



Université Mouloud Mammeri TIZI-OUZOU

Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil
Laboratoire :LaMoMS, Université Mouloud Mammeri de Tizi-ouzou

MEMOIRE DE MASTER RECHERCHE

Spécialité : Génie Civil
Option : Structures

Sujet :

**"SIMULATION NUMERIQUE DES ÉLÉMENTS
EN BETON CONFINÉS PAR DES GRILLES
METALLIQUES "**

Promoteur

Pr. K. AIT TAHAR

Présenté par :

MADOUNI Lylia

-TIZI-OUZOU 2011-

Remerciements

Tout d'abord je remercie avant tous, Dieu le tout puissant qui m'a donné le courage, et la volonté pour atteindre mon objectif.

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon promoteur le professeurAIT TAHAR KAMAL, pour sa disponibilité permanente, ses orientations, son savoir, sa modestie, et son soutien durant toute la période de réalisation de ce travail et d'avoir mis à ma disposition tous les moyens possibles pour travailler dans les meilleures conditions.

Je voudrais aussi remercier vivementMme KHELOUI, Mr BOUAMRAainsi que Dr OULD OUALI pour leurs encouragements, leurs gentillesse,leurs aides durantla période de réalisation de ce modeste travail.

Je tiens à exprimer particulièrement mes vifs remerciements à Dr HAMADOUCHE M.A maitre de conférences à l'université de BOUMERDES, pour ses précieux conseils, son savoir, son aide, sa gentillesse et son soutien.

Mes vifs remerciements vont également aux membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ma recherche en acceptant d'examiner ce travail. Et de l'enrichir par leurs propositions.

DEDICACES

Je tiens à dédier ce travail aux personnes les plus chères à mon cœur, ma mère HAYETTE, mon père BELAID, mon grand frère AMINE, mon petit frère RABAH, car c'est grâce à leurs soutiens que j'ai pu arriver à ce stade ; je souhaite que ce travail soit à la hauteur de tout ce qu'ils ont pu faire pour moi.

A ma famille.

A mes amis.

A mes collègues.

A tous ceux qui me sont chères.

RESUME

Le renforcement des structures en béton armé est l'une des méthodes curatives utilisées pour la réhabilitation des infrastructures de génie civil, afin d'en assurer la sécurité et le prolongement de la durée de vie. Si le béton est retenu latéralement de façon à réduire cette déformation, la résistance du béton et sa ductilité seront augmentées. Ce phénomène est communément appelé confinement du béton. Plusieurs auteurs ont proposé des modèles de comportement d'un cylindre de béton confiné.

L'objectif principal de ce travail consiste à mettre en évidence, à travers une simulation numérique, l'influence du confinement du béton par des grilles métalliques, d'une part sur la résistance et la ductilité des cylindres et d'autre part sur la résistance à la reprise de l'effort tranchant pour les poutres soumises à un chargement de flexion.

En outre, les résultats obtenus à partir de cette simulation, confirment que le taux de confinement est fonction de plusieurs paramètres, tels que : le mode de confinement, le type de renfort, la résistance du béton témoin,

Mots Clés : Béton, Confinement, simulation, analyse, confrontation

ABSTRACT

The reinforcement of the reinforced concrete structures is one of the curative methods used for the rehabilitation of the civil engineering infrastructures, in order to ensure of it the safety and the prolongation of the lifespan. If the concrete is laterally retained in order to reduce this deformation, the strength of the concrete and its ductility will be increased. This phenomenon is commonly called confinement of the concrete. Several authors proposed models of behaviour of a confined concrete cylinder.

The goal of this work consists in highlighting, through a finite element analysis using Abaqus software. The confinement of the concrete by metal grids has an influence on the ultimate strength and the ductility of the concrete cylinders and on the resistance to the resumption of the shearing action for the concrete beams subjected to flexion.

Moreover, the obtained results starting from this simulation, confirm that the rate of confinement is function of several parameters, such as: mode of confinement, the type of reinforcement, the strength of the reference concrete...

Key words: Concrete, confinement, finite element analysis, confrontation

SOMMAIRE

Chapitre I : Le matériau béton

I.1- HISTORIQUE	04
I.2- LE BETON	05
I.2.1- Les composants du béton	05
I.2.2- Caractéristiques physiques	07
I.2.3- Déformations du béton indépendantes des charges appliquées	07
I.2.3.1- Résistance caractéristique en compression	07
I.2.3.2- Résistance caractéristique à la traction	08
I.2.4- Déformation du béton sous actions courte durée	08
I.2.4.1- Résistance à la compression	08
I.2.4.2- Résistance à la traction	09
I.2.5- Déformation du béton sous actions de longues durées	11
I.2.6- Diagrammes contraintes – déformations	12
I.2.6.1- Aux états limites ultimes	12
I.2.6.2- Aux états limites de service	13
I.3- L'ACIER	14
I.3.1- Caractères mécaniques	14
I.3.2- Diagrammes contraintes - déformations à l'ELU	15
I.3.3- Contraintes admissibles à l'ELS	16
I.4- PRINCIPE DU BETON ARME	18
I.4.1- Contrainte d'adhérence	18
I.4.2- Longueur de scellement droit	19
I.4.3- Ancrage	20
I.4.4- Dispositions constructives	22
I.5- MATERIAUX COMPOSITE	25
I.5.1- Définitions et Propriétés	25
I.5.2- Les matériaux composites structuraux	27

Chapitre II : CONFINEMENT DES STRUCTURES

II.1- INTRODUCTION	29
II.2- COMPORTEMENT DU BÉTON NON CONFINE EN COMPRESSION	29
II.3- COMPORTEMENT DU BETON CONFINE	31
II.4- MECANISME DE CONFINEMENT	32
II.5- MODELISATION DU COMPORTEMENT A LA COMPRESSION D'UN BETON CONFINE	51

Chapitre III : SIMULATION NUMERIQUE

III.1- INTRODUCTION	53
III.2- LA SIMULATION NUMERIQUE	54
III.3- PRESENTATION DU LOGICIEL ABAQUS	54
III.3.1- un petit rappel des actions à effectuer pour créer un modèle abaqus	56
III.4 FONCTIONNEMENT DU CODE ABAQUS	63
III.4.1- Discrétisation du principe des puissances virtuelles	63
III.4.2- Le schéma dynamique explicite.....	66
III.4.3- Le schéma statique implicite	68
III.5 MODELISATION DU COMPORTEMENT MECANIQUE DU BETON ET DE L'ACIER ...	71
III.5.1 Un modèle élastoplastique couplé à l'endommagement pour le béton	71
III.5.1.1- Hypothèse de partition	72
III.5.1.2- Relation contrainte-déformation	72
III.5.1.3- Loi d'érouissage.	73
III.5.1.4- Fonction de charge	76
III.5.1.5- Plasticité non associée - loi d'écoulement	78
III.5.2- Un modèle élastoplastique pour l'acier.....	79
III.5.2.1- Critère de Von Mises	79
III.6- PRESENTATION DES MODELES A SIMULER	80
III.6.1- Dimensions et géométrie	80
III.6.2- Maillage	82
III.6.3- Chargement appliqué	83
III.7- CONCLUSION	84

CHAPITRE IV : PRESENTATION DES RESULTATS ET INTERPRETATIONS

IV.1- Présentations des résultats de la simulation: 85

 A- Cas des cylindres 85

 B- Cas des poutres 89

CONCLUSION GENERALE 93

RECHERCHES BIBLIOGRAPHIQUES 95

Introduction Générale

Depuis son invention, le matériau béton a toujours été considéré comme le matériau de construction des ouvrages de génie civil par excellence. Il fait partie de notre cadre de vie et a mérité sa place par sa simplicité de fabrication, sa facilité de mise en place, son faible prix de revient, ses performances mécaniques, son isolation phonique, sa résistance au feu, sa durabilité et la diversité de formes qu'il permet. Quelques années plus tard est né le matériau béton armé avec l'idée d'introduire quelques barres en acier à l'intérieur de ce dernier et le problème de faible résistance en traction du béton fut ainsi résolu. Ainsi la nouvelle pierre artificielle a envahi notre habitat et s'est transformée en un élément essentiel dans notre vie quotidienne. La plupart des infrastructures et des superstructures ont été, sont et seront pendant longtemps construites en utilisant ce béton comme constituant principal.

Il faut savoir que dans le génie civil, un ouvrage est dimensionné pour une durée de vie de cent ans en moyenne, toutefois, plusieurs types de désordres viennent réduire cette durée de vie prévisionnelle et aujourd'hui un ouvrage sur trois nécessite une maintenance pour assurer la sécurité des usagers. L'analyse et la prévision de la ruine des structures en béton armé constituent un enjeu important, le processus de dégradation mécanique de ces ouvrages est associé à un développement de micro et macro fissurations pouvant augmenter considérablement le risque majeur pour la sûreté et la durée de vie de ces ouvrages. Une fissuration non contrôlée est nuisible au matériau béton armé ; elle conduit à long terme à un problème de durabilité du fait qu'elle représente un passage aux agents agressifs qui détériorent le béton et l'acier noyé à l'intérieur. Du point de vue structurelle, la fissuration diminue la rigidité des sections en béton armé et avec le temps, toute la partie tendue devient inefficace structurellement, même si un effet rigidifiant de cette partie tendue subsiste toujours et contribue à réduire la flèche.

Des efforts remarquables ont été investis pour la compréhension physique des ces

processus de dégradation et d'endommagement affectant les ouvrages ainsi que la capacité à décrire ces processus avec des modèles numériques. Pour le renforcement et la réhabilitation d'éléments structuraux en béton armé, tels que les poutres, les dalles, les colonnes et les murs, la piste la plus évoquée pour pallier aux faiblesses du béton consiste à la création de nouveaux types de matériaux et de nouvelles techniques de réalisation qui doivent impérativement répondre aux règles d'économie et de sécurité des nouvelles constructions. Le développement de la construction est intimement lié au développement effectif de la technique de réalisation et surtout à la naissance de nouveaux matériaux appelés « matériaux composites ». Les premières recherches sur l'application de ces nouveaux matériaux destinées aux ouvrages de génie civil datent de 1980, bien que ce soit plutôt vers 1990 que le matériau est utilisé, d'abord sur une base expérimentale, puis progressivement sur une base commerciale, très répandus dans la nature, ils peuvent constituer un renfort intéressant offrant au béton une meilleure résistance à la fatigue, à la corrosion et des propriétés mécaniques les plus élevées possibles.

L'objectif du travail est de simuler le comportement d'un cylindre et poutre en béton armé confiné respectivement par grille métallique et par des bielles confinées pour la reprise de l'effort tranchant développé dans un essai de flexion quatre points. Le mémoire est structuré comme suit :

- Ø Chapitre I : « Le Matériau béton » dans ce chapitre on a présenté une synthèse bibliographique qui fait l'état de l'art des différentes connaissances concernant les matériaux composites ainsi que leur domaine d'application et l'intérêt qu'ils procurent au matériau béton.
- Ø Chapitre II : « Confinement des structures » ce chapitre est consacré aux différentes techniques de confinement de béton par différents matériaux. On y trouve également un rappel des différents modèles de comportement contrainte déformation et valeurs des résistances et déformations au pic.
- Ø Chapitre III : « Simulation numérique » cette partie du mémoire est destinée à la

présentation du logiciel utilisé pour la partie simulation numérique. Cette analyse par simulation numérique représente l'outil de calcul le plus utilisé pour vérifier la validité de certains choix de conception ainsi que leurs optimisations et ce, afin d'en garantir la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

Ø Chapitre IV : «présentation des résultats et interprétations» l'ensemble de tous les résultats de l'analyse des différents éléments ont été présentés dans ce chapitre, ces résultats nous ont permis de quantifier l'apport positif apporté par l'incorporation de ces grilles métalliques que soit dans les cylindres que dans les bielles inclinées dans la zone d'influence de l'effort tranchant des poutres.

Le travail se terminera par des conclusions relatives à ce travail ainsi que les perspectives envisagées pour des travaux futurs.

CHAPITRE I

LE MATÉRIAU BÉTON

I.1- Historique :

Déjà connu et utilisé par les grecs et, surtout les romains, le mortier est un matériau destiné à assurer, dans les ouvrages en maçonnerie, la liaison entre les éléments constitutifs.

La chaux (CaO) fut, bien avant le ciment, le constituant de base des mortiers, les Grecs sont parmi les premiers à utiliser celle-ci comme liant hydraulique. Les romains réinventent et améliorent la technique du mortier. Ce ciment romain va être utilisé à peu près jusqu'au 17^{ème} siècle, avec des fortunes diverses, en effet, le savoir-faire des romains se perd au fil des siècles.

Au cours des siècles, l'amélioration de la stabilité et de la complexité des bâtiments sera plutôt due aux progrès de l'art de la taille des pierres.

Les progrès dans les techniques de cuisson les essais plus systématique des produits mélanger à la chaux et une meilleure interprétation des réactions chimiques entre la chaux et l'eau, conduiront durant la première moitié du 19^{ème} à la mise au point de liant hydraulique performant. Alors que le liant Romains n'était qu'un simple mélange de chaux et d'argile, le ciment actuel résulte d'une combinaison par cuisson de ces deux éléments.

En 1817, le français Louis Vicat met au point les règles de fabrication d'une bonne Chaux maigre, capable de durci dans l'eau, le ciment que nous connaissons est né (le mot vient d'ailleurs de CAEMENTU, qui signifie mortier.

En 1824 l'anglais Josèphe Aspdin prend un brevet pour la fabrication d'un ciment « aussi dur que la pierre de l'Ile de portland ».

A partir du milieu du 19^{ème} siècle , le ciment est non seulement un liant ou, plus exactement, la base de différentes liants (mortiers pour les éléments secs de la construction (pierres de tailles, briques) mais surtout la clés d'un matériau nouveau qui va ouvrir des perspectives immenses au bâtiments et aux travaux publics : le béton depuis cette époque, son histoire celle de l'amélioration de ses techniques de la fabrication et de mise en œuvre est indissociable de l'évolution de l'architecture.

I.2- Béton

Le béton est un des matériaux les plus importants dans tous les domaines de la construction ceci s'explique par les faits suivants:

- Ø Possibilité de varier les propriétés du béton dans les larges limites.
- Ø facilité des traitements mécaniques des mélanges du béton plastique, qui permet de réaliser sans dépenses sensibles de main d'œuvre des éléments de construction de longue durée dont les formes et les dimensions sont les plus diverses.
- Ø Qualité économique du béton parce que 80% à 90% de son volume est composé de granulats d'origine locale.

1.2.1- Les composants du béton

Ø Granulats

On désigne par granulats ou plus improprement agrégats, les débris de roches naturelles ou artificielles employés en masse dans les constructions, soit en leur état, soit après un certain classement, ou en vrac, agglomérés entre eux par un liant. L'emploi des granulats est considérablement diversifié.

- Agglomérés par un ciment, ils donnent les bétons aux multiples usages, panneaux et planchers, béton coulés au sol pour dallage Bétons coulés en œuvre pour former murs, poteaux et planchers.
- Agglomérés à l'asphalte, ils constituent des revêtements de routes.
- Agglomérés parfois au plâtre ils donnent le béton de plâtre.
- En vrac faiblement compactés, ils forment les bétons remblais après fouilles;
- En vrac sans compactage, ils constituent sur les terrasses, une couche protectrice d'une Étanchéité par asphalte.

Chacun de ces emplois implique évidemment une granularité adaptée.

Ø Ciment

Les ciments et les chaux hydrauliques nommés (liant hydrauliques) sont destinés à assurer une liaison solide des divers composants d'une maçonnerie, indépendamment

de la taille des matériaux à assembler. Cas des bétons, le ciment est incorporé directement au mélange de matériaux de granulométrie différente constitutifs du béton. Les liants hydrauliques sont constitués de sels minéraux anhydres instables, en particulier des silicates et aluminates de chaux qui forment avec l'eau une pâte capable de faire prise et de durcir progressivement plus ou moins rapidement d'où le nom de liant hydrauliques avec liants aériens, à base de chaux grasse et maigre qui ne peuvent durcir qu'au contact de l'air.

Ø *Eau de gâchage*

C'est l'eau employée pour le gâchage du mélange sec de sable, ciment et gravier pour le transformer en béton ou mortier.

- On rejette en particulier les eaux séléniteuses (contenant du gypse soit avec des roches gypseuses, soit par contact avec des plâtres de démolition) dont l'action est particulièrement corrosive.
- les eaux sulfatées, les eaux acides, les eaux courantes contenant de l'acide carbonique, les eaux contenant du gaz carbonique sont des eaux qui détruisent les ciments.
- l'eau de mer, les eaux pures, les eaux pluviales provenant de terrains non calcaires attaquant, désagréant ou décomposant les ciments plus rapidement que ceux qui contiennent d'avantage de chaux.
- En règle générale, l'Eau potable est le plus utilisé qui convient pour la fabrication des bétons.

Ø *Adjuvants*

Dès les origines de fabrications du béton de ciment portland, commencent les recherches sur l'incorporation de produits susceptibles d'améliorer certaines de ses propriétés, on cherche à agir sur le temps de prise, les caractéristiques mécaniques de mise en œuvre et l'étanchéité.

Dès 1881, Candlota étudié l'action des accélérateurs et des retardateurs de prise, En 1909 le sucre est connu comme retardateur de prise Entre 1910 et 1920 débute la commercialisation d'hydrofuges et d'accélérateurs à base de chlorure de calcium.

A partir de 1930 les entraîneurs d'air sont fréquemment utilisés ils sont suivis par les antigels et les produits de cure.

Depuis 1960, avec le développement du béton manufacture et du béton prêt à l'emploi les adjuvants prennent une place grandissante [1].

1.2.2- Caractéristiques physiques (Masse volumique)

- La masse volumique béton à granulats courants (normal) → 2200 ÷ 2400 kg/m³
- La masse volumique béton à granulats légers → 700 ÷ 1500 kg/m³
- La masse volumique béton à granulats lourds → 3500 ÷ 4000 kg/m³
- La masse volumique du béton armé → 2500 kg/m³

1.2.3- Déformations du béton indépendantes des charges appliquées

1.2.3.1- Déformation thermique

Le coefficient de dilatation du béton varie de 7.10⁻⁶ à 12.10⁻⁶

Le coefficient de dilatation de l'acier est de 11.10⁻⁶, d'où le béton armé 10.10⁻⁶.

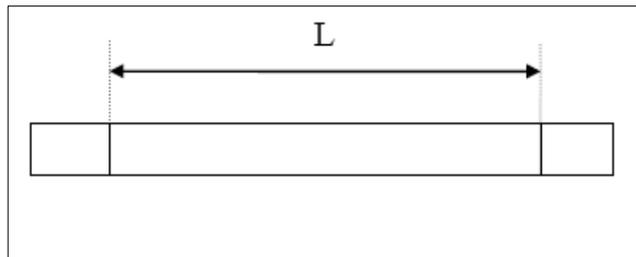


Figure. I.1. Présentation de l'éprouvette d'essai

Soit :

$$\Delta L = \pm \alpha \cdot L \cdot \Delta t \dots\dots\dots(I.1)$$

Avec :

(α = Coefficient de dilatation, Δt = Différence de température, L = La longueur de la poutre)

1.2.3.1-Le retrait hygrométrique

Le béton après sa confection (fabrication) contient un excès d'eau, si le durcissement se fait à l'air libre l'eau va s'évaporer.

Cette évaporation s'accompagne automatiquement par une diminution du volume. Cette diminution s'appelle le retrait.

1.2.4-Déformation du béton sous actions courte durée (< 24 H)

1.2.4.1- Résistance à la compression

Pour l'établissement des projets et dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours, dite valeur caractéristique requise. Elle est notée f_{c28} et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisé et de son dosage au m^3 .

Essai de compression : l'essai est effectué sur des cylindres en béton comme suit :

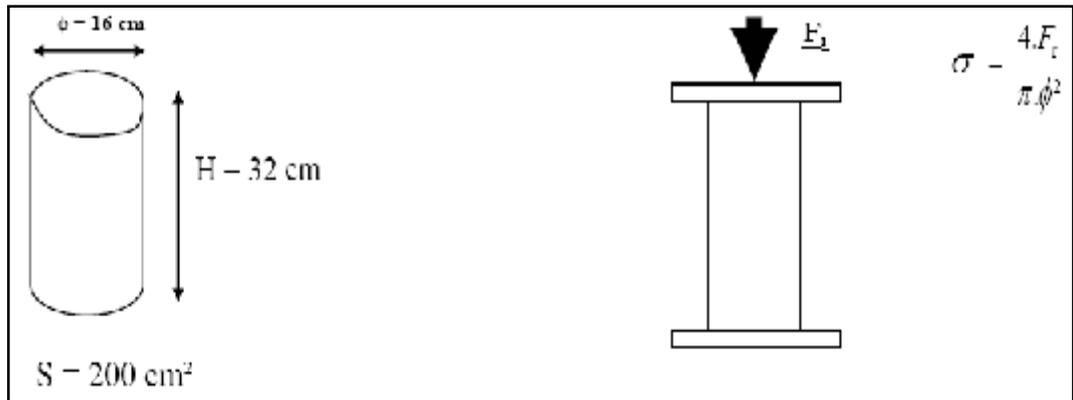


Figure. I.2. Essai de compression uni axiale

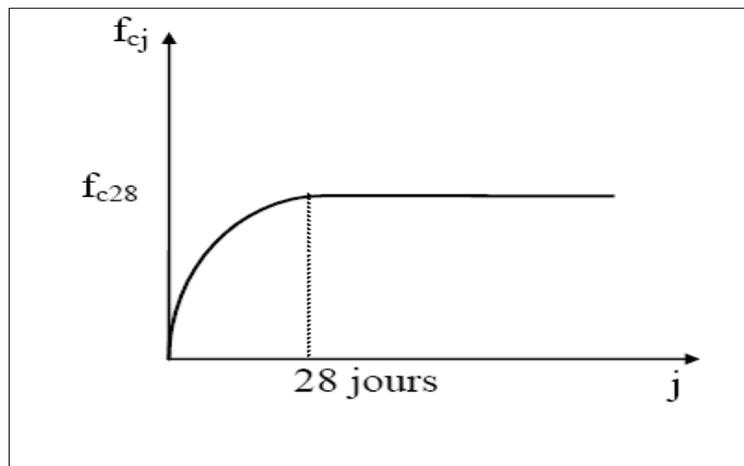


Figure. I.3. Graphe force f_{cj} – nombre de jour

La résistance à la compression varie dans le temps selon la loi suivante :

$$\left. \begin{aligned}
 f_{c_j} &= \frac{j}{4,76 + 0,83j} \cdot f_{c28} && \text{pour } f < 40 \text{ MPa} \\
 f_{c_j} &= 1,4 + 0,95j \cdot f_{c28} && \text{pour } f > 40 \text{ MPa}
 \end{aligned} \right\} J < 28 \text{ jours}$$

$$f_{c_j} = f_{c28} \quad \text{pour } j > 28 \text{ jour} \quad \dots\dots\dots(I.2)$$

f_{c_j} : La résistance à la compression à **j** jour.

f_{c28} : La résistance à la compression à **28** jour ; On appelle aussi la résistance caractéristique du béton.

1.2.4.2- Résistance à la traction

Ø Traction par fendage

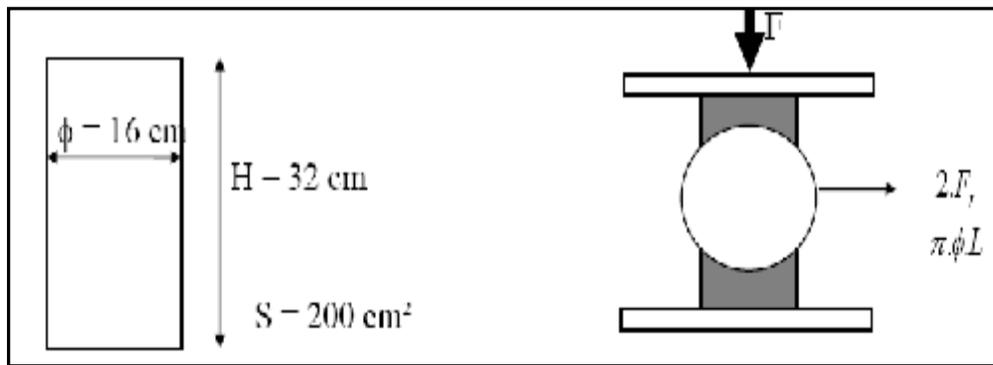


Figure. I.4. Essai de traction par fendage

Ø Traction par flexion

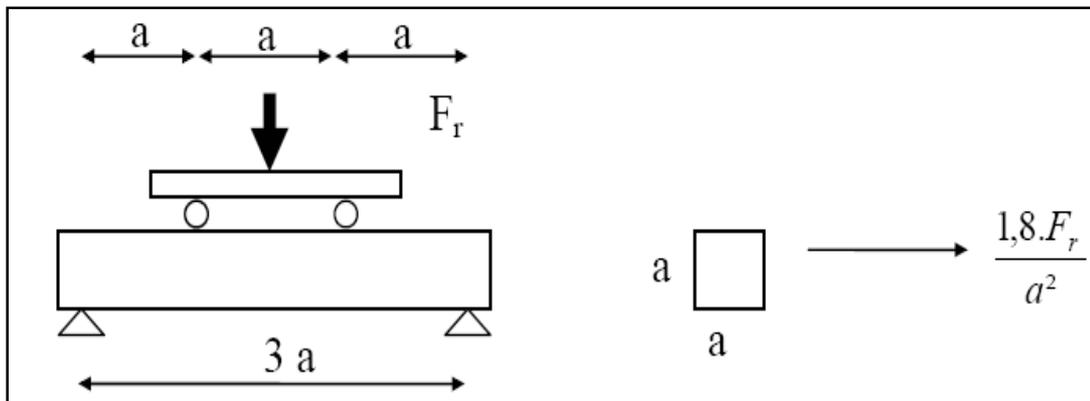


Figure. I.5. Essai de traction par flexion

a : une valeur donnée.

Fr : force de rupture.

Ø Résistance caractéristique à la traction :

La résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction f_{tj} à j jours qui est conventionnellement introduite par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj} \dots\dots\dots (I.3)$$

Avec :

f_{cj} : La résistance à la compression à j jour.

f_{tj} : La résistance à la traction à j jour.

Ø Module de déformation instantané

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on définit un module de déformation longitudinale, E_{ij} , égal au coefficient directeur de la droite passant à l'origine, du diagramme contraintes – déformations à l'ELS.

L'article A.2.1,21 du BAEL donne la valeur de E_{ij} à l'âge de j jours:

$$E_{ij} = 11000 \cdot f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (I.4)$$

Le béton n'est pas un matériau élastique, pendant le déchargement de l'éprouvette, on observe que la courbe de déchargement est décalée par rapport à la courbe de chargement.

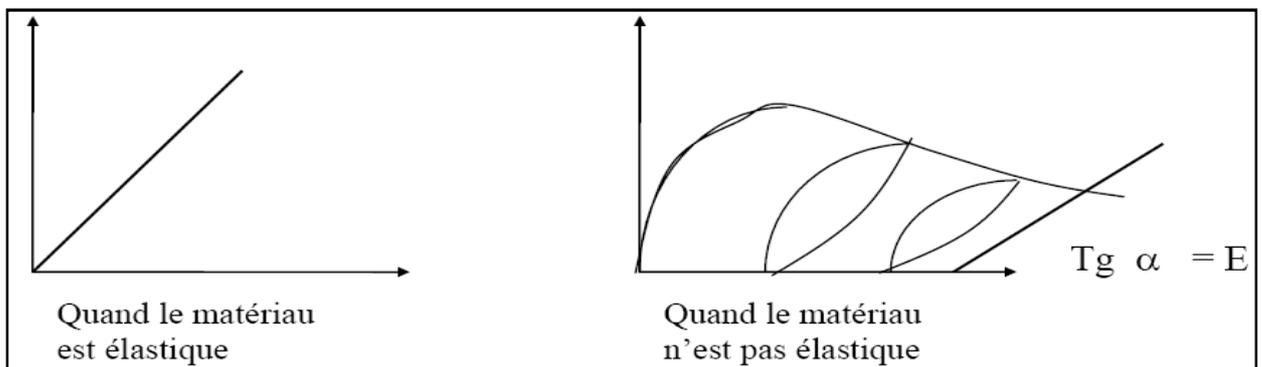


Figure. I.6. Comportement du béton

Ø coefficient de Poisson (article A.2.1,3 du BAEL)

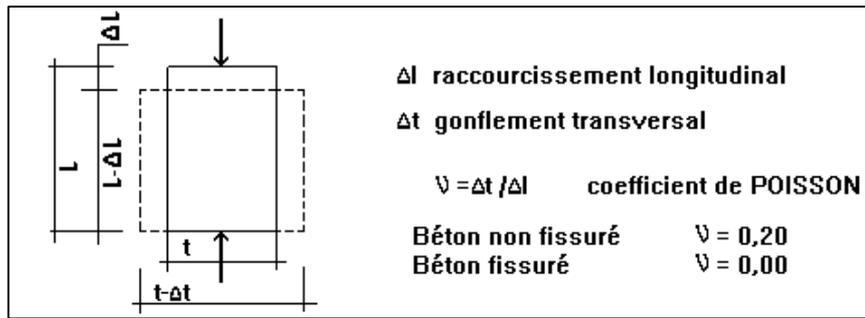


Figure. I.7. Paramètres de caractérisation

$$u = \frac{\Delta_t}{\Delta_l} \dots\dots\dots(I.6)$$

1.2.5-Déformation du béton sous actions de longues durées : (le fluage)

Sous des contraintes de longue durée d'application, les effets du fluage (augmentation dans le temps de la déformation relative sous des contraintes permanentes du béton) nous rajoutent une déformation complémentaire du double de la déformation instantanée soit, en définitive une déformation totale triple.

