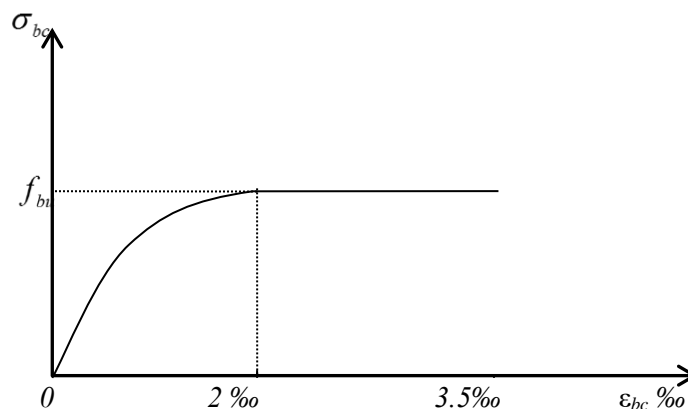
##### • Essais de rupture par traction :

La résistance à la traction est déduite d'essais effectués selon deux modes opératoires :

- ❖ flexion d'éprouvettes prismatiques non armées de côté 7,07 cm et de section 50 cm<sup>2</sup>
- ❖ fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai dit «brésilien»).

### 1.7- Diagramme contraint - déformations instantanées du béton:

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :



Avec :

$$\begin{cases} \varepsilon_b < 2 \times 10^{-3} & \sigma_{bc} = f_{cj} (-0.25 \times 10^3 \cdot \varepsilon_b + 1) \varepsilon_b 10^3 \\ \varepsilon_b > 2 \times 10^{-3} & \sigma_{bc} = f_{cj} \end{cases}$$

Le diagramme de calcul donné par cette figure comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées  $\varepsilon_b = 2\%$  et d'une contrainte de compression de béton donnée par :

$$f_{bu} = \sigma_{bc} = 0.85 f_{cj} / \theta \gamma_b$$

Le coefficient de minoration de 0,85 de la résistance du béton, et le coefficient  $\theta$ , tiennent compte de l'influence défavorable :

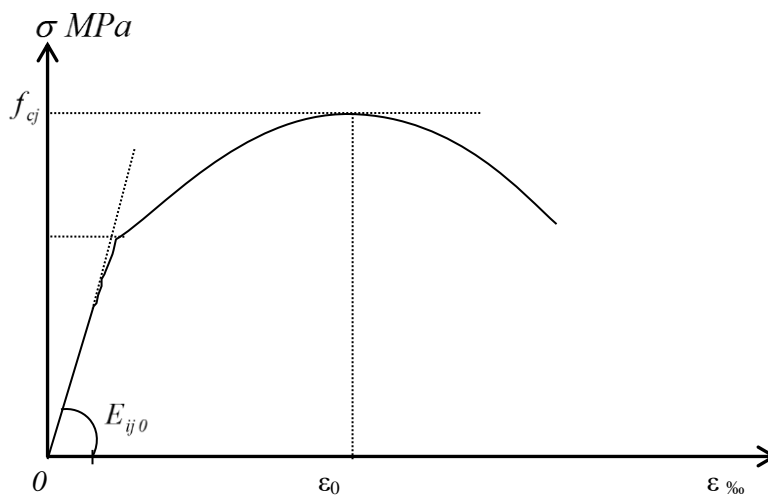
- De la durée d'application de la charge.
- Des conditions de bétonnage et d'hygrométrie.

$\theta = 1$  : Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0.9$  : Lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h.

$\theta = 0.85$  : Lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

Lorsqu'il est nécessaire d'évaluer les déformations avec une plus grande précision, le modèle parabole- rectangle n'est généralement pas suffisant. On utilise donc le diagramme réel, défini par la formule de SARGIN:



$$\sigma_b = f_{cj} \frac{k \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right) + (k'-1) \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right)^2}{1 + (k-2) \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right) + k' \left( \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right)^2}$$

$E_{ij}$  : Module d'élasticité

$\varepsilon_{b0}$  : La déformation au pic de contrainte.

$k$  : Coefficient donné par:  $k = E_{ij} \varepsilon_{b0} / f_{cj}$

$k'$  : Coefficient permettant d'ajuster l'allure du début de la branche descendante au diagramme réel.

$$k' = k - 1 \text{ pour } f_{cj} \leq 30 \text{ MPa}$$

$$k' = 0 \text{ pour } f_{cj} \geq 55 \text{ MPa}$$

$$k' = (k - 1)(55 - f_{cj}) / 25 \text{ pour } 30 < f_{cj} < 55 \text{ MPa}.$$

### -Coefficient de poisson :

Si  $\varepsilon_l$  est la déformation relative longitudinale et  $\varepsilon_t$  la déformation relative transversale, le

coefficient de poisson vaut :  $\nu = \frac{\Delta t / t}{\Delta l / l} = \frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_l}$

Il est pris égal à :

$\nu = 0$  : Pour le calcul des sollicitations ultimes (béton fissuré).

$\nu = 0.2$  : Pour le calcul des déformations (béton non fissuré).

### -Modules d'élasticité :

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative il n'est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

### -Module de déformation longitudinale :

Le module de déformation longitudinale instantanée  $E_{ij}$  est donné par :

$$E_{ij} = 11000 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}.$$

Le module de déformation longitudinale différée  $E_{vj}$  est donné par :  $E_{vj} = 3700 f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)}$

❖ La valeur du module de déformation croit avec la résistance à la compression du béton.

### -Module de déformation transversale :

La valeur du module d'élasticité transversale  $G$  est donnée par  $G = E / 2 (1 + \nu)$  et en simplifiant  $G = 0,417 E$

### 1.8- Fluage :

Le fluage est une déformation du béton de longue durée, il dépend de certains paramètres : résistance du béton, la charge appliquée, l'âge du béton au moment de l'application de la charge, l'humidité relative, la durée d'application de la charge, les dimensions de la section, Etc.

Dans les calculs relatifs aux états- limites de service, la déformation de fluage à l'instant t d'un béton soumis à l'âge  $j = t_1 - t_0$  à une contrainte constante  $\sigma_1$ , est exprimée sous la forme :

$$\varepsilon_{fl} = \varepsilon_{ic} k_{fl}(t_1 - t_0) f(t - t_1) \quad \text{ou } t_0 \text{ et } t_1 \text{ sont :}$$

$$t_0 = \text{date du bétonnage. } t_1 = \text{date de mise en charge d'où :}$$

$$\varepsilon_{ic} = \sigma_1 / E_{128} \text{ Est la déformation conventionnelle instantanée sous l'effet de la contrainte } \sigma_1;$$

$k_{fl}$  : Est le coefficient de fluage, qui dépend notamment de l'âge ( $t_1 - t_0$ ) du béton au moment où il subit la contrainte  $\sigma_1$ , et  $f(t - t_1)$  une fonction de la durée du chargement ( $t - t_1$ ), exprimée en jours, qui varie de 0 à 1 quand cette durée varie de 0 à l'infini.

On peut également mettre  $\varepsilon_{fl}$  sous la forme :  $\varepsilon_{fl} = \varepsilon_i \Phi(t_1 - t_0) f(t - t_1)$  où :

$$\varepsilon_i : \text{Est la déformation réelle instantanée : } \varepsilon_{ic} = \sigma_1 / E_{128} \quad \Phi = k_{fl} E_{ij} / E_{128}$$

le rapport entre la déformation finale de fluage et la déformation réelle instantanée

$$\text{Dans les cas courants, on peut prendre : } \varepsilon_{fl} = \Phi \frac{\sigma_1}{E_{ij}} f(t - t_1)$$

$$\text{La loi d'évolution de fluage } f(t - t_1) \text{ est donnée par la formule : } f(t - t_1) = \frac{\sqrt{t - t_1}}{\sqrt{t - t_1} + 5\sqrt{r_m}}$$

Lorsque le béton est soumis à une succession de variations de contrainte il est admis de superposer les déformations de fluage dues à chaque variation de contrainte, sauf si certaines de ses variations sont de fortes diminutions.

### 1.9- Le retrait :

Le retrait est le raccourcissement instantané du béton dû au départ de l'eau libre interne ; il est d'autant plus important que la pièce est de grandes dimensions.

La valeur du retrait  $\varepsilon_r(t)$  en fonction du temps peut être exprimée sous la forme :  $\varepsilon_r = \varepsilon_{r0} r(t)$

$\varepsilon_r(t)$  : Retrait final du béton.

$r(t)$  : Une fonction du temps de 0 à 1 quand t varie de 0 à l'infini.

A défaut de résultats expérimentaux la loi d'évolution du retrait est donnée par :

$$r(t) \text{ Est donné par : } r(t) = \frac{t}{t + 9r_m}$$

t : l'âge du béton en jours.

$$r_m : \text{ rayon moyen de la pièce} = \frac{\text{aire de section du pièce}}{\text{périmètre du pièce}}$$

**1.10- Dilatation :**

À défaut de résultats expérimentaux, le coefficient de dilatation thermique  $\lambda$  est pris égal à  $10^{-5}$  par degré C (identique à celui de l'acier).

**Notion des Etats limite :**

On distingue deux états limite de calcul ;

- ❖ état limite ultime de résistance.
- ❖ état limite de service.

**A E.L.U.R :**

Il consiste à l'équilibre entre les sollicitations d'action majorées et les sollicitations résistantes calculées en supposant que les matériaux atteignant les limites de ruptures minorées.

**Hypothèses de calcul**

- ❖ les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions (Navier.B).
- ❖ la résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ❖ il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ❖ Le raccourcissement relatif  $\varepsilon_{bc}$  du béton est limité à 3,5 % en flexion, 2 % en compression simple.
- ❖ L'allongement relatif es de l'acier tendu est limité conventionnellement à 10 %

Le diagramme linéaire de déformation de la section passe obligatoirement par l'un des trois pivots A, B, C.(fig.-1-)

**A E.L.S :**

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites.

**Hypothèses de calcul**

- ❖ les sections planes avant déformation restent planes et conservent leurs dimensions (Navier.b).
- ❖ la résistance du béton tendu est considérée comme nulle.
- ❖ il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- ❖ Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques c'est-à-dire que la contrainte est proportionnelle à la déformation :  $\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b$

- ❖ on définit un coefficient d'équivalence par la relation :  $\sigma = \frac{E_s}{E_b} = 15 ( \text{forfaitairement} )$

**Sollicitation de calcul vis-à-vis des états limites:****Etat limite ultime :**

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'actions suivante :

$$1.35G + 1.5Q \quad \text{Où : } G : \text{ charge permanente.}$$

$$Q : \text{ charge d'exploitation.}$$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes, les règles parasismiques Algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

Pour les poutres  $0.8G \pm E$

$$G + Q \pm E$$

Pour les poteaux  $G + Q \pm 1.2E$

Avec E : l'effort sismique horizontal.

**Etat limite de service :**

La seule combinaison à considérer est :  $G + Q$

**-Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :**

On a utilisé un béton ordinaire ; le dosage dans les conditions normales est :

- ❖ Ciment CPA 325 : 350 kg/m<sup>3</sup>.
- ❖ Gravier Dg<25 mm : 800 l/m<sup>3</sup>.
- ❖ Sable Dg<5 mm : 400 l/m<sup>3</sup>.
- ❖ Eau : 175 l/m<sup>3</sup>.

**Le Béton:**

**En compression:**  $f_{c28}=25\text{MPa} \Rightarrow \begin{cases} f_{bu} = 14.2 \text{ MPa} \text{ cas générale.} \\ f_{bu} = 18.5 \text{ MPa} \text{ cas accidentele.} \end{cases}$

**En traction:**  $f_{t28}=2.1 \text{ MPa}$

**Contrainte limite :**  $\bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$

**L'acier :**  $FeE400 \Rightarrow \begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \text{ cas général.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \text{ cas accidentel} \end{cases}$

**-Contrainte limite :**

❖ fissuration non préjudiciable : pas de limite

❖ fissuration peu préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{ij}}\right\} = 202 \text{ MPa}$

❖ fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :  $\bar{\sigma}_{st} = \min\left\{0.5f_e, 90\sqrt{\eta f_{ij}}\right\} = 165\text{MPa}$

Compte tenu de ces conditions limites en déformation, les diverses zones de

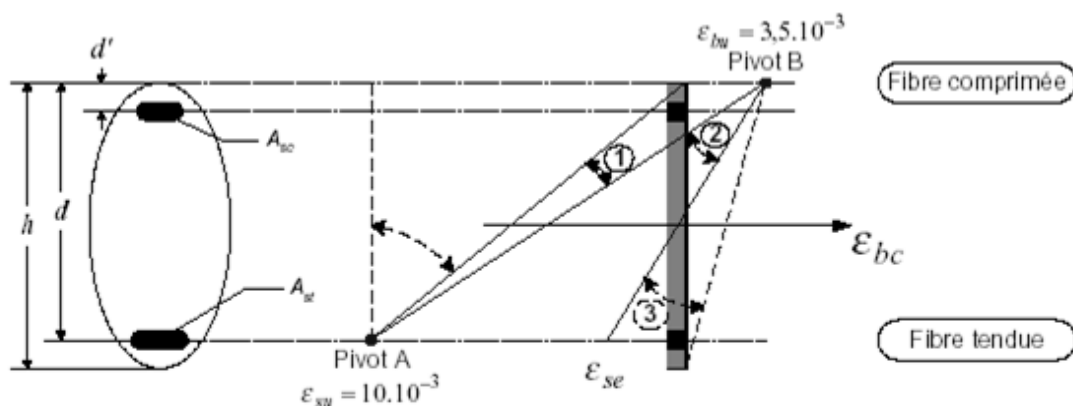


Figure 1-1 : Diagramme des déformations limites de la section règle des trois

Pour des raisons pratiques (lors du dimensionnement en particulier), sont définis principalement deux pivots (pivots A et B) autour desquels on supposera que les diagrammes de déformation tourneront.

Pour des raisons pratiques (lors du dimensionnement en particulier), sont définis principalement deux pivots (pivots A et B) autour desquels on supposera que les diagrammes de déformation tourneront.

***CHAPITRE II:***  
***LES FACTEURS DE DEGRADATION***  
***DU BETON***

## 2.1- Introduction:

Lorsque nous constatons une dégradation sur un ouvrage en service, il est actuellement difficile de dire si celle-ci est apparue pendant la construction, peu après, ou longtemps après. Or, à l'analyse, il apparaît le plus souvent qu'une dégradation n'a pas une cause unique et qu'elle est favorisée par un grand nombre de paramètres, relatifs tout autant à la nature du matériau qu'à la conception de l'ouvrage ou à la technologie de son exécution.

## 2.2- Les différents types des dégradations:

### 2.2.1- Déplacements des coffrages :

Les coffrages sont dimensionnés pour résister au poids de béton frais, mais ils sont toujours déformables. La déformation provoquée par le béton frais peut alors entraîner, dans les parties déjà durcies mais encore jeunes, l'apparition de fissures importantes.

Pour empêcher l'apparition de telles fissures il faut :

- Vérifier que le coffrage est bien conçu ;
- Revêtir la surface du bois utilisé pour le coffrage afin d'empêcher l'absorption qui induit un gonflement du bois;
- Vérifier périodiquement les montages et l'exécution pendant le coulage.

### 2.2.2- Décoffrage prématuré :<sup>1</sup>

La vitesse et l'économie actuellement recherchées dans la construction ont pour conséquence que le coffrage est retiré avant que le béton ait acquis une résistance suffisante.

Le décintrement et le décoffrage prématurés d'un béton peuvent entraîner:

- des déformations excessives de pièces minces fléchies;
- une fissuration des parties tendues;
- une microfissuration préjudiciable au niveau de la durabilité de la structure.

Pour éviter ces problèmes, il faut laisser les étais et les coffrages en place jusqu'à ce que le béton soit assez résistant.

Le durcissement du béton en cours de prise est influencé par un certain nombre de paramètres liés au béton et aux conditions thermiques dans lesquelles il est placé:

- Le dégagement de chaleur du béton en cours de prise et un facteur prépondérant; il est évidemment relié à la chaleur d'hydratation et au dosage du ciment constituant le béton; la connaissance du degré d'avancement des réactions ou degré de maturation du béton, peut être appréciée par la mesure du dégagement

---

<sup>1</sup> OUZAA KHEIRA. (2015). Cours RÉHABILITATION DES STRUCTURES, Université d'Oran MOHAMED BOUDIAF U.S.T.O. P 12

de chaleur et , après calibrage, elle devient un outil non destructif permettant d'estimer la résistance du béton au jeune âge;

- Les conditions climatiques dans lesquelles est placé le béton jouent également un rôle non négligeable; à cet effet, le coffrage constitue une enveloppe de protection plus ou moins efficace suivant sa nature: un coffrage constitué par un matériau isolant génère un traitement thermique passif du béton;
- Lorsque les conditions climatiques sont trop sévères pour permettre un décoffrage dans les délais souhaités, le béton peut être soumis à un traitement thermique actif.

### 2.2.3- Corrosion des armatures:

Le mécanisme comprend deux phases :

- La première, dite phase d'incubation, dépend en grande partie des processus assurant le transport des éléments agressifs jusqu'à l'armature, mais aussi des réactions chimiques se produisant au sein du béton et des réactions électrochimiques à l'interface
- La seconde phase est la période de croissance pendant laquelle la corrosion se produit avec une certaine vitesse, conduisant à la formation de la rouille et aux états ultimes de dégradation.

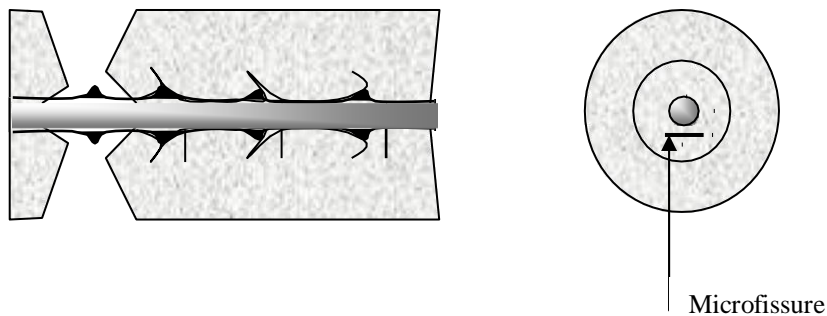


Figure 2-1: Déformation du béton autour de l'acier, après formation de fissures internes.<sup>2</sup>

<sup>2</sup> OUZAA KHEIRA. (2015). Cours RÉHABILITATION DES STRUCTURES, Université d'Oran MOHAMED BOUDIAF U.S.T.O. P 15-16

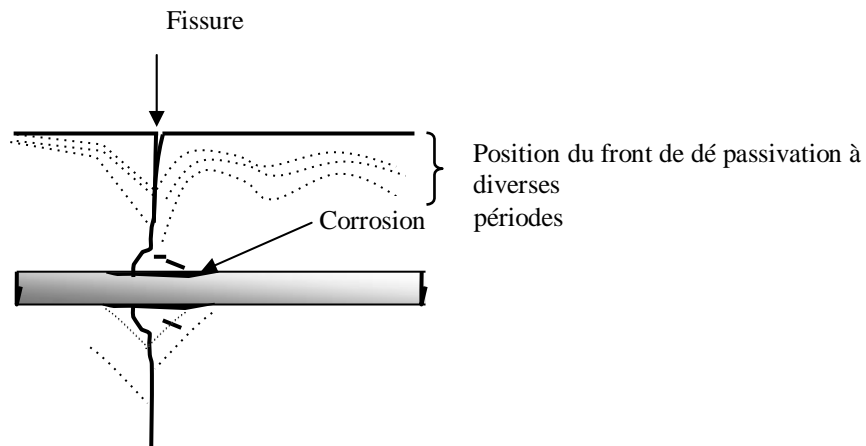


Figure 2.2: Avancement du front de dépasseivation en fonction du temps.<sup>3</sup>



Figure 2-3: Corrosion des armatures<sup>4</sup>

### Conséquence de la corrosion:<sup>5</sup>

la corrosion de l'acier provoque la réduction de la section de l'armature (partiellement, localement ou en totalité). De plus, la réaction chimique de formation de la rouille (mélange

<sup>3</sup> OUZAA KHEIRA. (2015). Cours RÉHABILITATION DES STRUCTURES, Université d'Oran MOHAMED BOUDIAF U.S.T.O. P 15-16

<sup>4</sup> ABOU CHAKRA Farid. (2016). Renforcement des poteaux en béton armé au moyen de Polymère Renforcé par Fibre de Carbone - Comparaison des codes., ISSAE – CENTRE ASSOCIE DU LIBAN. P 07

<sup>5</sup> OUZAA KHEIRA. (2015). Cours RÉHABILITATION DES STRUCTURES, Université d'Oran MOHAMED BOUDIAF U.S.T.O. P 17

d'oxydes et d'hydroxyde de fer ) s'effectue avec une expansion ( le volume de l'acier devient 3 à 4 fois supérieur). Ce gonflement provoque dans le béton des contraintes d'expansion importantes, supérieures à la résistance à la cohésion du béton. La manifestation visuelle qui en résulte se présente sous forme de fissures en surface qui s'amorcent à partir de l'acier (Figure 2.4)

Des fissures internes reliant les armatures peuvent aussi disloquer le béton. La décohésion peut présenter des pustules ou des plaques de béton. Les manifestations diffèrent selon l'épaisseur du béton, l'écartement et le diamètre des aciers. Il en résulte que l'élément en béton armé ne fonctionne plus , au point de vue de la résistance des matériaux, comme il avait été calculé primitivement .

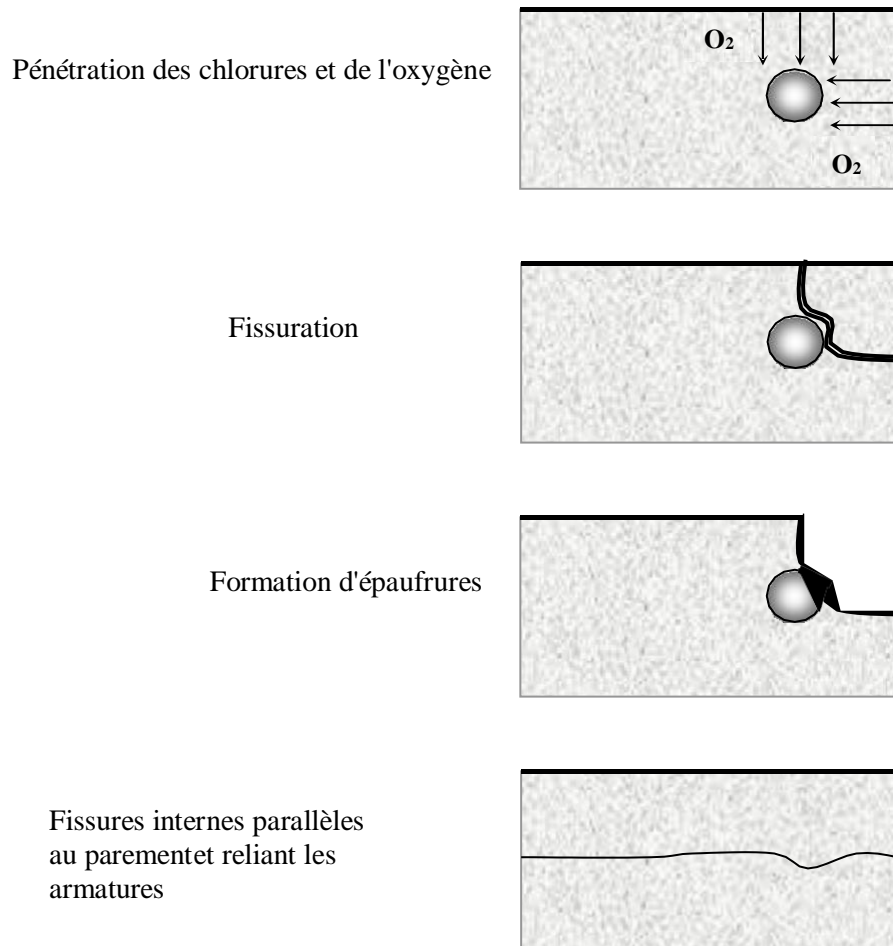


Figure 2.4: Fissurations dues à la corrosion.

#### 2.2.4- Les chocs et les incendies (accidentel):

Les constructions modernes sont souvent soumises à des contraintes externes imprévisibles et violentes. Les édifices se doivent d'être solides et résistants aux incendies et aux chocs. D'autant que l'aspect matériel n'est pas le seul à prendre en compte : la solidité implique la sécurité et la protection des individus. D'où une importance particulière accordée à la prévention et à la mise aux normes des installations ; en commençant par le choix des matériaux. En cas d'incendie, pour limiter les préjudices humains et matériels, les constructions doivent être assez stables pour faciliter l'évacuation et pour éviter l'écroulement pendant l'intervention des secours. Ininflammable, robuste, ne dégage ni gaz toxiques, ni fumée... le béton est alors un pare-feu exceptionnel. Par ailleurs, en cas de choc, ce matériau est aussi reconnu pour ses performances mécaniques : bonne tenue en flexion, résistance à la pression... Grâce à ce comportement optimal par rapport aux sollicitations dynamiques, le béton offre ainsi une solution idéale, conférant de surcroît une grande durabilité aux structures.<sup>6</sup>

Mécaniquement, une vaporisation brutale de l'eau provoque des contraintes importantes dont le béton est peu perméable, et à la fin, ce phénomène conduit à des fissurations et des éclatements dans le béton.



*Figure 2-5 : Incendie sur une structure en béton armé*

Les chocs sont à des origines accidentelle alors ils sont des phénomènes non prévisibles, dans les cas le plus meilleur, ils n'entraiment que des éclats de béton, des épaufrures et encore des ruptures dans les aciers.

<sup>6</sup> <https://www.unibeton.fr/fr/node/15064>

Il y a des cas très grave comme par exemple le choc d'un camion, (figure 2-5), ici un remplacement de certain élément de structure peut être entraîné.



Figure 2-6: Eclatement du béton dû à un choc.

### 2.2.5- Les erreurs d'exécutions.<sup>7</sup>

Si certains schémas de fissuration correspondent à un type de sollicitations bien défini, on peut aussi, à partir du relevé des fissures, essayer de comparer l'état d'une structure à celui prévu par le calcul, dans le but de déceler des anomalies de fonctionnement. Si le tracé des fissures est conforme au schéma prévu, une indication sur le risque de dépassement d'un chargement normal est donné par la valeur de l'ouverture des fissures et sa variation

Des fissures correspondant à un schéma non prévu constituent, aussi, une indication de fonctionnement anormal.

La plupart du temps, les fissures résultent d'une insuffisance consécutive à des oublis ou à des impasses au niveau des études, parfois aussi d'un manque de coordination entre le bureau d'études et le chantier.

<sup>7</sup> OUZAA KHEIRA. (2015). Cours RÉHABILITATION DES STRUCTURES, Université d'Oran MOHAMED BOUDIAF U.S.T.O. P 17

- Erreurs dans le positionnement des armatures d'acier
- Enrobage insuffisant des armatures d'acier.
- Erreurs dans l'exécution des coffrages.
- Absence des armatures de peau (pour les retraits).
- Mauvaise qualité du béton (une porosité très élevée) ce qui facilite la circulation des agents agressifs et l'eau.
- La ségrégation du béton due à la condition de transport du béton frais.

#### 2.2.6- Altération d'origine sismique.

Les séismes résultent des ruptures des sols et des mouvements vibratoires qui font exciter les structures par le déplacement des fondations. Ce phénomène n'a pas un temps précise il est variable, mais il a une durée courte qui est dans la plupart des cas inférieur à une minute. Pour cela, Les codes de calcul dans les régions sismiques doivent être une référence pour limiter le degré d'endommagement.<sup>8</sup>

#### 2.2.7- Erreurs de conception :

Les erreurs de conception sont résumées comme suit :

- Un tassement.
- Un manque d'armatures
- Une surcharge dont la structure ne peut pas résister.
- Un manque de joints.

#### 2.2.8- L'abrasion :

Ce phénomène est généralement due à :

- La grande circulation de l'eau (barrages).
- Les charges mécaniques répétées (chaussées, etc.)
- L'action sur les corps immergés ou flottants par le courant d'eau (piles de ponts etc.)

#### 2.2.9- Les fissures :

Ces différents types sont :

- Les fissurations mécaniques (à cause de la compression, traction, flexion et au cisaillement).
- Les fissures dues à la corrosion.
- Les fissures causées par les retraits et le fluage.
- Les fissures dues au gel-dégel.

<sup>8</sup> ABOU CHAKRA Farid. (2016). Renforcement des poteaux en béton armé au moyen de Polymère Renforcé par Fibre de Carbone - Comparaison des codes., ISSAE – CENTRE ASSOCIE DU LIBAN. P 10

### 2.3- La méthodologie du diagnostic :

Les étapes d'un diagnostic :

- Un examen visuel.
- Des mesures sur site.
- L'analyse technique des essais et des mesures. (en laboratoire)
- Les conclusions et les recommandations.

#### 2.3.1- Examen visuel :

L'examen visuel est une investigation qui est le plus économique et la plus simple. Les informations recueillies et n'importe qu'elle est leur origine il faut les utiliser avec prudence, et ne pas les considérer comme une base de diagnostic. Ces informations doivent être considérées comme une indication pour la manière d'orientation d'un diagnostic. Elles sont obtenues par :

- La localisation et l'identification des zones fortement sollicitées.
- une prise des photos.
- La localisation des fissures.
- Une observation sur les zones critiques : appuis, joints, etc...

#### 2.3.2- Mesures sur site :

Une détermination des caractéristiques des structures doit être faite sur place pour savoir le niveau d'existence, la résistance et la dureté du béton, la position des armatures et le degré de corrosion. Les différentes mesures dans le site sont :

#### 2.3.3- Mesures sur le Béton :

En citons les deux essais les utilisés

##### a) Le scléromètre :

Le scléromètre ou marteau d'essai de béton de PCE Instruments s'utilise pour la mesure non destructive du béton. Dans ce cas, le béton se teste pour déterminer sa charge et sa dureté selon la méthode de Schmidt. Dans ce principe de mesure le sclerometre frappe sur le béton. En fonction de la dureté de béton, le corps rebondit plus ou moins. Le rebondissement se mesure par l'appareil et se convertit en une résistance de compression.

Puisqu'il n'est pas possible de réaliser dans un laboratoire une mesure commune sur le béton construit, le scléromètre s'utilise sur place. La mesure se réalise sur la surface du béton et la résistance de compression se détermine à travers un tableau de conversion pour des classes de résistance. La résistance se détermine à travers une charge de pression sur un seul axe, sans détériorer le béton. La résistance du béton dépend de différents facteurs déterminants, comme par exemple la granulation, la valeur de mesure de l'eau du ciment, la densité du béton frais, le contenu

d'air dans le béton, la résistance contre des attaques chimiques, etc.

Les classes de résistance pour le béton lourd et normal sont en rapport avec les échantillons, qui sont stockés avec une humidité relative de 95% jusqu'à un âge d'essai de 28 jours. Avec le scléromètre PCE-HT 225E les paramètres se convertissent et s'émettent directement sur le scléromètre. De plus, les données peuvent se transmettre depuis le dispositif à un ordinateur.<sup>9</sup>



*Figure 2-7 : le scléromètre*

<sup>9</sup> [https://www.pce-instruments.com/french/instruments-de-mesure/mesureur/sclerometre-kat\\_162345.htm](https://www.pce-instruments.com/french/instruments-de-mesure/mesureur/sclerometre-kat_162345.htm)

**b) Carottage :**

Cette méthode consiste au prélèvement d'une carotte du béton pour l'analyser en laboratoire.

Le carottage peut être fait au sec ou à la présence de l'eau. Cette analyse aide pour :

- L'identification et la détérioration des agrégats
- L'homogénéité du béton
- La réparation des fissures
- La résistance à la compression et la module d'élasticité.
- La profondeur d'une éventuelle carbonatation.



*Figure 2-8 : Instrument de carottage*

***CHAPITRE III:***

***MÉTHODES DE RENFORCEMENT***

### 3.1- Introduction:

Le choix de la méthode de réparation et des matériaux à mettre en œuvre est défini en fonction de la nature et de l'importance des désordres constatés, en tenant compte des critères économiques des matériaux de construction, des conditions de chantier et des contraintes de site. Le principe du renforcement ou de la réparation consiste en adjonction de matière dans les zones où les sections sont trop sollicitées. Une section devient trop sollicitée si, du fait même des dispositions adoptées ou du changement des conditions d'exploitations, les efforts appliqués sont supérieurs à ceux pris en compte dans les calculs (problème du renforcement), ou bien si la résistance a diminué par suite de dégradation (problème de la réparation).

Selon les cas étudiés, il est nécessaire de faire intervenir la notion de PROTECTION de l'ouvrage visant à assurer par exemple des fonctions d'étanchéité ou à limiter les phénomènes de corrosion, la notion de REPARATION visant à restituer les caractéristiques initiales de portance (rigidité – résistance) et éventuellement, la notion de RENFORCEMENT ayant pour objectif d'améliorer les performances de la structure vis-à-vis de conditions d'exploitations modifiées ou d'augmenter la durée de vie de l'ouvrage. Différentes technologies de réparation et de maintenance des ouvrages sont couramment utilisées depuis de nombreuses années.<sup>10</sup>

### 3.2- Le chemisage:

le procédé classique dont l'efficacité a été largement vérifié par l'expérience, consiste à chemiser l'élément en augmentant sa section par mise en œuvre d'une épaisseur de béton sur tout le périmètre de l'élément primitif. L'utilisation d'un micro-béton, autocompactable, pour remplir les interstices sans mode de vibration, peut s'avérer essentielle. La préparation du support est très importante, il est donc nécessaire de faire des décaissés dans le béton pour améliorer la transmission des efforts, de traiter les surfaces avec une peinture primaire de résine époxy. S'il s'agit d'un renforcement avec armatures, il faudra mettre cette armature en place et réaliser le bétonnage par coulage ou pompage. Lorsqu'il n'est pas possible de faire un chemisage complet des éléments pour le cas des façades, il faut recourir à d'autres procédés : renforcement par plaques métalliques ou bien l'épaississement de l'élément en béton sur deux faces opposées. Les éléments de renfort doivent être ancrés dans le béton primitif : soit par boulonnage pour le cas des platines métalliques, soit par ancrage pour le cas de béton<sup>11</sup>

---

<sup>10</sup> El Houssain ROCHDI. (2004) ; Contribution A L'analyse Du Comportement Mecanique De Dalles En Beton Arme Renforcees Par Materiaux Composites ,L'universite Claude Bernard - Lyon 1

<sup>11</sup> <https://btp-cours.com/chemisage-des-sections-en-beton/>

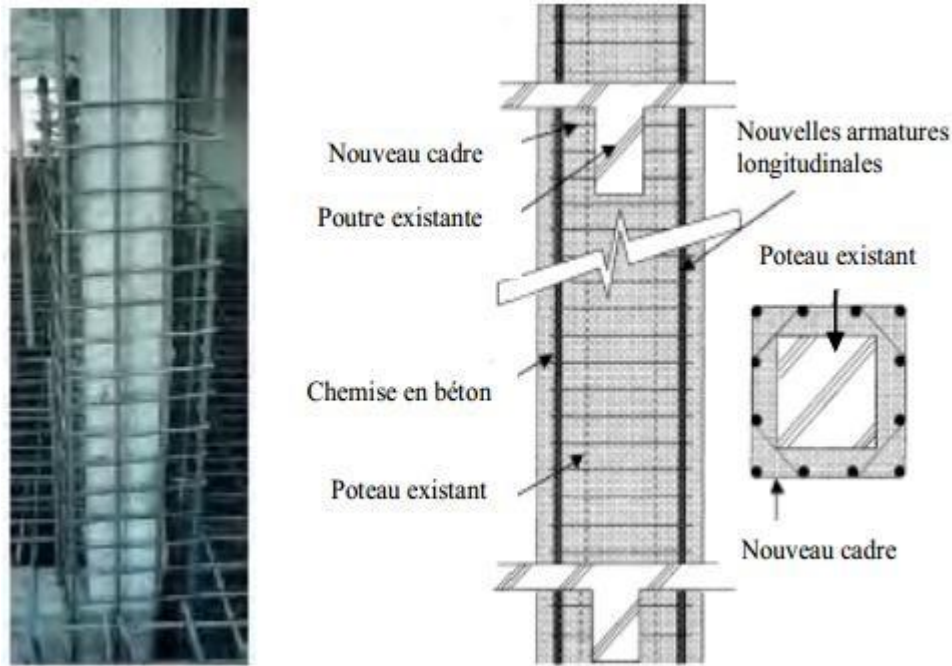


Figure 3-1 : Chemisage d'un poteau

### 3.3- Adjonction d'armatures complémentaires :

Adjonction d'armatures d'acier Les armatures existantes, conservées doivent être bien soignées, afin éviter une continuité de leurs dégradations. Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration et contribuer à la résistance des sections ainsi renforcées. Remplacement des armatures fortement corrodées : La liaison s'effectue par scellement ou soudure tout en respectant les longueurs de recouvrement et d'ancrage.<sup>12</sup>