L'article A.2.1,22 du BAEL donne la valeur du module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} :

$$E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots(I.5)$$

1.2.6-Diagrammes contraintes – déformations : Article A.4.3,4 du BAEL

1.2.6.1-Aux états limites ultimes

Le diagramme contraintes (σ_{bc}) déformations (ϵ_{bc}) du béton aux ELU règlementaires est le diagramme de calcul simplifié dit "PARABOLE- RECTANGLE". Le diagramme ci-dessous schématise ces dispositions. [2]

La valeur f_{bu} de la contrainte de calcul pour une déformation supérieure ou égale à 2.10^{-3} est égal à :

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{cj}}{q \cdot g_b} \dots\dots\dots(I.7)$$

Avec :

$\gamma_b = 1,5$ dans le cas général pour les combinaisons fondamentales et

= 1,15 pour les combinaisons accidentelles

$\theta = 1$ dans le cas général quand la durée d'application des charges considérée est > à 24 heures.

= 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 heure et 24 heures,

= 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 heure.

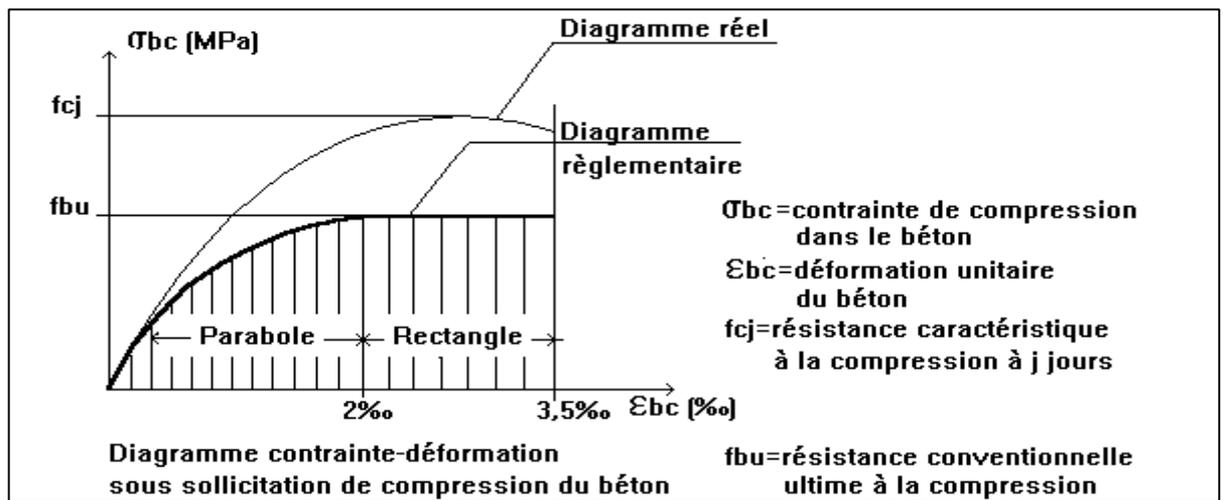


Figure. I.8. Diagrammes contraintes – déformations en compression

Dans la zone comprimée d'une section droite de poutre fléchie, il sera loisible de remplacer le diagramme parabole rectangle par un diagramme rectangulaire simplifié (A.4.3.42 du BAEL).

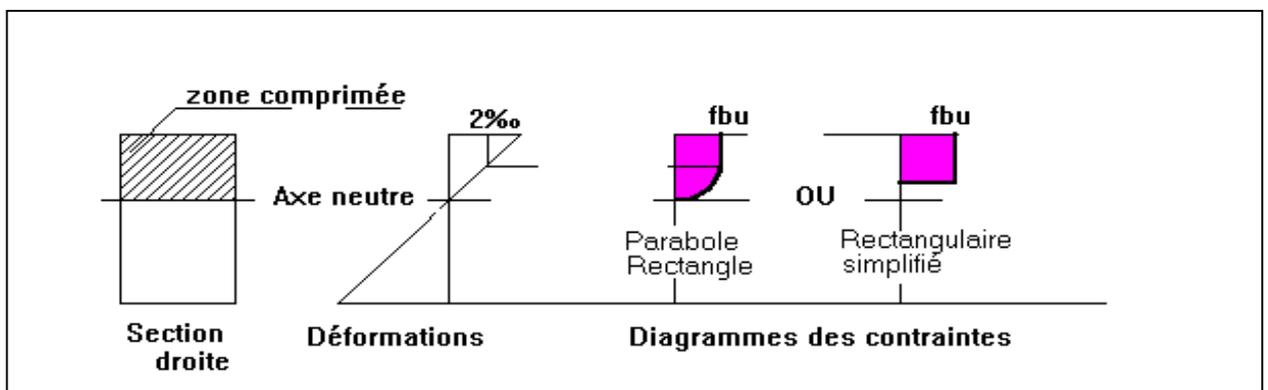


Figure. I.9. Etat d'équilibre de la section, diagramme rectangulaire simplifié

1.2.6.2-Aux états limites de service

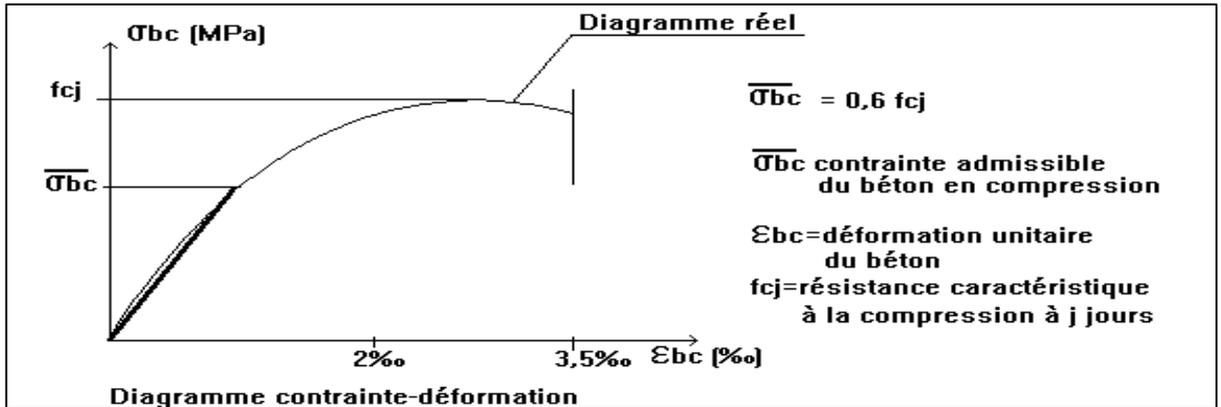


Figure. I.10. Diagramme contraintes – déformations en traction

La contrainte de compression du béton sera limitée dans les calculs, à $0,6 f_{cj}$. Jusqu'à cette valeur, le diagramme des contraintes peut-être assimilé à une droite.

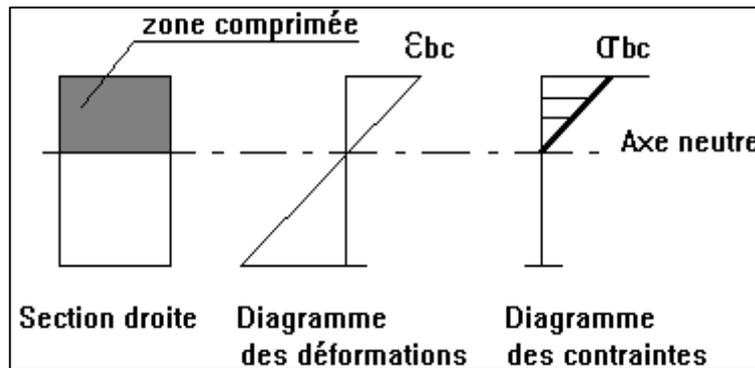


Figure. I.11. Allure des contraintes – déformations en traction

I.3- L'acier

Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés en BA sont les aciers de nuance douce (0,15 à 0,25 % de carbone) et les aciers de nuance mi-dure et dure (0,25 à 0,40 % de carbone) [3].

I.3.1- Caractères mécaniques

Le caractère mécanique servant de base aux justifications est la limite d'élasticité garantie, désignée par f_e (article A.2.2,1 du BAEL). Cette valeur varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et est pris égal à:

$$E_s = 200000 \text{ MPa} \dots \dots \dots (I.8)$$

Pour l'essai de traction de l'acier, le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante, tant pour la compression que pour la traction.

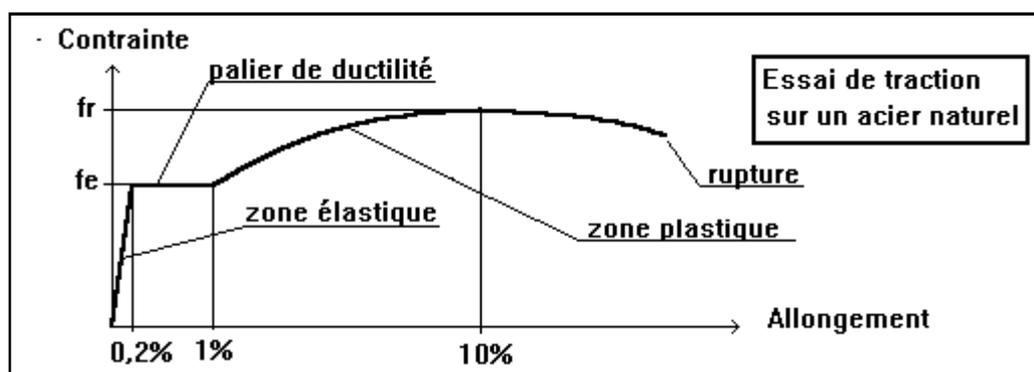


Figure. I.12. Diagramme contraintes – déformations de l'acier en traction

On utilise pour le béton armé, les ronds lisses (RL), les armatures à haute adhérence (HA) et les treillis soudés (TS). On considèrera pour l'acier, un poids volumique de $78,5\text{kN/m}^3$.

Ils sont définis par leur diamètre nominal qui est le diamètre d'un cylindre de révolution ayant même masse que la barre par mètre linéaire. Sa section nominale est l'aire du cercle de diamètre le diamètre nominal. On remarquera que, si pour les ronds lisses, le diamètre nominal et le diamètre réel sont égaux, il n'en est pas de même pour les armatures à haute adhérence.

Les diamètres nominaux sont des diamètres normalisés.

- Les ronds lisses : Symbole Φ ou RL

Ce sont des aciers doux, laminés à chaud et de surface lisse, ne présentant aucune aspérité. Les nuances utilisées sont les $F_e E 215$ et $F_e E 235$.

- Les armatures à haute adhérence : Symbole HA

Ils sont obtenus par laminage à chaud d'un acier naturellement dur, soit dont les caractéristiques mécaniques sont dues à une composition chimique appropriée. On n'utilise plus, en béton armé, des aciers obtenus par laminage suivi d'un écrouissage.

Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses suivant les marques commerciales, de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances $F_e E 400$ et $F_e E 500$.

- Les treillis soudés : **Symbole TS**

Si les autres types d'acier se présentent en barres, ces derniers sont soit en rouleaux, soit en panneaux et de dimensions normalisées. Leur largeur standard est de 2,40m. La longueur des rouleaux est de 50m et celle des panneaux est de 4,80m ou 6m.

I.3.2- Diagrammes contraintes - déformations à l' ELU

Le diagramme contraintes déformations à considérer en application de l'article A.2.2,2 est défini ci-dessous. Nous n'en retiendrons que la zone des tractions, la zone des compressions étant symétrique par rapport à l'origine.

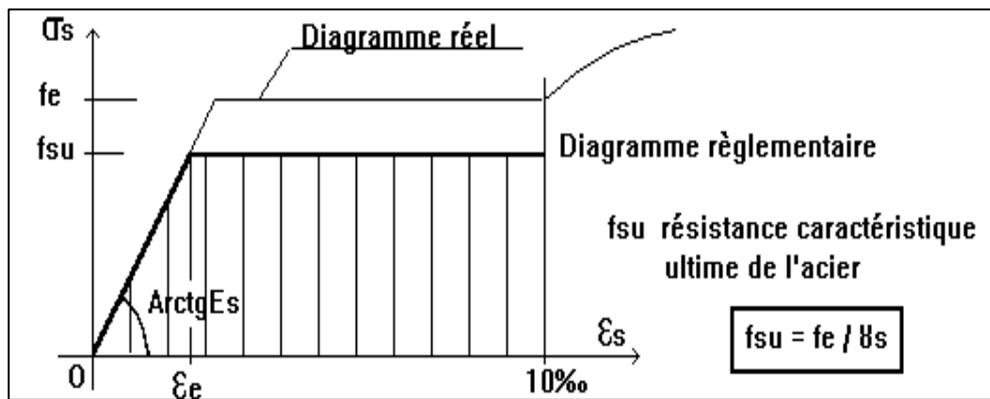


Figure. I.13. Diagramme réel et réglementaire de l'acier en traction

Avec :

$$f_{su} = \frac{f_e}{g_s} \dots\dots\dots(I.9)$$

$\gamma_s = 1,15$ ou 1 pour les combinaisons accidentelles (article A.4.3,2).

$$e_e = \frac{f_e}{g_s \cdot E_s} \dots\dots\dots(I.10)$$

soit pour un $F_e E 500$, $e_e = \frac{500}{1,15 \cdot 200000} = 2,17 \cdot 10^{-3}$

I.3.3- Contraintes admissibles à l' ELS

En état limite de service, les vérifications à effectuer pour les aciers portent sur l'état limite d'ouverture des fissures (article A.4.5,3). L'appréciation du degré de nocivité de

L'ouverture des fissures dépend de l'environnement (agressif ou non), de la nature de la structure, de l'utilisation de l'ouvrage, de la limite élastique des aciers utilisés et de l'expérience sur des ouvrages analogues. Il appartient au maître d'œuvre de juger de ce degré de nocivité.

- **Cas où la fissuration est considérée comme peu préjudiciable**

C'est le cas d'ouvrages situés en milieu peu agressif. Le BAEL83 précisait qu'il s'agissait d'éléments situés dans des locaux clos et couverts, non soumis à des condensations.

Dans ce cas aucune vérification particulière n'est demandée sur les aciers si ce n'est qu'il conviendra dans la mesure du possible:

- de n'utiliser les gros diamètres que dans les pièces suffisamment épaisses.
- d'éviter les très petits diamètres dans les pièces exposées aux intempéries.
- de prévoir le plus grand nombre de barres compatibles avec une mise en place correcte du béton.

- **Cas où la fissuration est considérée comme préjudiciable :**

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries, à des condensations, ou peuvent être alternativement noyés et immergés en eau douce. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$$\sigma_s \leq \xi \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{f_e}{2} ; 110 \sqrt{h \cdot f_{tj}} \right) \right] \text{ (Mpa)}$$
$$\Phi_{\text{ext}} \geq 6 \text{ mm}$$

Avec :

f_e = limite d'élasticité des aciers utilisés (Mpa)

f_{tj} = résistance caractéristique en traction du béton (MPa)

η = coefficient de fissuration = 1 pour les RL et les TSL
= 1,6 pour les HA et les TSHA de $\Phi \geq 6\text{mm}$
= 1,3 pour les TSHA de $\Phi < 6\text{mm}$

Φ_{ext} = diamètre des armatures les plus proches des parois

- *Cas où la fissuration est considérée comme très préjudiciable :*

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en mis en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, atmosphère marine telle que embruns et brouillards salins, eau très pure, gaz ou sol particulièrement corrosifs) ou bien doivent assurer une étanchéité.

Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures doit vérifier :

$\sigma_s \leq 0.8 \xi$ $\Phi_{\text{ext}} \geq 8\text{mm}$(I.11)
--	-------------

Les notations sont les mêmes que précédemment

Lorsqu'on utilise des barres de diamètre supérieur à 20mm, leur espacement horizontal doit être inférieur ou égal à 3Φ soit :

Si $\Phi > 20\text{mm}$ alors $d \leq 3\Phi$

I.4- Principe du béton armé

Le béton armé correspond à un mariage judicieux de matériaux aux caractéristiques complémentaires : l'acier pour sa capacité à résister aux contraintes de traction et le béton pour sa capacité à résister à la compression. Le béton étant lui-même un mélange intelligent de granulats, de ciment et d'eau. Le ciment et l'acier résultent quant à eux de processus de fabrication spécifiques [4].

I.4.1- Contrainte d'adhérence

L'adhérence est un phénomène de liaison tangentielle à l'interface acier béton due au frottement. Les règles à respecter sont relatives à l'Etat Limite Ultime.

Supposons une barre scellée dans un massif en béton. Si on exerce un effort d'arrachement suivant l'axe de la barre, on peut avoir trois modes de rupture :

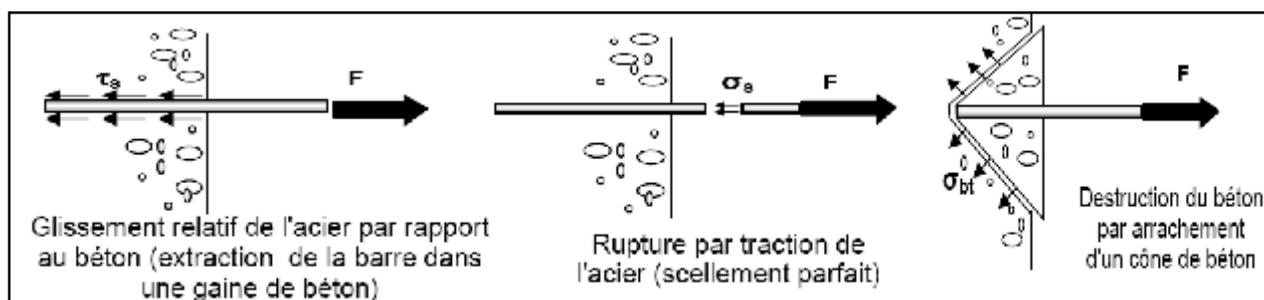


Figure. 1.14. Essai d'arrachement d'une barre scellée dans un massif en béton

Dans le premier cas l'action du béton sur l'acier peut se décomposer en :

- Un effort perpendiculaire à la barre.
- Une composante tangentielle : la contrainte d'adhérence notée τ_s .

Dans le premier cas, si l'on suppose une répartition uniforme des contraintes tangente τ_s le long de la barre, l'équation d'équilibre s'écrit : $F = \tau_s \cdot \pi \cdot \Phi \cdot L$

La valeur limite ultime réglementaire de la contrainte d'adhérence est notée τ_{su} et vaut d'après le BAEL 91 A 6.1,21

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \Psi_s \cdot f_{tj}$$

Avec $f_{tj} = 0,6 + 0,06 \cdot f_{cj}$ et f_{tj} et f_{cj} exprimés en MPa

Ψ_s est le coefficient de scellement relatif à l'acier, selon sa nature lisse ou HA

$\Psi_s = 1$ pour les aciers lisses

$\Psi_s = 1,5$ pour les aciers HA

1.4.2- Longueur de scellement droit

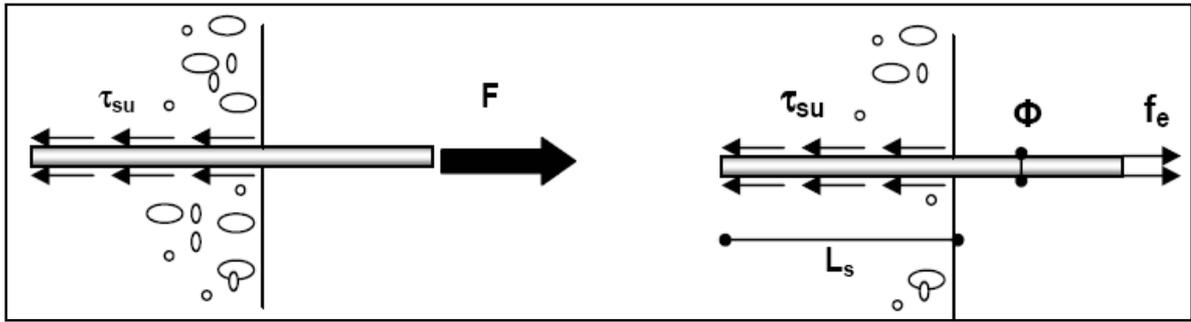


Figure. I.15. Ancrage droit et répartition des contraintes

La longueur de scellement droit, notée L_s , est la longueur sur laquelle il faut associer l'acier et le béton pour qu'à la sortie de l'ancrage, l'acier puisse travailler en traction à sa limite élastique f_e .

L'effort de traction dans la barre en traction simple est : $F = \text{section} \times \text{contrainte} = [\pi \cdot \Phi^2 / 4] \cdot f_e$

Les contraintes d'adhérence supposées maximum et constantes le long de la barre ont pour résultante :

$$F = \pi \cdot \Phi \cdot L_s \cdot \tau_{su} \dots \dots \dots (I.12)$$

L'équilibre de la barre se traduit par $\pi \cdot \Phi \cdot L_s \cdot \tau_{su} = [\pi \cdot \Phi^2 / 4] \cdot f_e$

Soit $L_s = \Phi f_e / 4\tau_{su}$

Ø Longueur de scellement droit dans le cas de PAQUET de BARRES

Une barre doit toujours être ancrée individuellement (A 6.1.21)

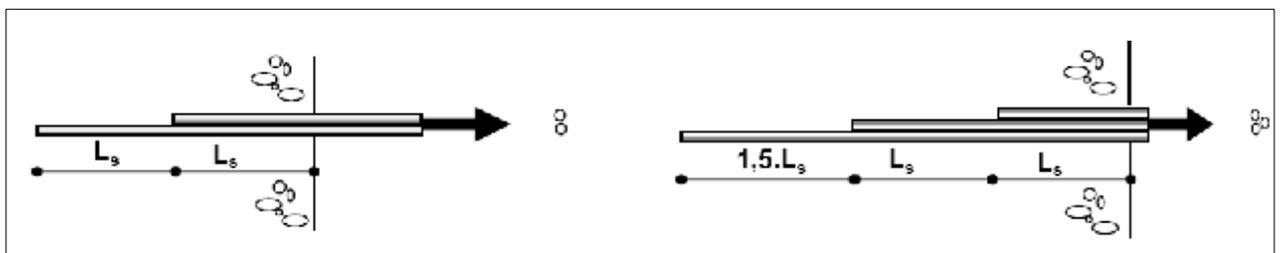


Figure.I.16. Disposition d'ancrage droit dans le cas de paquet de 2 ou 3 barres

Dans certains cas, pour assurer la continuité de la transmission des efforts, il faut réaliser une jonction par recouvrement entre deux barres identiques sur une certaine longueur appelée "longueur de recouvrement" et notée "Lr".

Si les barres sont espacées d'une distance « c » inférieure à 5 fois leur diamètre, la longueur de recouvrement est égale à la longueur de scellement droit.

- Lr longueur de recouvrement
- Ls longueur de scellement droit
- Si $c < 5\Phi$ $L_r = L_s$
- Si $c > 5\Phi$ $L_r = L_s + c$

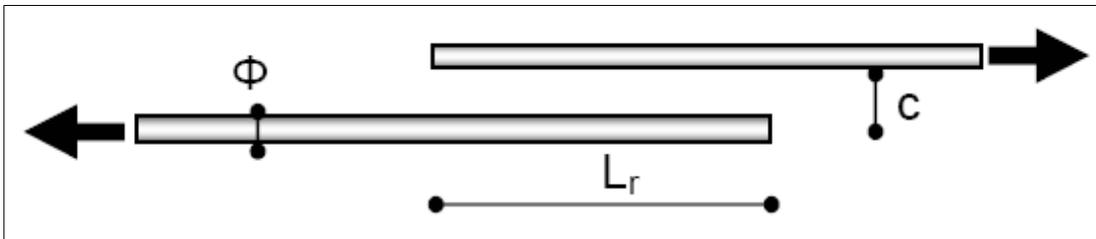


Figure.I.17. Disposition d'ancrage droit

1.4.3- Ancrage des treillis soudés à haute adhérence

La longueur de l'ancrage rectiligne d'un treillis soudé constitué de fils ou de barres HA s'obtient soit par calcul de la longueur de scellement droit soit en considérant l'"obstacle" des fils transversaux.

Chaque soudure peut équilibrer un effort égal au plus au tiers de l'effort maximal de calcul s'exerçant sur un fil porteur et à la moitié pour un fil de répartition. L'ancrage total rectiligne est donc assuré par trois soudures pour un fil porteur et deux soudures pour un fil de répartition

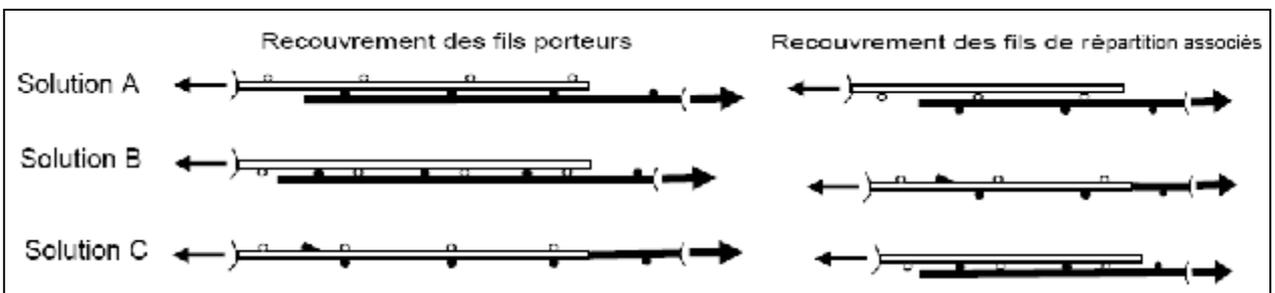


Figure.I.18 Recouvrement des panneaux de treillis soudés

Ø Ancrage par courbure

Si on exerce un effort de traction sur un élément de barre courbe scellé dans le béton, la courbure de la barre donne naissance à un effort de frottement, fonction de la courbure de la barre et du coefficient de frottement acier sur béton, pris égal à 0,4. Cet effet est connu sous le nom "d'effet de courroie".

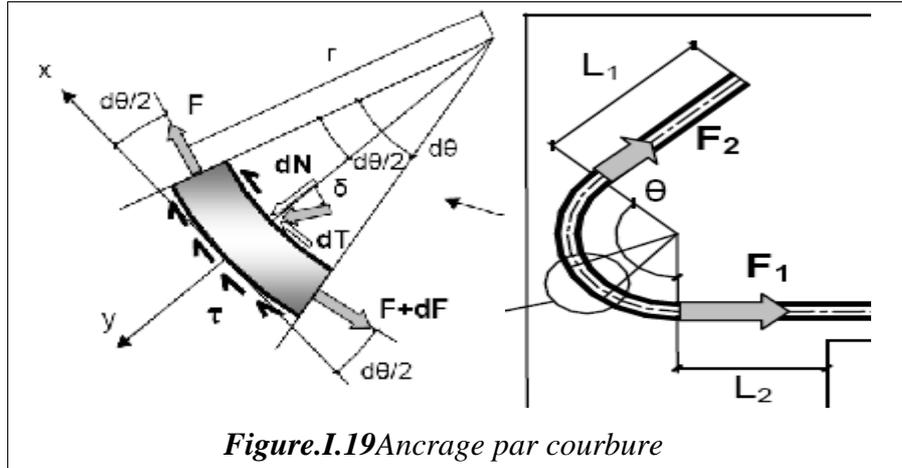


Figure.I.19 Ancrage par courbure

Θ Angle au centre

Φ diamètre de la barre

r rayon de la fibre moyenne

L1 L2 longueur rectiligne

F1 effort à l'entrée de la courbure

F2 effort à la sortie de la courbure

τ contrainte d'adhérence

1.4.4- Dispositions constructives

Enrobage des barres (article A.7.1 du BAEL91) :

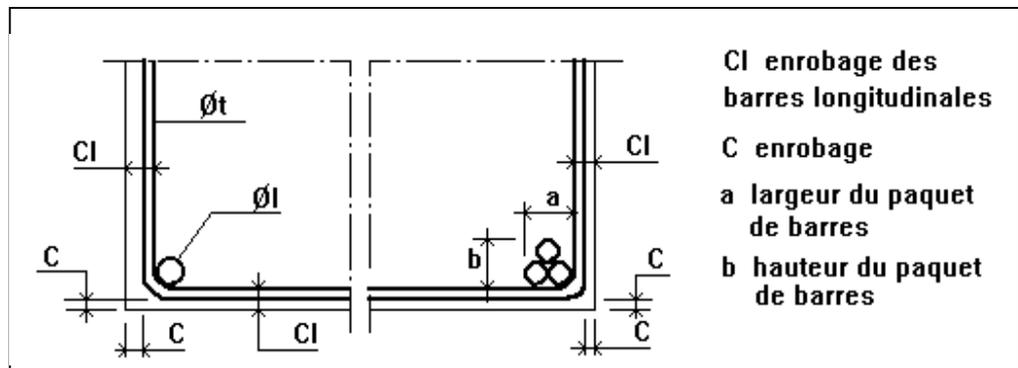


Figure.I.20 Dispositions constructives

Nous considérerons que Φ_l est le diamètre des armatures longitudinales et Φ_t le diamètre des armatures transversales. Pour assurer une bonne protection des armatures contre la corrosion, il faut que l'enrobage C soit au minimum de :

Ø 5cm : pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns, aux brouillards salins, ainsi qu'à des atmosphères très agressives = cas des fissurations très préjudiciable.