Des armatures complémentaires sont à prévoir lorsqu'il s'agit de remplacer des aciers corrodés ou coupés accidentellement ou lorsqu'il s'agit de renforcer une structure. Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration, et participer à la résistance des sections renforcées. La protection de ces armatures est assurée par un béton coulé ou projeté et leurs jonctions avec les armatures existantes peut se faire par des procédés classiques (recouvrement, soudure, manchonnage)

<sup>12</sup> <https://fr.slideshare.net/ILYESMHAMMEDI/renforcement-par-chemisage-en-beton>

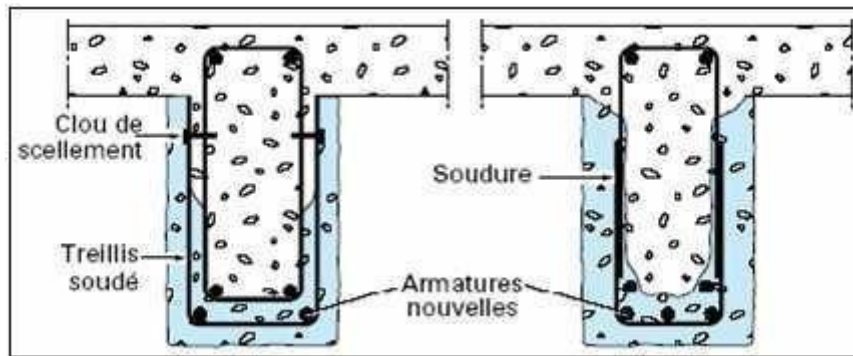


Figure 3-2 : Adjonction d'armatures complémentaires

Tableau 1: Avantages et inconvénients du béton chemisage en béton armé<sup>13</sup>

<i>Avantages</i>	<i>Inconvénients</i>
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Technique peu coûteuse du fait des matériaux utilisés.</li> <li>- Main d'œuvre peu qualifiée.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Augmentation considérable des sections donc du poids de la structure.</li> <li>- Les éléments sont plus encombrants et moins esthétiques.</li> <li>- Nécessité de mettre hors service l'ouvrage à renforcer pendant la durée travaux qui est généralement longue.</li> <li>- Transport des matériaux.</li> <li>- Nécessité de coffrage.</li> <li>- Mise en œuvre souvent difficile.</li> </ul>

### 3.4- Béton projeté:

Cette technique, très au point, utilisée tant pour le renforcement de structures insuffisantes ou défaillantes que pour la réparation d'ouvrage endommagés, exige pour sa mise en œuvre un personnel spécialisé. Le béton projeté peut être, ou non, combiné avec l'adjonction d'armatures complémentaires. La projection est réalisée soit par voie sèche, soit par voie mouillée. Dans le premier cas, la grande vitesse de projection (80 à 100 m/s) fait que le procédé par voie sèche est particulièrement recommandé pour la réparation des ouvrages car il permet d'obtenir un béton très compact. Dans le second cas, la faible vitesse de projection (10 à 40 m/s) rend indispensable l'exécution préalable d'une couche d'accrochage. Après durcissement, le béton projeté possède les propriétés d'un béton coulé, puis vibré. La projection est possible dans toutes les directions, en particulier en plafond (figure I-7). Une description détaillée de cette technique est donnée dans l'ouvrage de Resse [Resse C. et Venaut M. 1981].

<sup>13</sup> NEZAR RAMZI. (2018) ;Renforcement des poutres en béton armé par polymères renforcés des fibres (PRF) en flexion simple– Université Oum El Bouaghi -P 14

Selon Resse, les travaux de réparation par béton projeté se regroupent en deux catégories : les réparations superficielles et les réparations profondes. Grâce à son adhérence au support, à ses caractéristiques très proches de celles du béton coffré, aux possibilités de mise en place et d'enrobage d'armatures de renfort qu'il procure, le béton projeté permet de réaliser économiquement de telles réparations.

La difficulté de l'emploi de cette méthode provient essentiellement du mode d'application et de mise en œuvre (matériels, main d'œuvre et problèmes d'hygiène et de sécurité).<sup>14</sup>

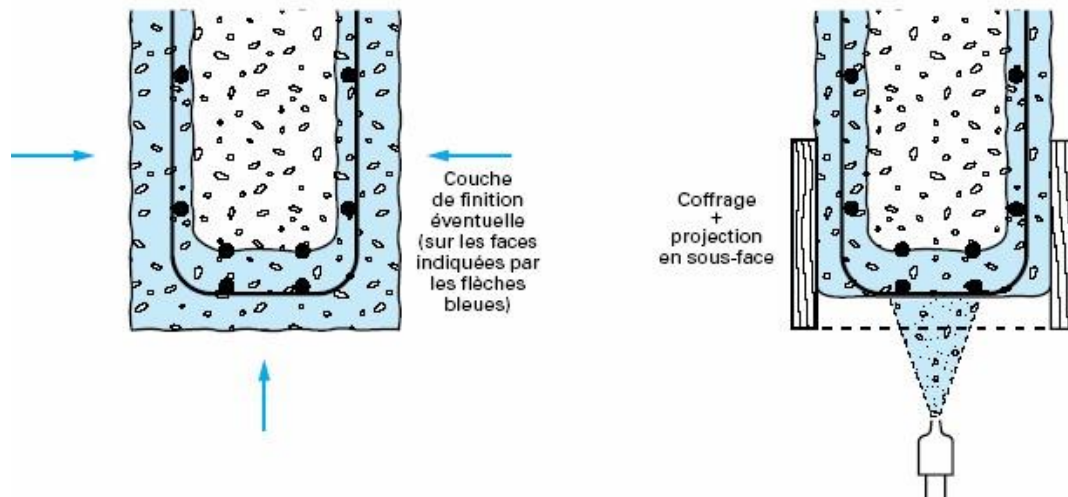


Figure 3-3: renforcement d'une poutre au moyen de béton projeté

### 3.5- Précontrainte additionnelle :

Contrairement aux techniques présentées ci-dessus et qui consiste en l'ajout de matière (béton ou acier), la précontrainte additionnelle consiste en un ajout de force dans des ouvrages existants en vue soit de leur redonner leur état de service initial, soit de leur donner un nouvel état de service. Elle permet, en effet, d'appliquer des efforts d'une intensité connue, en des points et suivant des directions bien définies, capables de s'opposer aux efforts générateurs des désordres. Elle est réalisée le plus souvent par la mise en œuvre d'armatures de précontrainte (câble ou barres). La précontrainte additionnelle peut être employée pour traiter une grande variété d'ouvrage (ponts, barrages, réservoirs, bâtiment). Cette méthode est particulièrement adaptée au renforcement en flexion et vis-à-vis de l'effort tranchant par l'emploi d'étriers actifs. (figure I-9). En revanche, la mise en œuvre de tout ce qui concerne la

<sup>14</sup> El Houssain ROCHDI. (2004) ; Contribution A L'analyse Du Comportement Mecanique De Dalles En Beton Arme Renforcees Par Materiaux Composites ,L'universite Claude Bernard - Lyon 1

protection définitive des armatures nécessite un niveau particulier de qualité. De plus, le recours à des unités de plus en plus puissantes pour en limiter le nombre implique une étude particulièrement soignée des zones d'ancrage, très fortement sollicitées [Calgaro J. et Lacroix R., 1997].

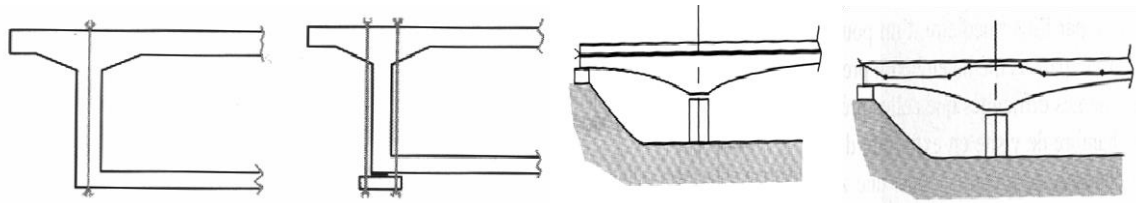


Figure 3-4: précontrainte additionnelle<sup>15</sup>

### 3.6- Tôles d'acier collées :<sup>16</sup>

Le principe de cette technique est de relier la plaque d'acier à la surface du béton pour transférer les efforts et augmenter la résistance et la rigidité de la structure.

Cette technique est très économique et ne change pas forme et les dimensions de la structure.



Figure 3-5 : plaques d'acier collées

<sup>15</sup> El Houssain ROCHDI. (2004) ; Contribution A L'analyse Du Comportement Mécanique De Dalles En Béton Arme Renforcées Par Matériaux Composites ,L'université Claude Bernard - Lyon 1

<sup>16</sup> NEZAR RAMZI. (2018) ; Renforcement des poutres en béton armé par polymères renforcés des fibres (PRF) en flexion simple– Université Oum El Bouaghi -P 15-16

Tableau 2: Avantages et inconvénients du tôle d'acier collé

<b>Avantages</b>	<b>Inconvénients</b>
<ul style="list-style-type: none"><li>- Courte durée réalisation par rapport au chemisage en béton.</li><li>- Bonne performance des éléments renforcés (bonne ductilité).</li><li>- Faible augmentation des sections.</li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>- Coûte relativement élevé.</li><li>- Nécessité de soudure donc une main d'œuvre qualifiée.</li><li>- Problème de corrosion ce qui nécessite un face.</li><li>- nécessité d'une préparation spécifique de la surface à traiter (la raideur des tôles nécessite une surface parfaitement plane pour assurer l'uniformité en épaisseur de l'adhésif).</li><li>- Nécessité d'un collage sous pression (vérins), pour assurer une adhésion suffisante et éviter les bulles d'air dans la couche de résine de collage.</li><li>- Impossibilité de généraliser cette technique à des surfaces importantes (masses manipulées trop importantes), ce qui limite d'autant les possibilités de réparation.</li></ul>

### 3.7- Matériaux composites :

#### 3.7.1- Introduction :

Il a été mentionné au chapitre précédent que les enjeux économiques ont été à l'origine de la prise de conscience de l'importance de la maintenance et, ainsi, au développement des techniques de réhabilitation. Les techniques traditionnelles ont montré leurs limites au comportement à long terme (oxydation des tôles d'acier, durabilité du béton projeté, etc.). En même temps, la rentabilité d'une opération de maintenance est conditionnée par sa durabilité, et donc, par la baisse des fréquences d'intervention. La recherche dans le domaine de réhabilitation s'est orientée vers l'utilisation de nouveaux matériaux capables de répondre aux différents critères exigés par les opérations de la maintenance des ouvrages.

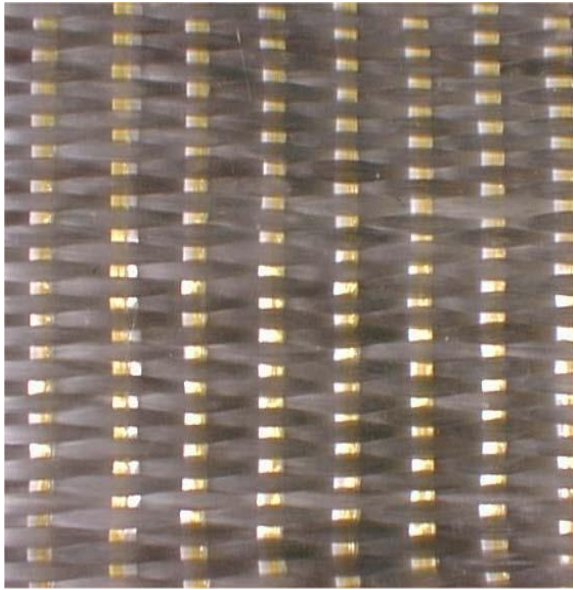
Plusieurs raisons ont permis aux matériaux composites, restés longtemps limités aux applications militaires et à l'industrie aéronautique, de s'implanter dans le domaine de génie civil.

On peut citer parmi ces raisons le développement qu'a connu l'industrie des composites durant les trois dernières décennies et la crise qu'a traversé l'industrie aéronautique depuis le début des 90 ce qui avait comme conséquence une baisse des prix des composites]. Aussi, le génie civil est un domaine qui nécessite trop de main d'œuvre, le coût de cette main d'œuvre dans les pays développés est devenue assez élevé de telle sorte que le prix de la matière première ne joue plus le rôle du "critère économique primordial". Ceci implique que le prix des composites ne peut plus être considéré comme un handicap, surtout aux applications de réparation et de renforcement [Hamelin P. 1998].

Depuis leurs premières applications en génie civil il y a maintenant 20 ans, l'intérêt des composites s'est généralisé sur l'ensemble de la communauté internationale, groupes industriels et laboratoires de recherche, et s'est particulièrement accentuée ces dernières années si l'on juge par l'importance du nombre de publications et colloques internationaux qui traitent quotidiennement de ce sujet.

Les matériaux composites utilisés en génie civil sont essentiellement des tissus en fibres de carbone, voir en fibre de verre pour certaines applications. Il reste évident que les résines adéquates doivent être utilisées pour optimiser l'emploi des fibres. Plusieurs procédés de renforcements sont apparus au cours de ces quinze dernières années. Les principaux utilisent directement les fibres sous formes de fil continu et d'autres font appel à des semi-produits plus ou moins sophistiqués, tels que les tissus secs, les tissus pré

imprégnés ou des produits putrides.<sup>17</sup>



(a) tissus Ud avec fils de liage



(b) tissus UD avec un filet

*Figure 3.6. Photo de divers tissus unidirectionnels*

### 3.7.2- Renforcement des éléments structuraux au moyen de PRF :

#### a) Renforcement des poteaux :



*Figure 3-7 : Poteau circulaire en BA confiné par matériaux composites.*

<sup>17</sup> El Houssain ROCHDI. (2004) ; Contribution A L'analyse Du Comportement Mécanique De Dalles En Béton Arme Renforcées Par Matériaux Composites ,L'université Claude Bernard - Lyon 1

**b) Renforcement des poutres:**



*Figure 3-8 : poutres en BA renforcées par matériaux composites.*

**c) Renforcement des dalles:**



*Figure 3-9 : tablier de pont en BA renforcé par matériaux composites*

**d) Renforcement des murs:**



*Figure 3-10 : Mur en BA renforcé par matériaux composite*

**Conclusion :**

En conclusion et d'après les inconvénients des techniques de renforcement traditionnelles qui nécessitent souvent de grands moyens humains et matériels pour une capacité assez limitée, les techniques de renforcement par matériaux composites offrent des meilleures performances avec moins de moyen et une facilité de mise en œuvre considérable ce qui nous a poussé à opter pour les matériaux composites comme choix de moyen de renfort utilisé dans la présente étude.

***CHAPITRE IV:***  
***APPROCHE ANALYTIQUE***

#### 4.1- Introduction:

Dans ce chapitre nous allons faire une étude analytique d'une section en BA la plus usuelle c'est la section rectangulaire cette section est soumise à la flexion simple ; L'étude consiste deux types de section une section en BA et une section en BA renforcée en PRF. Le rôle de cette étude est de voir l'effet du renfort (PRF) sur une section en BA par le calcul dans chaque type le moment de la première fissure  $M_{tr}$  ; le moment de point d'écoulement des armatures  $M_e$  et le moment plastique  $M_p$  et les comparer.

Cette étude est basée sur le concept de la théorie générale des sections en béton armé soumise à la flexion simple aux états limites ultimes. Cette théorie a pour hypothèses :

Le béton dans sa partie tendue est négligé.

Les sections droites avant déformation restent droites après déformation.

- Pas de glissement relatif entre les armatures d'acier ou le matériau composite et le béton (condition de compatibilité des déformations).

- Un bloc de contraintes rectangulaire fictif est adopté pour le béton.

- Le raccourcissement relatif du béton est limité à  $\epsilon_b = 3.5 \text{‰}$ .

- la limite d'écoulement pour les aciers est de  $\epsilon_e = 2 \text{‰}$ .

- Le composite dans sa partie comprimée est négligé. Les lois de comportement retenues pour le béton et l'acier sont celles adoptées par l'Euro-code 2 .

La loi de comportement retenue aussi pour le composite est définie dans plusieurs documents et recommandations techniques :SIKA,FREYSSINET <sup>18</sup>

#### 4.2- Les matériaux composites :

Les produits composites employés doivent présenter un allongement à rupture en traction supérieur ou égal à  $8.5 \text{‰}$ .

Pour les matériaux composites unidirectionnels, la loi de comportement en traction est Modélisée comme suit:

---

- <sup>18</sup> Hosen, M. A. (2017). Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) Bars for polymers, 23. Khene, A. (2016). Numerical Modeling of Reinforced Concrete . Int'l Journal of Research in Chemical, Metallurgical and Civil Engg. (IJRCMCE) Vol. 3, , 5.

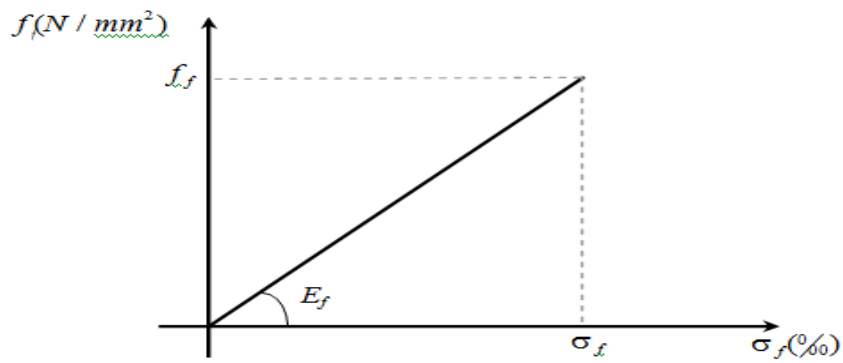


Figure 4-1 : Loi de comportement du composite Cette loi se décrit par les deux paramètres

$F_c$ : résistance garantie à la rupture en traction

$E_c$ : module de young

**Section non renforcée:**

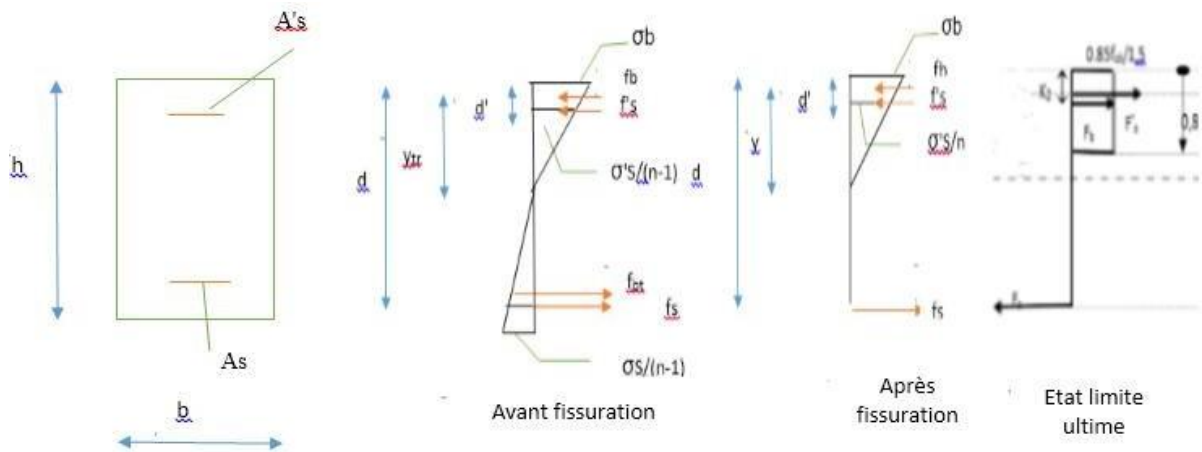


Figure 4-2 : Diagrammes des contraintes d'une section rectangulaire non renforcée

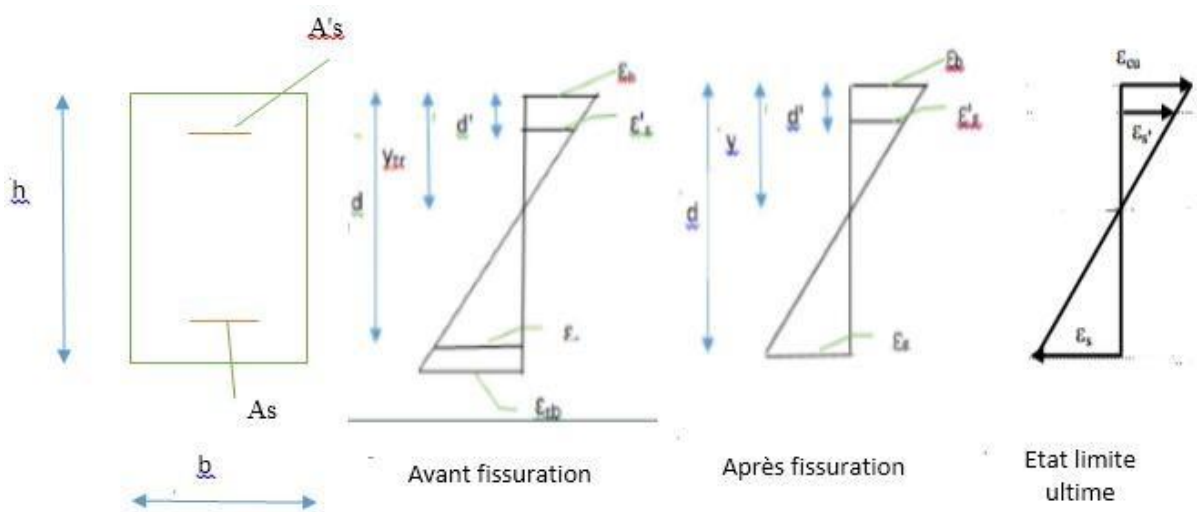


Figure 4-3 : Diagrammes des déformations d'une section rectangulaire renforcée

**Section non fissurée :**

$y_{tr}$ : la profondeur de l'axe neutre a' la fibre la plus comprimée

$I_{tr}$  : le moment d'inertie de la section avant la formation de la première fissure dans le béton tendu ; On à

$$\sigma_{tr} = M_{tr} * y_{tr} / I_{tr} \text{ (Navier Bernoulli)} \quad M_{tr} = \sigma_{tr} * I_{tr} / y_{tr}$$

Pour appliquer les lois de la RDM sur une poutre en béton armé on va transformer la section réelle (en béton armé) a une section équivalente rendu homogène (section fictive)

Dans ce cas (avant fissuration du béton tendu) section du béton tendu existe donc le coefficient d'équivalence égal :

$$(E_s - E_b) / E_b = n - 1$$

$$I_{tr} = (b * y^3) / 3 + (n - 1) * A'_s * (y_{tr} - d')^2 + b * (h - y_{tr})^3 / 3 + (n - 1) * A_s * (d - y_{tr})^2 y_{tr} = ?$$

On a la somme des moments statique supérieures et inférieurs a l'axe neutre = 0 ; Donc :

$$b * y_{tr} * y_{tr} / 2 + (n - 1) * A'_s * (y_{tr} - d') - b * (h - y_{tr}) * (h - y_{tr}) / 2 - (n - 1) * A_s * (d - y_{tr}) = 0$$

équation du première degré sous forme :

$$y_{tr} = [ (n - 1) * (A'_s * d' + A_s * d) - b * h^2 / 2 ] / [ (n - 1) * (A'_s + A_s) + b * h ]$$

**Section fissurée:**

$Y$ : la profondeur de l'axe neutre a' la fibre la plus comprimée

$I$  : le moment d'inertie de la section après la formation de la première fissure dans le béton tendu On à:

$$\sigma_{tr} = M * y / I \quad \text{(Navier Bernoulli)} \quad M_{tr} = \sigma * I / y$$

Pour appliquer les lois de la RDM sur une poutre en béton armé on va transformer la section réelle (en béton armé) à une section équivalente rendu homogène (section fictive)

Dans ce cas (après fissuration du béton tendu) section du béton tendu est perdu donc les coefficients d'équivalence égal :

$$E_s / E_b = n$$

$$I = (b * y^3) / 3 + n * A'_s * (y - d')^2 + n * A_s * (d - y)^2$$

$$y = ?$$

On a la somme des moments statique supérieures et inférieurs a l'axe neutre = 0 ; Donc :

$$b * y * y / 2 + n * A'_s * (y - d') - n * A_s * (d - y) = 0$$

Équation du deuxième degré sous forme :

$$A * y^2 + B * y + C = 0$$

$$\Delta = B^2 - 4 * A * C \quad y = (-B + \sqrt{\Delta}) / (2 * A)$$

**Section à l'état limite ultime:**

Soit une section usuelle à axe de symétrie vertical où  $A_s$  et  $A'_s$  représentent respectivement la section d'armatures tendues et comprimées.

La distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des armatures tendues notée "d", est dite hauteur utile de la section.

La valeur de la déformation relative de la fibre la plus comprimée du béton est fixée à  $3.5 \cdot 10^{-4}$ , pour une section à l'état limite ultime.

la compatibilité des déformations des matériaux : acier et béton, s'exprime par les relations suivantes :

$$\varepsilon_{bu}/y = \varepsilon'_s/(y-d) = \varepsilon_s/(d-y)$$

Pour le bloc rectangulaire fictif des contraintes du béton :

$$- K_1 = 0,85 / (\gamma_b = 1,5) = 0,567$$

-  $K_2$  est le coefficient de positionnement pris égal à 0.4

A partir de l'équation d'équilibre des forces internes de la section :  $F + F' = F_s$

Où  $F_b$  est la force de compression dans le béton :

$$F_b = K_1 \cdot f_{ck} \cdot A_b(y) = 0,567 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot y$$

$F'_s$  est la force de compression au niveau des armatures comprimées :  $F'_s = \sigma'_s \cdot A'_s$

$F_s$  est la force de compression au niveau des armatures tendues :  $F_s = \sigma_s \cdot A_s$

L'équation devient alors :  $0,567 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot y + \sigma'_s \cdot A'_s = \sigma_s \cdot A_s$

L'équation représente une équation à trois inconnues interdépendante :  $y ; \sigma'_s ; \sigma_s$

qui ne peut être résolue que par la méthode d'essais successifs dont les étapes sont résumées ci-dessous :

1-Fixer la profondeur de l'axe neutre "y" pour une valeur balayant la section. 2- Calculer les déformations relatives " $\varepsilon_s$ " et " $\varepsilon'_s$ " à partir des équations.

3- Evaluer " $\sigma_s$ " et " $\sigma'_s$ " les contraintes respectivement à partir des diagrammes contraintes-déformations appropriés

4- injecter " $\sigma_s$ " et " $\sigma'_s$ " dans l'équation d'équilibre.

5- Vérifier à travers l'équation si l'équilibre est atteint, donc est solution. Dans le cas contraire, le problème exigerait une succession des valeurs de "y"

Jusqu'à ce que l'équilibre des forces soit atteint :  $F_b + F'_s = F_s$

Une fois la profondeur de l'axe neutre est connue, le moment ultime de la section est défini

par :

La somme de moments /cdg ( $A_S$ ) est nulle ; implique :

$$F_b(d-0,4y)+F'_s(d-d')-M_u = 0$$

$$M_u = F_b(d-0,4y)+F'_s(d-d')$$

19

---

- <sup>19</sup> Boukhezar, M. (2009). Thèse de magister "REHABILITATION ET RENFORCEMENT DES POUTRES AU MOYEN DES MATERIAUX COMPOSITES".

**Section renforcée:**

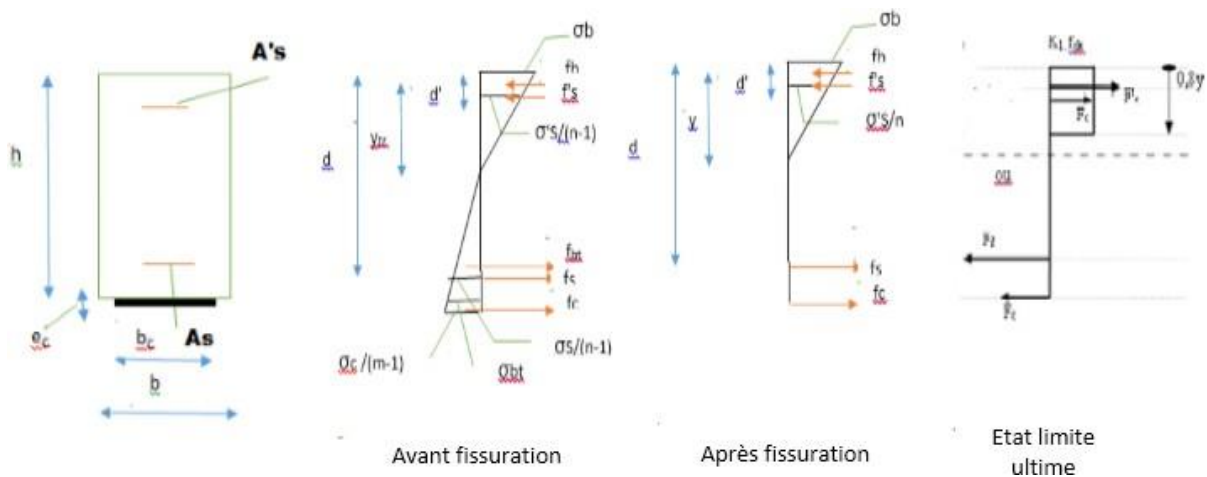


Figure 4-4 : Diagrammes des contraintes d'une section rectangulaire renforcée

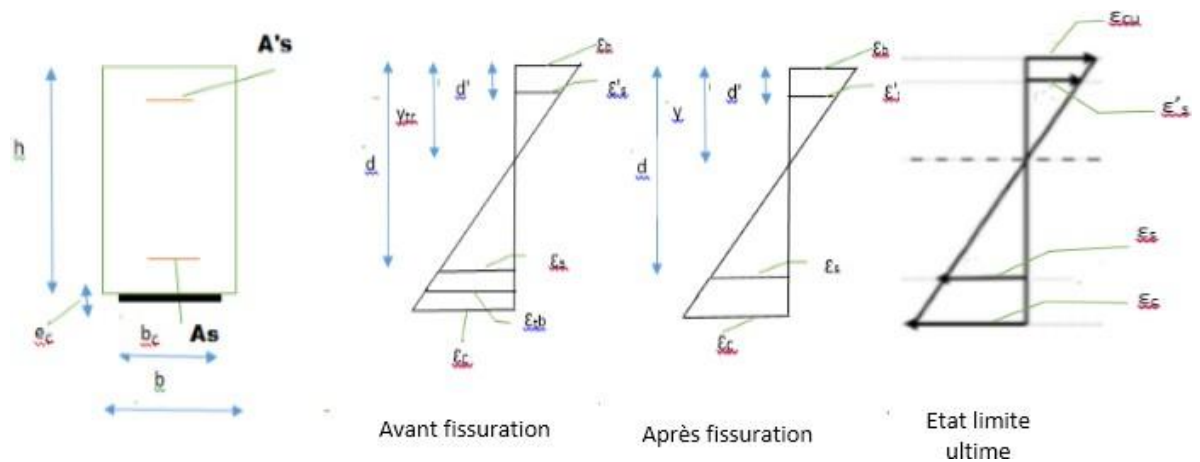


Figure 4-5 : Diagrammes des déformations d'une section rectangulaire renforcée

**Section non fissurée:**

$y_{tr}$ : la profondeur de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée

$I_{tr}$  : le moment d'inertie de la section avant la formation de la première fissure dans le béton tendu on à

$$\sigma_{tr} = M_{tr} \cdot y_{tr} / I_{tr} \text{ (Naiver Bernoulli)} \quad M_{tr} = \sigma_{tr} \cdot I_{tr} / y_{tr}$$

Pour appliquer les lois de la RDM sur une poutre en béton armé on va transformer la section réelle (en béton armé) a une section équivalente rendu homogène (section fictive)

Dans ce cas ( avant fissuration du béton tendu ) section du béton tendu existe donc le coefficients d'équivalence égal :

$$(E_s - E_b) / E_b = n - 1 \quad (E_c - E_b) / E_b = m - 1$$

$$I_{tr} = (b \cdot y^3) / 3 + (n-1) \cdot A_s \cdot (y_{tr} - d')^2 + b \cdot (h - y_{tr})^3 / 3 + (n-1) \cdot A_s \cdot (d - y_{tr})^2 +$$

$$(m-1) \cdot e_c \cdot b_c \cdot (h + e_c / 2 - y_{tr})^2 \cdot y_{tr} = ?$$

On a la somme des moments statique supérieures et inférieurs a l'axe neutre = 0 ; Donc :

$$b \cdot y_{tr} \cdot y_{tr} / 2 + (n-1) \cdot A_s' \cdot (y_{tr} - d') - b \cdot (h - y_{tr}) \cdot (h - y_{tr}) / 2 - (n-1) \cdot A_s \cdot (d - y_{tr}) -$$

(m-1) \cdot e\_c \cdot b\_c \cdot (h + e\_c / 2 - y\_{tr}) = 0

Équation du première degré sous forme :

$$y_{tr} = [(n-1) \cdot (A_s' \cdot d' + A_s \cdot d) + (m-1) \cdot b_f \cdot e_f \cdot d + (m-1) \cdot b_f \cdot e_f^2 / 2 + b \cdot h^2 / 2] / [(n-1) \cdot (A_s' + A_s) + (m-1) \cdot b_f \cdot e_f + b \cdot h]$$

**Section fissurée renforcée :**

Y: la profondeur de l'axe neutre a' la fibre la plus comprimée

I : le moment d'inertie de la section après la formation de la première fissure dans le béton tendu on à  $\sigma_{tr} = M_{tr} \cdot y_{tr} / I_{tr}$  (Navier Bernoulli)  $M_{tr} = \sigma_{tr} \cdot I_{tr} / y_{tr}$

Pour appliquer les lois de la RDM sur une poutre en béton armé on va transformer la section réelle (en béton armé) a une section équivalente rendu homogène (section fictive)

Dans ce cas (après fissuration du béton tendu) section du béton tendu est perdu donc le coefficient d'équivalence égal :

$$E_s / E_b = n \cdot E_c / E_b = m$$

$$I = (b \cdot y^3) / 3 + n \cdot A_s' \cdot (y - d')^2 + n \cdot A_s \cdot (d - y)^2 + m \cdot e_f \cdot b_f \cdot (h - y + e_f / 2)^2 y = ?$$

On a la somme des moments statique supérieures et inférieurs a l'axe neutre = 0 ; Donc :

$$b \cdot y \cdot y / 2 + n \cdot A_s' \cdot (y - d') - n \cdot A_s \cdot (d - y) - m \cdot e_f \cdot b_f \cdot (h - y_{tr} + e_f / 2) = 0$$

Équation du deuxième degré sous forme :  $A \cdot y^2 + B \cdot y + C = 0$

$$\Delta = B^2 - 4 \cdot A \cdot C$$

$$y = (-B + \sqrt{\Delta}) / (2 \cdot A)$$

**Section à l'état limite ultime:**

Soit une section usuelle à axe de symétrie vertical où  $A_s$  et  $A_s'$  représentent respectivement la section d'armatures tendues et comprimées.

La distance entre la fibre la plus comprimée et le centre de gravité des armatures tendues notée "d", est dite hauteur utile de la section

La valeur de la déformation relative de la fibre la plus comprimée du béton est fixée à 3.5/1000, pour une section à l'état limite ultime. la compatibilité des déformations des matériaux: acier et béton, s'exprime par les relations suivantes :

$\epsilon_{bu} / y = \epsilon_s' / (y - d') = \epsilon_s / (d - y) = \epsilon_f / (h - y + e / 2)$  A partir de l'équation d'équilibre des forces internes de la section:

$$F_C + F_S' = F_S + F_f$$

Où  $F_b$  est la force de compression dans le béton

$$F_b = K_1 \cdot f_{ck} \cdot A_b \cdot y \quad F_b = 0,567 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot y$$

$F_b$  est la force de compression au niveau des armatures comprimées.

$$F_s = \sigma_s \cdot A_s$$

$F_s$  est la force de traction au niveau des armatures tendues  $F_s = \sigma_s \cdot A_s$

$F_f$  est la force de traction au niveau des composites (renfort)  $F_f = \sigma_f \cdot A_f$

L'équation devient alors:

$$0,567 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot y + \sigma_s \cdot A_s = \sigma_s \cdot A_s + \sigma_f \cdot A_f$$

L'équation représente une équation à trois inconnues interdépendante :  $y$  ;  $\sigma_s$  ;  $\sigma_f$

qui ne peut être résolue que par la méthode d'essais successifs dont les étapes sont résumées ci-dessous:

1-Fixer la profondeur de l'axe neutre " $y$ " pour une valeur balayant la section. 2- Calculer les déformations relatives " $\epsilon_s$ " et " $\epsilon'_s$ " et " $\epsilon_f$ " à partir des équations

3-Evaluer " $\sigma_s$ " et " $\sigma'_s$ " et " $\sigma_f$ " les contraintes respectivement à partir des diagrammes contraintes- déformations appropriés.