Cet enrobage peut être ramené à 3cm si les armatures ou le béton sont protégés.

Ø 3cm : pour les parois coffrées ou non qui sont soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, à des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide = cas des fissurations préjudiciable. Cette valeur peut être ramenée à 2cm si $f_{c28} > 40$ MPa.

Ø 1cm : pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et non exposées aux condensations = cas des fissurations peu préjudiciable.

Bétonnage correct (article A.7.2 du BAEL91) :

L'enrobage des barres Cl doit être :

- Ø au moins égal à leur diamètre si elles sont isolées,
- Ø égal à la largeur a du paquet si elles sont groupées.

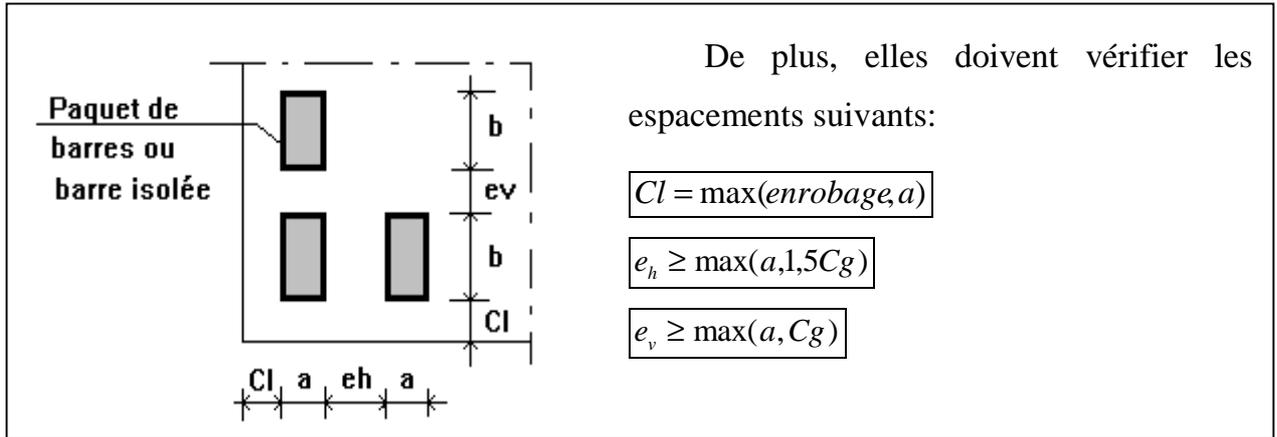


Figure.I.21 Coupe transversale d'une poutre ferrillée

C_g = dimension du plus gros granulat utilisé (en général $C_g = 25\text{mm}$).

Pour les plaques, les dalles, les coques et les hourdis, les mailles ne doivent pas être trop grandes (vérification du béton au poinçonnement) et le diamètre maxi des armatures doit vérifier (article A.7.2,1 du BAEL91) :

$$\Phi_{\max i} \leq \frac{e}{10}$$

Avec e est l'épaisseur de l'élément

Pour les poutres, les armatures transversales Φ_t doivent vérifier (article A.7.2,2 du BAEL91) :

$$f_t = \inf\left(f_l, \frac{h}{35}, \frac{b_0}{10}\right) \dots\dots\dots(I.13)$$

Φ_l = diamètre des armatures longitudinales

h = hauteur de la poutre

b_0 = largeur de la poutre

Nous devons aussi vérifier (article A.7.2,6 du BAEL91) que le rayon moyen r_g des mailles d'armatures satisfasse à :

- Cas de granulats roulés : $r_g \geq \frac{C_g}{1,4}$

- Cas de granulats concassés : $r_g \geq \frac{C_g}{1,2}$

r_g = quotient de l'aire par le périmètre du vide intérieur d'une maille d'une grille.

Il faut aussi s'assurer, lorsque le béton doit être vibré avec un pervibrateur que l'écartement entre les armatures permet le passage de l'aiguille (article A.7.2,8 du BAEL91).

Poussée au vide (article A.7.4 du BAEL91) :

Toute armature courbe et tendue, exerce sur le béton une poussée dans le plan de courbure et du côté de la concavité. Si l'armature est comprimée, la poussée est exercée du côté de la convexité.

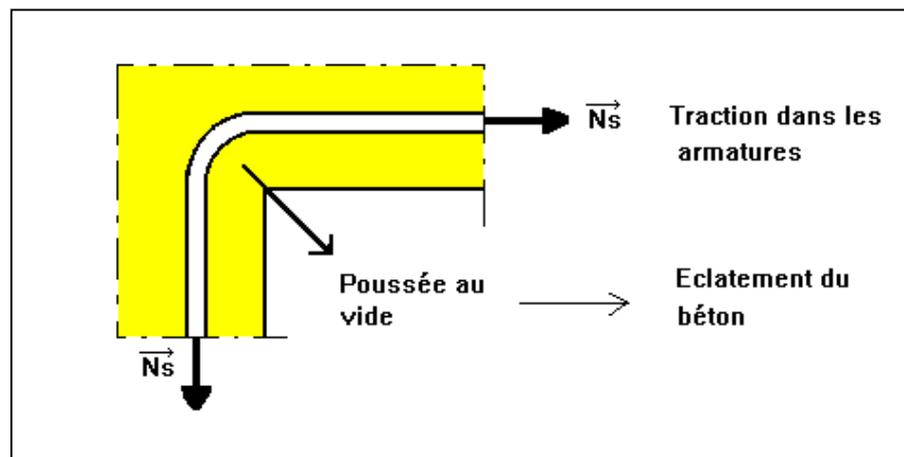


Figure.I.22 Illustration de la poussée au vide

Si la poussée est orientée vers une face externe, il y a risque d'éclatement du parement. Il faut donc, pour éviter les poussées au vide, choisir un tracé judicieux des armatures. Par exemple, les poussées doivent être, dans les courbures, orientées vers la masse du béton.

Lorsque, par contre, des raisons constructives nous poussent à prévoir des poussées orientées vers le parement, il faut alors obligatoirement prévoir des ligatures ancrées dans la masse de l'élément (article A.7.4,2 du BAEL91).[5]

I.5- Matériaux composite

I.5.1- Définitions et Propriétés

Un matériau composite est une combinaison de deux ou plusieurs matériaux distincts à l'échelle macroscopique, dans le but de produire un matériau possédant des propriétés qui excèdent celles de ses constituants [6].

En fait, un matériau composite est constitué de deux phases inertes l'une par rapport à l'autre : la matrice et le matériau de renfort, lequel se présente le plus souvent sous forme de fibres. La matrice, généralement ductile mais possédant une résistance et une rigidité faibles, sert de milieu de transfert des efforts vers les fibres, plus rigides et plus résistantes [7].

En utilisant un ensemble de fibres plutôt qu'un seul élément de dimension équivalente, on obtient une meilleure résistance, puisqu'on a moins de chance de faire face à une rupture soudaine causée par un défaut. On y observe de plus une diminution de la propagation des fissures en comparaison avec une tige constituée d'un seul élément [8].

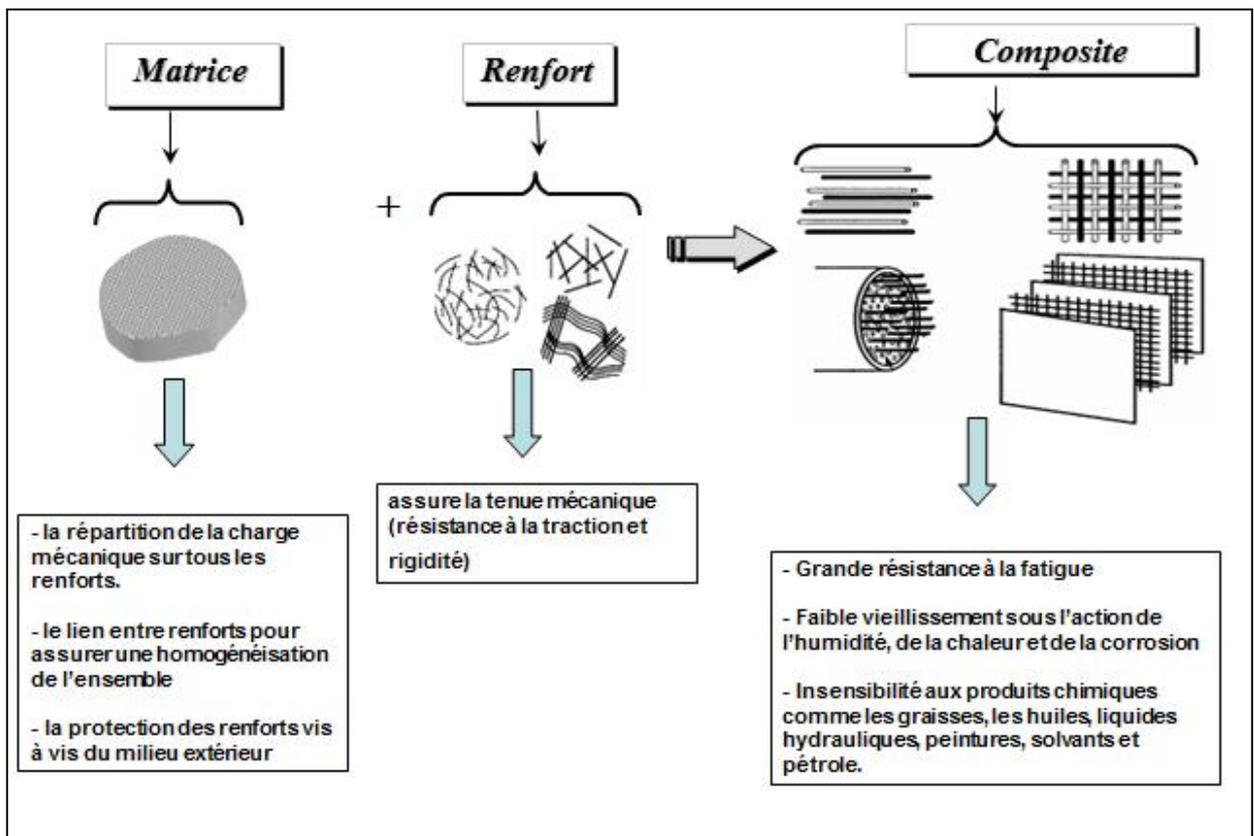


Figure I.23 : Constituants d'un matériau composite.

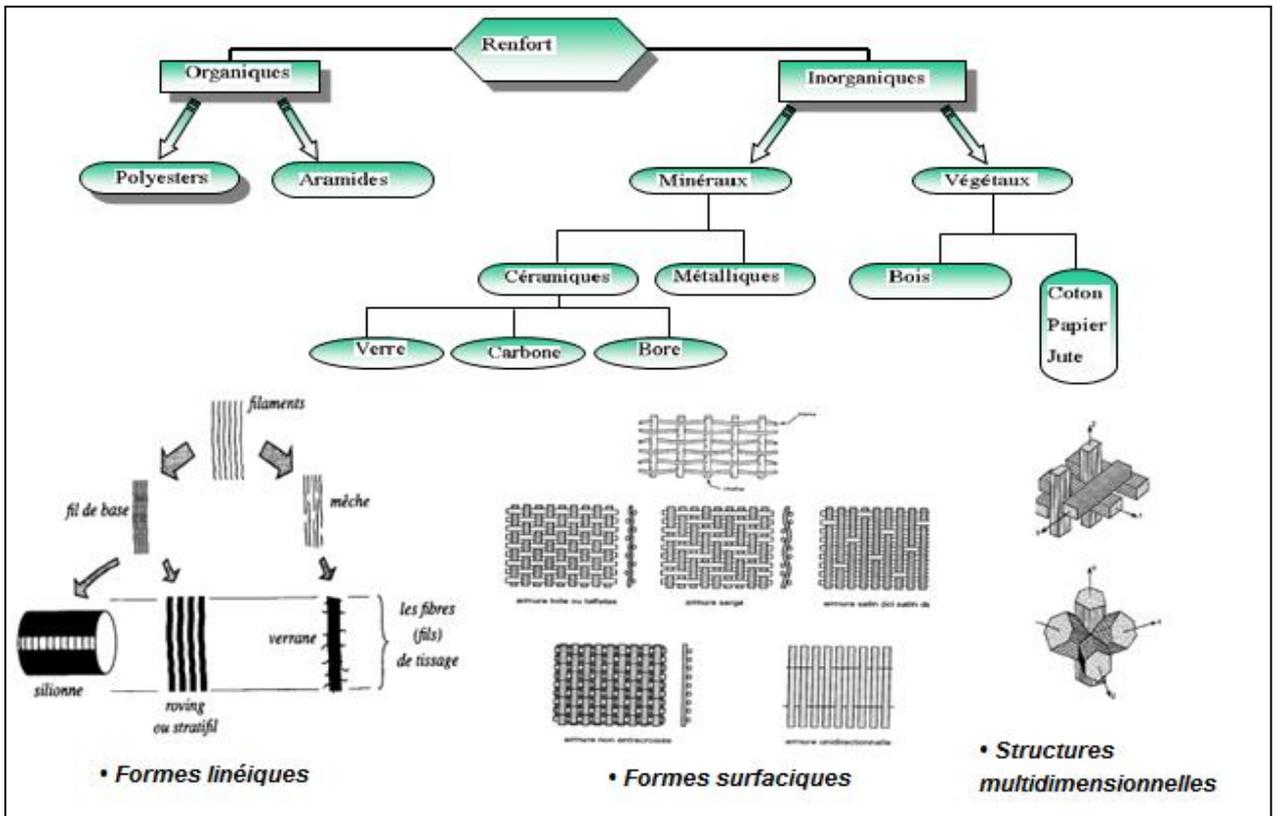


Figure I.24 :Différents types de renfort

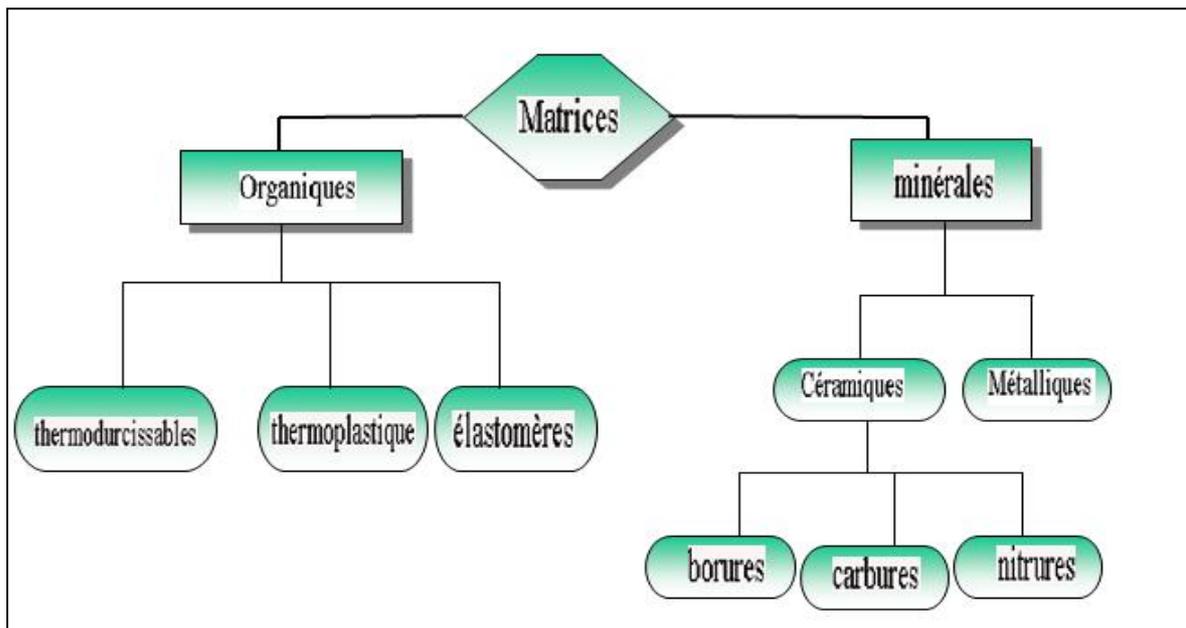


Figure I.25 :Différents types de matrice

I.5.2- Les matériaux composites structuraux

Monocouches

Les monocouches représentent l'élément de base de la structure composite. Les différents types de monocouches sont caractérisés par la forme du renfort : à fibres longues (unidirectionnelles UD, réparties aléatoirement), à fibres tissées, à fibres courtes.

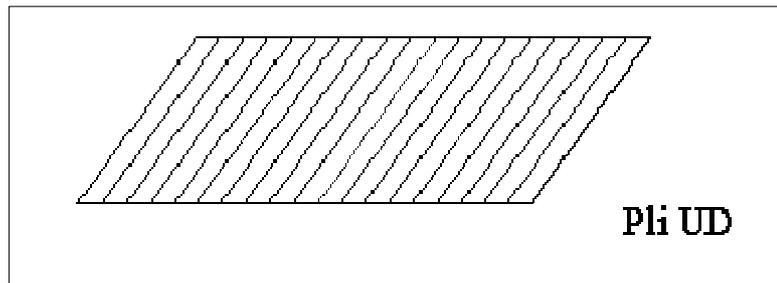


Figure I.26 : Matériau composite en monocouche

Stratifiés

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

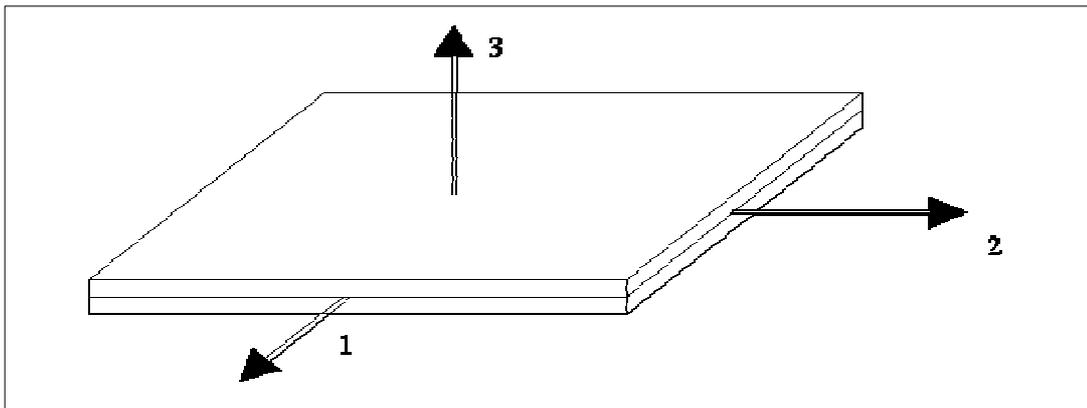
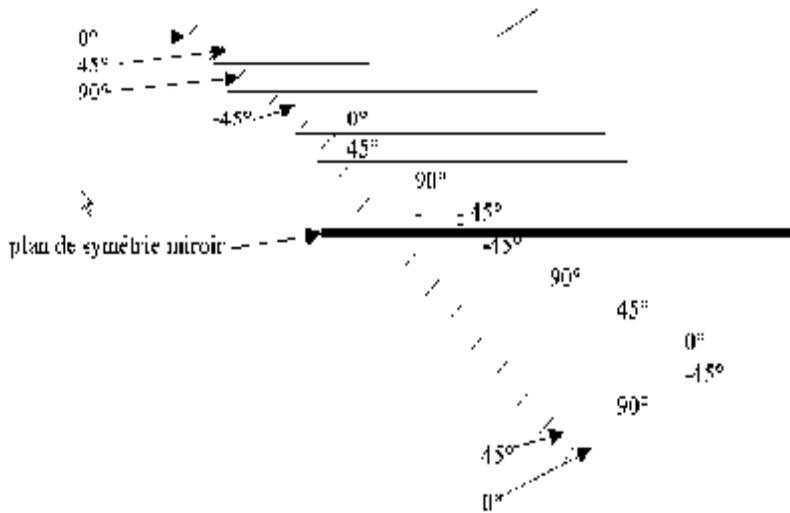


Figure I.27 : Matériau composite en stratifiés

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

Notation " composite " : Un stratifié possédant l'empilement $(0, +45, +90, -45)_2s$ est un stratifié avec 4 couches dans les directions 0° , -45° , 90° et $+45^\circ$, l'orientation 0° coïncidant avec la direction 1 du repère principal du composite. Ces plans seront réparties symétriquement par rapport au plan moyen du stratifié.



On pourra avoir des stratifiés de type :

1. Equilibré : stratifié comportant autant de couches orientée suivant la direction $+\theta$ que de couches orientée suivant la direction $-\theta$.
2. Symétrique : stratifié comportant des couches disposées symétriquement par rapport à un plan moyen.
3. Orthogonal : stratifié comportant autant de couches à 0° que de couches à 90° .

Sandwichs

Matériaux composés de deux semelles (ou peaux) de grande rigidité et de faible épaisseur enveloppant une âme (ou cœur) de forte épaisseur et faible résistance. L'ensemble forme une structure d'une grande légèreté. Le matériau sandwich possède une grande légèreté en flexion et c'est un excellent isolant thermique.

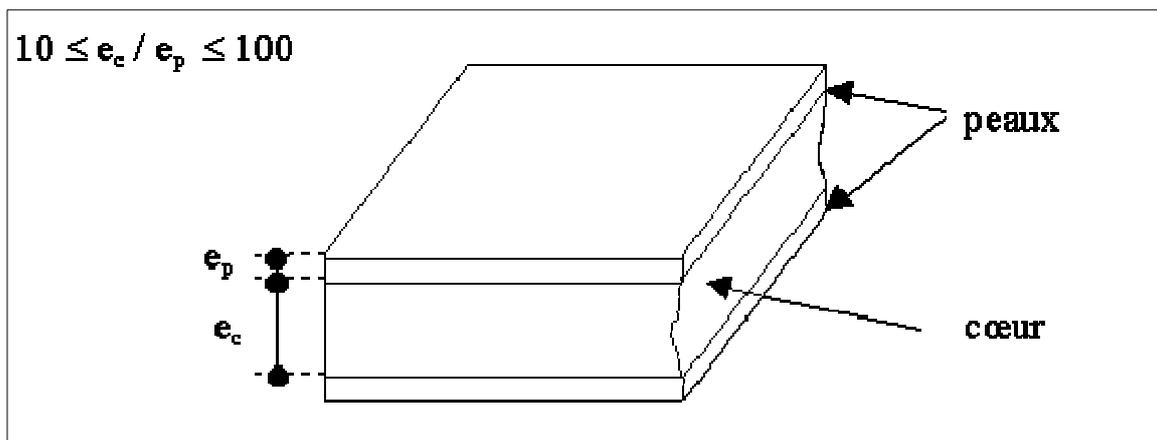


Figure I.28 : Matériau composite en sandwichs

Chapitre il

CONFINEMENT DES STRUCTURES

II.1- INTRODUCTION

Le renforcement des structures en béton armé est l'une des méthodes curatives utilisées pour la réhabilitation des infrastructures afin d'en assurer la sécurité et le prolongement de la durée de vie. Différentes techniques de renforcement sont apparues. L'une des premières à être utilisée est le collage d'éléments d'acier sur les surfaces exposées aux sollicitations dues aux efforts de chargement. Afin d'éviter les inconvénients liés à l'utilisation de l'acier comme matériau de renforcement, tel que sa très grande sensibilité à la corrosion, son poids élevé et sa grande rigidité. Les matériaux composites, sont alors apparus comme substitut potentiel à l'acier dans le domaine du génie civil, et particulièrement dans les nouvelles constructions et en réhabilitation. Parmi les grands avantages des matériaux composites, on compte leur légèreté et leur insensibilité à la corrosion, ce qui les destine à être utilisés dans plusieurs configurations : barres d'armature, câbles de pré ou post-contrainte ou encore des plaques de renforcement et de réhabilitation d'éléments structuraux en béton armé, tels que les poutres, les dalles, les colonnes et les murs.

Le confinement des colonnes de béton se réalise à l'aide d'enveloppes en matériaux composites à base de fibres de verre, de carbone et d'aramide. Les différents composites offrent des modules d'élasticité et des rigidités variés pouvant modifier le comportement axial et radial du béton confiné. Dans ce chapitre on présente une comparaison entre le comportement d'un béton confiné et non confiné. Le mécanisme de confinement des colonnes de béton renforcé ainsi que les divers facteurs affectant le comportement du béton confiné sont également discutés. Et enfin une étude antérieure sur le confinement et le renforcement de béton à l'aide des matériaux composites et les modèles proposés.

II.2- COMPORTEMENT DE BÉTON NON CONFINÉ EN COMPRESSION

Bien que le béton soit constitué de matériaux élastiques et fragiles [9] (granulats, pâte de ciment), son comportement en compression, que l'on traduit principalement par une relation contrainte-déformation, est non linéaire et présente une certaine pseudo-ductilité liée à la microfissuration du matériau. En effet, lorsque le béton est soumis à

des contraintes supérieures à 40% de sa résistance en compression, la microfissuration s’initie et tend à se propager parallèlement au chargement lors de son augmentation [10]. La relation contrainte-déformation tend alors à se courber graduellement, traduisant une perte de rigidité, jusqu’à une augmentation plus rapide des déformations au-delà d’une contrainte de 70 à 80% de la résistance en compression qui mène à la rupture par fissuration parallèle à l’axe de chargement. La figure II.1 illustre la relation contrainte-déformation (σ - ϵ) du béton en compression [11].

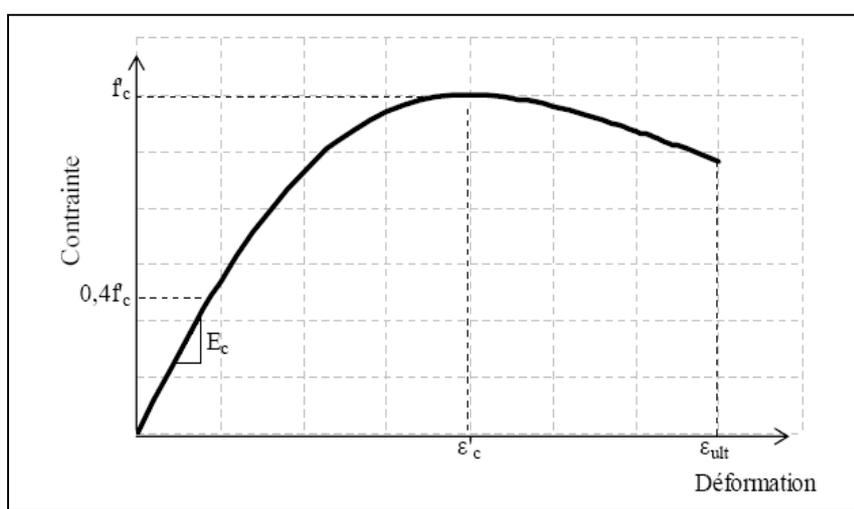


Figure II.1: Loi de comportement du béton en compression sous chargement statique [11]

Une certaine résistance subsiste après la rupture et se traduit par une branche descendante dont l’allure dépend des conditions et procédures de l’essai, jusqu’à la déformation ultime du matériau, généralement admise à 0.0035. Cette valeur n’est en réalité pas constante, elle tend à diminuer avec l’augmentation de la résistance ultime [12].

La réponse du béton à la compression uni axiale est déterminée habituellement en chargeant des cylindres de béton dont le rapport entre la hauteur et le diamètre est de 2. La figure II.2 montre les courbes contraintes – déformations obtenues sur des cylindres en béton chargés en compression uni axiale.

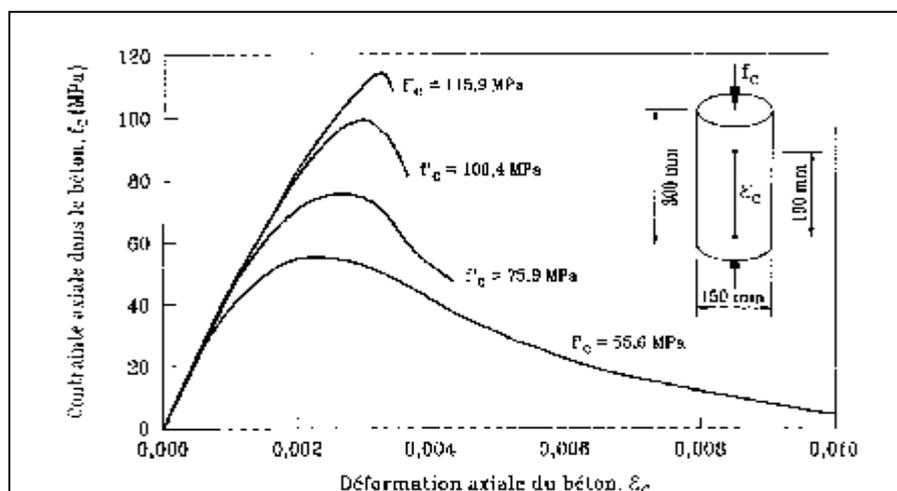


Figure II.2: Courbes contrainte-déformation pour des bétons de différentes résistances [13]

En observant les courbes contraintes déformations des bétons à haute performances illustrées par la figure II.2, on remarque que, plus la résistance augmente, plus la courbe descendante devient abrupte, tandis que la rigidité et la linéarité initiale de la courbe augmentent. On peut donc s'attendre à observer un comportement plus fragile des poteaux en béton à haute performance. De plus, à cause de la plus faible expansion latérale des BHP, l'acier transversal serait sollicité plus tardivement, ce qui entraînerait une diminution de l'efficacité du confinement.

II.3- COMPORTEMENT DU BETON CONFINE

Plusieurs auteurs ont prouvé que le confinement des colonnes en béton chargées axialement augmente la résistance et la ductilité de ces colonnes d'une quantité considérable.