4- injecter " $\sigma_s$ " et " $\sigma'_s$ " et " $\sigma_f$ " dans l'équation d'équilibre.

5- Vérifier à travers l'équation si l'équilibre est atteint, donc est solution. Dans le cas contraire, le problème exigerait une succession des valeurs de " $y$ "

jusqu'à ce que l'équilibre des forces soit atteint:  $F_b + F'_s = F_s + F_f$

Une fois la profondeur de l'axe neutre est connue, le moment ultime de la section est défini par :

La somme des moments /cdg ( $A_s$ ) est nulle ; implique:

$$F_b \cdot (d - 0,4y) + F'_s \cdot (d - d') + F_f \cdot (d' + ef/2) - M_u = 0$$

$$M_u = F_b \cdot (d - 0,4y) + F'_s \cdot (d - d') + F_f \cdot (d' + ef/2)$$

### Exemple de calcul :

L'étude comprend un calcul analytique de Deux poutres en béton armé, avec 2300 mm de longueur et une section transversale rectangulaire de 125 mm de largeur et 250 mm de hauteur et une portée entre appuis de 2000 mm, Le ferrailage des poutres est composé d'armature en acier haute adhérence ,soit (2 HA 12) en traction et (2 HA 10) en compression, pour éviter une rupture par cisaillement, des armatures transversales en cadre de  $\varnothing 6$  mm espacé de 50 mm ont été placés le long de la poutre.

Une poutre a été renforcé selon la technique EBR par une plaque d'une section de (75x2) mm, et la deuxième a été laissée comme poutre une de référence.

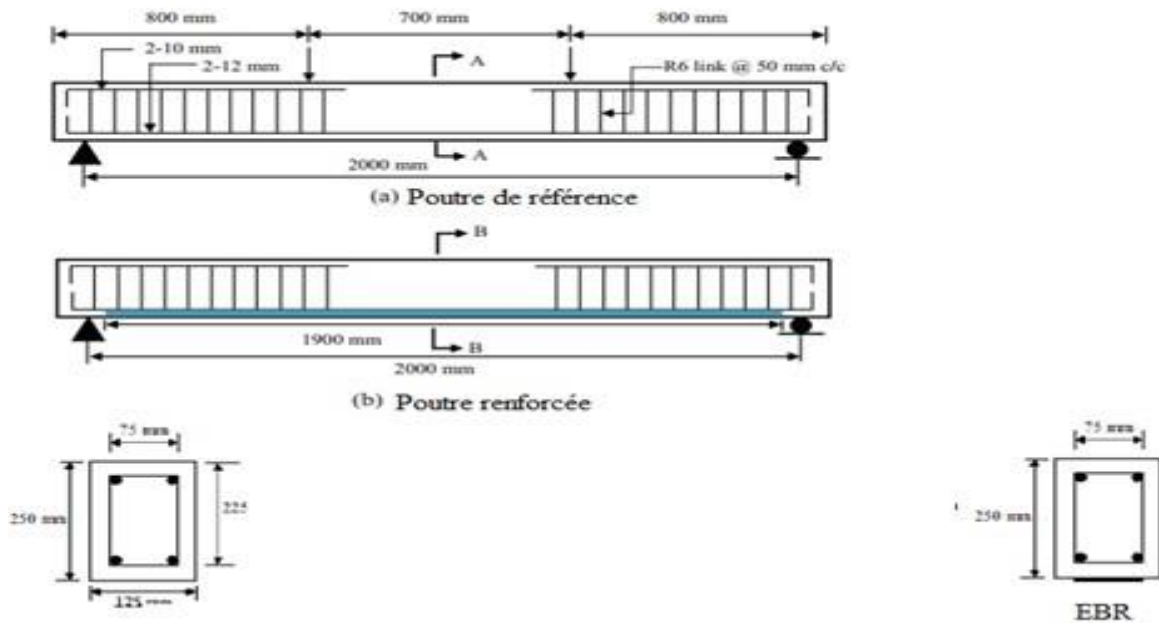


Figure 4-6 Détails des poutres

Tableau 3 Caractéristiques des matériaux

Matériau	Module de Young (Mpa)	La limite élastique (MPa)	$f_{c28}$ (MPa)
Béton	22300	-	40
Acier	200000	520	-
Résine	11200	95000	
PRFC	124000	1850	

Tableau 4 Résultats de calcul des deux poutres (référence et renforcée) La poutre de référence :

Tableau 5 calcul de la position de l'axe neutre par la méthode d'essai successive

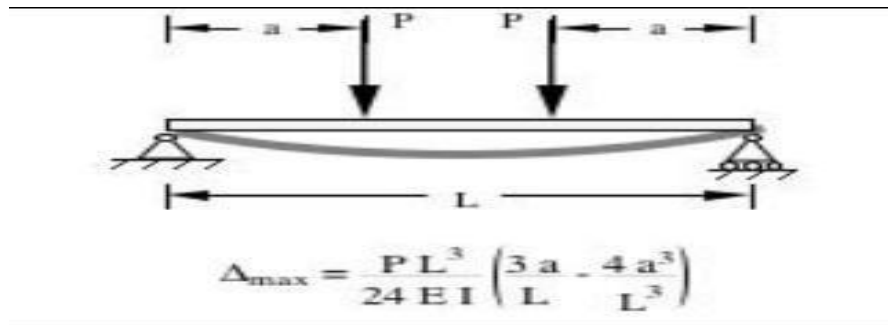
Y	$E_s$	$\epsilon_s$	$\epsilon_b$	$E_s = E'_s$	FeE	$\sigma'_s$	$\sigma_s$	$\sigma_b$	$A'_s$	$A_s$	b	d	$d'$	Ab	F's	F <sub>s</sub>	F <sub>b</sub>	L'équilibre	Mu
0,035	0,001	0,019	0,0035	200000	520	200	452,1739	19,83333	0,000157	0,000226	0,125	0,225	0,025	0,004375	0,0314	0,102191	0,086771	0,01598	0,024589
																		P/2	0,031323
																		U	0,2

Tableau 6 Résultat analytique de la poutre de référence

Poutres	Pcr (KN)	Pe (KN)	Pu (KN)	Ucr (cm)	Ue (cm)	Uu (cm)
Référence	10,49	52,76	62,64	0,033	0,5	20

U<sub>cr</sub> , U<sub>e</sub> , U<sub>u</sub> : Déplacement avant fissuration du béton tendu , au point d'écoulement d'armature , à l'état limite ultime respectivement P<sub>cr</sub>, P<sub>e</sub>, P<sub>u</sub> : Charge résister par la poutre avant fissuration du béton tendu , au point d'écoulement d'armature , à l'état limite ultime respectivement Pour calculer le déplacement on a utilisé la relation suivante:

(<http://appx.cegep->



[chicoutimi.qc.ca/svilleneuve/materiaux/chap10.pdf](http://chicoutimi.qc.ca/svilleneuve/materiaux/chap10.pdf))

Δ : Le déplacement

L : Longueur de la poutre

a : La distance entre le point d'application de la charge et le point d'appui E : Module de Young du matériau

I : Moment d'inertie de l'élément

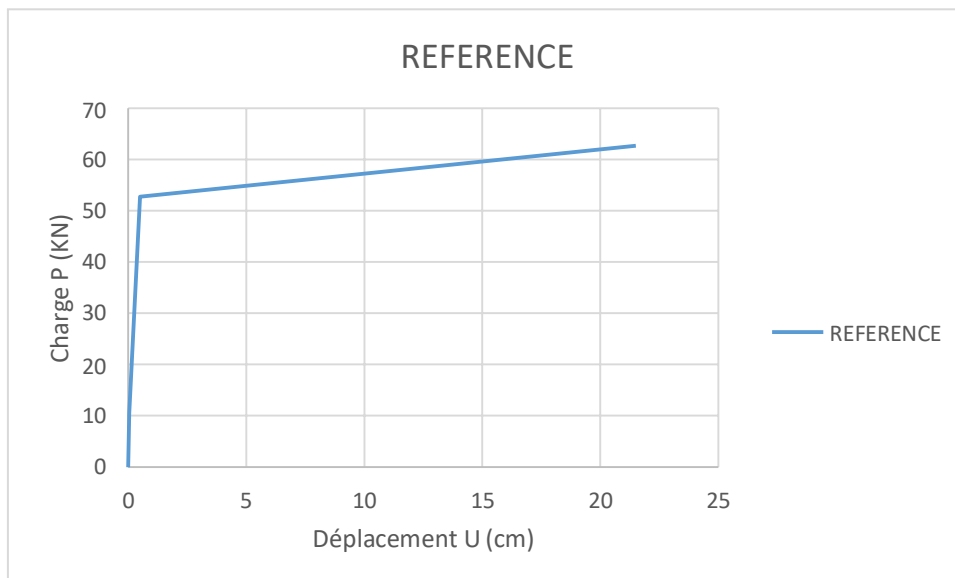


Figure 4-7 Courbe charge-déplacement pour la poutre de référence

- La poutre renforcée

Tableau 7 Calcul de la position de l'axe neutre par la méthode d'essai successive

AB	AA	Z	Y	X	W	V	U	T	S	R	Q	P	O	N	M	L	
Y	$\epsilon'_s$	$\epsilon_s$	$\epsilon_b$	$\epsilon_r$	$E_s=E'_s$	$E_r$	$FeE$	$\sigma'_s$	$\sigma_s$	$\sigma_b$	$\sigma_r$	$A'_s$	$A_s$	$h$	$b$	$d$	
	0,08	0,002406	0,006344	0,0035	0,007481	200000	124000	520	452,1739	452,1739	15,86667	927,675	0,000157	0,000226	0,25	0,125	0,225
M	L	K	J	I	H	G	F	E	D	C	B	A					
b	d	d'	$e_r$	$b_r$	$Ab$	$A_r$	$F's$	$F_s$	$F_b$	$F_f$	L'équilibre Mu						
0,125	0,225	0,025	0,002	0,075	0,01	0,00015	0,070991	0,102191	0,158666667	0,139151	0,011685	0,052775	1	2			

Poutres	Pcr (KN)	Pe(KN)	Pu(KN)	Ucr(cm)	Ue(cm)	Uu(cm)
Renforcée	10,34	51,52	134,45	0,32	0,48	3,8

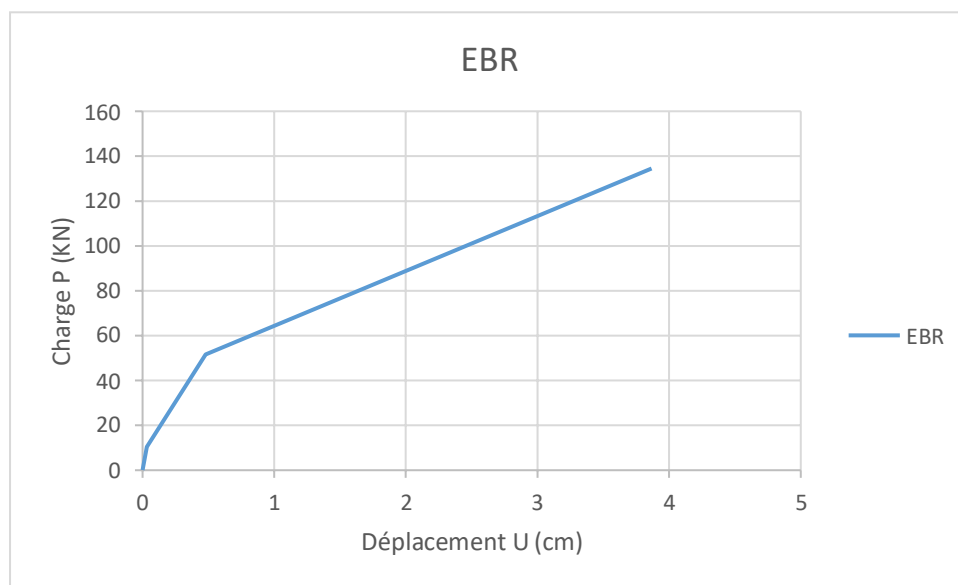


Figure 4-8 : Courbe charge-déplacement pour la poutre renforcée

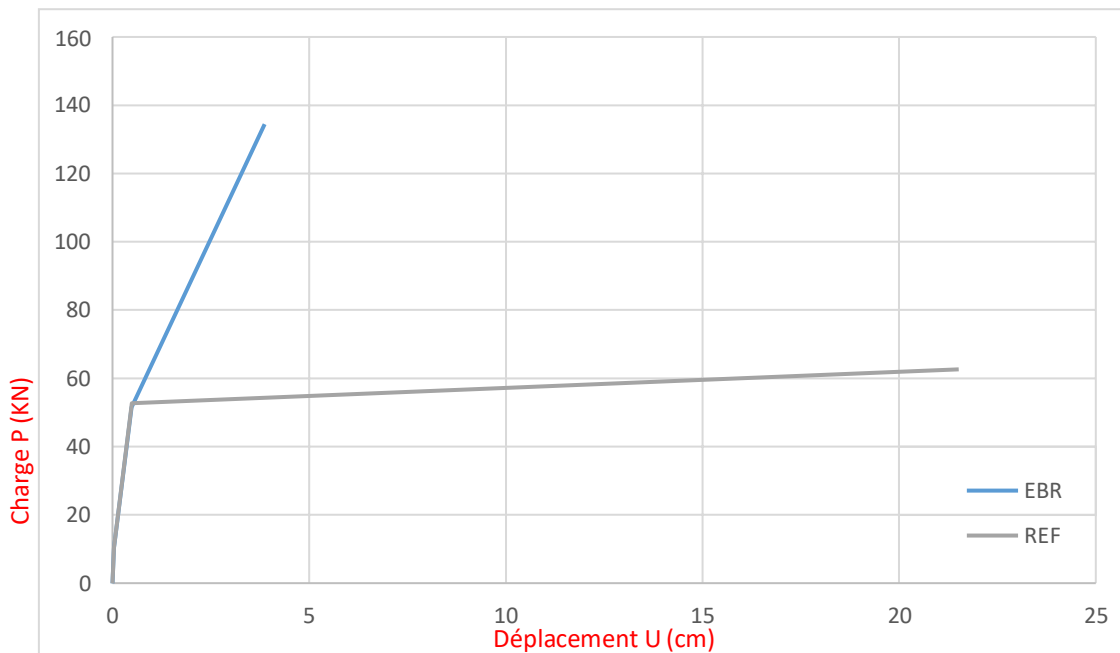


Figure 4-9 : Superposition des courbes des deux poutres (référence et renforcé)

<i>Poutres</i>	<i>Pe (KN)</i>	<i>Pu (KN)</i>	<i>Gain %</i>
<i>Référence</i>	<i>52,76</i>	<i>62,64</i>	<i>-2,35</i>
<i>Renforcée</i>	<i>51,52</i>	<i>134,45</i>	<i>114,64</i>

**Commentaire sur les résultats du tableau et du diagramme :**

A la lumière des résultats obtenus à partir de cette étude analytique, il est constaté que le comportement des deux poutres témoin et renforcée est quasi identique dans la phase d'avant fissuration du béton. Autrement dans le domaine d'après fissuration du béton et avant l'écoulement des armatures le renfort a légèrement influencé le comportement des poutres en diminution leur capacité flexionnelle d'un ordre de -2,35%. Contrairement à l'état limite ultime l'influence de PRF est apparue par un gain de 114,64 %. Le déplacement de la poutre renforcée est inférieure que dans la poutre témoin puisque le renfort rigidifié la poutre donc diminuer la ductilité ; Le mode de rupture habituel dans la technique EBR c'est le décollement d'interface entre la résine et le béton ou entre la résine et le PRF.

**Conclusion :**

En ce qui concerne l'axe neutre il est constaté que ce dernier se déplace d'un ordre de 128,57% en utilisant le renfort, cela veut dire que le béton des sections renforcées est mieux exploité.

***CHAPITRE V:***

***ETUDE DES TRAVAUX ANTÉRIEURS***

5.1- Par Lamelle :

➤ En 2017 , Jincheng Yang et al. Fait une étude expérimentale sur des poutres en béton armé témoins et renforcées par essais de 4 points par des lamelles de CFRP pour améliorer la capacité flexionnelle selon la technique EBR <sup>20</sup>

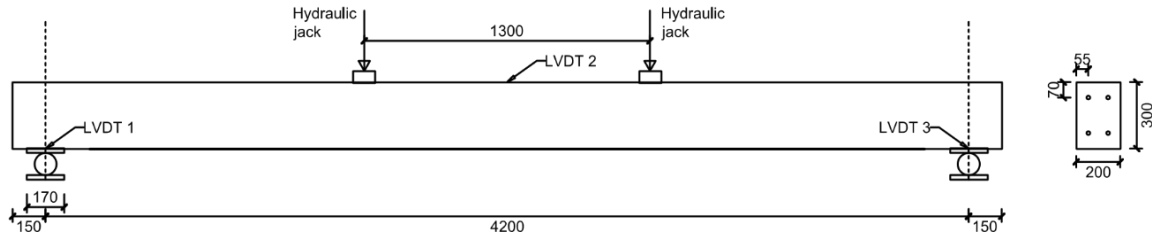


Figure 5-1 Détails des paramètres d'échenillant

Tableau 8: Capacité portante des éprouvettes de poutre soumises à un essai de pliage en quatre points

Echantillon	Méthode de renforcement	Charge élastique (KN)	Charge ultime (KN)
<b>B1</b>	<b>Poutre de contrôle non renforcée</b>	<b>55</b>	<b>65</b>
<b>B2</b>	<b>EB passive CRFP</b>	<b>79</b>	<b>106</b>
<b>Gain %</b>	<b>-</b>	<b>43,65</b>	<b>63,07</b>

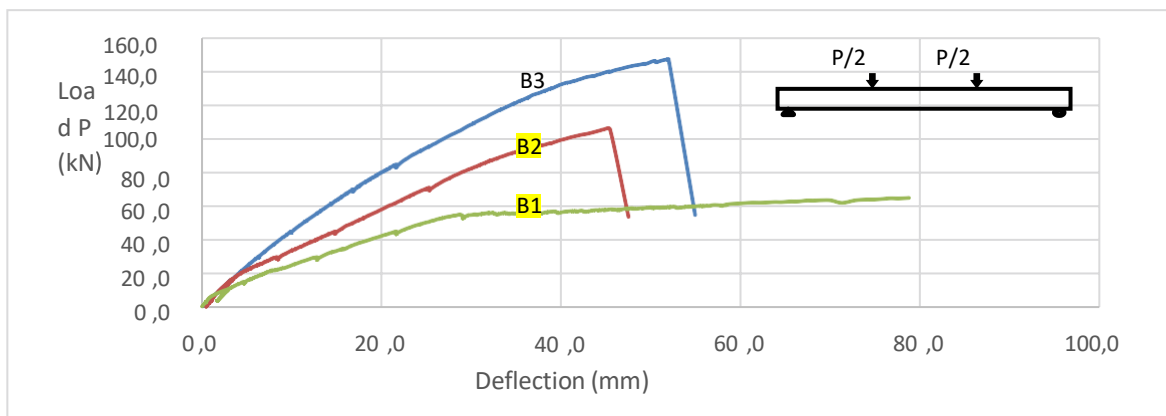


Figure 5-2 : Courbes de flexion-charge des éprouvettes en flexion sous essai de flexion en quatre points

- <sup>20</sup> Yang, J. (2017). Flexural strengthening of reinforced concrete beams using . Assessment an Rehabilitation of civil structures, 8.



Figure 5-3 Modes de ruptures des éprouvettes (a) les fissures intermédiaires; (b) décollement du stratifié dû aux fissures intermédiaires en B2.

➤ La poutre B2 : Des fissures à mi- portée due à la flexion ; Ces fissures ont entraîné un décollement du stratifié PRFC.

#### Les résultats :

- La poutre B1 et B2 supportent presque le même chargement dans la phase élastique mais à l'ultime la poutre B2 supporte une charge plus grande que B1.

- La déflexion de la poutre B1 est plus grande que la poutre B2.

➤ avood Mostofinejad et al.2014 Fait une étude sur 12 poutres en béton armé renforcées avec des feuilles de PRFC selon la technique EBR . Les poutres ont ensuite été examinées par un test de flexion à quatre points. Le tableau 1 présente les spécifications complètes des spécimens et plus de détails sont donnés sur la figure 1. Pour la conception du mélange de béton<sup>21</sup>

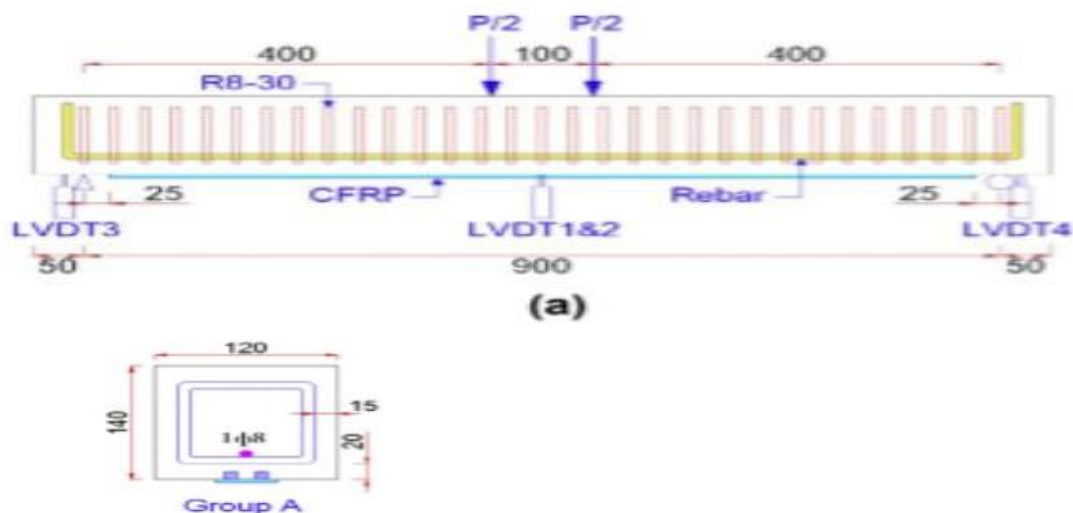


Figure 5-4: Détails des éprouvettes utilisées

- <sup>21</sup> Mostofinejad, D. (2014). Bond efficiency of EBR and EBROG methods in different flexural failure mechanisms of FRP strengthened RC beams. ELSEVIER, 11.

Tableau 9: Résultats expérimentaux

<i>Groupe</i>	<i>Poutre</i>	<i>Charge ultime (KN)</i>	<i>Déplacement ultime (mm)</i>	<i>Mode de rupture</i>
A	A18C	19,21	18,8	Concassage du béton après les rendements de l'acier
	A18S	24,96	5,3	Débordement intermédiaires flexural
	<i>Gain %</i>	29,93		

**Discussion des résultats :**

-La poutre renforcée A18S supporte une charge ultime supérieure un peut que celle non renforcée A18C d'un ordre de 29,93 %

-Le déplacement ultime de la poutre A18C est supérieur que cel de la poutre renforcée.

**Conclusion :**

D'après les deux études précédentes (renforcement des poutres en béton armé par des PRF enLamelle par la technique EBR) on conclut que les modes de rupture observée sont décollement de PRF (due au fissures de flexion ou de cisaillement); écrasement de la couche du béton comprimé.

**5.2- Par Tissu :**

➤ En 2016 Ould El Hacem et Zein El Abidine étudie expérimentalement le comportement de 12 poutres en béton armé ont mêmes dimensions 3 éprouvettes de référence ; 3 éprouvettes renforcées de 1 bande de PRFV ; 3 éprouvettes renforcées de 2 bandes de PRFV et 3 éprouvettes renforcées de 3 bandes de PRFV , le renfort c'est un tissu en PRFV Les éprouvettes sont testées en flexion quatre points <sup>22</sup>

- <sup>22</sup> Abidine, O. E. (2016). Mémoire de Master académique "RENFORCEMENT DU BETON PAR MATERIAUX COMPOSITE". Université de Tébéssa: Ould El Hacem Zein El Abidine.

Tableau 10: effet du renforcement des poutres par une, deux et trois couches de PRFV.

<i>1 COUCHE</i>		
<i>DIFFERENCE</i>	<i>0.23</i>	<i>MPa</i>
<i>POURCENTAGE</i>	<i>19.03</i>	<i>%</i>
<i>2 COUCHES</i>		
<i>DIFFERENCE</i>	<i>0.33</i>	<i>MPa</i>
<i>POURCENTAGE</i>	<i>27.07</i>	<i>%</i>

**Discussion des résultats :**

D’après les résultats du tableau nous concluons que à chaque foi on ajouter une couche la capacité portante flexionnelle à augmenter par un pourcentage ordre de 19.03% pour une couche; 27.07% pour deux couches et 41.28% pour trois couches par rapport la poutre de référence.

➤ En 2014 C.C.Spyrakos et al .Fait une étude expérimentale par essais de flexion en quatre points sur des poutres en béton armé renforcées par des tissus selon la technique EBR avec une charge cyclique ont été réalisés au Laboratoire de génie parasismique (LEE) de l'Université technique nationale d'Athènes (NTUA).<sup>23</sup>

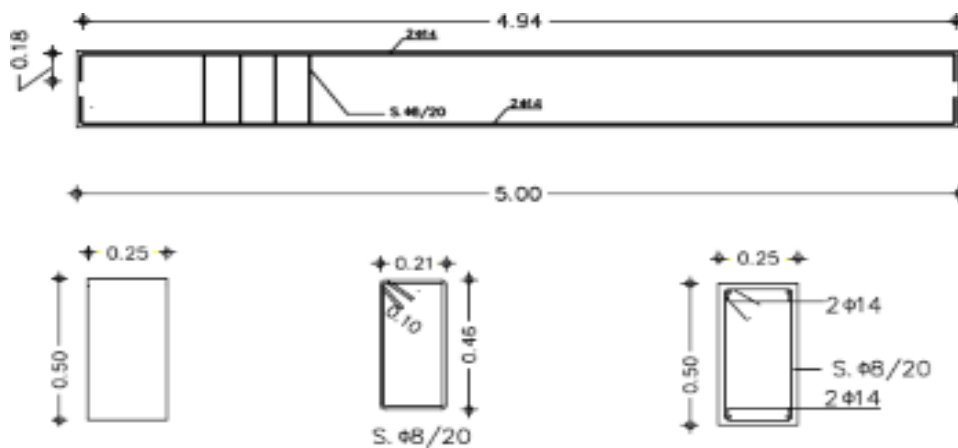


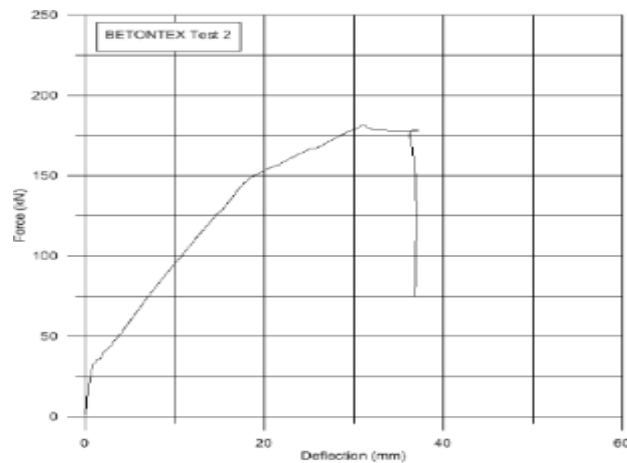
Figure 5-5 Détails des éprouvettes utilisées

- <sup>23</sup> C.C. Spyrakos1, \*. I. (2014). Experimental and Analytical Study on Reinforced Concrete Beams in Bending Strengthened with FRP. The Open Construction and Building Technology Journal, 14.



Figure 5-6 Configuration expérimentale (a) vue générale, (b) détail

### Résultats de test:



(a) Specimen 1

Figure 5-7 : Courbes charge-déplacement pour l'éprouvette

### Modes de rupture observés:

Pour l'échantillon 1, une rupture de décollement entre le PRF et le béton sur la longueur de la poutre a été observée. En outre, des fissures de flexion se sont développées à mi-portée de la poutre.

24

- <sup>24</sup> SEREIR, Z. (2013). Modèle d'optimisation du volume des plaques en HFRP par MEF. Congrès Français de Mécanique, 6.



Figure 5-8 : Spécimen 1 - (a) décollement par CFRP le long de la longueur du faisceau, et (b) fissures par flexion à mi- portée

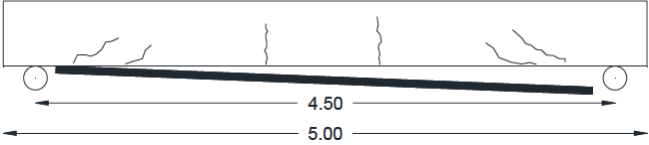


Figure 5-9 : Motif de fissure à la fin du test

**Conclusion:**

D'après les deux études dernières (renforcement des poutres en béton armé par des PRF en tissus par la technique EBR) on conclut que les modes de rupture observée presque les mêmes que le renforcement par lamelle sauf que les tissus ont plus de ductilité que lamelle.

***CHAPITRE VI:***  
***SIMULATION NUMÉRIQUE***

### 6.1- Introduction:

Les simulations et les outils numériques sont aujourd'hui en plein essor, leur apport est très considérable en termes de performances et de productivité. Les modélisations numériques sont devenues quasi nécessaires dans le domaine de la recherche, elles couvrent des places importantes dans les différents secteurs (automobiles, aéronautiques, génie civil...) .

L'analyse par élément fini épargne les laboratoires de recherche des essais sur des modèles réduits, qui sont souvent trop coûteux, elle permet d'optimiser le prototypage virtuel et la simulation numérique pour l'entreprise, en utilisant les différentes hypothèses de la mécanique (l'endommagement, la rupture, l'élasticité, la plasticité, la dynamique...).

Ainsi elle simule et améliore les performances des composants, des matériaux et des produits sujets à de fortes exigences opérationnelles et hausse le niveau de la compétitivité.

Le but de ce travail est d'élaborer un modèle pour la conception et le dimensionnement des poutres BA renforcées et ainsi fournir aux ingénieurs un outil de calcul dédié. Nous avons choisi de modéliser la poutre qui est un milieu 3D à l'aide du code de calcul ABAQUS. Notre modèle doit permettre de prédire l'endroit de la rupture et le mode associé ainsi que le niveau de chargement correspondant. Pour traiter correctement une telle problématique, il nous faut d'abord réfléchir au choix des paramètres suivants : modélisation 2D ou 3D, comportement du matériau, non-linéarité due au matériau ou dû aux grandes déformations paramètres de contrôle et d'arrêt du programme, charge appliquée, conditions aux limites, maillage, comportement du contact, modélisation du renfort. Les résultats et le temps de calcul peut considérablement varier en fonction de ces paramètres.

### 6.2- Historique et définition de logiciel ABAQUS:

Fondé en 1978, ABAQUS, est l'un des premiers fournisseurs mondiaux de logiciels et services pour l'analyse par éléments finis. La gamme de logiciels d'ABAQUS est particulièrement réputée pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Elle s'est imposée comme partie intégrante des processus de conception de sociétés de renommées mondiale dans tous les secteurs industriels. ABAQUS offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites et dynamiques. Le logiciel fournit un environnement inégalé pour l'analyse par éléments finis, proposant un grand nombre d'alternatives aux opérations impliquant des fournisseurs et des produits multiples. ABAQUS, c'est une structure de plus de 350 personnes, 24 agences implantées dans le monde et un réseau de distributeurs sur les marchés émergents.

Abaqus est un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes mécaniques, il est développé dans le but de simuler des phénomènes physiques. La modélisation de ces phénomènes permet de simuler correctement le comportement expérimental des matériaux et de jouer sur certains paramètres (géométriques, rhéologiques...) afin d'en optimiser leur conception. Deux

tâches sont alors à accomplir : générer le fichier de données (prétraitement), et exploiter les résultats dans un autre fichier (post traitement). La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux et des chargements suivant une syntaxe précise.

**6.3- Difficultés d’exploitation de logiciel ABAQUS vis-à-vis Génie Civil :**

Plusieurs chercheurs ont essayé de simuler le comportement des poutres et des éléments en béton renforcé par matériaux composites la plupart d’entre eux ont constatés la difficulté de prédire la rupture qui se produit au niveau des interfaces soit entre le béton et la résine d’époxy qui joue le rôle de colle ou bien la résine et les renforts.

**6.4- Travaux antérieurs par modélisation numérique:**

En 2013 Z. SEREIR et al fait un Modèle d’optimisation du volume des plaques en HFRP par Méthode des Eléments Finis par logiciel ANSYS dans les structures renforcées en béton armé selon la technique EBR <sup>25</sup>

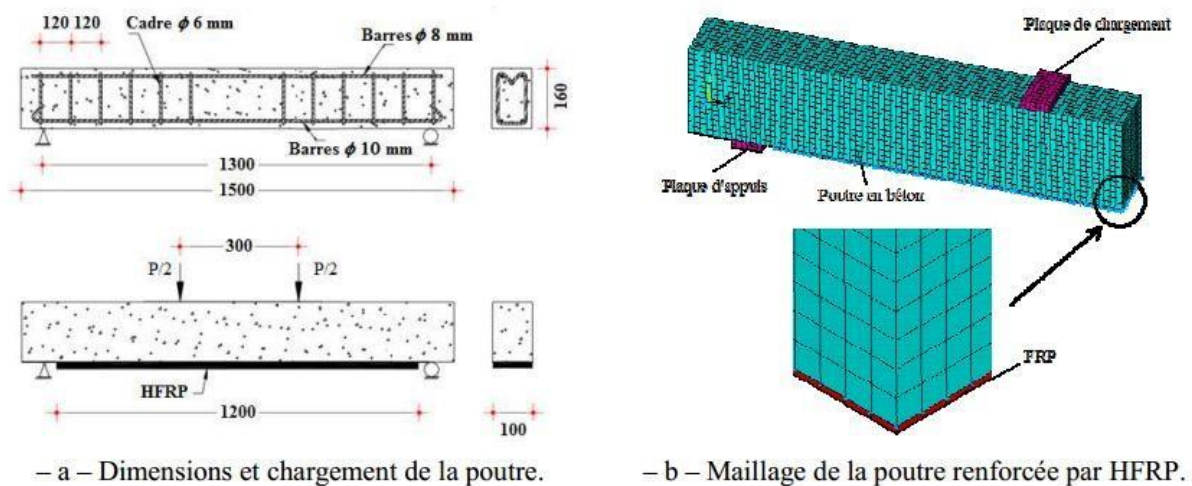


Figure 6-1 : Détails des échantillons poutres.

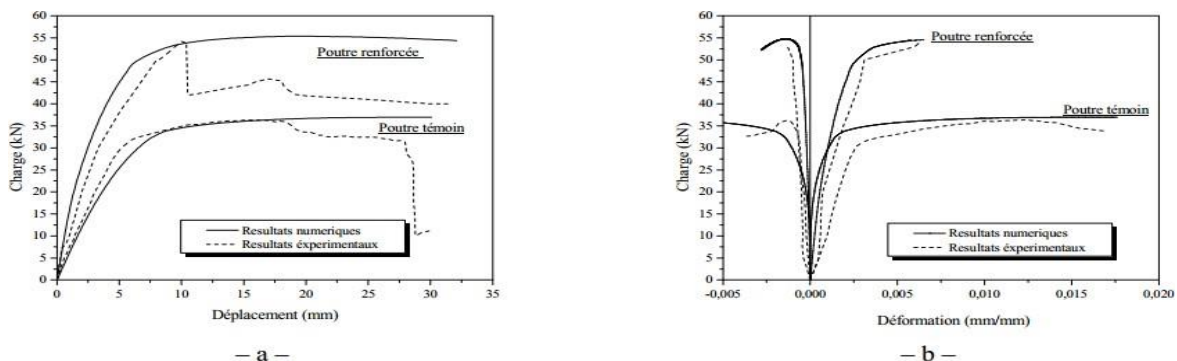


Figure 6-2 : Comparaison des résultats numériques et expérimentaux à mi-porté

- <sup>25</sup> SEREIR, Z. (2013). Modèle d’optimisation du volume des plaques en HFRP par MEF . Congrès Français de Mécanique, 6.

de la poutre avec et sans renfort (a – Déplacement b – Déformation)

### Exemple De Calcul:

L'étude comprend une modélisation 3D en éléments finis par l'intermédiaire du logiciel de calcul ABAQUS choisie en raison de sa précision lorsqu'il s'agit de modéliser des poutres en béton armé, l'étude consiste à soumettre à la flexion « quatre points » Deux poutres en béton armé, avec 2300 mm de longueur et une section transversale rectangulaire de 125 mm de largeur et 250 mm de hauteur et une portée entre appuis de 2000 mm, Le ferrailage des poutres est composé d'armature en acier haute adhérence, soit (2 HA 12) en traction et (2 HA 10) en compression, pour éviter une rupture par cisaillement, des armatures transversales en cadre de  $\varnothing 6$  mm espacé de 50 mm ont été placées le long de la poutre.