Lorsque le béton est soumis à une compression axiale, celui-ci se déforme latéralement. Cette déformation produit une fissuration qui augmente avec l'accroissement de la charge et qui conduit finalement à la rupture du béton. Si le béton est retenu latéralement de façon à réduire cette déformation, la résistance du béton et sa ductilité seront augmentées. Ce phénomène est communément appelé confinement du béton [14]. Le confinement de béton qui consiste à empêcher ces déformations, peut être réalisé soit par une enveloppe externe, soit par un faible espacement entre les

étriers. La figure II.3 présente les courbes typiques contraintes déformations pour des bétons confinés et non confinés. Cette figure met en évidence les différences de comportement entre ces deux bétons. Le confinement augmente en général deux caractéristiques du béton: la résistance en compression $f_{cc} > f_{co}$ et la déformation correspondant à la contrainte ultime de compression $\epsilon_{cc} > \epsilon_{co}$.

Le confinement augmente considérablement le pouvoir absorbant d'énergie du béton. Ainsi dans des régions sismiques, le renfort est fourni pour confiner le béton et par conséquent pour augmenter la ductilité des colonnes et des poutres [15]

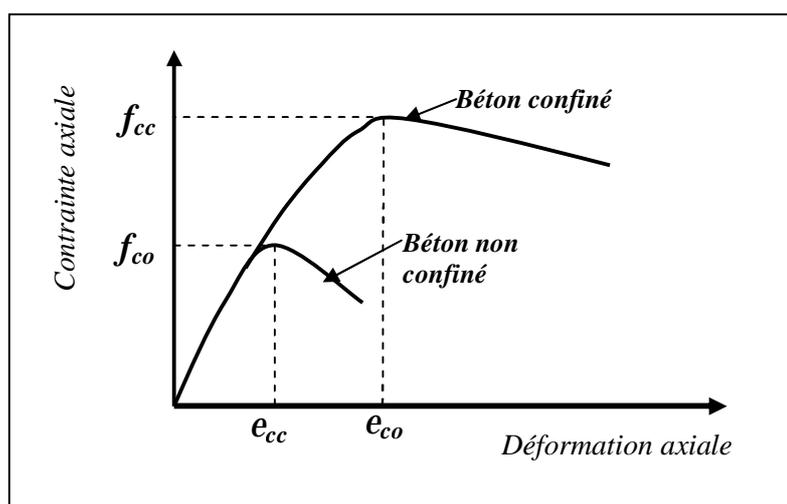


Figure II.3: Courbes contraintes déformations d'un béton confiné et non confiné

II.4- MECANISME DE CONFINEMENT

Dans la pratique, les colonnes sont confinées par un renfort latéral, généralement sous forme de spirales en acier étroitement aligné ou d'enveloppes. Pour un faible effort appliqué au béton, le renfort latéral est à peine soumis à une contrainte, ainsi le béton présente le comportement d'un béton non confiné. Quand les efforts approchent de la résistance uni axiale, la fissuration interne s'intensifie et provoque des déformations latérales élevées.

Le renfort latéral, applique alors une réaction d'emprisonnement sur le béton et par conséquent le béton présente le comportement d'un béton confiné [16].

Saafi et autres (1999) [17], Ont conduit des études expérimentales et analytiques pour évaluer les performances des colonnes de béton confinées avec des tubes de CFRP et de GFRP. Les variables d'essai ont inclus le type de fibres, l'épaisseur du tube et la

résistance à la compression du béton. Trente cylindres de béton (18 tubes en FRP remplis du béton et 12 cylindres de béton témoin) ont été examinés dans la compression. Tous les spécimens sont des colonnes courtes de 435 mm d'hauteur et 154 mm de diamètre. Les épaisseurs des tubes de GFRP examinés étaient 0.8, 6 et 4 mm et les épaisseurs des tubes de CFRP utilisés étaient de 0.11, 0.23 et 0.55 mm. La résistance à la compression moyenne du béton est de 38 MPa à 28 jours. Du côté externe des tubes de FRP remplis par béton, des jauges de contrainte ont été attachées à mi-hauteur des spécimens pour mesurer la contrainte longitudinale et latérale pendant le chargement. Deux LVDTs ont été également reliés aux blocs en acier qui transfèrent la charge au béton. Ils ont constaté que les colonnes renforcées par les tissus en fibres de carbone ou en fibres de verre montrent une croissance significative de la résistance et la ductilité comparées à celles des spécimens non confinés. Le taux d'accroissement dépend de l'épaisseur du tube, des propriétés mécaniques du tube composite et de la résistance du béton témoin. Des bruits de fissuration ont été entendus pendant l'étape moyenne du chargement. Le mode de rupture des spécimens composites a été généralement marqué par la rupture du tube de fibre avec l'éclatement le long de la mi-hauteur du spécimen (Figure II.4). Dans le cas des tubes de fibre de carbone, la rupture était plus soudaine et a été accompagnée de la rupture simultanée du tube composite et de l'écrasement du noyau de béton.

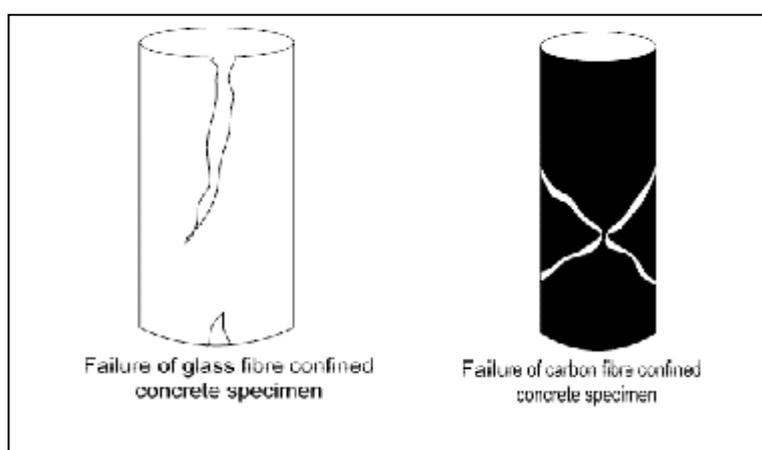


Figure II.4: Modes de rupture des spécimens (Saafi et autres, 1999) [21]

La courbe contrainte-déformation du béton confiné par les tubes en FRP présente une allure bilinéaire dans les directions axiales et latérales (*Figure II.5*). Dans la première zone linéaire, le béton a principalement pris la charge axiale et la pente du béton confiné était identique que la pente pour le béton non confiné. Aux niveaux d'effort près de l'effort ultime du béton non confiné, une zone de transition apparaisse dans la deuxième partie de la zone bilinéaire. La deuxième pente est fonction de la rigidité du tube en FRP. Le point de courbure entre les deux pentes a eu lieu aux niveaux d'effort légèrement plus haut que la résistance du noyau de béton non confiné.

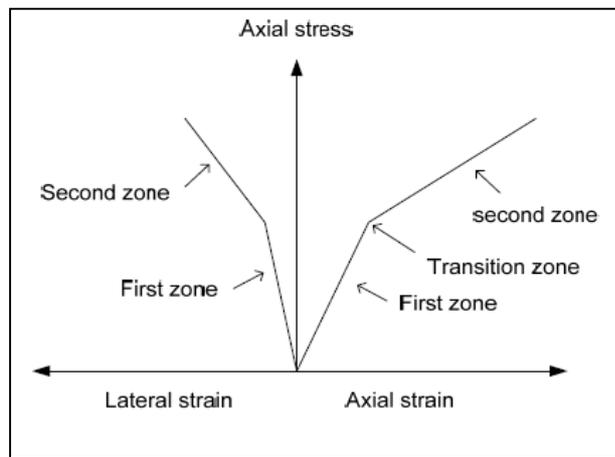


Figure II.5: Courbes contrainte-déformation simplifiées de béton confiné par FRP (Saafi et autres, 1999) [21]

Selon Saafi et autres (1999) [17], la résistance à la compression maximale de béton confiné par FRP peut être calculée d’après l’équation suivante :

$$f_{cc} = f_{co} \left[1 + 2.2 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.84} \right] \dots\dots\dots(\text{II.1})$$

Fam et Rizkalla (2001) [18], ont examiné 12 cylindres tubulaires hybrides d’un rapport longueur par rapport au diamètre de 2,2 sous la compression axiale. Les essais ont été visés pour étudier les effets de la structure en stratifié, l’effet de la configuration de la section en coupe, effet de l’état de GFRP tube/interface béton, effet

des tailles de trou et l'effet de l'épaisseur des tubes. La résistance à la compression de béton varie de 37 à 58 MPa.

L'étude a décrit le comportement des tubes de GFRP remplis de béton axialement chargés ainsi que l'effets bénéfiques de confinement dans des applications pratiques et des conditions de charge réalistes. Pour évaluer l'effet bénéfique du comportement sur toute la portance des cylindres, le comportement axial mesuré (charge-déformation) a été comparé à celui obtenu par la superposition du comportement axial du tube creux de GFRP et du noyau de béton témoin (figure II.6). L'étude expérimentale a étudié trois aspects :

- tubes de GFRP partiellement remplis avec des trous intérieurs ;
- un tube dans un système de tube;
- sections composites entières où le tube et le noyau sont collés pour résister à la charge totale axiale appliquée.

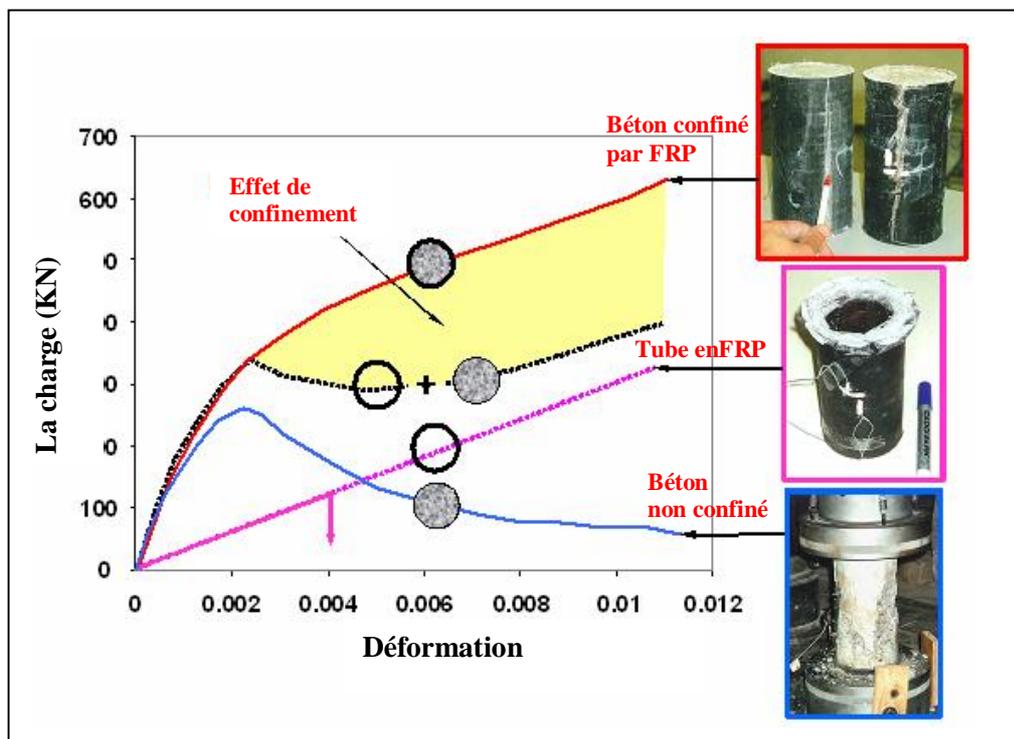


Figure II.6: Effet de confinement sur le comportement du béton (Fam et Rizkalla, 2001a) [18].

M. Shahawy et autres (2000)[19], ont réalisé des essais de compression axiaux sur un total de 45 cylindres de béton confiné par fibres de carbone et 10 cylindre de béton non confiné avec un diamètre de 155 mm et une hauteur de 305mm. Le programme expérimental a inclus deux paramètres : résistance de béton et nombre de couches des enveloppes en carbone. Deux résistances de béton 20.7 MPa et 44 MPa ont été employées. Les spécimens de 20.7 MPa ont été enveloppés avec 1, 2, 3, 4, ou 5 couches de tissu, alors que les spécimens de 44 MPa étaient enveloppés avec 1, 2, 3, ou 4 couches. Pour chaque béton et nombre de couches, cinq échantillons identiques ont été réalisés.

De leurs travaux, les auteurs ont constaté que l'enveloppe a augmenté de manière significative la résistance et la ductilité du béton en raccourcissant sa dilatation latérale. Un modèle de confinement qui a été à l'origine développé pour les tubes FRP en verre remplis de béton a montré la bonne concordance avec les résultats d'essai. Les conclusions suivantes ont été développées :

- Ø Le même modèle de confinement peut être appliqué aux tubes FRP remplis de béton et aux cylindres de béton enveloppés par des fibres, parce que l'adhérence entre le béton et l'enveloppe ne semble pas affecter le comportement de confinement significativement.
- Ø Le même modèle de confinement peut être appliqué à tous les deux types de fibres en carbone et en verre, tant que le modèle a incorporé la tendance de dilatation du béton en fonction de la rigidité de l'enveloppe.

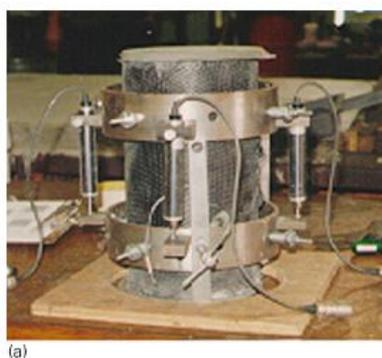


Figure II.7: (a) instrumentation; (b) mode de rupture des spécimens de béton enveloppés par des fibres de carbone [19].

Huei-Jeng Lin et Chin-Ting Chen (2001)[20], ont étudié la résistance des cylindres en béton confinés par des matériaux composites selon trois manières différentes. En premier lieu c'était l'essai de résistance sur un cylindre de béton renforcé par différents nombres de couches de matériaux composites en fibres de verre ou en fibres de carbone. Les phénomènes mécaniques de la rupture et le rapport entre la résistance de cylindre et le nombre de couches du composite sont étudiés.

Le deuxième ensemble d'expériences est concentré sur la résistance d'un cylindre de béton confiné à la fois par les fibres de verre et les fibres de carbone.

Le troisième c'est l'étude de la résistance du cylindre en confinant partiellement le cylindre avec des matériaux composites en fibres de carbone et en fibres de verre.

Deux types d'éprouvettes de dimensions 120 × 240 mm et 100 × 200 mm ont été employés dans les expériences.

Une ou deux couches de matériau composite en fibre de verre ou en fibres de carbone ont été alors enroulées autour des cylindres. La figure II.8 présente un diagramme typique contrainte-déformation d'un cylindre de béton confiné.

Au début et pendant que l'effort axial agit sur le cylindre de béton confiné, le béton soutient le chargement. La similitude dans la pente initiale de la courbe entre le cylindre de béton confiné et non confiné indique que la pression de confinement au début sera faible. Après que la contrainte dépasse le point f_{co} , la courbe contrainte-déformation aura une pente de plus en plus petite qui se développe linéairement en approchant la rupture finale. Les figures II.9 et II.10 montrent les phénomènes de rupture des cylindres de béton enveloppés par des matériaux composites (fibres de verre et fibres de carbone).

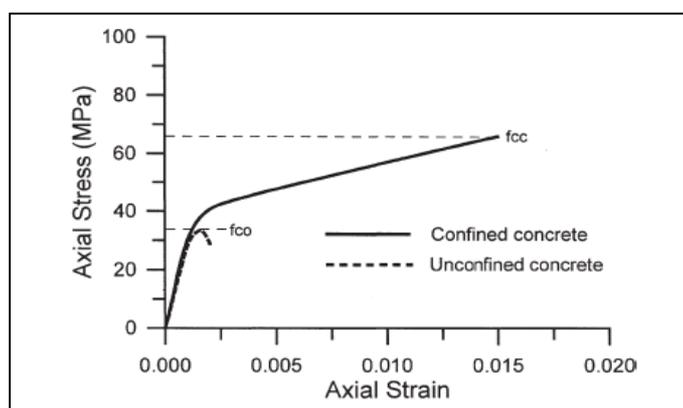


Figure II.8: Diagramme typique contrainte-déformation de béton confiné [21].



Figure II.9: Mode de rupture des cylindres enveloppés avec fibres de verre

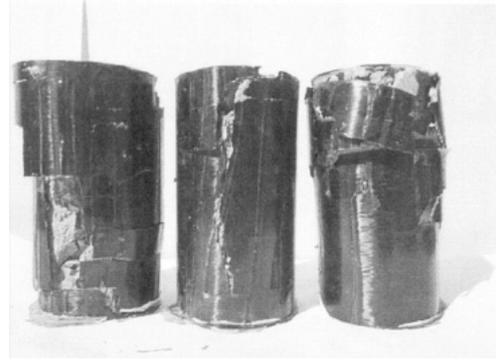


Figure II.10: Mode de rupture des cylindres enveloppés avec fibres de

Huei-Jeng Lin et Chin-Ting Chen , ont étudié aussi des cylindres enveloppés avec trois couches de matériau composite en fibres de verre et en fibres de carbone. Le confinement a suivi deux modèles. Dans le premier modèle, une couche en fibres de verre et deux couches en fibres de carbone ont été employées, alors que le deuxième modèle a employait deux couches en fibres de verre et une couche en fibres de carbone. En Totalité six empilements ont été adoptés : G/C/C, C/G/C, C/C/G, G/G/C, G/C/G et C/G/G.

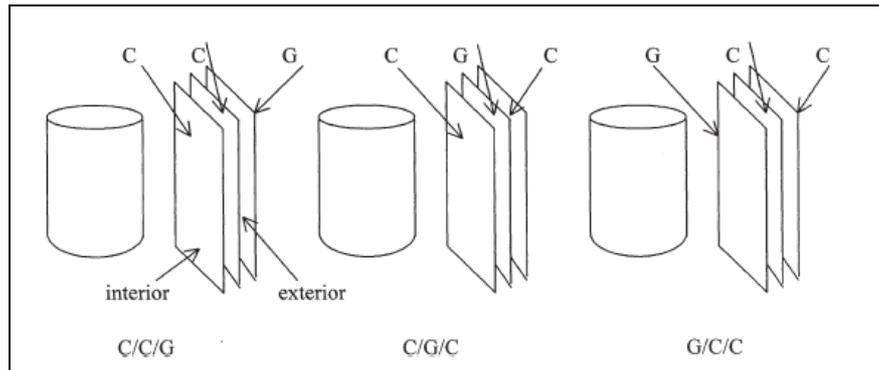


Figure II.11: Ordres d'empilement (C: carbone, G: glass).

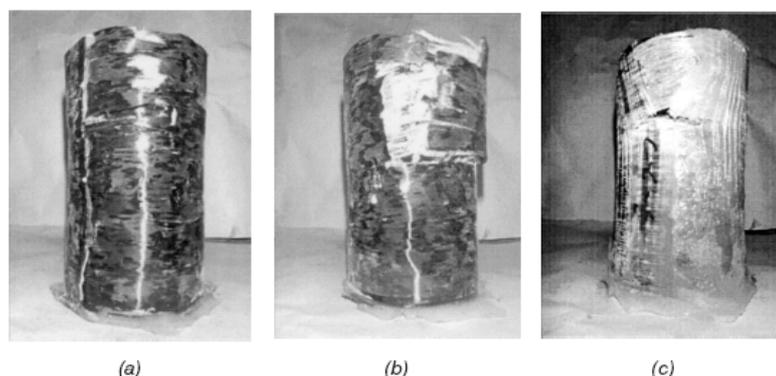


Figure II.12: Mode de rupture des cylindres enveloppés par :
(a) G/C/C; (b) C/G/C et (c) C/C/G.

D'après les résultats expérimentaux obtenus, *Huei-Jeng Lin et Chin-Ting Chen* [20], ont conclu que :

- Ø l'augmentation de la résistance des spécimens de béton confiné est proportionnelle au nombre de couches du matériau composite. Ce phénomène est le même que celui discuté par *Hanna et Jones* [1997].
- Ø dans le cas où on emploie deux ou plusieurs matériaux composites différents pour envelopper le cylindre de béton, l'effet de l'ordre d'empilement doit être pris en considération. Ils recommandent de confiner le cylindre de béton tout d'abord avec le matériau composite le plus ductile.
- Ø La résistance d'un cylindre de béton confiné renforcé par différents matériaux composites dans des régions distinctes, est inférieure à celle d'un cylindre renforcé par un seul matériau composite, ainsi, ce genre de renfort n'est pas recommandé.

Ces auteurs ont proposé un modèle simple de rupture qui dérive de l'observation des phénomènes expérimentaux. Les résultats du modèle simple et d'autres modèles développés jusqu'ici sont analysés et comparés aux données expérimentales. Les résultats comparatifs démontrent que le modèle proposé correspond plus étroitement aux expériences que les autres modèles.

Karabinis et Rousakis (2002)[21], ont présenté une étude effectuée sur 22 spécimens cylindriques avec des dimensions de 200 × 320 mm. Dix-huit (18) des spécimens ont été confinés par une feuille continue de fibres de carbone FRPC avec une largeur de 300 mm. Dans chaque triade de spécimens identiques, une, deux et trois couches de feuille de carbone ont été appliquées.

Pour la construction des spécimens du béton, deux mélanges ont été employés avec une résistance de 38.5 MPa et 35.7 MPa, respectivement.

Les cylindres enveloppés sont conservés dans des conditions de laboratoire pendant plus de 12 jours après le coulage, ensuite ont été examinés à 56 jours.

Les recherches de *Karabinis et Rousakis*, indiquent que les feuilles en fibres de carbone peuvent effectivement augmenter la résistance et la ductilité du béton. La rigidité de matériau composite est le paramètre de conception principal.

La rupture des spécimens enveloppés était très bruyante suivi d'une rupture « explosive » de la feuille de fibre de carbone. La rupture a commencé au mi hauteur des spécimens avec un développement soudain ou progressif dans les bandes de la feuille du carbone (*figure II.13.a*). Une rupture prématurée s'est produite dans quelques spécimens dus à la rupture locale de la feuille (*figure II.13.b*). Dans quelques spécimens ils ont observé une rupture au niveau de chevauchement (*figure II.13.c*).

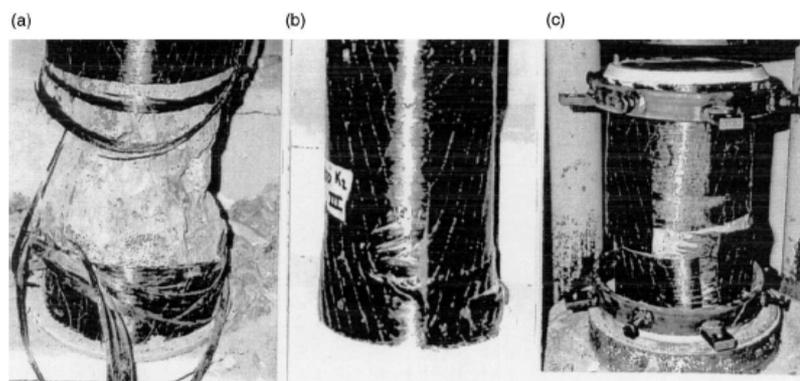


Figure II.13: Mode de rupture des spécimens (Karabinis et Rousakis)[21].

Ils ont proposé un modèle simple basé sur la théorie de plasticité pour la prévision du comportement contrainte-déformation des colonnes cylindriques confinées par FRP. Les prévisions du modèle sont comparées avec les données expérimentaux et trois modèles existants. De la comparaison ils ont observé la corrélation satisfaisante des résultats expérimentaux et analytiques.

Matthys et autres (2005)[22], ont présenté les résultats de huit colonnes à grande échelle axialement chargées confinées par FRP. Les colonnes étaient de 400 mm en diamètre et 2 m de hauteur (*Figure II.14*). Les variables considérées dans le programme expérimental ont inclus le type de FRP (CFRP, GFRP, et polymère de tissu-renforcé hybride contenant une combinaison des fibres en verre et de carbone), l'enveloppement complet ou partiel et l'orientation de fibre (circulaire et hélicoïdal). La déformation de rupture des FRP circonférentielles et l'effet de l'augmentation de l'action de confinement ont été étudiés. Un des objectifs principaux de l'étude est la comparaison des différents modèles existants de résistance à la compression aux essais expérimentaux rassemblés en cette étude. Une révision d'un modèle existant s'est développée par l'auteur (*Toutanji, 1999*) a été présentée. Le modèle a été mis à jour pour adresser la déformation efficace de rupture de FRP attribuée aux concentrations de contrainte localisées près de la rupture dû aux déformations non homogènes du béton endommagé.

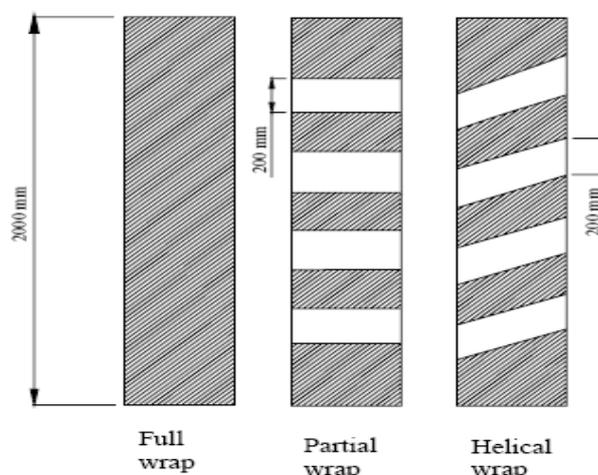


Figure II.14: Dimensions de colonne et configuration d'enveloppe (Matthys et autres, 2005) [22].

Une comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux prévus par les modèles existants a montré que les modèles disponibles ont été développés et basés sur les cylindres de petite taille, certains ont prévu la résistance ultime des colonnes à grande échelle assez exactement. Basé sur les essais effectués sur les colonnes à grande échelle enveloppées, et la vérification analytique effectuée, ils ont constaté que le confinement du béton au moyen d'enveloppe de FRP est une technique efficace pour augmenter la résistance et la ductilité.

Cependant, la configuration de l'enveloppe a une influence considérable sur l'efficacité du confinement fourni par FRP. Dans le cas des colonnes avec enveloppement partiel, une pression de confinement relativement faible a été obtenue comme une section du béton non confiné, ayant pour résultat une augmentation faible de résistance. L'enveloppement hélicoïdal a montré une augmentation faible de résistance et de déformation axiales à la rupture, comparé à l'enveloppement circulaire. C'est dû au fait que les fibres ne sont plus alignées d'une manière optimale pour retenir l'expansion latérale du béton. La figure II.15 montre la rupture d'une colonne partiellement enveloppée examinée par Maathys et autres (2005).



Figure II.15: Rupture de colonne partiellement enveloppée (Maathys et autres, 2005) [22].

Hadi (2006)[23] , a moulé et examiné neuf colonnes courtes avec des résistances de béton de 57 MPa. Les colonnes étaient de 205 mm de diamètre et de 925 mm de hauteur. Trois colonnes ont été renforcées avec des barres en acier longitudinales, trois étaient des colonnes de béton enveloppées avec trois couches de CFRP, et les autres trois colonnes ont été enveloppées avec trois couches de FRP de verre E. De chaque groupe, une colonne a été examinée sous un chargement concentrique (*Figure II.16*), un à 25 mm d'excentricité et un à 50 mm d'excentricité.



Figure II.16: L'installation expérimentale de colonne confinée par CFRP avec une charge concentrique (Hadi, 2006) [23].

Les essais ont montré qu'en comparaison avec des colonnes de béton armé intérieurement, les colonnes confinées par FRP présentent une capacité de charge plus élevée et une ductilité plus élevée sous un chargement concentrique et excentrique.

G. WU et autres (2008)[24], ont étudié le comportement des cylindres de béton confinés avec un composite hybride de FRP. Un total de 35 spécimens cylindrique avec des dimensions de diamètre de 150 mm et de 300 mm de longueur ont été examinés, inclus trois cylindres de béton non confiné comme des spécimens témoins, 12 cylindres de béton confinés avec un même type de feuille de FRP et 20 spécimens confinés avec les feuilles hybrides de FRP. Les paramètres expérimentaux incluent les différents types de feuilles de FRP, le nombre de couches de feuilles de FRP et les différents genres d'hybridation avec deux ou trois types de composite de FRP.

Cinq différents types de composite en FRP ont été employés dans ce travail : CFRP de haute résistance (CF1) ; CFRP de haut module (CF7) ; FRP Aramide (AF) ; FRP Verre (GF) ; et FRP PBO (PF). Pour utiliser des feuilles de FRP à leur pleine capacité, des essais sur des feuilles de FRP ont été effectuées dans le laboratoire pour évaluer leurs propriétés mécaniques, les enveloppes de FRP ont été formées en imbibant une feuille continue de fibre utilisant la résine époxyde appropriée. Dix spécimens de chaque type de feuille de FRP ont été examinés.

Pour des cylindres confinés avec un seul type de feuilles de FRP, La longueur de recouvrement est de 100 mm (*figure 18a*). Pour des cylindres de béton confinés en FRP hybride, les endroits de recouvrement pour différentes feuilles de FRP sont considérés en tant que distribution suivant les indications du (*figure 18 (b) et (c)*). Huit jauges de déformation ont été installées pour mesurer la déformation des feuilles de FRP. Quatre des jauges ont été localisés à la mi-hauteur pour mesurer les déformations radiales du FRP. En outre, le déplacement axial des cylindres de béton confinés par FRP a été mesuré en utilisant deux capteurs volumétriques linéaires (LVDT) avec un taux d'effort axial de 10 kN/min.