Une poutre a été renforcée selon la technique EBR par une plaque d'une section de (75x2) mm, et la deuxième a été laissée comme poutre de référence.

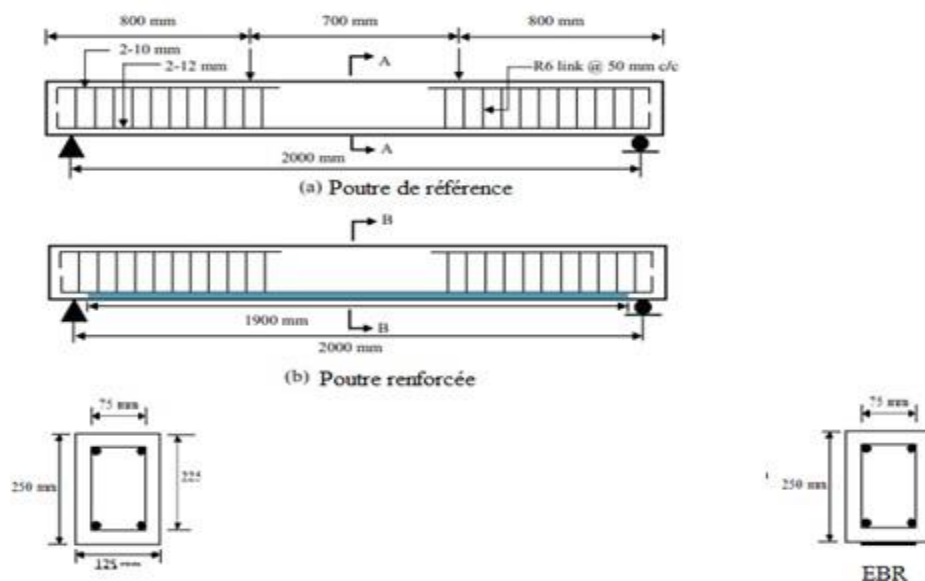


Figure 6-3 : Détail des poutres

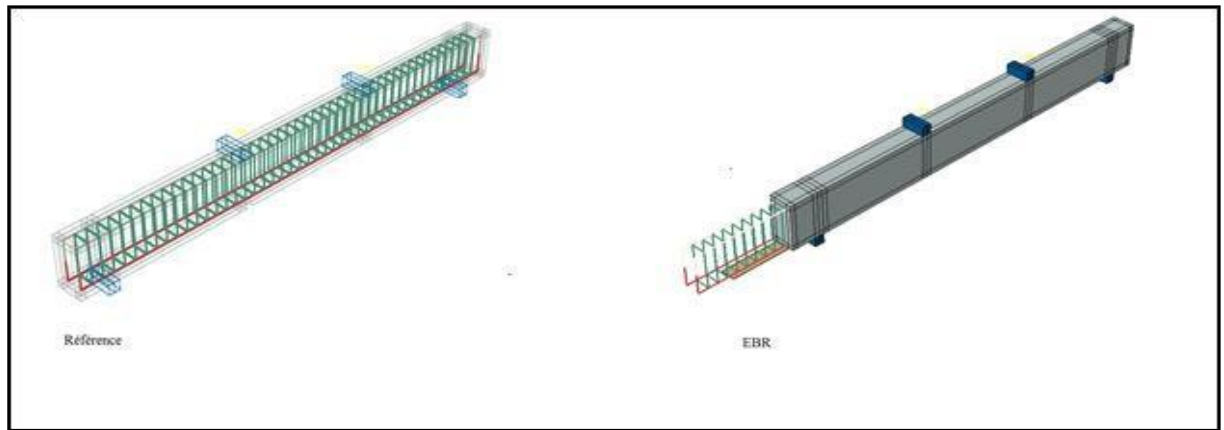


Figure 6-4 : Détail des poutres étudiées

Tableau 11: Description de poutres étudiées

DESCRIPTION	
Poutre de référence sans renfort	REF
Poutres renforcées par la méthode EBR avec lamelle de PRFC de section (75x2) mm <sup>2</sup>	PEBR

### Discussion sur les résultats :

D'après le tableau et les graphes :

- La poutre renforcée supporte une charge plus que la poutre témoin.
- La déformation de la poutre renforcée est inférieure que celle dans la poutre de référence (non renforcée).

### 6.5- Propriétés des Matériaux:

#### - le Béton:

On a opté à un élément solide pour modéliser un béton ordinaire de 40 MPa de résistance à la compression, on a eu recours à un modèle appelé (CDP) CONCRETEDAMAGED PLASTICITY MODEL ce modèle a été inspiré par le modèle Drucker-Prager (1952) qui est l'un des modèles les plus utilisés pour le comportement du béton, selon ce dernier, la rupture est déterminée par une énergie de déformation et la surface limite dans l'espace de contrainte prend la forme d'un cône. L'inconvénient de ce critère c'est qu'il ne décrit pas parfaitement le comportement réel du béton<sup>26</sup>

<sup>26</sup> Kmiciek, P., Kamiński, M., 2011. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. Arch. Civ. Mech. Eng. 11,623–636.

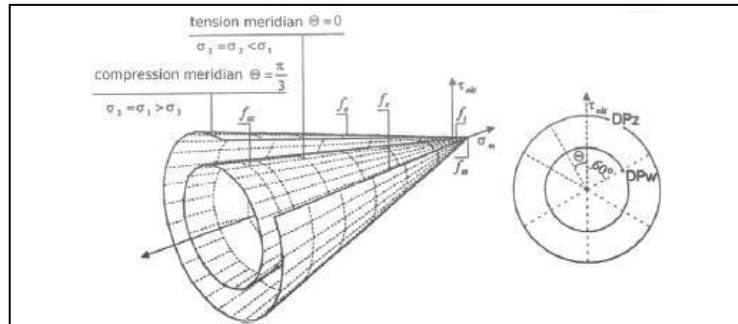


Figure 6-5 : Critère de Drucker-Prager.

Par contre Le modèle (CDP) qui a été développé par (Lubliner et al., 1989) et (Lee and Fenves, 1998), c'est un critère d'écoulement qui représente le comportement très proche au réel du béton, on va confédérer que la rupture du béton se manifeste soit par traction dans les zones tendus ou par écrasement au niveau des zone comprimer et sont les principaux mécanismes de rupture du béton dans le modèle de plasticité endommagé par le béton<sup>27</sup>

Pour modifier le model Drucker-Prager les paramètres suivants ont été adopté :

- Le paramètre  $K_c$  qui va changer la forme circulaire la surface de charge de la section transversale dévia torique (Kmieciak and Kamiński, 2011) on prend  $K_c = 2/3$  c'est la valeur relatif au comportement plastique du béton prouvé par (Willam and Warnke, 1975)<sup>28</sup>

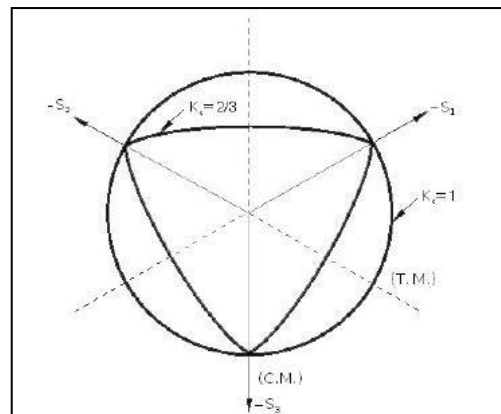
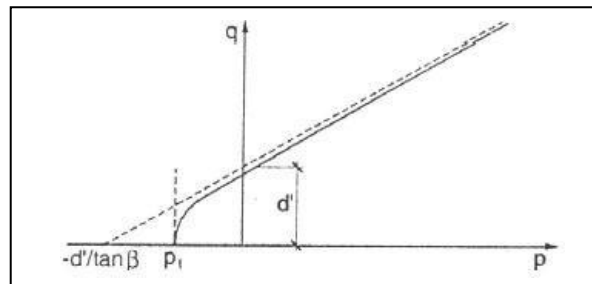


Figure 6-6 : Critère de Drucker-Prager.

- <sup>27</sup> Sinaei, H., Shariati, M., Abna, A.H., Aghaei, M., Shariati, A., 2012. Evaluation of reinforced concrete beam behaviour using finite element analysis by ABAQUS. Sci. Res. Essays 7, 2002–2009.

- <sup>28</sup> Willam, K.J., Warnke, E.P., 1975. Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. International association of bridge and structural engineers, Seminar on concrete structure subjected to triaxial stresses, paper III-1, Bergamo, Italy, May 1974. IABSE Proc 19.

• Le deuxième paramètre est l'excentricité du potentiel plastique. Les résultats expérimentaux indiquent que la courbe de la surface de potentiel plastique dans le plan longitudinal du modèle prend la forme d'une hyperbole contrairement à celle du modèle de Drucker-Prager qui est une ligne droite. La forme est ajustée par l'excentricité (excentricité du potentiel plastique) (Kmieciak and Kamiński, 2011). L'excentricité peut être calculée comme un rapport entre la résistance à la traction et la résistance à la compression<sup>29</sup> on prend  $\epsilon = 0.1$



*Figure 6-7 : la courbe de la surface de potentiel plastique dans le plan longitudinal.*

• Le troisième paramètre  $c$  est celui qui décrit l'état du matériau est le point dans lequel le béton subit une rupture sous compression bi-axiale.  $\sigma_{B0} / \sigma_{C0}$  est un rapport de la

<sup>29</sup> Jankowiak, I., Kąkol, W., Madaj, A., 2005. Identification of a continuous composite beam numerical model, based on experimental tests, in: 7th Conference on Composite Structures, Zielona Góra. pp. 163–178.

force dans l'état bi-axial à la résistance à l'état uni axial. Qui égale à 1.16 selon des études antérieures<sup>30</sup>

- Le quatrième paramètre caractérisant est l'angle de dilatation  $\Psi$  qui est considéré comme l'angle de frottement interne du béton pris entre  $\Psi=36^\circ$  et  $\Psi=40^\circ$  on prend la première valeur selon recommandation de l'ABAQUS.

Tableau 12: tableau récapitulatif des paramètres du modèle CDP.

<i>Nom du paramètre</i>	<i>Valeurs</i>
<i>Angle de dilatation</i>	36
<i>Excentricité</i>	0.1
$\sigma_{B0} / \sigma_{C0}$	1.16
<i>K</i>	0.667
<i>Viscosité</i>	0

Pour tracer la courbe contrainte déformation de la compression ont à utiliser l'équation 1, donc il faut déterminer la déformation,  $\epsilon_c$ , pour laquelle on utilise l'équation proposée par la « Canadian Standard Association » équation 2 avec  $F_c=48.4\text{Mpa}$  ça donne la courbe suivante.

Pour tracer la courbe contrainte déformation de la traction on utilise la formule suivante :

$$F_t = 0.3 F_c^{(2/3)} \quad \sigma_t = E_c \cdot \epsilon_t \text{ si } \epsilon_t \leq \epsilon_c \quad \sigma_t = F_t (\epsilon_c / \epsilon_t)^{0.4} \text{ si } \epsilon_t > \epsilon_c$$

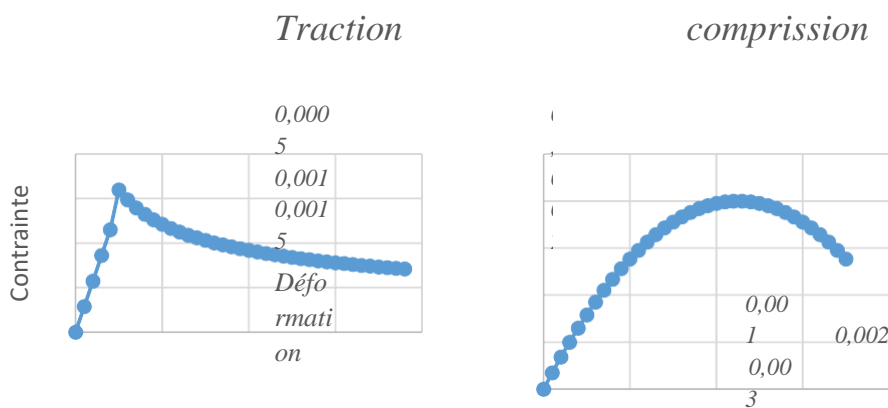


Figure 6-8 : La courbe contrainte déformation (traction, compression).

- <sup>30</sup> Kmiciek, P., Kamiński, M., 2011. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. Arch. Civ. Mech. Eng. 11,623–636.

**l'Acier:**

Le ferrailage à été modéliser comme étant un élément de type câble ferme intègre dans le béton selon un modèle élasto-plastique parfait pour simuler un acier de d'une masse volumique de 7850 kg/m<sup>3</sup> de type FE520 pour les barre de traction et de compression, et un module d'élasticité de E= 200GPa et un coefficient de poisson de  $\nu=0.3$ .

**- le renfort:**

Le renforcement se résume en deux éléments solides élastiques l'un incorporé dans l'autre suivant un modèle de comportement cohésive, le premier élément est le renfort en PRFC avec un module d'élasticité de E= 124 GPA et une résistance a la traction de 1850MPa, le deuxième une résine époxy de 11.2 GPa de module d'élasticité et une résistance de 95 MPa, 19 MPa et 31 MPa a la compression, cisaillement et à la traction respectivement.

**6.6- INTERFACE CFRP-RESINE-BETON:**

La loi attraction-séparation est utilisée pour modéliser le mécanisme liaison-glisement de l'interface béton FRP, ainsi Le modèle peut simuler la phase initiale des dégâts et la phase de la propagation des dommages de l'interface. Le modèle adopté est basé sur le modèle proposé par Lu et al. Ce modèle a été jugé par de nombreuses recherches comme l'un des modèles d'attraction-séparation le plus précis dans la littérature pour simuler le comportement liaison- glissement de l'interface FRP-béton Lu et al (2005) ont évalué leur modèle en se basant sur des résultats expérimentaux de 253 essais issus de la littérature.

Dans le présent modèle d'éléments finis, la loi de comportement de l'élément d'interface adopte le modèle bilinéaire comme représenté sur la Figure 7 et dont les paramètres sont donnés comme suit :

$$\begin{cases} \tau = \tau_{max} \frac{s}{s_0}, & s \leq s_0 \\ \tau = \tau_{max} \frac{s_f - s}{s_f - s_0}, & s_0 \leq s \leq s_f \\ \tau = 0, & s \geq s_f \end{cases} \quad (01)$$

D'où :

$$s_f = \frac{2G_f}{\tau_{max}} \quad (02)$$

$$\tau_{max} = 1.5\beta_w \cdot f_t \tag{03}$$

$$\beta_w = \sqrt{\frac{(2.25 - b_f/b_c)}{(1.25 + b_f/b_c)}} \tag{04}$$

$$s_0 = 0.0195\beta_w^2 \cdot \sqrt{f_t} \tag{05}$$

$b_f$  et  $b_c$  = les largeurs de plaque FRP et le prisme de béton, respectivement.

$\beta_w$  = le rapport de largeur béton-FRP,

$G_f$  = l'énergie de rupture totale interraciale peut être exprimée comme suit:

$$G_f = 0.308\beta_w^2 \sqrt{f_t} \tag{06}$$

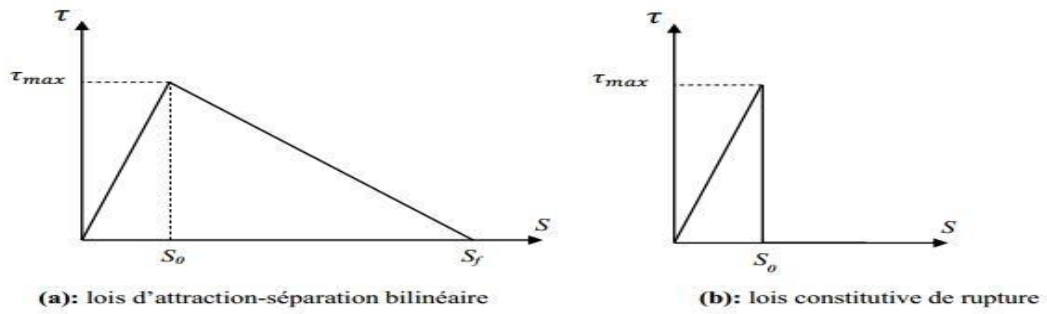


Figure 6-9 : Contraintes dans la poutre témoin après l'application de la charge

### 6.7- Résultats :

La figure montre la concentration des contraintes au niveau des armatures tendues et la zone comprimé du béton

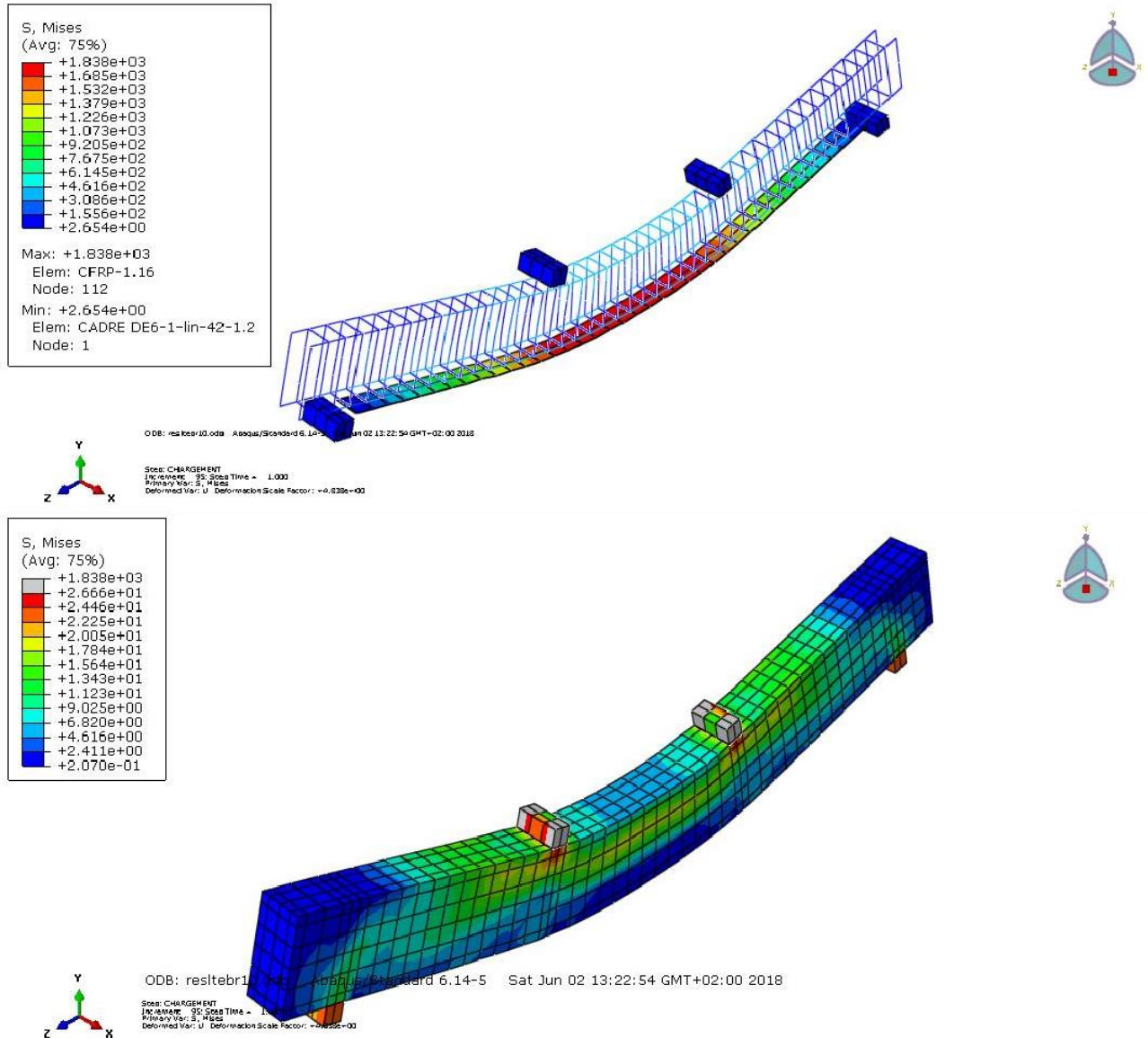


Figure 6-10: Contrainte dans la poutre renforcée après l'application de la charge Contrairement à la poutre de référence les contraintes sont concentrées au niveau du renfort