La figure II.17 montre les détails de l'installation d'essai



Figure II.17: Installation d'essai (G. WU et autres (2008)) [24].

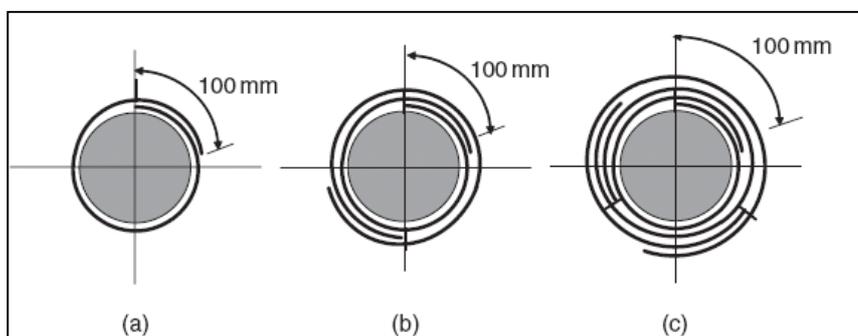


Figure II.18: Enveloppe de FRP: (a) Un seul type; (b) Deux types; (c) Trois types.

Cette étude réalisée sur les cylindres de béton confinés avec les composites hybrides de FRP indique que le confinement peut être efficace en augmentant la résistance, la ductilité et l'énergie de la capacité d'absorption des cylindres de béton.

Basé sur les investigations et les résultats expérimentaux et analytiques, G. WU et autres ont tiré les conclusions suivantes:

- Ø Pour les cylindres de béton confinés avec les feuilles hybrides de FRP, le rapport hybride est très important. Si le rapport de la résistance de confinement de la haute ductilité de la feuille de FRP à la basse ductilité est bas, l'hybridation peut être inefficace, et si le rapport est trop haut, l'hybridation ne sera pas économique.
- Ø La résistance ultime du béton confiné par FRP peut être améliorée en ajoutant une feuille de haute résistance de FRP à une feuille de haute ductilité de FRP. Le coefficient de Poisson ultime du béton confiné par FRP- hybride peut être prévu par des équations pour les spécimens confinés seulement avec des

feuilles de FRP de haute ductilité. En conséquence, la déformation ultime demeure la même que pour les spécimens confinés seulement avec une feuille FRP de haute ductilité.

Ø Les modèles analytiques proposés pour prévoir la résistance ultime et la déformation des cylindres de béton confinés avec des composites hybrides de FRP montrent la bonne concordance avec les résultats expérimentaux. Le modèle multilinéaire suggéré peut raisonnablement prévoir la relation contrainte-déformation des cylindres de béton confinés avec FRP hybride.

Pour les éléments soumis à la flexion, des études ont été réalisées en utilisant la technique de placage de tissus pré imprégnés et le collage de stratifiés préalablement moulés [24]. Les différents schémas de renforcement sont illustrés par les figures suivantes

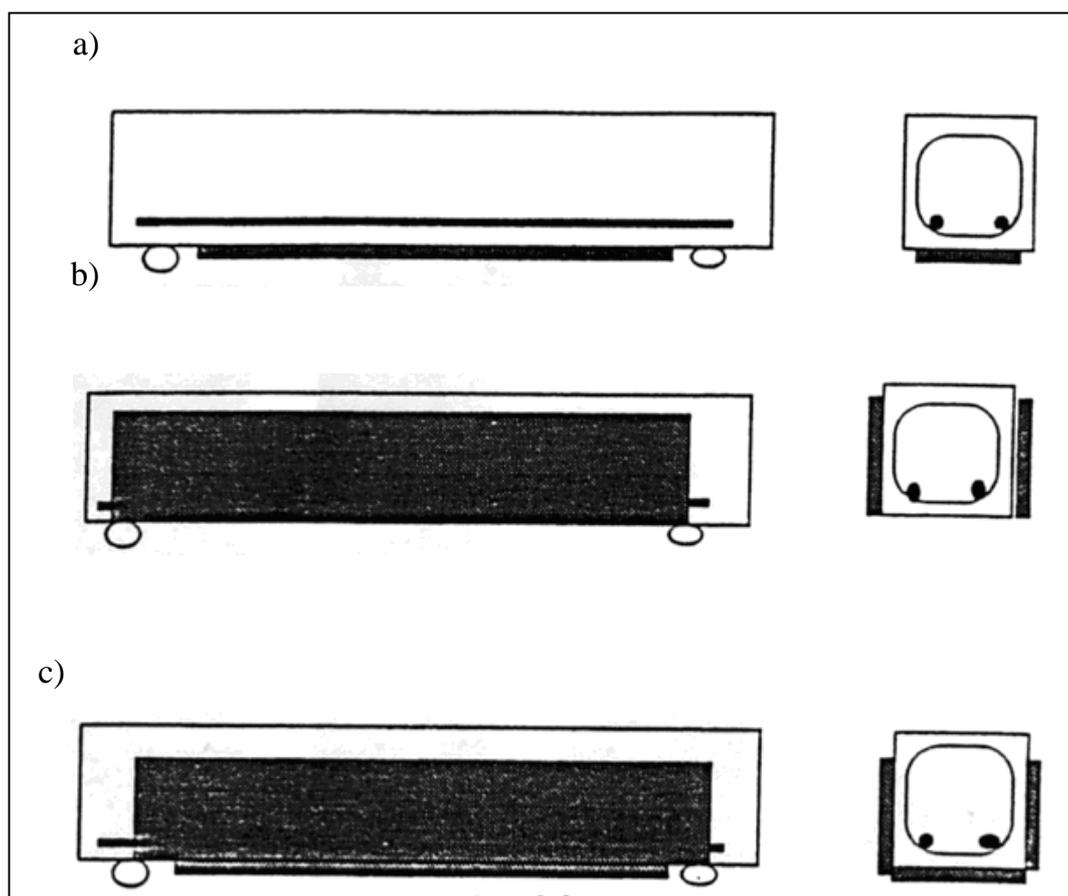


Figure II.19 : Différents types de renforcement des poutres par FRP [24].

Le comportement mécanique de la section renforcée est illustré par la *figure II.20*

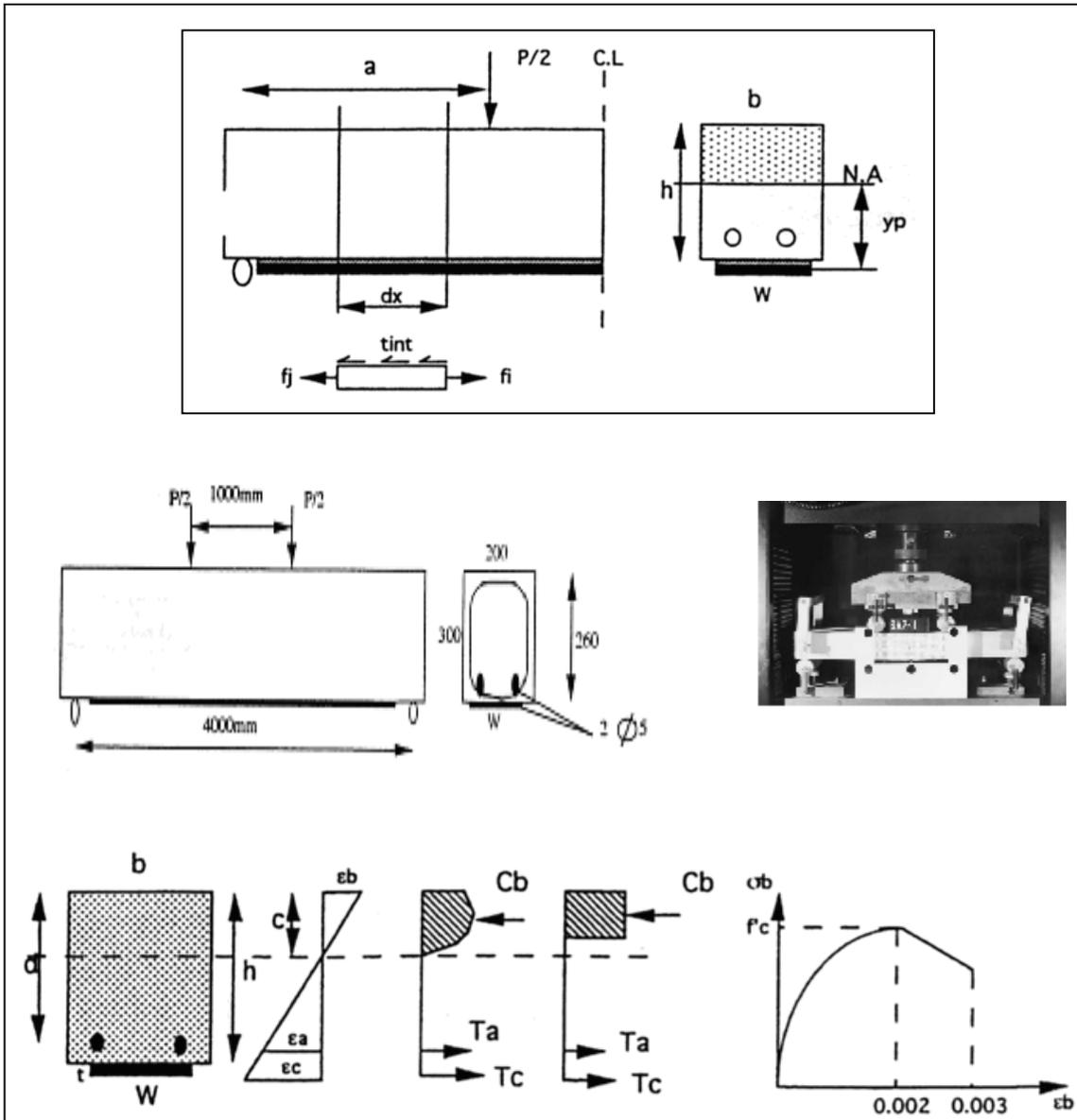


Figure II.20 : Comportement mécanique de la section renforcée

L'essai de flexion 4-points réalisé sur une poutre renforcée par un composite avec le procédé de collage sur les faces latérales, montre l'endommagement du renfort composite dans la section médiane de la poutre. Ce mode de rupture n'est pas souhaitable, ce qui nous permet de signaler l'insuffisance de ce renfort à modifier le comportement de la poutre ou plutôt à améliorer ses caractéristiques mécaniques.

Chaallal et Shahawy (2000)[25], ont présenté les résultats d'une recherche expérimentale sur les performances des poutres-colonnes de béton armé renforcées avec un matériau composite CFRP (bidirectionnel) extérieurement appliqué. Le moment externe a été appliqué aux spécimens par des croisillons qui ont été moulés en tant qu'élément de colonnes. Les spécimens d'essai choisis pour l'étude ont une section rectangulaire de 200×300 mm et une longueur totale de 3500 mm (*figure II.21*). Six séries d'essais ont été réalisées sur les spécimens. Les cinq premières séries, avec des excentricités de 0, 75, 150, 300, et 400 mm, ont été exécutées sous une condition de charge combinée (axiale et flexion). La sixième série a été examinée dans la flexion pure quatre points sans la charge axiale.

Les résultats des essais de *Chaallal et de Shahawy* indiquent que la capacité de résistance de poutres-columns s'améliore de manière significative en raison de l'action combinée longitudinale et transversale du tissu composite bidirectionnel. Les fibres de CFRP longitudinale ont contribué de manière significative à la capacité de flexion, tandis que les fibres transversales ont augmenté la capacité de compression par l'action de confinement. Sous la combinaison de la force axiale et de moment de flexion, un gain de 70% dans la capacité de moment a été atteint. L'augmentation de la déformation à la compression due à l'effet de confinement varié de 49% à 66%. Le confinement transversal a été engagé dans la zone de compression au début de chargement. Les auteurs ont proposé un procédé de conception, basé sur la résistance du béton confiné dans la zone de compression, en même temps qu'un rapport efficace de confinement cela prend en considération la forme rectangulaire des poutres-colonnes.

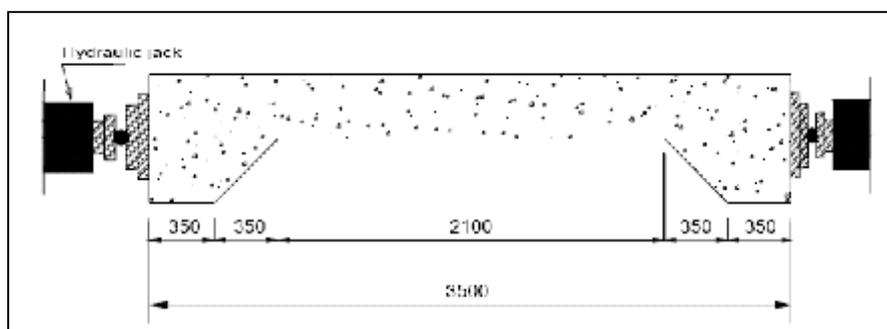


Figure II.21: Dimensions de spécimen en millimètres
(*Chaallal et Shahawy, 2000*) [26].

F. Bentayeb, K. Ait tahar et A. Chateaneuf (2008) [26], ont réalisé une étude expérimentale et numérique d'une nouvelle technique de confinement, en intégrant une grille composite en fibres de verre de maille rectangulaire à l'intérieur de la matrice béton des spécimens cylindriques de dimensions 160 x 320 mm. La grille composite utilisée est faite de mailles avec des tailles alternées dans la direction horizontale de 2 à 3 cm et une épaisseur de 2 mm. Deux paramètres ont été étudiés la classe de béton et les propriétés de la grille.

Les paramètres géométriques de la grille sont donnés par la figure II.22 : l'épaisseur t_f et la largeur b_f du renfort dans la direction horizontale, s_f est la distance verticale entre deux renforts, le R_0 est le rayon de béton renforcé et e_p est la couche de béton autour de la grille. Pour la grille utilisée, les valeurs numériques sont : $b_f = 3$ mm, $s_f = 20$ mm, $t_f = 1$ mm, $R_0 = 75$ mm et $e_p = 10$ mm.

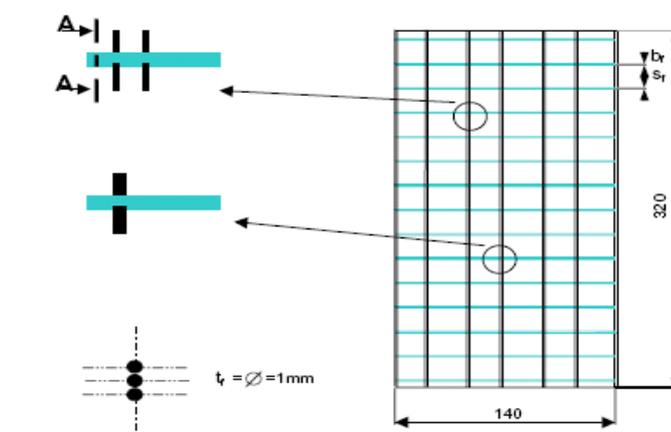


Figure II.22: Dimensions géométriques de la grille composite utilisée.

Dans cette étude, une nouvelle technique est donc proposée pour le renforcement par confinement des colonnes en béton. Elle apporte un gain en rigidité et résistance, elle présente un avantage certain en évitant l'effondrement brusque sous l'effet de charges accidentelles telles que les séismes. Enfin elle permet d'éviter tout problème d'interface et de détachement du renfort de la structure renforcée.

Cette étude montre que la grille testée comme renfort offre un niveau de confinement acceptable, elle apporte un supplément de résistance de l'ordre de 20% qui nous place dans la zone des « strain hardening ». Ainsi, la classe du béton, la nature des fibres et la densité de la grille sont les paramètres qui influencent directement le confinement.

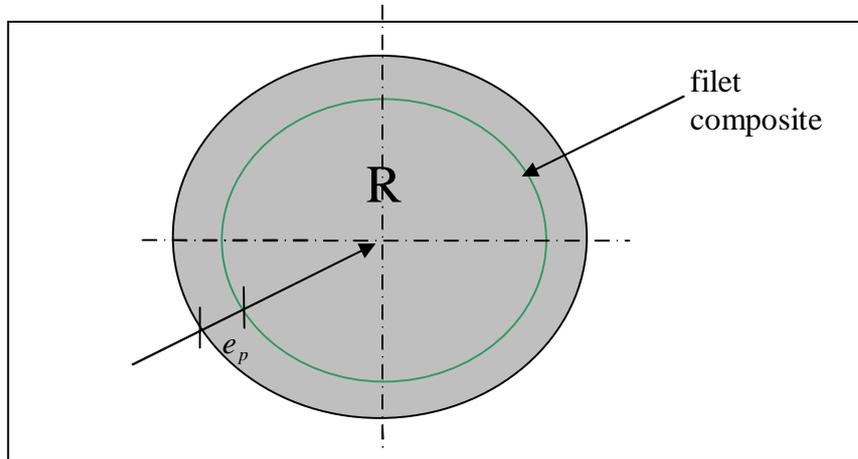


Figure II.24: Représentation du filet dans le béton

La figure II.25 montre le mode de rupture des spécimens de béton confiné et non confiné.



Figure II.25: Mode de rupture des spécimens, (a) béton confiné et (b) béton non confiné.

Le modèle de la résistance de confinement est donné alors par les expressions suivantes :

$$f'_{cu} = f'_{co} \left(0.75 + 2.5 \left(\frac{j_1 \cdot j_2 \cdot f_f}{f'_{co}} \right) \right) \dots\dots\dots (II.2)$$

$$e'_{cu} = e_{cu} \left(1.3 + 6.3 \left(\frac{j_1 \cdot j_2 \cdot f_f}{f'_{co}} \right) \right) \dots\dots\dots (II.3)$$

Où ϕ_1 et ϕ_2 sont les paramètres de la grille composite, données par les expressions suivantes:

$$j_1 = 2.t_f.b_f.\left(1 - \frac{A_v}{A_b}\right) \dots\dots\dots(\text{II.4})$$

$$j_2 = (D'(b_f + s_f)) \dots\dots\dots(\text{II.5})$$

II.5- Modélisation du comportement à la compression d'un Béton Confiné

L'étude théorique des éléments renforcés par les matériaux composites, montre que le comportement mécanique du béton comprimé est une modélisation élastique linéaire suivi par une courbe non linéaire Dans le cas du renfort collé sur l'extérieur de la face de l'élément, il faut tenir compte du traitement de surface, l'influence du glissement et la rupture prématurée à l'interface due au décollement de la plaque influe directement sur la rigidité et la résistance. Les études expérimentales montrent les modes de rupture de l'interface par le couplage de cisaillement et des contraintes normales ou une rupture en traction de la couche de béton située entre le matériau composite et les aciers.

Plusieurs expressions, citées dans la littérature, estimant la contrainte de béton confiné f_{cc} et la déformation axiale au pic ϵ_{cc} . Un résumé de certaines des expressions est présenté dans le tableau I. Presque tous les modèles analytiques ont été développés sur la base des études expérimentales.

Le confinement peut améliorer la résistance à la compression et la ductilité du béton. La plupart des modèles ont été raffinés en utilisant des données du béton qui est confiné par les matériaux composites FRP.

Author	Type of Confinement	Ultimate Strength f_{cc}	Ultimate Axial Strain ϵ_{cc}
Fardis and Khalili (1981)	GFRP-encased concrete	$f_{co} \left[1 + 2.05 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$	$0.002 \left[1 + 0.5 \left(\frac{E_f t_f}{D f_{co}} \right) \right]$
Karbahari and Eckel (1993)	FRP-encased concrete	$f_{co} \left[1 + 2.1 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.87} \right]$	$0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{2 t_f f_f}{D f_{co}} \right) \right]$
Mirmiran and Shahawy (1997)*	GFRP-encased concrete	$f_{co} + 4.269 f_l^{0.587}$	—
Miyauchi, et al. (1997)**	CFRP-wrapped concrete	$f_{co} \left[1 + 3.5 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right) \right]$	$0.002 \left[1 + 10.6 \left(\frac{2 t_f f_f}{D f_{co}} \right)^{0.373} \right]$
Samaan, et al. (1998)*	GFRP-encased concrete	$f_{co} + 6.0 f_l^{0.7}$	$\frac{f_{cc} - 0.872 f_{co} - 0.371 f_l - 6.258}{245.61 f_{co}^{0.2} + 1.3456 \left(\frac{E_f t_f}{D} \right)}$
Saafi, et al. (1999)	CFRP and CFRP encased concrete	$f_{co} \left[1 + 2.2 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.84} \right]$	$\epsilon_{co} \left[1 + (537 \epsilon_f + 2.6) \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right]$
Toutanji (1999)	CFRP and GFRP wrapped concrete	$f_{co} \left[1 + 3.5 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.85} \right]$	$\epsilon_{co} \left[1 + (310.57 \epsilon_f + 1.9) \left(\frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right]$
Spoelstra and Monti (1999)	CFRP and GFRP-wrapped and encased concrete	$f_{co} \left[0.2 + 3 \left(\frac{f_l}{f_{co}} \right)^{0.5} \right]$	$\epsilon_{co} \left[2 + 1.25 \left(\frac{E_c}{f_{co}} \right) \epsilon_f \sqrt{\frac{f_l}{f_{co}}} \right]$

Tableau II .1: Expressions de la contrainte de béton confiné f_{cc} et la déformation axiale au pic.

Notes: * unite en MPa, ** Equation de ϵ_{cc} est valable pour $f_{co} = 30$ MPa

CFRP = Carbon fiber reinforced polymer, GFRP = Glass fiber-reinforced polymer,

f_{co} et ϵ_{co} : Résistance à la compression et la déformation au pic de béton non confiné respectivement,

E_f et f_f : module d'élasticité et la résistance à la traction de tube en FRP,

f_l : contrainte latérale de confinement, t_f = épaisseur de FRP tube, D = diamètre de cylindre de béton.

CHAPITRE III

SIMULATION NUMERIQUE

III.1- Introduction

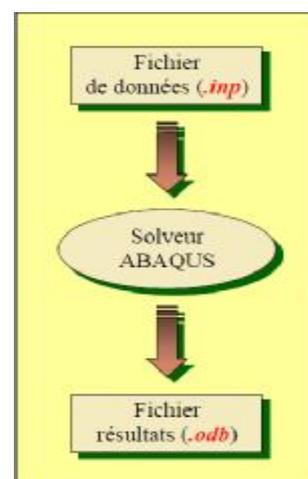
ABAQUS est un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes très variés en mécanique. Il est connu et répandu, en particulier pour ses traitements performants de problèmes non-linéaires.

ABAQUS a été développé par Hibbit, Karlson & Sorensen (HKS), devenue après ABAQUS, Inc. Depuis 30 ans, ABAQUS a été amélioré au fur et à mesure pour intégrer les nouveautés et répondre ainsi aux besoins en octobre 2005, l'entreprise a été rachetée par Dassault industries pour critiquer le package "SIMULIA".

À partir d'un fichier de données (caractérisé par le suffixe *.inp*), ABAQUS décrit l'ensemble du problème mécanique, le logiciel analyse les données, effectue les calculs demandés et fournit les résultats dans un fichier *.odb*. Deux tâches restent à accomplir : générer le fichier de données (cela s'appelle aussi effectuer le prétraitement), et exploiter les résultats contenus dans le fichier *.odb* (ou 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, des chargements, etc...., suivant une syntaxe précise. Il faut savoir que le prétraitement et le post traitement peuvent être effectués par d'autres logiciels.

ABAQUS propose le module ABAQUS CAE, interface graphique qui permet de gérer l'ensemble des opérations liées à la modélisation :

- La génération du fichier de données
- Le lancement du calcul proprement dit
- L'exploitation des résultats.



III.2- La simulation numérique

La simulation numérique par éléments finis des procédés de mise en forme est aujourd'hui une réalité industrielle. Elle permet de mettre au point, des études en réduisant recourent à la méthodologie expérimentale et empirique d'erreur-correction qui est beaucoup plus couteuse. Ainsi des logiciels de mise en forme (Forge2, Forge3, Marc/Autoforge, Deforme, etc.) sont aujourd'hui développés dans le but de simuler des phénomènes physiques intervenant en mise en forme des pièces. La modélisation de ces phénomènes permet de simuler correctement la mise en forme d'un matériau et de jouer sur certains paramètres (géométriques, rhéologiques...) afin d'en optimiser le procédé. La simulation de l'endommagement dans les procédés de mise en forme a pour but de prédire où et quand un endommagement significatif apparaît. Pour ce faire, les principaux phénomènes et leurs interactions doivent être correctement pris en compte.

III.3- Présentation du logiciel Abaqus

Abaqus est un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes mécanique. Dans sa formulation général, il se compose de deux produits : Abaqus /Standard, Abaqus /Explicit.

- **Le solveur Abaqus /Standard** est un solveur généraliste qui recourt à un schéma traditionnel d'intégration implicite.
- **Le solveur Abaqus /Explicit** emploie un schéma d'intégration explicite pour résoudre des problèmes dynamiques ou quasi-statiques non-linéaires.
- **Abaqus /CAE** constitue une interface intégrée de visualisation et de modélisation pour les deux solveurs.
- **Abaqus /CFD (ComputationalFluidDynamic)** Module dédié pour le couplage fluide-structure.

Chacun de ces produits est complété par des produits additionnels ou/et optionnels, spécifiques a certaines applications.

En raison du large spectre de ces capacités d'analyse et sa bonne ergonomie il est très largement utilisé dans les industries automobiles et aéronautiques. Il se prête bien pour l'analyse des comportements non-linéaires.il possède une vaste gamme de lois de comportement. En 2005, Abaqus/Inc a été acquis par Dassault Systèmes et est devenu SIMULIA

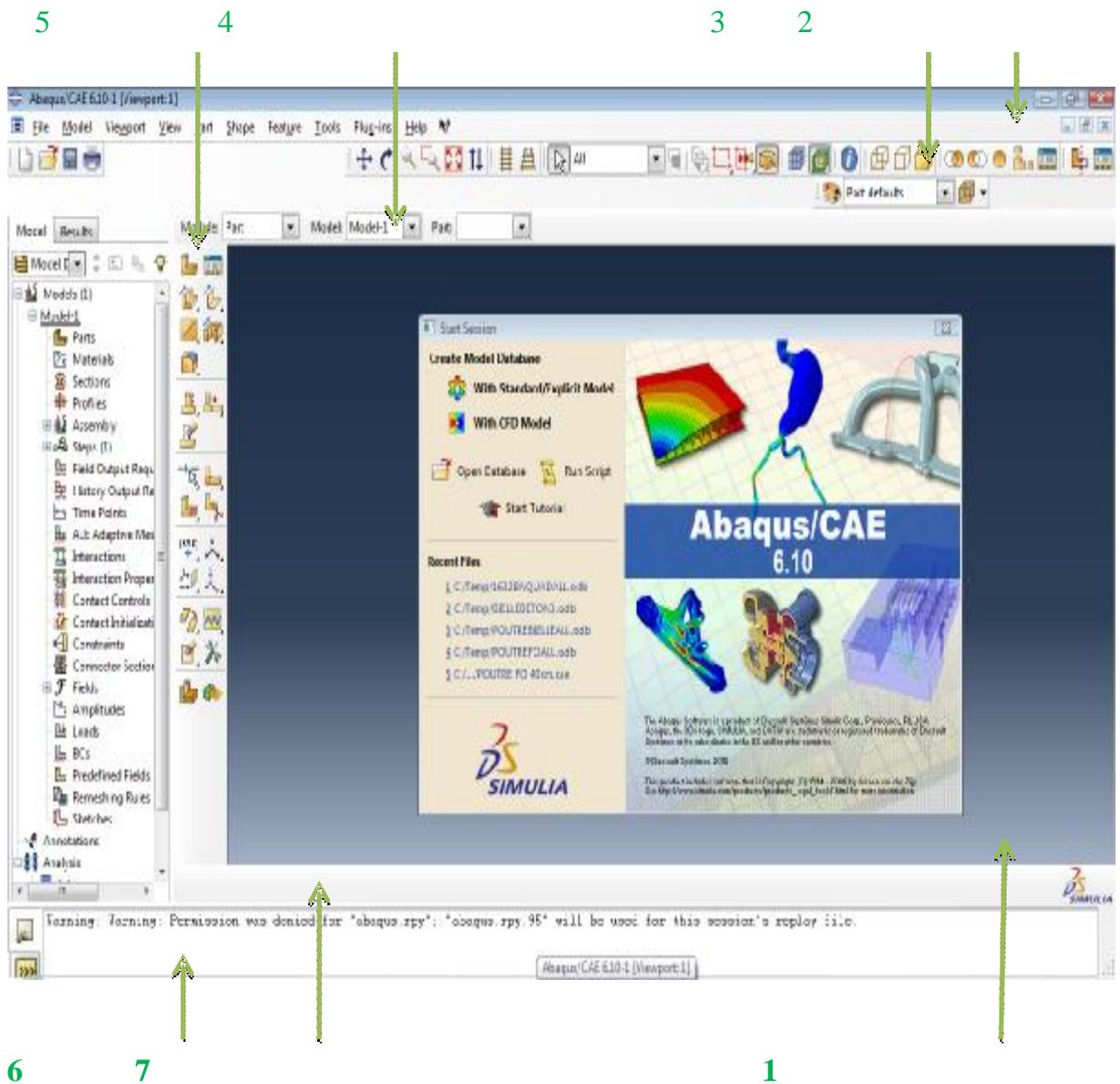


Figure III.1 : L'interface d'Abaqus/Cae version 6.10

On retrouve dans l'interface les éléments essentiels suivant :

- 1 : la fenêtre d'affichage graphique.

2 : une première barre de menus en haut, ces menus sont relatifs au module dans lequel on se trouve.

3 : une deuxième barre horizontale d'outils, y sont disposées les icônes correspondant aux commandes les plus courantes, c'est-à-dire les commandes d'ouvertures et de sauvegarde de fichiers, et les commandes réglant l'affichage des vues (perspective, ombrage, zoom, rotations, etc.).

4 : une troisième barre de menus déroulant permettant d'accéder aux autres modules, ou de sélectionner le modèle ou la pièce sur lesquels on souhaite travailler.

5 : on dispose à gauche d'une colonne d'icône permettant d'accéder aux outils disponibles à l'intérieur du module dans lequel on se trouve.

6 : l'espace juste sous la fenêtre d'affichage graphique est celui dans lequel Abaqus vous parle : les messages affichés à cet endroit sont faits pour vous guider dans l'action que vous avez entreprise.

7 : enfin, une fenêtre en dessous sur fond blanc est utilisée pour afficher des messages informatifs : réponses à des questions posées, avertissements liés à des problèmes rencontrés, etc.

III.3.1- Un petit rappel des actions effectuées pour créer un modèle Abaqus

1) **Dessiner le modèle** : le module **PART** permet de créer tous les objets géométriques nécessaires au problème, soit en les dessinant dans AbaqusCae, soit en les important d'un autre logiciel de dessin.

Dans le cas d'une modélisation tridimensionnelle

- Dessiner le profil 2D (l'esquisse) de la forme voulue.
- Le développer en 3D.
- Rajouter les détails manquants (chanfreins...).

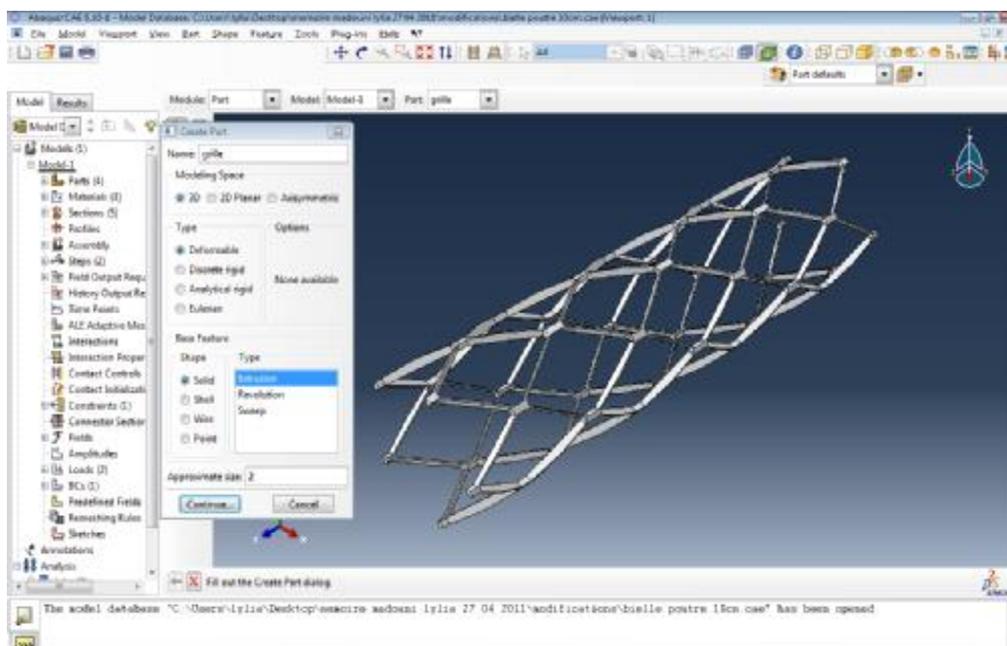


Figure III.2 : module Part

2) **Affecter les propriétés matériau à l'objet** : le module **PROPERTY** permet, comme son nom l'indique, de définir toutes les propriétés matérielles d'un objet géométrique ou d'une partie de ces objets.

- Créer le matériau 
- Créer les sections sur lesquelles appliquer ces matériaux 
- Affecter les matériaux aux sections correspondantes 

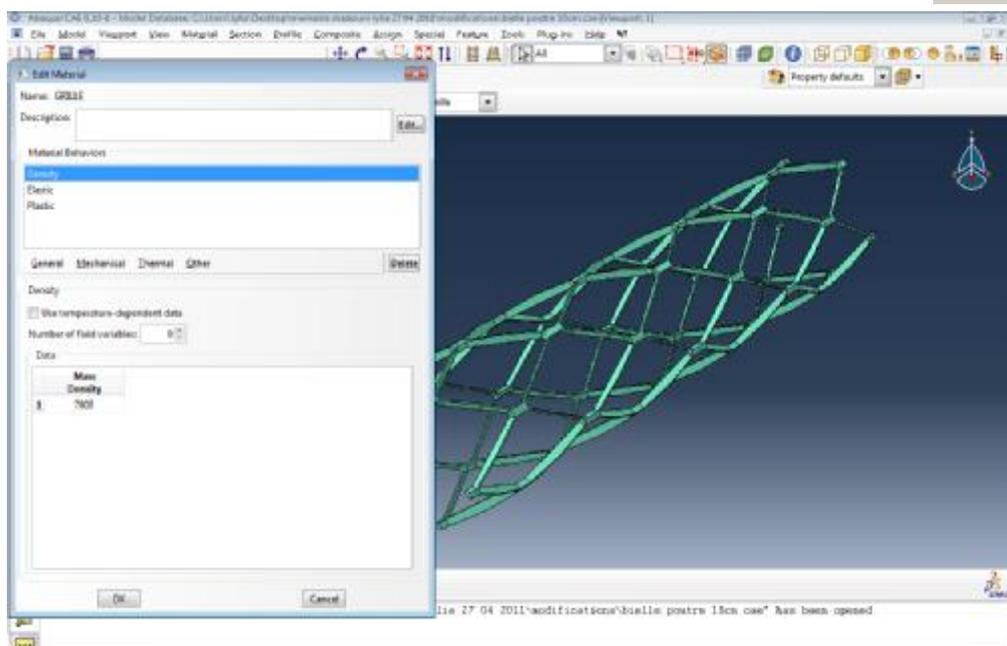


Figure III.3 : moduleProperty

3) **Assembler le modèle** : le module **ASSEMBLY** permet d'assembler les différents objets géométriques créés dans un même repère de coordonnées global. Un modèle Abaqus contient un seul assemblage.

- créer les instances 
- les positionner dans le repère général

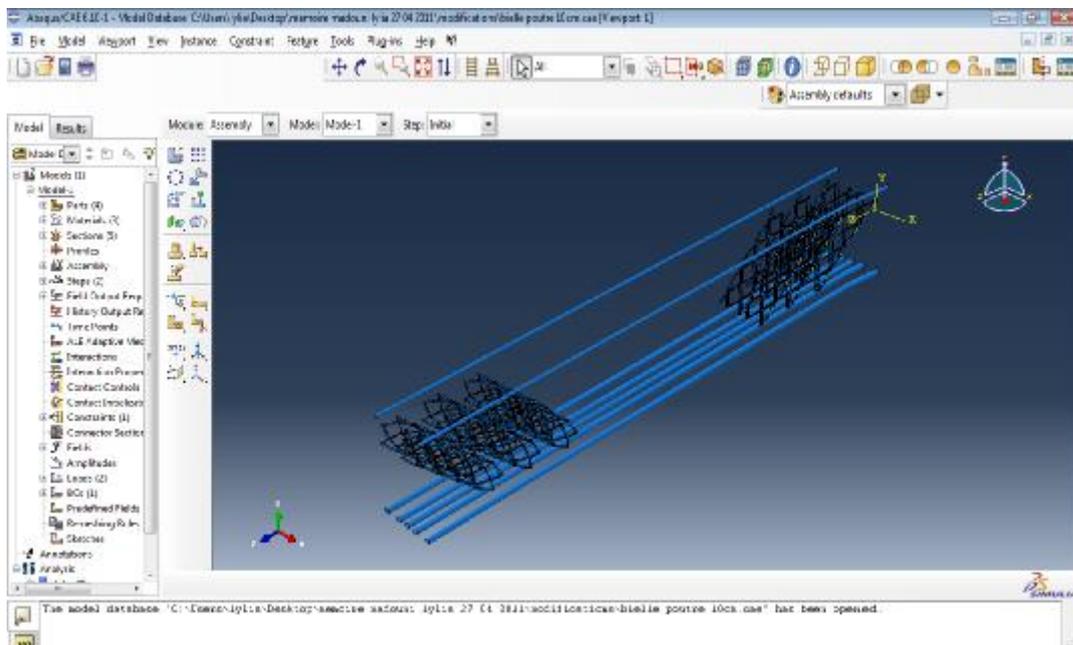


Figure III.4 : module Assembly

4) **Définir les étapes d'analyse** :

Le module **STEP** permet aussi de définir toutes les requêtes pour le post traitement peut par exemple créer un STEP pendant lequel des forces ou des conditions aux limites sont appliquées ; et un STEP pendant lequel ces forces et/ou conditions aux limites ne sont pas appliquées.

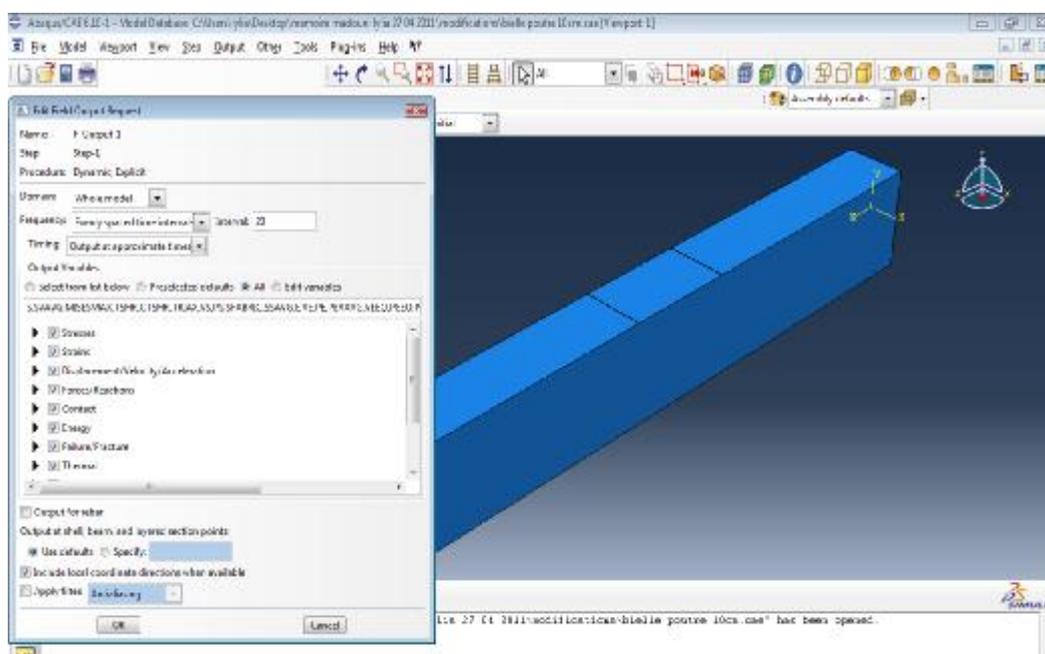


Figure III.5 : module Step

5) **Créer les interactions entre les instances:** le module **INTERACTION** permet de spécifier toutes les interactions entre les différentes parties et régions du modèle, elles peuvent être de différentes natures mécaniques, thermiques ou autres. Il faut savoir qu’Abaqus ne prend en compte que les interactions explicitement définies, la proximité géométrique n’étant pas suffisantes, la procédure de spécification des interactions est la suivante :

- Créer les surfaces
- Définir les types de contacts
- Associer des surfaces avec des types de contact

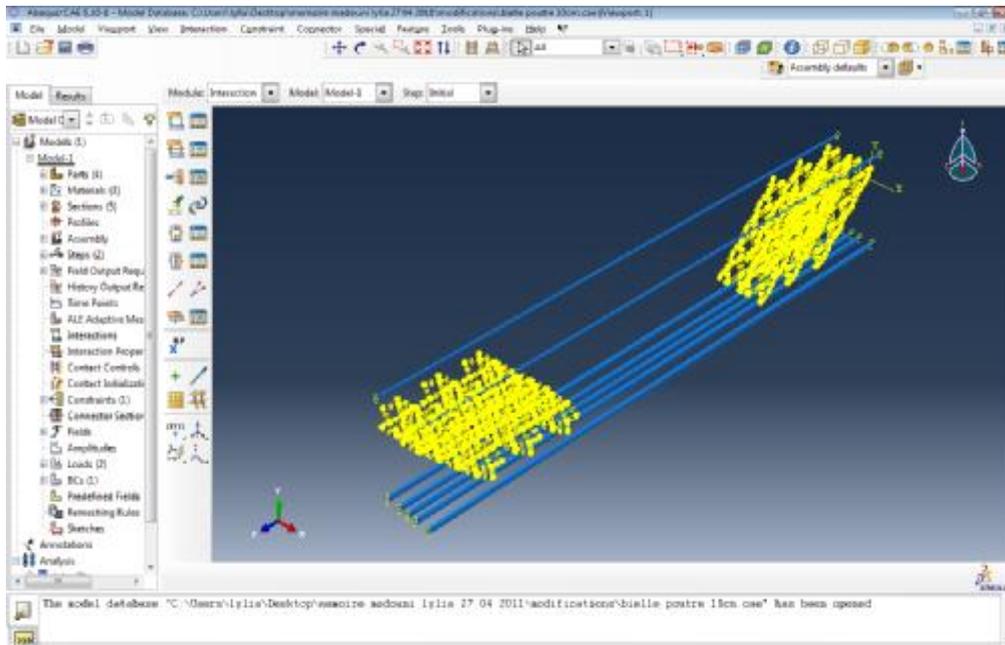


Figure III.6 : Interaction

6) Appliquer les conditions aux limites et les chargements : le module **LOAD** permet de spécifier tous les chargements, conditions aux limites et champs. Il faut que les chargements et les conditions aux limites soient dépendants des Steps, par exemple une force est appliquée au Step 1 mais inactive au Step 2.

- Définir les étapes d'application
- Définir les types de CL et/ou chargement

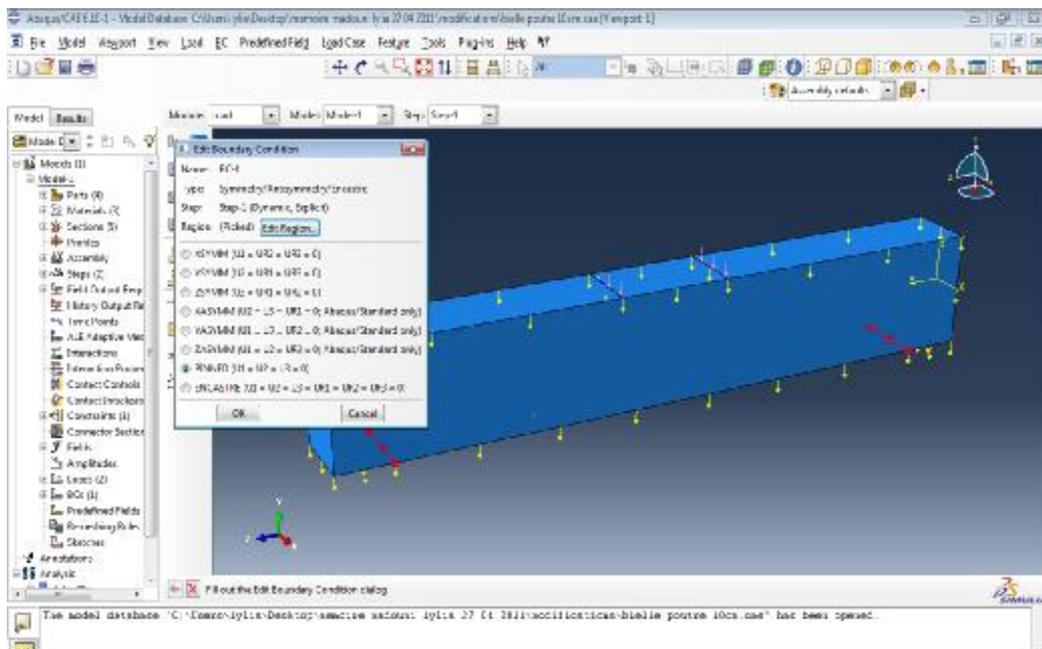


Figure III.7 : Boundary condition

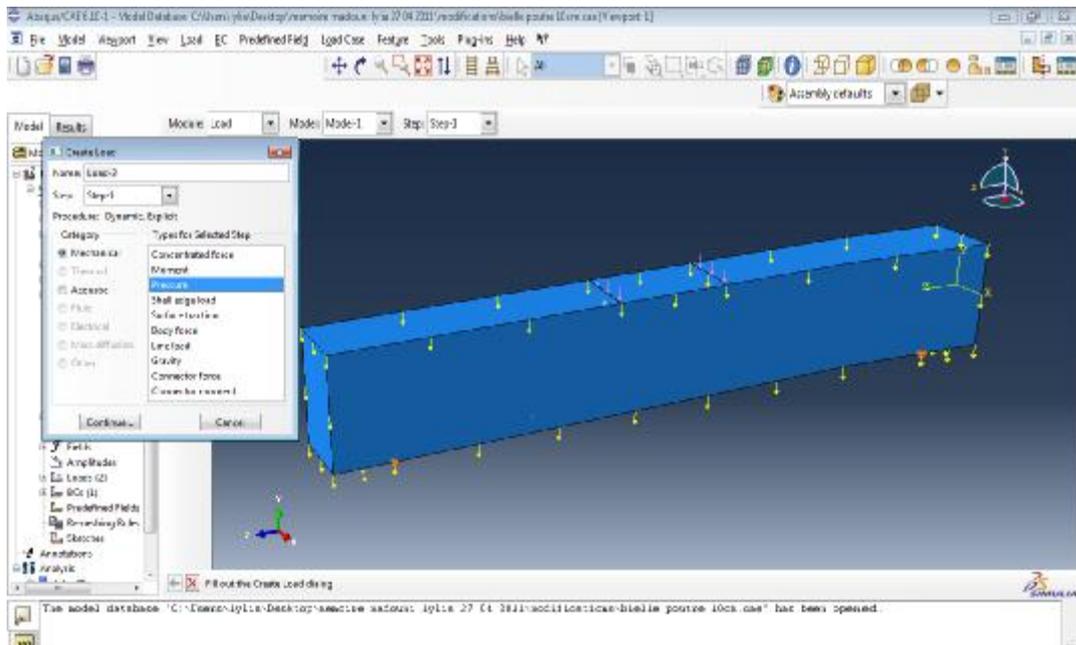


Figure III.8 : module LOAD

7) **Mailler le modèle** : le module **MESH** contient tous les outils nécessaires pour générer un maillage éléments finis sur un assemblage :

- Partitionner le modèle.
- Choisir les techniques de maillage.
- Choisir les types d'éléments.
- Discrétiser le modèle.
- Mailler le modèle

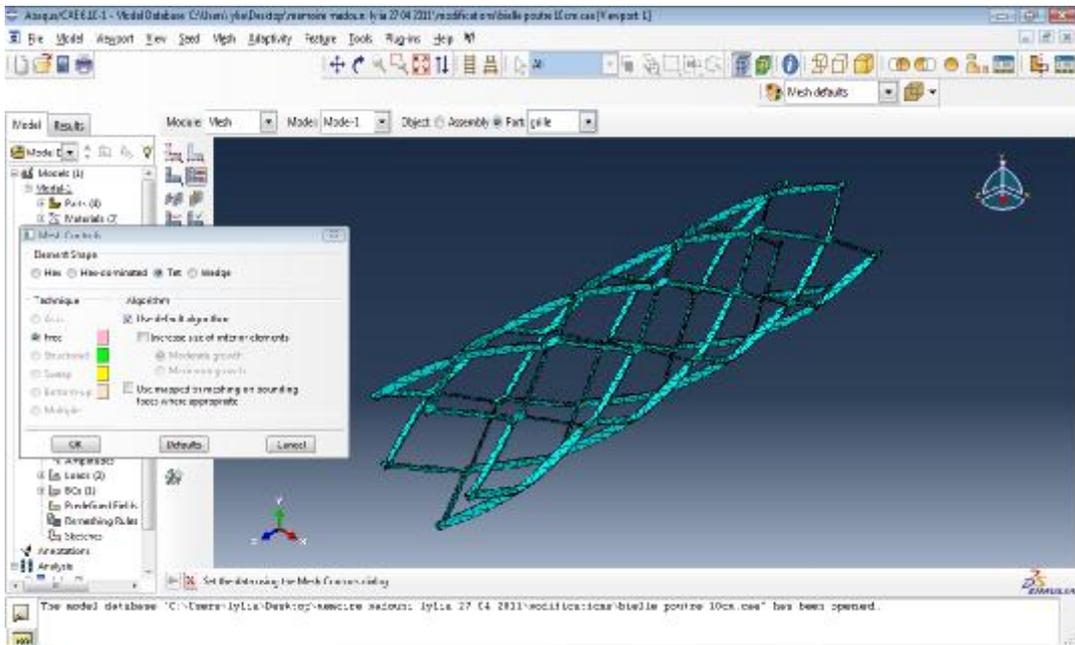


Figure III.9 : module Mesh

- 8) **Créer et soumettre un calcul** : une fois que toutes les tâches de définition du modèle ont été réalisées, il faut utiliser le module **JOB** pour analyser ce modèle. Abaqus va alors réaliser tous les calculs nécessaires et post-traiter les résultats demandés.

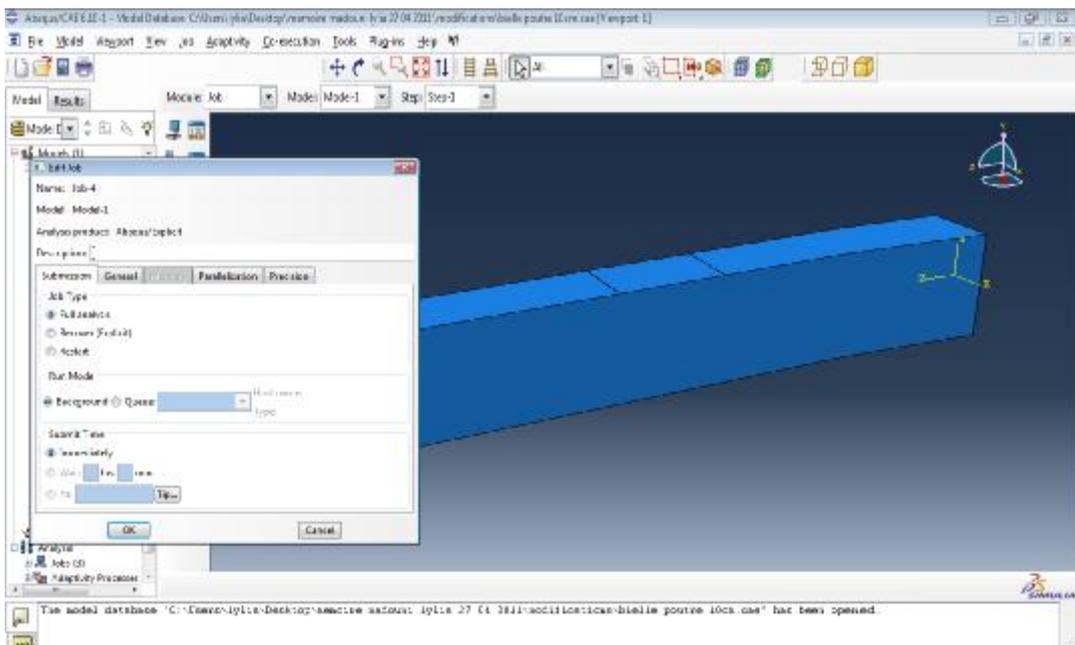


Figure III.10 : module Job

9) **Visualiser les résultats** : le module **VISUALIZATION** permet de visualiser le modèle et les résultats, les courbes de charges, les déformations...

10) **Le module « SKETCH »** : ce module permet de créer des formes bidimensionnelles qui ne sont pas associées à un objet. Il peut être utilisé pour des extrusions par exemple.

III.4 Fonctionnement du code Abaqus

Dans cette section, une description de la discrétisation spatiale par éléments finis employée dans le code de calcul Abaqus est donnée. Puis nous présentons le schéma de résolution Dynamique Explicite (Abaqus/Explicit) dans le cas d'un problème mécanique

III.4.1 Discrétisation du principe des puissances virtuelles (PPV)

Soit un solide en équilibre occupant à un instant donné un volume V de frontière Γ . Il est soumis, comme le montre la figure III.11, à des forces volumiques F_v , d'efforts surfaciques F_s appliquées sur la partie Γ_s de sa frontière Γ et à des efforts de contact F_c exercés sur la portion Γ_c de Γ . Les conditions aux limites en déplacement imposées au solide sur le domaine Γ_u de Γ sont représentées par le vecteur connu u^* .

L'équation du mouvement de chaque point matériel du solide est donnée par:

$$\overrightarrow{div}\sigma + F_v = \rho\ddot{u} \dots \dots \dots (III.1)$$

Où \ddot{u} représente la dérivée seconde du vecteur déplacement u .

Le problème consiste à déterminer les champs de contraintes $\sigma(x, t)$ et le déplacement u (de déformation $\varepsilon(x, t)$) à tout instant t et en tout point x , connaissant les conditions initiales de chacun des champs.

Les champs de vitesse \dot{u} et de contraintes $\sigma(x, t)$ doivent respecter :

- Les conditions aux limites en déplacement $u = u^*$ sur Γ_u
- les conditions aux limites portant sur les efforts

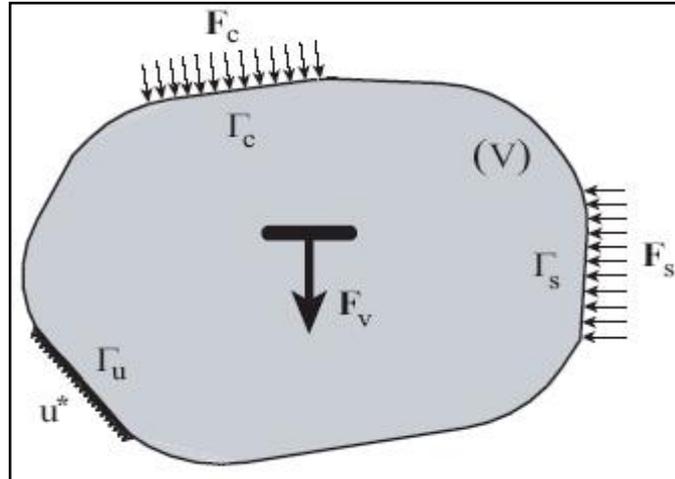


Figure III.11 : structure en équilibre.

La base d'une formulation éléments finis en déplacement est une introduction d'approximations spatiales de la solution. Pour développer une telle approximation on remplace les équations du mouvement par une forme faible équivalente en la multipliant par une fonction test. La fonction test adoptée dans Abaqus[27] est un champ de vitesses virtuel arbitraire $\delta\dot{\mathbf{u}}$ suffisamment continu et vérifiant les conditions aux limites $\delta\dot{\mathbf{u}} = \mathbf{0}$ sur Γ_u . Après développement, nous aboutissons à l'écriture du Principe des Puissances Virtuelles (PPV) :

$$-\int_V \Sigma : \delta\dot{\mathbf{E}} dv + \int_V \mathbf{F}_V \delta\dot{\mathbf{u}} dv + \int_{\Gamma_s} \mathbf{F}_s \delta\dot{\mathbf{u}} d\Gamma + \int_{\Gamma_c} \mathbf{F}_c \delta\dot{\mathbf{u}} = \int_V \rho \dot{\mathbf{u}} \delta\dot{\mathbf{u}} dV \dots\dots(\text{III.2})$$

Où $\delta\dot{\mathbf{E}}$ est l'accroissement virtuel des taux de déformations, lie a $\delta\dot{\mathbf{u}}$ par les relations de compatibilité :

$$\dot{\mathbf{E}} = \frac{1}{2} [\text{grad}\dot{\mathbf{u}} + {}^t\text{grad}\dot{\mathbf{u}}] \dots\dots\dots(\text{III.3})$$

La fonctionnelle (III.2) est une équation non linéaire qui doit être résolue par une méthode itérative en utilisant un développement approprié. Nous présentons dans ce qui suit la procédure de linéarisation de cette fonctionnelle dans le cas de l'utilisation d'éléments iso paramétriques, c'est-à-dire d'éléments pour lesquels les fonctions géométriques sont confondues avec les fonctions d'interpolation.

Les déplacements réels et virtuels de tout point du solide V sont reliés aux déplacements des nœuds adjacents par des fonctions. En utilisant la méthode de galerkin.

$$\mathbf{u}^e = N_n \mathbf{u}_n^e \dots\dots\dots(\text{III.4})$$

$$\delta \mathbf{u}^e = N_n \delta \mathbf{u}_n^e \dots\dots\dots(\text{III.5})$$

N_n sont les fonctions d'interpolations nodales sur l'élément (e). Elles dépendent des coordonnées spatiales et sont exprimées dans l'espace de référence, \mathbf{u}_n^e désigne le vecteur contenant les déplacements de chaque nœud de l'élément.