6.8- Comparaison Entre Les Les Resultats (Temoin ; Ebr )

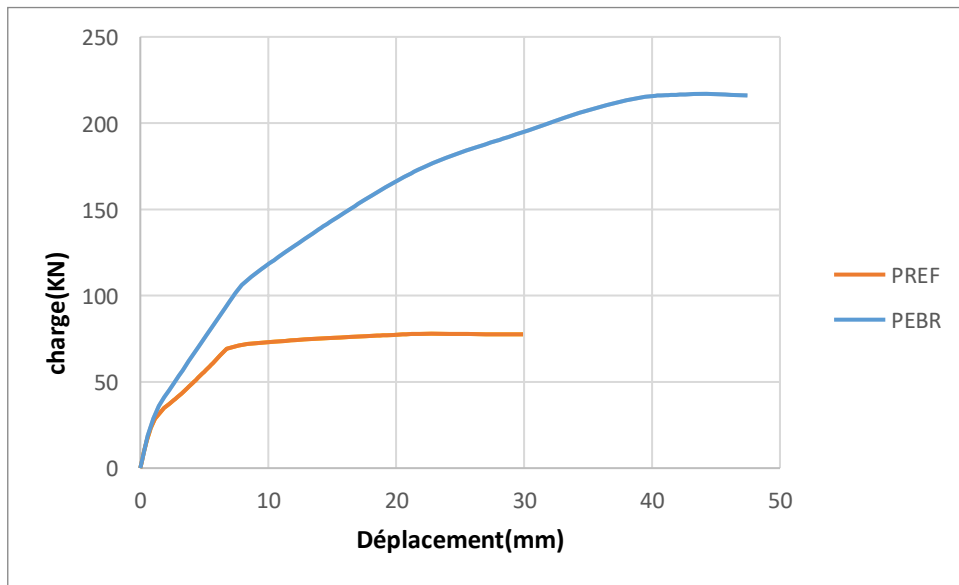


Figure 6-11 : Comparaison entre les courbes des deux poutres (référence et renforcé)

Tableau 13 Résultat d'essai

<b>ID</b>	<b>Résistance à la rupture KN</b>	<b>Déplacement mm</b>
<b>REF</b>	77,63	30
<b>PEBR</b>	216,41	47,5
<b>Gain %</b>	178,77	

Une augmentation considérable a été constatée pour la poutre renforcée selon la technique EBR de l'ordre de..178.% par rapport a la poutre de référence

6.9- comparaison entre les les resultats analytique et numerique (temoin ; ebr) :

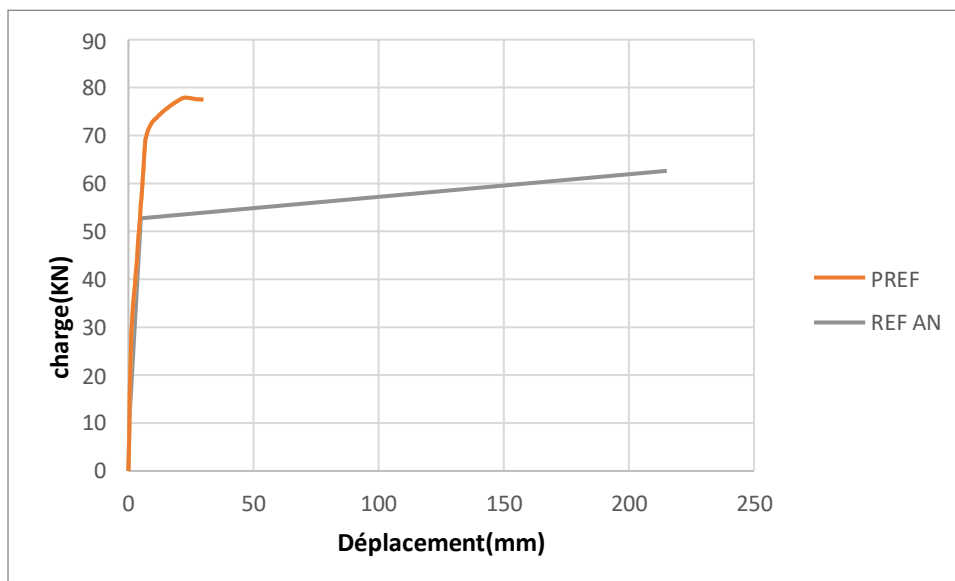


Figure 6-12 : superposition des courbes de poutres de références analytique et numérique

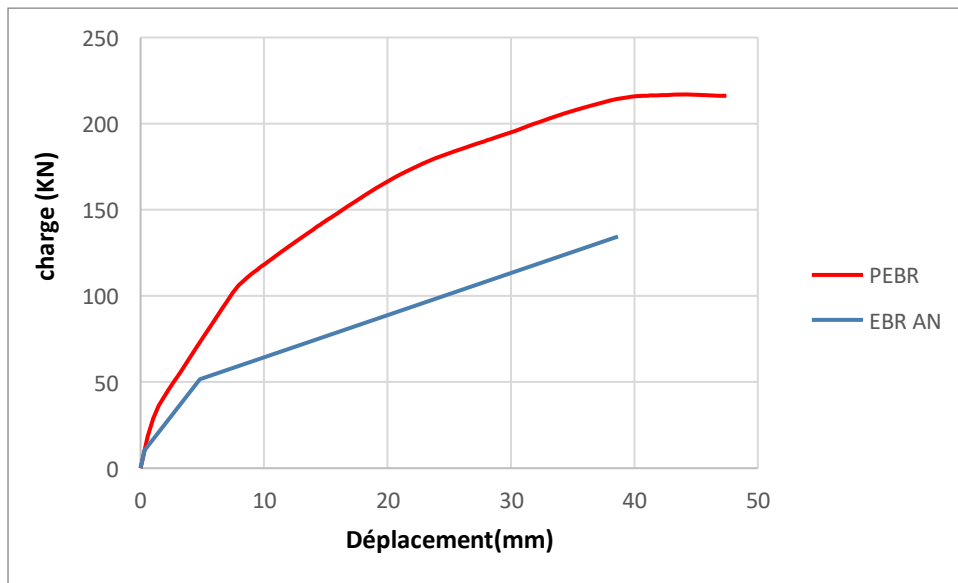


Figure 6-13 : superposition des courbes de poutres renforcées analytique et numérique

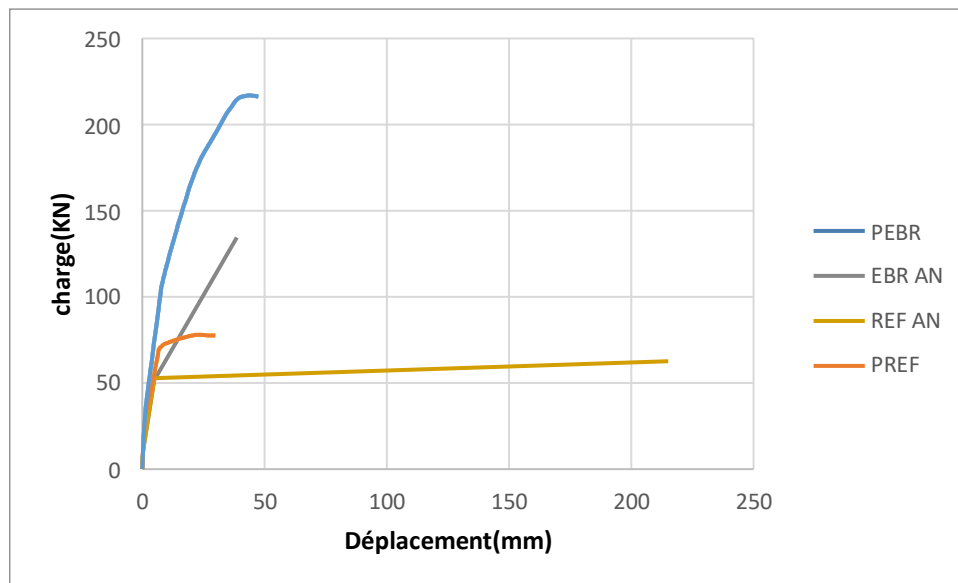


Figure 6-14 : superposition des courbes de poutres de références et renforcées analytique et numérique

Tableau 14: Comparaison des résultats analytiques et numériques

<i>Poutres</i>	<i>Charge à la rupture KN</i>	<i>Difference KN</i>	<i>Difference %</i>
<i>P REF Analytique</i>	<b>62,64</b>	<b>15</b>	<b>23,94</b>
<i>PREF Numérique</i>	<b>77,63</b>		
<i>P EBR Analytique</i>	<b>134,45</b>	<b>82</b>	<b>60,92</b>
<i>P EBR Numérique</i>	216,90		

D'après les résultats du dernier tableau il n'y a pas une grande accordance entre les résultats issus du calcul analytique et ceux numériques avec un taux de 23,94 % de différence pour les poutres de référence et un taux de 60,92.% pour les poutres renforcés.

**Conclusion:**

L'utilisation de méthode analytique ou numérique donne uniquement des résultats sous formes de chiffres sans prendre en compte les modes de ruptures et surtout le risque de décollement béton-composite qui est un grand obstacle dans la technique E.

## ***REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE***

- OUZAA KHEIRA. (2015). Cours RÉHABILITATION DES STRUCTURES, Université d'Oran MOHAMEDBOUDIAF U.S.T.O.
- ABOU CHAKRA Farid. (2016). Renforcement des poteaux en béton armé au moyen de Polymère Renforcé par Fibre de Carbone - Comparaison des codes. ISSAE – CENTRE ASSOCIE DU LIBAN
- El Houssain ROCHDI. (2004) ; Contribution A L'analyse Du Comportement Mécanique De Dalles En Béton Arme Renforcées Par Matériaux Composites, L'université Claude Bernard - Lyon 1
- NEZAR RAMZI. (2018) ; Renforcement des poutres en béton armé par polymères renforcés des fibres (PRF) en flexion simple– Université Oum El Bouaghi.
- Abidine, O. E. (2016). Mémoire de Master académique "RENFORCEMENT DU BETON PARMATERIAUX COMPOSITE". Université de Tébessa: Ould El Hacem Zein El Abidine.
- Banijamali, S. M. (2015). Reviewing the FRP Strengthening Systems. American Journal of CivilEngineering, 6.
- Boukhezar, M. (2009). Thèse de magister "REHABILITATION ET RENFORCEMENT DESPOUTRES AU MOYEN DES MATERIAUX COMPOSITES".
- C.C. Spyrakos<sup>1</sup>, \*. I. (2014). Experimental and Analytical Study on Reinforced Concrete Beams in Bending Strengthened with FRP. The Open Construction and Building Technology Journal, 14.
- Hosen, M. A. (2017). Glass Fiber Reinforced Polymer (GFRP) Bars for. Polymers, 23.
- Khene, A. (2016). Numerical Modeling of Reinforced Concrete. Int'l Journal of Research in Chemical, Metallurgical and Civil Engg. (IJRCMCE) Vol. 3, , 5.
- Md Akter Hosen, M. Z. (2015). Side near Surface Mounted (SNSM) technique for flexuralenhancement. ELSEVIER, 11.
- Merdas, A. (2015). Étude de poutres en béton armé renforcées par. Bayonne, France: HAL Id: hal-01167580.
- Mostofinejad, D. (2014). Bond efficiency of EBR and EBROG methods in different flexural failure.
  - Construction and Building Materials, 10.
- Mostofinejad, D. (2014). Bond efficiency of EBR and EBROG methods in different flexural failuremechanisms of FRP strengthened RC beams. ELSEVIER, 11.
- SEREIR, Z. (2013). Modèle d'optimisation du volume des plaques en HFRPpar MEF . CongrèsFrançais de Mécanique, 6.
- Shukri, A. (2016). Behaviour of precracked RC beams strengthened using the side-NSM.

ELSEVIER "Construction and Building Materials", 10.

- Yang, J. (2017). Flexural strengthening of reinforced concrete beams using . Assessment anRehabilitation of civil structures, 8.
- rduini, M., Nanni, A., 1997. Parametric study of beams with externally bonded FRP reinforcement. ACI Struct. J. 94, 493–501.
- Barros, J.A., Fortes, A.S., 2005. Flexural strengthening of concrete beams with CFRP laminates bonded into slits. Cem. Concr. Compos. 27, 471–480.
- Barros, J.A., Koczynia, R., 2008. Possibilities and challenges of NSM for the flexural strengthening of RC structures, in: Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008).
- De Lorenzis, L., Lundgren, K., Rizzo, A., 2004. Anchorage length of near-surface mounted fiber-reinforced polymer bars for concrete strengthening—Experimental investigation and numerical modeling. Struct. J. 101, 269–278.
- De Lorenzis, L., Nanni, A., 2002. Bond between near-surface mounted fiber-reinforced polymer rods and concrete in structural strengthening. ACI Struct. J. 99, 123–132.
- De Lorenzis, L., Teng, J.G., 2007. Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures. Part B Eng. 38, 119–143.
- de Sena Cruz, J.M., Oliveira de Barros, J.A., 2004. Bond between near-surface mounted carbon-fiber-reinforced polymer laminate strips and concrete. J. Compos. Constr. 8, 519–527.
- El-Hacha, R., Rizkalla, S.H., 2004. Near-surface-mounted fiber-reinforced polymer reinforcements for flexural strengthening of concrete structures. Struct. J. 101, 717–726.
- Hollaway, L.C., Leeming, M., 1999. Strengthening of reinforced concrete structures: Using externally-bonded FRP composites in structural and civil engineering. Elsevier.
- Hosen, M.A., Jumaat, M.Z., Islam, A.S., 2015. Side Near Surface Mounted (SNSM) technique for flexural enhancement of RC beams. Mater. Des. 83, 587–597.
- Jankowiak, I., Kałol, W., Madaj, A., 2005. Identification of a continuous composite beam numerical model, based on experimental tests, in: 7th Conference on Composite Structures, Zielona Góra. pp. 163–178.
- Kishi, N., Mikami, H., Kurihashi, Y., Sawada, S., 2005. Flexural behaviour of RC beams reinforced with NSM AFRP rods, in: Proceedings of the International Symposium on Bond Behaviour of FRP in Structures (BBFS 2005). pp. 337–342.
- Kmiecik, P., Kamiński, M., 2011. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration. Arch. Civ. Mech. Eng. 11, 623–636.
- Lee, J., Fenves, G.L., 1998. Plastic-damage model for cyclic loading of concrete

structures. *J. Eng. Mech.* 124, 892–900.

- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., Onate, E., 1989. A plastic-damage model for concrete. *Int. J. Solids Struct.* 25, 299–326.

- Nanni, A., 2000. FRP reinforcement for bridge structures, in: *Proceedings, Structural Engineering Conference, The University of Kansas, Lawrence, KS.*

- Oehlers, D.J., Rashid, R., Seracino, R., 2008. IC debonding resistance of groups of FRP NSM strips in reinforced concrete beams. *Constr. Build. Mater.* 22, 1574–1582.

- Rahimi, H., Hutchinson, A., 2001. Concrete beams strengthened with externally bonded FRP plates. *J. Compos. Constr.* 5, 44–56.

- Rizkalla, S., Hassan, T., Hassan, N., 2003. Design recommendations for the use of FRP for reinforcement and strengthening of concrete structures. *Prog. Struct. Eng. Mater.* 5, 16–28.

- Shukri, A.A., Hosen, M.A., Muhamad, R., Jumaat, M.Z., 2016. Behaviour of precracked RC beams strengthened using the side-NSM technique. *Constr. Build. Mater.* 123, 617–626.  
<https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.07.066>

- Sinaei, H., Shariati, M., Abna, A.H., Aghaei, M., Shariati, A., 2012. Evaluation of reinforced concrete beam behaviour using finite element analysis by ABAQUS. *Sci. Res. Essays* 7, 2002–2009.

- Soudki, K., Alkhrdaji, T., 2005. Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures (ACI 440.2 R-02), in: *Structures Congress 2005: Metropolis and Beyond*. pp. 1–8.

- *Strengthening of RC members with near-surface mounted CFRP rods, 2009. . Compos. Struct.* 91, 138–147. <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2009.04.040>

- Teng, J.G., Chen, J.-F., Smith, S.T., Lam, L., 2002. *FRP: strengthened RC structures. Front. Phys.* 266.

- Willam, K.J., Warnke, E.P., 1975. *Constitutive model for the triaxial behavior of concrete. International association of bridge and structural engineers, Seminar on concrete structure subjected to triaxial stresses, paper III-1, Bergamo, Italy, May 1974. IABSE Proc* 19.

- Yao, J., Teng, J.G., 2007. *Plate end debonding in FRP-plated RC beams—I: Experiments. Eng. Struct.* 29, 2457–2471.