Les vitesses réelles et virtuelles ainsi que l'accélération sont interpolées en dérivant les équations (III.4) et (III.5) :

$$\begin{aligned} \dot{\mathbf{u}}^e &= N_n \dot{\mathbf{u}}_n^e \\ \delta \dot{\mathbf{u}}^e &= N_n \delta \dot{\mathbf{u}}_n^e \dots\dots\dots(\text{III.6}) \\ \ddot{\mathbf{u}}^e &= N_n \ddot{\mathbf{u}}_n^e \end{aligned}$$

En introduisant les approximations (III.4)-(III.6) dans l'équation (III.2), nous obtenons une fonctionnelle élémentaire de la forme :

$$\mathbf{I}_e = (\mathbf{M}^e \ddot{\mathbf{u}}^e + \mathbf{F}_{int}^e - \mathbf{F}_{ext}^e) \delta \dot{\mathbf{u}}^e = \mathbf{0} \dots\dots\dots(\text{III.7})$$

Où \mathbf{M}^e est la matrice masse élémentaire cohérente ou consistante dans le sens où elle est calculée avec les fonctions d'interpolations N_n de l'élément. \mathbf{F}_{int}^e est le vecteur élémentaire des efforts internes et \mathbf{F}_{ext}^e le vecteur des forces externes de l'élément (e).

Ces trois grandeurs sont données par :

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{M}^e &= \int_{V_e} \rho^T N_n N_n dV \\ \mathbf{F}_{int}^e &= \int_{V_e} {}^T B_n^e \sigma dV \\ \mathbf{F}_{ext}^e &= \int_{V_e} {}^T N_n \mathbf{F}_v dV + \int_{\Gamma_s^e} {}^T N_n \mathbf{F}_s d\Gamma + \int_{\Gamma_c^e} {}^T N_n \mathbf{F}_c d\Gamma \end{aligned} \right\} \text{III.8}$$

Où la matrice déformations-déplacements B_n^e de l'élément (e) s'écrit comme suit :

$$B_n^e = \frac{\partial N_n}{\partial x_n} \quad (III.9)$$

L'équilibre du système global obtenu en assemblant les fonctionnelles élémentaires I_e sur toute la structure est de la forme :

$$I = \sum_e I_e = [\sum_e (M^e \ddot{u}^e + F_{int}^e - F_{ext}^e)] \delta \dot{u}^e = 0 \dots\dots\dots(III.10)$$

ou encore :

$$I = (M\ddot{u} + F_{int} - F_{ext}) \delta \dot{u} = 0 \dots\dots\dots(III.11)$$

Le système algébrique précédent est non-linéaire. Il exprime l'équilibre dynamique de la structure. Sa résolution incrémental par linéarisation sur chaque incrément de temps peut être envisagée par plusieurs méthodes.

III.4.3 Le schéma Dynamique Explicite :

Le schéma de résolution explicite n'est pas itératif. Il consiste en une résolution explicite des équations du mouvement. La procédure explicite est souvent utilisée pour des problèmes invoquant de fortes non-linéarités géométrique tels que la simulation en quasi-statique des procédés de mise en forme. Elle n'est cependant fiable que sous certaines conditions. En effet, les formulations explicites présentent une stabilité numérique conditionnée par la taille de l'incrément de temps Δt . Nous présentons dans ce qui suit ce schéma.

L'équation (III.10) s'écrit dans le cadre d'une analyse dynamique explicite sous la forme :

$$M\ddot{u} + R = 0 \dots\dots\dots(III.12)$$

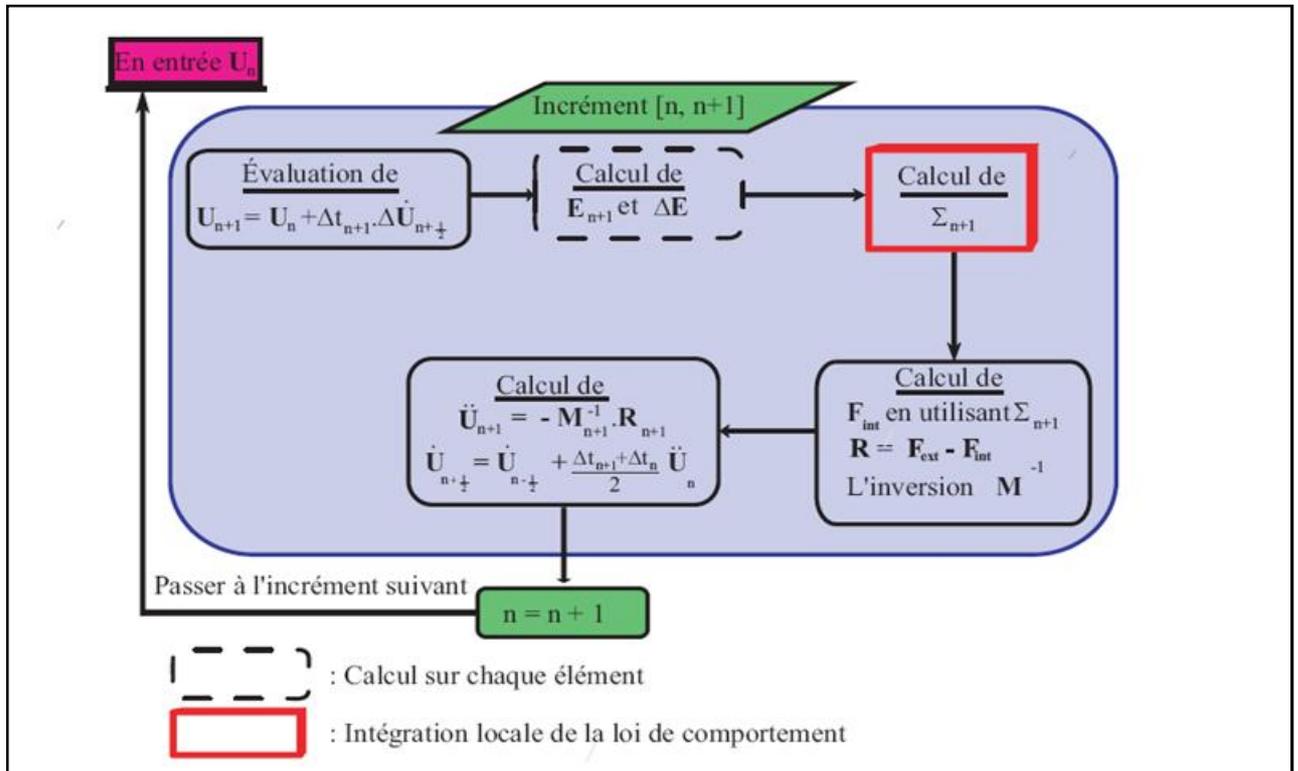


Figure III.12 : Organigramme de résolution d'un problème mécanique en utilisant un schéma dynamique explicite.

La recherche de la solution de l'équation (III.12) dans le cadre de ce schéma utilise la méthode des différences centrées :

$$\ddot{u}_n = M_n^{-1} R_n \dots \dots \dots (III.13)$$

$$\dot{U}_{n+\frac{1}{2}} = \dot{U}_{n-\frac{1}{2}} + \frac{\Delta t_{n+1} + \Delta t_n}{2} \ddot{U}_n \dots \dots \dots (III.14)$$

$$U_{n+1} = U_n + \Delta t_{n+1} \cdot \dot{u}_{n+\frac{1}{2}} \dots \dots \dots (III.15)$$

Il apparaît des relations précédentes (III.13)-(III.15) que la résolution de l'équation (III.10) nécessite le calcul de la matrice masse. Cette dernière peut être avantageusement diagonalisée pour optimiser le temps de calcul [28]. Les principales étapes de résolution du schéma dynamique explicite sont récapitulées sur la figure (III.3).

Comme nous l'avons mentionné précédemment, la stabilité et la précision de la résolution dépendent fortement du pas de temps Δt . Une estimation du pas de temps optimal obtenue en calculant la limite de stabilité pour une solution non amortie est donnée par [27]

$$\Delta t \leq \frac{2}{w_{max}} \dots\dots\dots(III.16)$$

Où w_{max} est la plus grande pulsation du système.

Pour des oscillations à hautes fréquences, un coefficient de sécurité est introduit :

$$\Delta t \leq \frac{2}{w_{max}} [\sqrt{1 + \Psi^2} - \Psi] \dots\dots\dots(III.17)$$

Ψ est la valeur de l'amortissement, $\Psi \leq 1$. Ce facteur permet de réduire la taille de Δt incrément. Une estimation de l'incrément de temps stable est proposée dans Abacus. Elle est obtenue en fonction de la plus petite taille des éléments. Ainsi la limite de stabilité peut être réécrite comme suit :

$$\Delta t = \min \left[\frac{L_e}{C_d} \right] \dots\dots\dots(III.18)$$

Où L_e est la longueur caractéristique actuelle de l'élément (e) et C_d la vitesse d'une onde élastique traversant cet élément. Elle est égale à

$$C_d = \sqrt{\frac{E}{\rho}} \dots\dots\dots(III.19)$$

Où ρ est la masse volumique du matériau et E son module d'Young.

III.4.4 Le schéma statique implicite – problème mécanique :

Le schéma statique implicite correspond à la situation où le terme d'inertie qui apparaît dans l'équation (III.10) peut être négligé. Par conséquent ; l'équation (III.10) se réduit à :

$$R_{n+1} = (F_{int})_{n+1} - (F_{ext})_{n+1} \dots\dots\dots(III.20)$$

Où R_{n+1} est le résidu de l'équilibre statique à l'instant $n + 1$. La résolution de cette équation dans le cadre de package Standard de code Abaqus[27] est effectuée par la

méthode itérative de Newton-Raphson modifiée. Le résidu R_{n+1} est donc linéaire en utilisant un développement limité de Taylor d'ordre 1 :

$$R_{n+1}^{iter+1} = R_n^{iter} + \left(\frac{\partial R_n}{\partial u_{n+1}}\right)^{iter} \partial U_n + \dots = \mathbf{0} \dots\dots\dots(III.21)$$

Ou $\partial U_n = U_{n+1}^{iter+1} - U_n^{iter}$ est l'incrément de déplacement entre les itérations successives (iter) et (iter+1). Ce processus itératif continue jusqu'à convergence du système ($|R_{n+1}| \leq \epsilon$) (convergence de système itératif).

L'équation (III.21) fait apparaitre l'expression de la matrice tangente à l'itération (iter) :

$$[K_T^{iter}(U_n)] = - \left(\frac{\partial R_n}{\partial u_{n+1}}\right)^{iter} \dots\dots\dots(III.22)$$

$[K_T^{iter}(U_n)]$ Joue un rôle central dans la vitesse de convergence de ce schéma itératif [30,31]. La détermination de cet opérateur se fait par le calcul de résidu R_n dont la formulation dans l'espace de référence est donnée par :

$$R_n = \int_{V_e^0} {}^T B_n^e : \sum J dV_e^0 - \int_{V_e^0} {}^T N_n^e F_v J dV_e^0 - \int_{\Gamma_s} {}^T N_n^e F_s J_s d\Gamma_e^0 - \int_{\Gamma_c} {}^T N_n^e F_s J_s d\Gamma_e^0 = \mathbf{0}$$

Ou J et J_s sont respectivement, les jacobiens de volume et de surface entre l'élément de référence et l'élément réel. La matrice tangente $[K_T^{iter}(U_n)]$ de chaque élément est obtenue en calculant la variation de R_n par rapport au déplacement. Nous obtenons :

$$[K_T^e(U_n)] = \frac{\partial}{\partial U_n} \left[\int_{V_e^0} {}^T B_n^e : \sum J dV_e^0 - \int_{V_e^0} {}^T N_n^e F_v J dV_e^0 - \int_{\Gamma_s} {}^T N_n^e F_s J_s d\Gamma_e^0 \right] - \left[\int_{\Gamma_c} {}^T N_n^e F_s J_s d\Gamma_e^0 \right] \dots\dots\dots(III.23)$$

La formule précédente peut être simplifiée en adoptant deux hypothèses, généralement vérifiées, qui ont traités aux faibles variations de la géométrie de l'élément de chargement et au type de forces appliquées.

La matrice tangente se réduit donc à la contribution de deux quantités, le tenseur de contrainte σ et le vecteur force de contact F_c . on obtient finalement :

$$[K_T^e(U_n)] = \int_{V_e^0} {}^t B_n^e : \frac{\partial \Sigma}{\partial E} : B_n^e J dV_e^0 - \int_{\Gamma_c} {}^t N_n^e \frac{\partial F_c}{\partial U_n} J_s d\Gamma_e^0 \dots \dots \dots (III.26)$$

L'équation (III.26) fait apparaître l'opérateur tangent $\frac{\partial \Sigma}{\partial E}$. Ce dernier dépend de la loi de comportement au travers des variables d'état qui interviennent dans le calcul de la contrainte Σ_{n+1} à chaque itération.

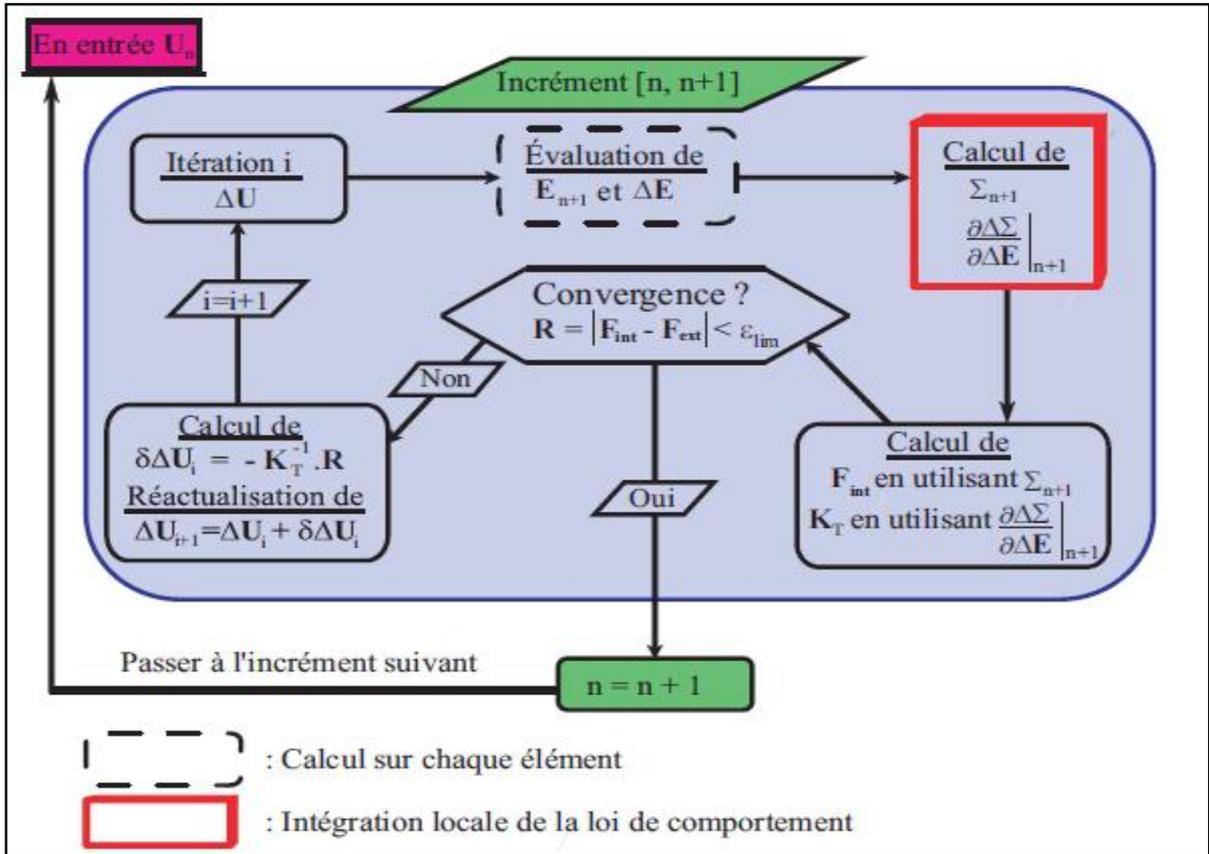


Figure III.13 : Organigramme de résolution de schéma statique implicite

III.5-Modélisation du comportement mécanique du béton et de l'acier

Les ouvrages mixtes sont constitués de deux matériaux : l'acier et le béton. La modélisation de l'acier ne pose aucun souci spécifique car son comportement mécanique est relativement simple. La théorie de la mécanique des milieux continus permet de décrire son comportement plastique grâce au critère de plasticité de von Mises. La modélisation du béton est bien moins évidente et son comportement mécanique est encore aujourd'hui très mal décrit par les logiciels industriels. En effet, le développement de micro-fissure très rapidement obtenu en traction, génère d'énormes difficultés de convergences de ces logiciels. Le comportement du béton est très fortement hétérogène et la mécanique des milieux continus est un outil relativement mal adapté dans ce cas de figure. C'est pourquoi un grand nombre d'études sur les ouvrages d'art négligent totalement le comportement plastique du béton en le considérant comme un matériau parfaitement élastique [32,33,34]. Les modèles présentés dans cette partie considèrent que le béton est un matériau homogène puisque l'échelle des applications numériques est en général suffisamment élevée pour permettre cette hypothèse.

III.5.1-Un modèle élastoplastique couplé à l'endommagement pour le béton

Le béton est un matériau qui appartient à la famille des matériaux quasi-fragile. Pour des charges relativement faibles, le béton reste dans le domaine élastique, c'est-à-dire que les déformations sont le résultat de mouvements quasi réversibles d'atomes. Pour des sollicitations plus importantes, la rupture a lieu rapidement d'où le caractère fragile de ce matériau. C'est le phénomène de la décohérence pâte-grains qui donne alors lieu à des déformations permanentes et de ruptures. Des glissements apparaissent dans les cristaux des grains, contribuant eux aussi à la déformation permanente qui se produit à volume constant [3].

Le comportement fragile du béton disparaît lorsque la pression de confinement est suffisamment importante pour empêcher la propagation des fissures. La rupture dépend alors de la consolidation et de l'affaiblissement de la structure microporeuse [35].

Le modèle béton « damaged plasticité model for concrete and other quasi-brittle materials » d'Abaqus[27] permet de gérer les problèmes de plasticité couplés à l'endommagement du béton non-visqueux.

III.5.1.1 Hypothèse de partition

La théorie de la plasticité permet de décrire le caractère irréversible des déformations que l'on appellera ϵ^p . La partition de la déformation totale est effectuée en une partie élastique et une partie plastique ou permanente. Les déformations élastiques mettent en œuvre une énergie dite élastique réversible qui est donc restituée lors de toute décharge, tandis que les déformations plastiques conduisent à la dissipation d'une énergie irréversible.

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}^{el} + \dot{\epsilon}^{pl} \dots\dots\dots(III .27)$$

Rappelons que dans le cadre d'une théorie de petite déformation, le tenseur de déformation ϵ_{ij} est obtenu à partir du premier gradient du champs de déplacement $u = (u_x, u_y, u_z)$ tel que:

$$\epsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \dots\dots\dots(III.28)$$

III.5.1.2 Relation contrainte-déformation

La relation contrainte-déformation est définie par :

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\epsilon - \epsilon^{pl}) = D^{el} : (\epsilon - \epsilon^{pl}) \dots\dots\dots(III.29)$$

dans laquelle D_0^{el} est la matrice de raideur élastique , et $D^{el} = (1 - d)D_0^{el}$ représente la matrice de raideur après endommagement, $\bar{\sigma}$ est le tenseur de contrainte effective .

L'utilisation du principe de la contrainte effective conduit à une relation liant la contrainte réel à la contrainte effective donnée par : $\sigma = (1 - d)\bar{\sigma}$

Une nouvelle relation peut être écrite alors, en liant le tenseur de contrainte effective au tenseur de contrainte élastique :

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\epsilon - \epsilon^{pl}) \dots\dots\dots(III.30)$$

Le degré de dégradation du matériau sous un chargement externe est représenté par une variable scalaire unique d'endommagement d affectant le module de young :

III.5.1.3 Loi d'érouissage.

L'érouissage du matériau est supposé isotrope. L'évolution de la surface de charge est gouvernée par une seule variable scalaire : la déformation plastique cumulée .

L'érouissage isotrope correspond à une dilatation simple du critère initial comme schématisé sur la figure ci-dessous. Cette dernière représente une courbe contrainte- déformation plastique en traction-compression ainsi que la projection de celle-ci dans l'espace des contraintes et.

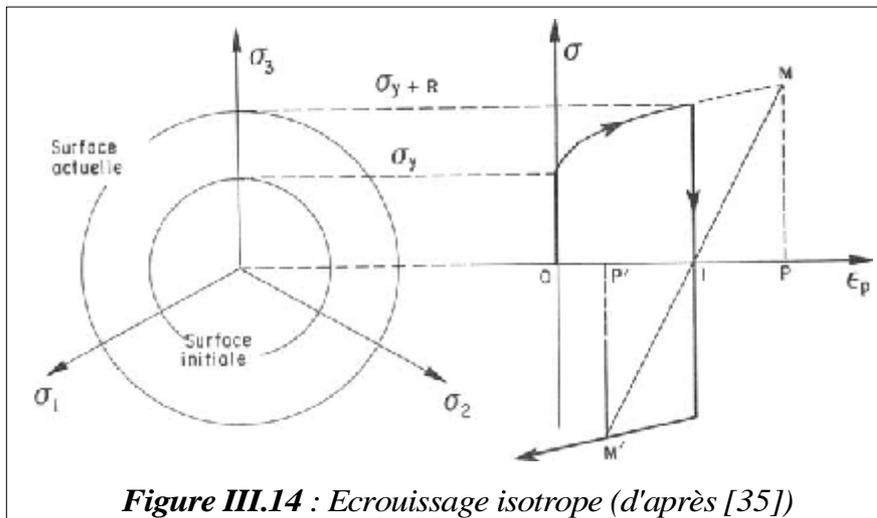


Figure III.14 : Ecrouissage isotrope (d'après [35])

Cette figure montre pourquoi la déformation plastique cumulée peut être employée comme variable d'érouissage isotrope : les points M et M' ont même état et même déformation plastique cumulée : $OI + IP = OI + IP'$.

Le taux de déformation plastique équivalent (équivalent plastic) est :

$$\dots\dots\dots(III.31)$$

et ainsi la déformation plastique cumulée :

$$\dots\dots\dots(III.32)$$

Comme le comportement du béton est différent en traction et en compression, le modèle béton d'Abaqus prend en compte deux variables

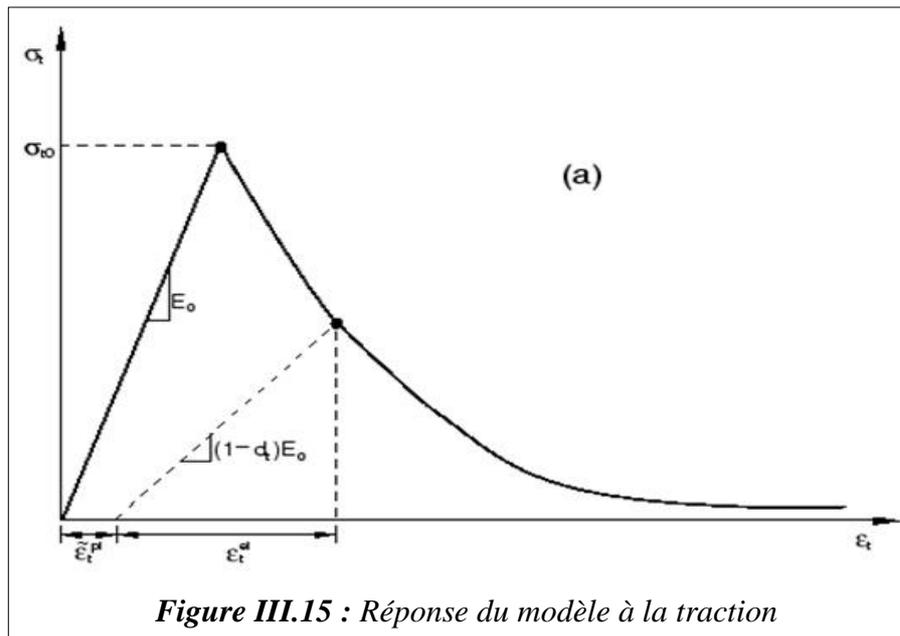
d'écrouissage indépendantes $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ et $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$. L'évolution des variables d'écrouissage est donnée par :

$$\dot{\tilde{\varepsilon}}^{pl} = \begin{pmatrix} \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} \\ \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl} \end{pmatrix} ; \dot{\tilde{\varepsilon}}^{pl} = \mathbf{h}(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \cdot \dot{\varepsilon}^{pl} \dots \dots \dots (III.33)$$

Les microfissures en traction et les « écrasements » en compression sont représentés par une augmentation des valeurs des variables d'écrouissages. Ces variables contrôlent l'évolution de la surface de charge.

$\dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl}$ et $\dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl}$ sont respectivement les déformations plastique cumulée de traction, compression tel que $\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \int_0^t \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl} dt$ et $\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \int_0^t \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl} dt$

Ø Dans le cas de la traction uniaxial la courbe contrainte-déformation suit une relation linéaire élastique jusqu'à ce que la valeur de la contrainte de rupture soit atteinte. La contrainte de rupture correspond à l'apparition de microfissure dans le matériau béton. Au delà de la contrainte de rupture, la formation de micro fissure est représenté macroscopiquement avec une réponse de ramolissement de contrainte-déformation, qui induit à la localisation des déformations dans le béton.



Ø Dans le cas de la compression uniaxial la réponse est linéaire jusqu'à la valeur de la limite élastique . dans le domaine plastique la réponse est généralement caractérisée par un écrouissage suivi d'adoucissement , au dela de la contrainte de rupture .

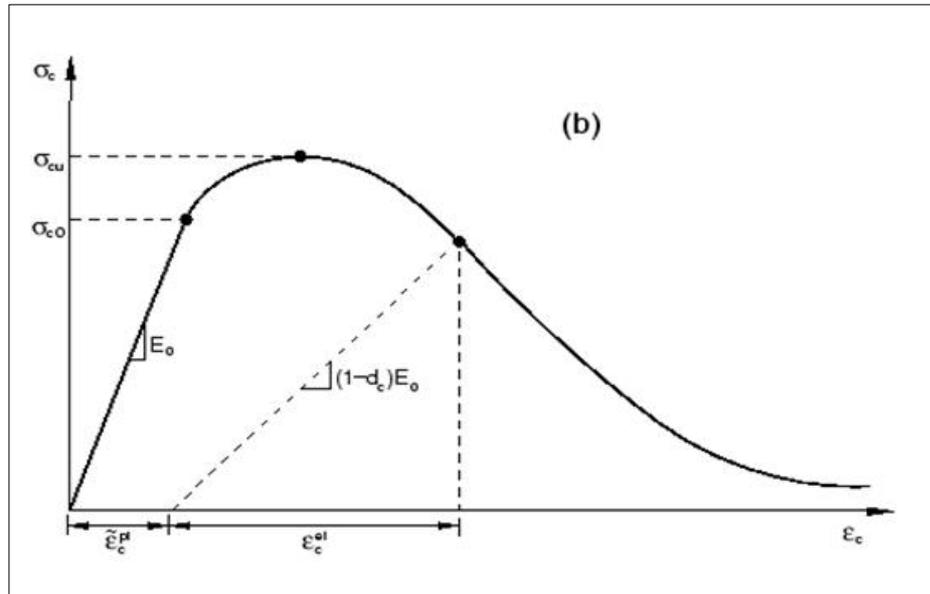


Figure III.16 : Réponse du modèle à la compression simple

Comme le montre ces figures , lorsque l'échantillon de béton est déchargé de tout point de l'adoucissement , la rigidité élastique du matériau est endommagée ou dégradé . la dégradation de la rigidité est caractérisée par deux variables d'endommagement qui sont en fonction des déformations plastique , la temperature et variables prédéfinis :

$$d_t = d_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl}, \theta, f_i), (0 \leq d_t \leq 1)$$

$$d_c = d_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}, \theta, f_i), (0 \leq d_c \leq 1) \dots \dots \dots (III.34)$$

Les variables d'endommagement peuvent prendre des valeurs de 0 ce qui représente un matériau sain (rigidité initiale) et 1 ce qui représente l'endommagement totale du matériau (une perte totale de rigidité).

Si E_0 est la rigidité élastique du matériau les relations contrainte-déformation sous traction et compression simple sont, respectivement :

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0(\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl})$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0(\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \dots \dots \dots (III. 35)$$

La contrainte effective de traction et de compression sont , respectivement :

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0(\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl})$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0(\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \dots \dots \dots (III. 36)$$

III.5.1.4 Fonction de charge

A tout modèle élastoplastique est associé un critère de plasticité qui définit le domaine d'élasticité dans lequel le comportement du matériau reste réversible. Il définit également le domaine plastique et permet ainsi de spécifier quand a lieu l'écoulement plastique. Cette fonction est appelée fonction de charge ou critère de charge. En écrouissage isotrope, cette surface de charge est caractérisée par une fonction *f* qui dépend de l'état de contrainte σ et d'un paramètre scalaire *R* représentant l'écrouissage.

$$f(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl}) = 0$$

L'écoulement plastique a lieu lorsque le point représentant l'état de contrainte est sur la surface de charge. Ce point doit rester sur cette surface le long de l'écoulement plastique, ce qui conduit à la condition de consistance :

$$\dot{f}(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl}) = 0$$

L'état de décharge se produit pour $f(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl}) = 0$ et $\dot{f}(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl}) \leq 0$

Le modèle élastoplastique du béton utilise la fonction de charge développée par Lubliner et al. [36] et incorpore de plus les modifications proposées par Lee et Fèves [37] pour tenir compte des évolutions différentes de résistance entre la tension et la compression :

$$f(\bar{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3 \alpha \bar{p} + \beta (\tilde{\epsilon}^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle - \hat{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c (\tilde{\epsilon}_c^{pl}) = 0 \quad (III. 37)$$

Ø \bar{p} est la pression hydrostatique dont l'expression est : $\bar{p} = -\frac{1}{3} \bar{\sigma} : \mathbf{I}.$ (III. 38)

Ø \bar{q} est la contrainte équivalente de Von Mises pour laquelle S est le tenseur du déviateur du tenseur des contraintes σ

$$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} \bar{\mathbf{S}} : \bar{\mathbf{S}}} ; \bar{\mathbf{S}} = \bar{p}\mathbf{I} + \bar{\boldsymbol{\sigma}} \dots \dots \dots \text{(III. 39)}$$

Ø $\hat{\sigma}_{max}$ est la valeur algébrique maximum des valeurs propres de σ . Les contraintes principales de σ sont les solutions de: $\det[\sigma - \lambda I] = 0$, c'est-à-dire les racines de l'équation du troisième degré suivante :

$$\lambda^3 - (\sigma + \sigma_{22} + \sigma_{33})\lambda^2 + (\sigma_{11}\sigma_{22} + \sigma_{22}\sigma_{33} + \sigma_{11}\sigma_{33} + \sigma_{23}^2 - \sigma_{13}^2 - \sigma_{12}^2)\lambda - (\sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33} + 2\sigma_{12}\sigma_{13}\sigma_{23} - \sigma_{11}\sigma_{23}^2 - \sigma_{22}\sigma_{13}^2 - \sigma_{33}\sigma_{12}^2) \dots \dots \dots \text{(III. 40)}$$

$\hat{\sigma}_{max}$ est alors la plus grande valeur algébrique de ces racines tel que

$$\hat{\sigma}_{max} \geq \hat{\sigma}_{moy} \geq \hat{\sigma}_{min}$$

Ø La fonction $\beta(\tilde{\epsilon}^{pl})$ est donnée par

$$\beta(\tilde{\epsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \dots \dots \dots \text{(III. 41)}$$

Ø dans laquelle $\sigma_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl})$ et $\sigma_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl})$ sont respectivement les valeurs de la contrainte uniaxiale de compression et de traction définie par l'utilisateur dans le jeu de données.

Ø Le coefficient α est déterminé par la contrainte élastique en compression uniaxiale σ_{c0} et par $\sigma_{b0} \alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}$

Les valeurs expérimentales types donnent $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}} = 1,16$ donc $\alpha = 0,12$

Ø Le coefficient γ est obtenu par $\gamma = \frac{3(1-K_C)}{2K_C - 1}$ ou K_C est une constante $K_C =$

$$\frac{2}{3} \text{ ainsi } \gamma = 3$$

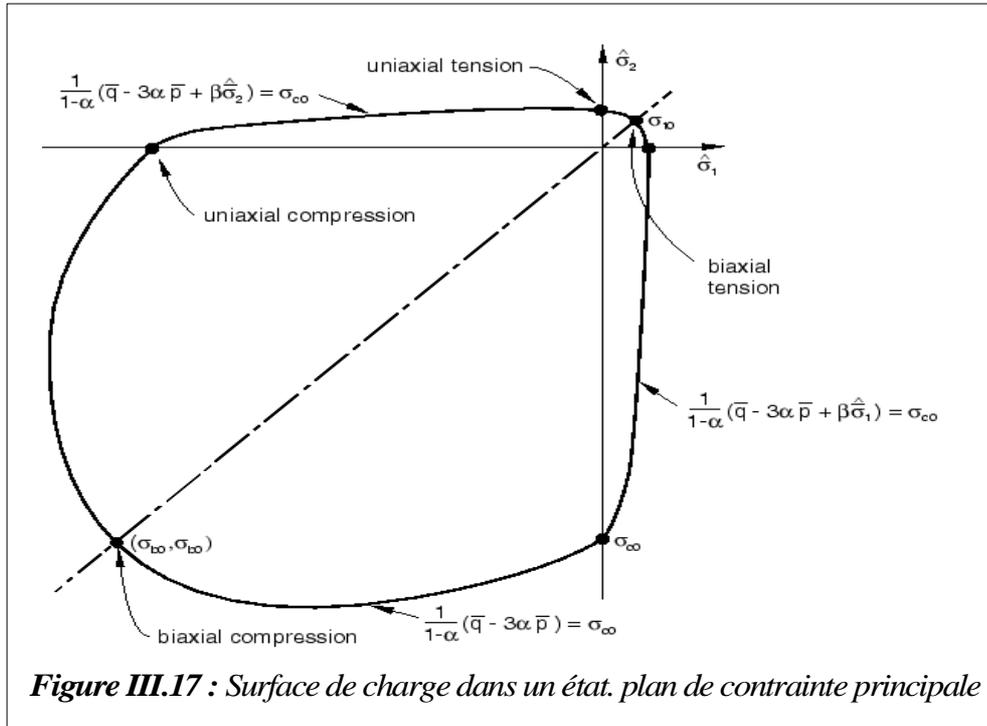


Figure III.17 : Surface de charge dans un état. plan de contrainte principale

III.5.1.5 Plasticité non associée- loi d'écoulement

Contrairement à la plupart des aciers, le béton comme les géomatériaux fait appel à la plasticité non associée afin de mieux représenter le comportement dilatant de ces matériaux. L'écoulement plastique est normal à un potentiel plastique qui est différent de la surface de plasticité.

Le schéma de la plasticité non associée nécessite l'emploi de trois potentiels : l'énergie libre IP, la surface limite d'élasticité f=0 et une surface potentielle G=cte qui donne la direction de l'écoulement dans l'espace des variables forces généralisées.

L'écoulement plastique dépend du potentiel plastique G conformément à la loi d'écoulement :

$$\varepsilon^{pl} = \lambda \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}}$$

dans laquelle λ est un multiplicateur plastique positif ou nul.

$$\lambda \text{ est nul lorsqu'il n'y a pas d'écoulement, c'est-à-dire : } f < 0 \text{ ou } f = 0 \text{ et } \frac{\partial f}{\partial \sigma} : \dot{\sigma} \leq 0$$

Le potentiel d'écoulement choisi dans le modèle Abaqus est la fonction hyperbolique de Drucker-Page :

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + q^2} - \bar{p} \tan \psi \dots \dots \dots (III. 42)$$

Où ψ est l'angle de dilatation mesuré dans le plan p-q pour des hautes sollicitations de confinement. σ_{t0} est la contrainte de traction uniaxiale à la rupture et e est un paramètre qui se réfère à une excentricité et qui définit le taux pour lequel la fonction approche de l'asymptote.

III.5.2 Un modèle élastoplastique pour l'acier

Nous avons modélisé le comportement de l'acier à l'aide d'une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage isotrope utilisant le critère de plasticité de vonMises.

III.5.2 .1 Critère de von Mises :

Le critère de Von mises est le plus simple car il n'utilise que le second invariant du déviateur des contraintes. Ceci correspond à un ellipsoïde dans l'espace des contraintes principales. En notant σ_y la limite d'élasticité en traction, le critère s'écrit :

$$f(\sigma) = J - \sigma_y^2$$

Où J est le second invariant des contraintes, appelé aussi contrainte équivalente de Von Mises. Il peut également s'exprimer en fonction des contraintes principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ comme suit :

$$J = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} = \sqrt{\left(\frac{1}{2}((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)\right)} \dots\dots\dots (III. 43)$$

Et le déviateur S est défini en enlevant à la contrainte la pression hydrostatique :

$$S = \sigma - \frac{I_1}{3} I \dots\dots\dots (III. 44)$$

Le domaine d'élasticité correspond aux valeurs négatives de f . Finalement, le comportement du système se résume alors aux équations suivantes :

- Domaine d'élasticité si : $f < 0$
- Décharge élastique si : $f = 0$ et $\dot{f} < 0$
- Ecoulement plastique si : $f = 0$ et $\dot{f} = 0$

III.6Présentation des modèles à simuler

III.6.1-dimensions et géométrie

Les applications considérées dans cette étude, portent sur des cylindres confinés par des grilles métalliques incorporées dans la matrice béton et sur des poutres renforcées par des bielles inclinées confinées, disposées dans la zone d’influence de l’effort tranchant. Ces applications constituent une partie de la thèse de doctorat de Mme Taouche.

a)-Cylindres :

Les dimensions géométriques des cylindres sont : 160 x 320 mm.Les caractéristiques des grillesmétalliques sont données par le tableau III.1

Le rapport des diamètres (béton – grille) est de $16 / 12 = 1,33$.

Type d’essai sur la grille	Essai de traction sur les métaux
Propriétés géométriques de la grille	Poids (g): 900 Nombre de mailles par m ² : 1952 Longueur initiale (mm):100 Diamètre (mm) : 1 Epaisseur (mm) : 0,7 Aire (mm ²) : 1,4
Propriétés mécaniques de la grille	Limite d’Extension Rt (Mpa) : 159,4 Module d’élasticité (Mpa): 4125,6 Résistance maximale (Mpa) : 479,9

Tableau III.1 propriétés mécanique et géométrique de la grille

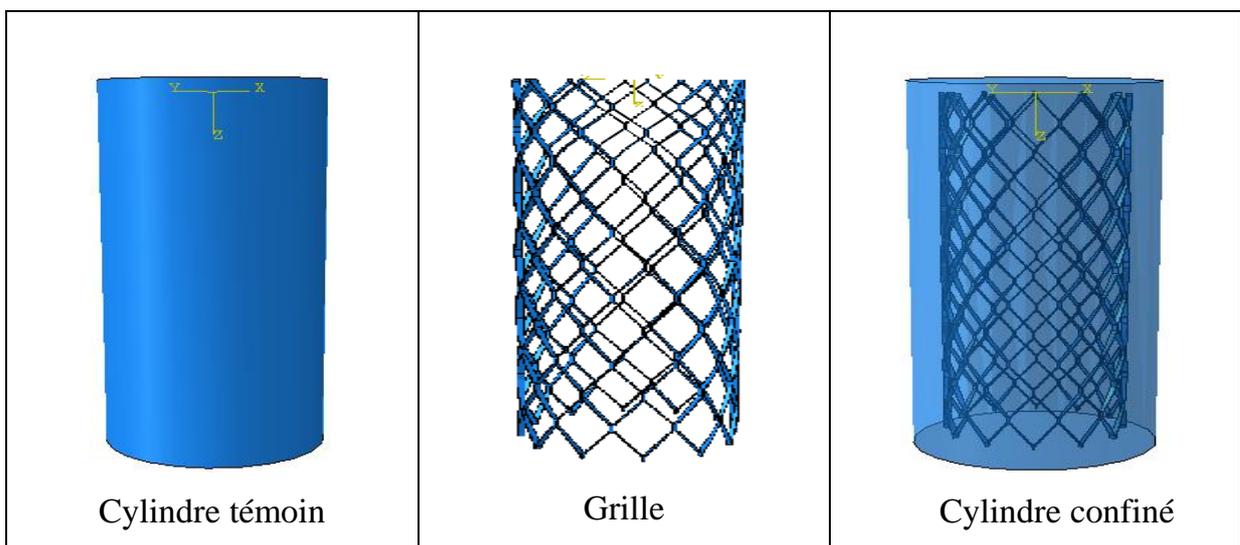


Figure III.18Présentation des éprouvettes

b)-poutres :

On simule 2 poutres de largeur de 12cm et de hauteur de 20cm et de longueur 1m20, les 2 poutres sont ferrillées différemment. Pour la poutre classique , on a disposé 5Ø10 dans la zone tendue, 2Ø6 dans la zone comprimé et 6cadres (12Ø6 de part et d'autre), La 2éme poutre est ferrillée par une nouvelle technique de ferrillage qui consiste à confiner les bielles de béton inclinées à 45° pour reprendre mieux l'effort tranchant maximal , suite à la mobilisation du confinement du béton emprisonné à l'intérieur des grilles métalliques, en effet, suite à la différence de rigidités entre la matrice béton et la grille métallique, le béton est soumis à une compression latérale ce qui engendrait une augmentation de la résistance ultime de ce béton. Comme la composante de compression de l'effort tranchant sera reprise par des bielles de béton inclinées et suite au taux de confinement exercé par la grille métallique, la poutre pourra supporter un effort tranchant plus important.

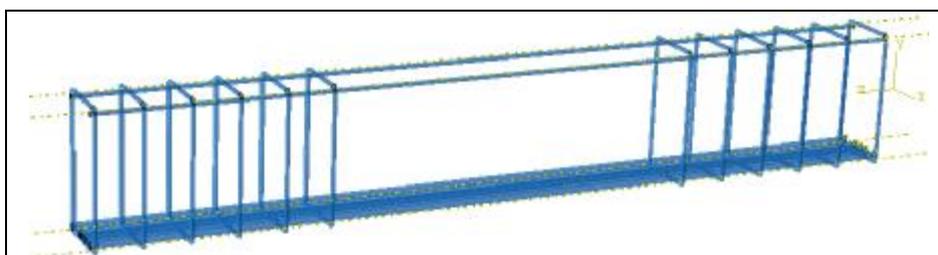


Figure III.19 : Squelette de la poutre classique.

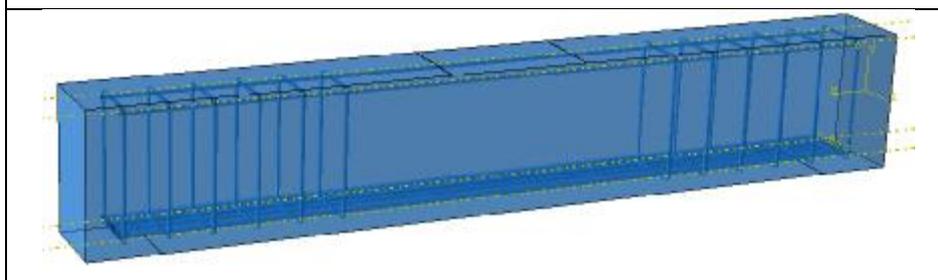
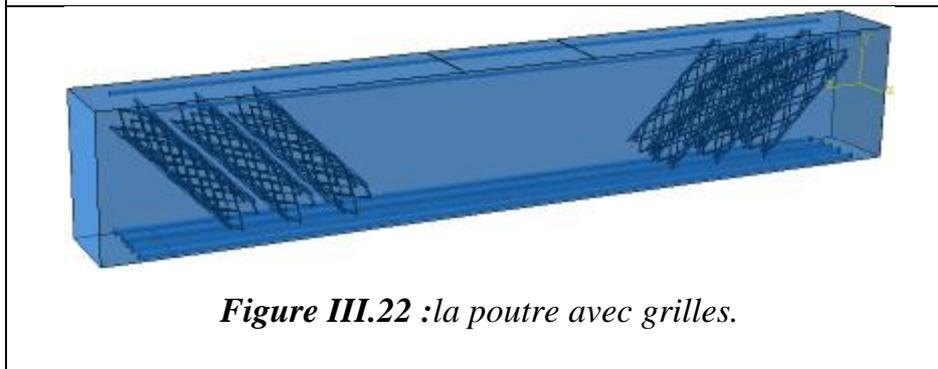
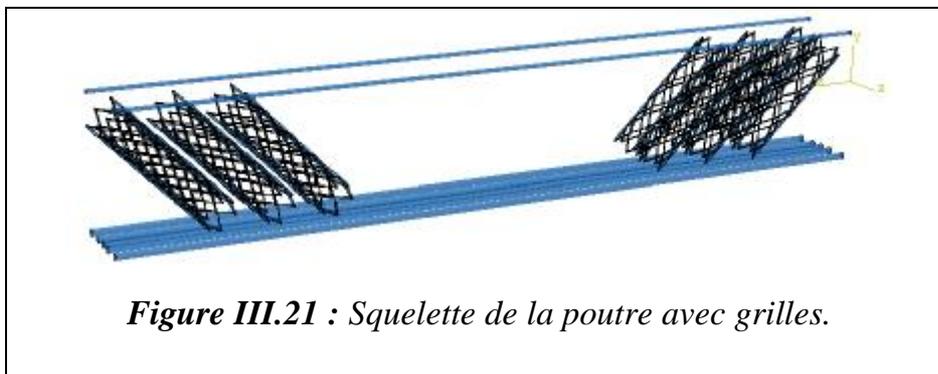


Figure III.20 : la poutre classique.



III.6.2- Maillage :

La génération d'un maillage est la fondation des résultats numériques, habituellement, seule les zones susceptibles de développer des phénomènes significatifs sont maillées finement, le reste de la structure est alors maillée plus grossièrement. Mais l'utilisation d'éléments de même taille, nous affranchit de l'influence de leur taille sur les résultats numériques. De plus, la densité de notre maillage doit être optimal afin de réduire autant que possible la taille du problème et le temps d'exécution.

Le maillage utilisé lors des différentes simulations est donné dans la Figure III.23.

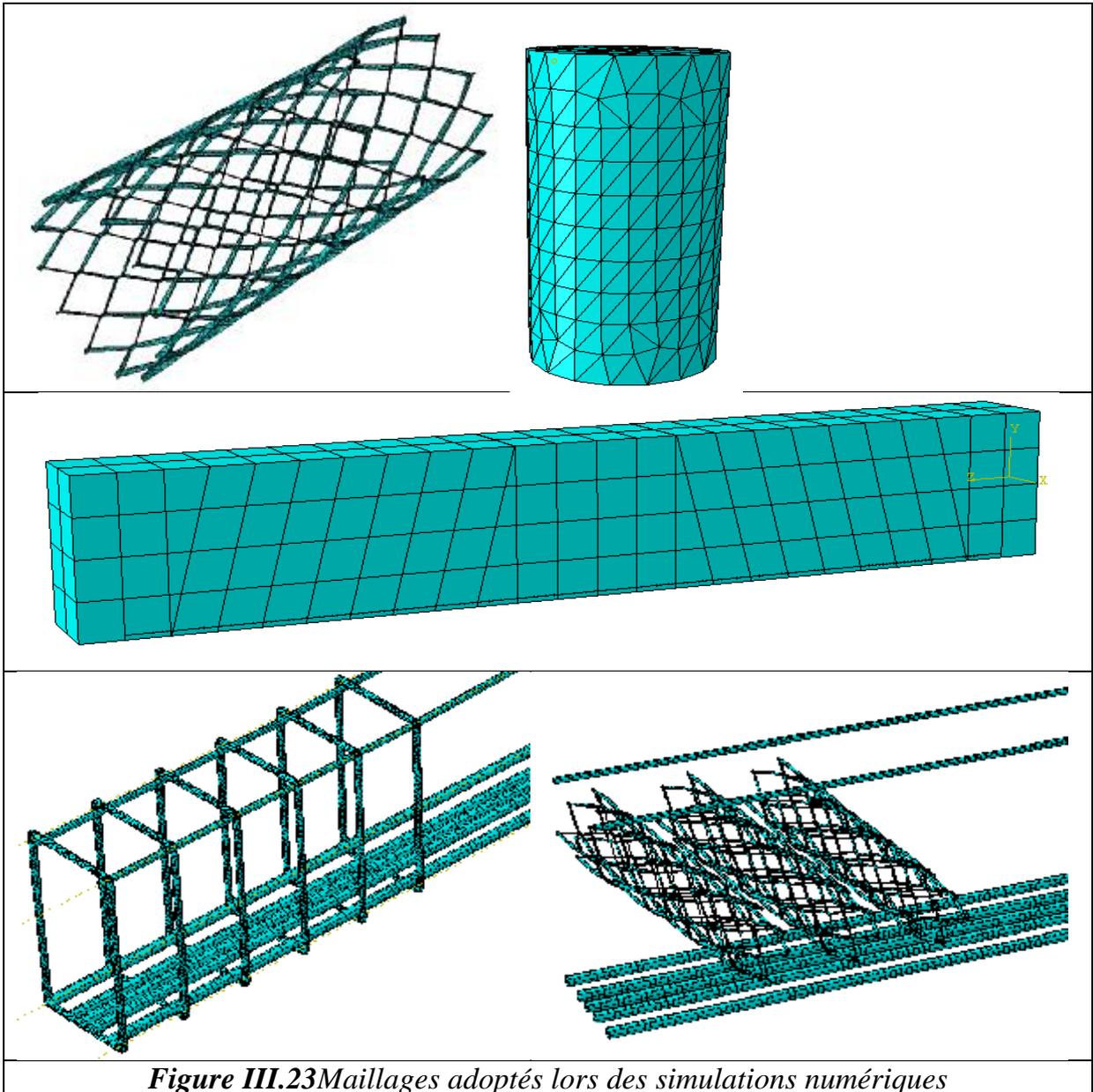


Figure III.23 Maillages adoptés lors des simulations numériques

III.6.3-Chargement appliqué :

Essai compression simple :

On simule nos éprouvettes a un chargement monotones (pression) jusqu'à la rupture avec une incrémentation de 0.0001.

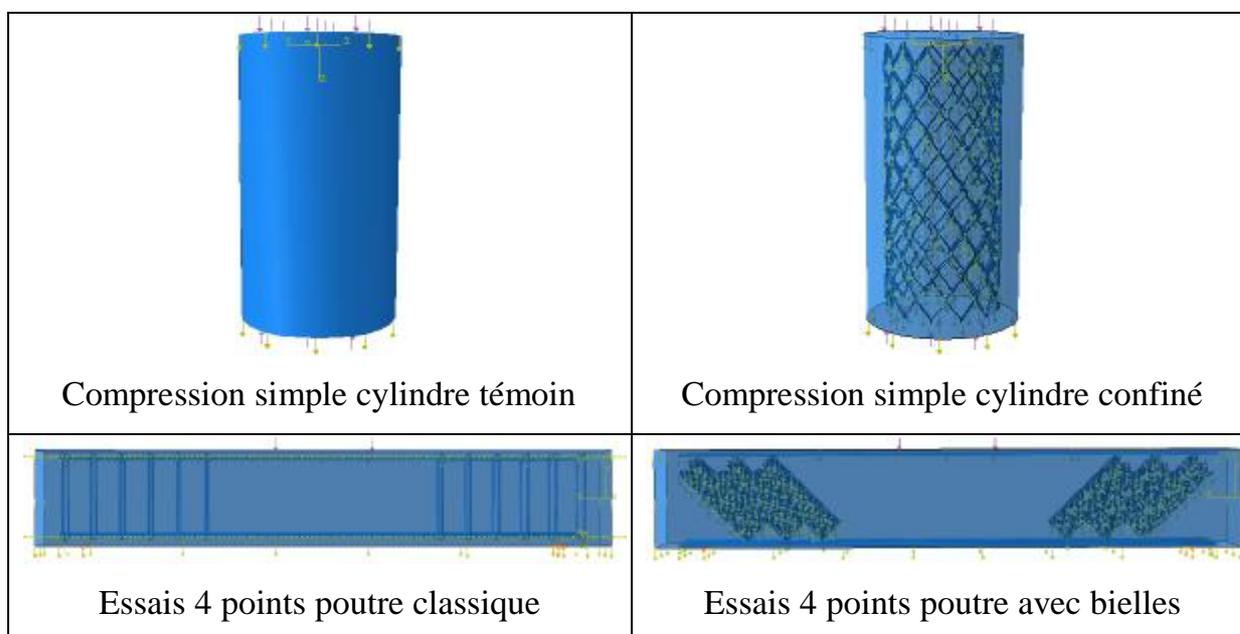


Figure III.24 chargement appliqué aux éprouvettes

Conclusion

Au cours de ce chapitre nous avons présenté le code de calcul ABAQUS, en résumant les actions principales à effectuer pour créer un modèle de simulation. Le fonctionnement du code Abaqus avec le schéma dynamique explicite est aussi décrit dans ce chapitre, en utilisant le principe des puissances virtuelles (PPV) que nous discrétisons en utilisant la méthode des éléments finis (MEF). Une fois le système d'équations à résoudre formulé, nous avons explicité les schémas de résolution dynamique explicite disponible dans Abaqus, nous avons par la suite présenter les modèles du béton et de l'acier, qui sont l'aboutissement des travaux de différents chercheurs. Leur utilisation est donc particulièrement délicate : le problème majeur de ces logiciels est la forte localisation des déformations. Pour éviter au maximum les divergences numériques, le paramètre principal est la définition de la loi contrainte-déformation puisque cette demeure permet de calculer les valeurs d'écroutissement. Cette loi ne doit pas poser des problèmes d'intégration numérique.

Chapitre VI

PRESENTATION DES

RESULTATS ET

INTERPRETATIONS

IV.1 Présentation des résultats de la simulation

Nous reproduisons dans ce qui suit l'évolution de la distribution de la contrainte de Von mises, des déformations, des déplacements, des dommages et de la dégradation de rigidité lors des simulations des cylindres confinés et témoin et des poutres classiques et confinées avec des bielles inclinées pour trois états de chargements différents.

A- Cas des cylindres

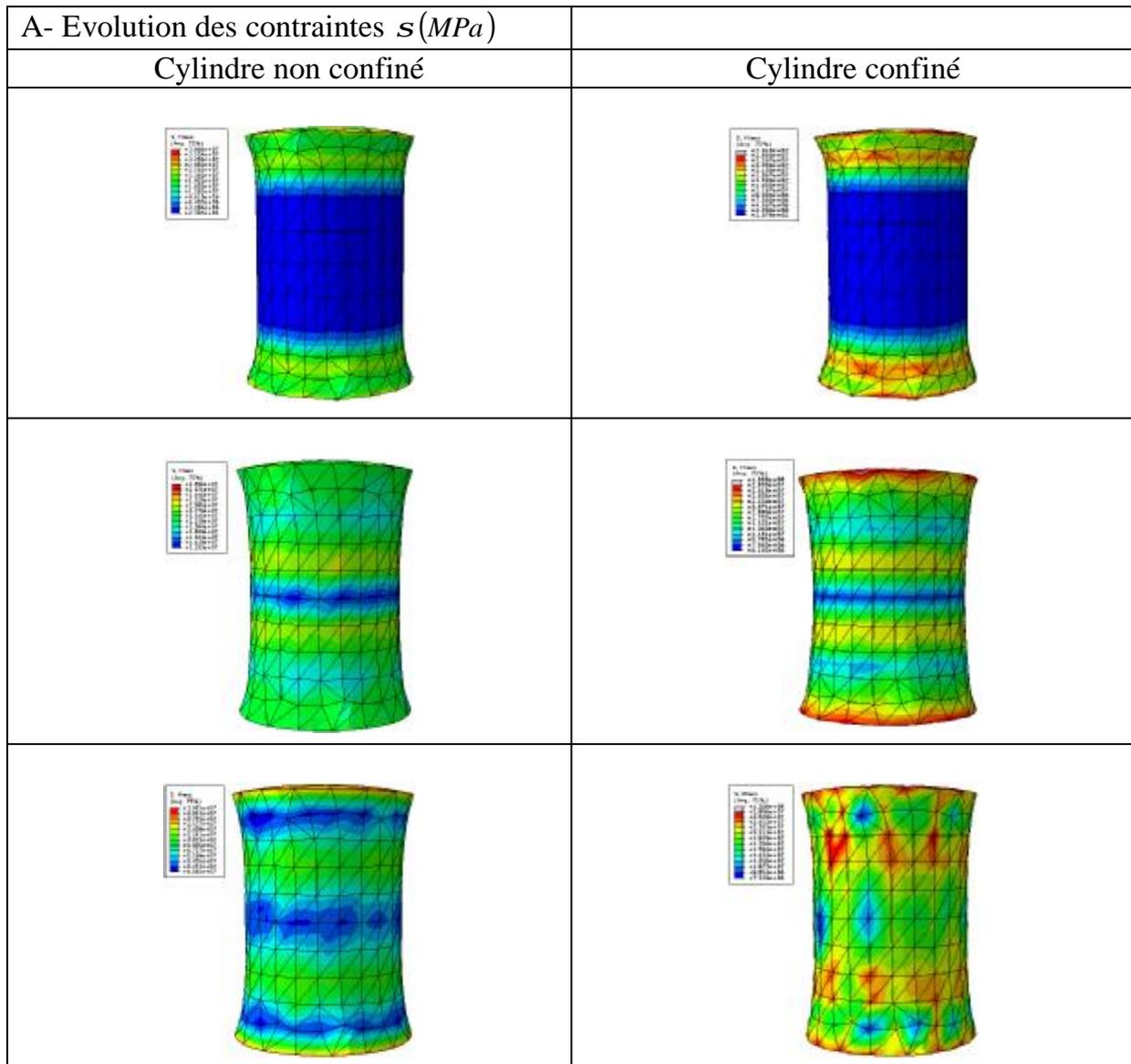


Figure IV.1 comparaison des contraintes dans les cylindres

La figure IV.1 illustre l'évolution de la distribution des contraintes de Von Mises dans les cylindres témoin et confiné, on observe que l'évolution du champs de contrainte dans le cylindre non confiné est rapide, l'élément atteint la phase de densification des fissures après un temps de chargement très court, l'élément analysé soumis à une compression uni-axiale connaît des concentration de champs de contraintes dans la

région centrale engendrant par la suite l'ouverture des fissures , qui donnera par la suite la rupture de l'élément, comparativement au cylindre confiné, l'évolution des contraintes est lente , en effet on assiste après la phase élastique à une mobilisation du confinement du béton suite à la différence de rigidité entre la matrice béton et la grille métallique. La rupture de l'élément est obtenue par une charge plus importante ($\sigma_{cc} > \sigma_{c0}$) .

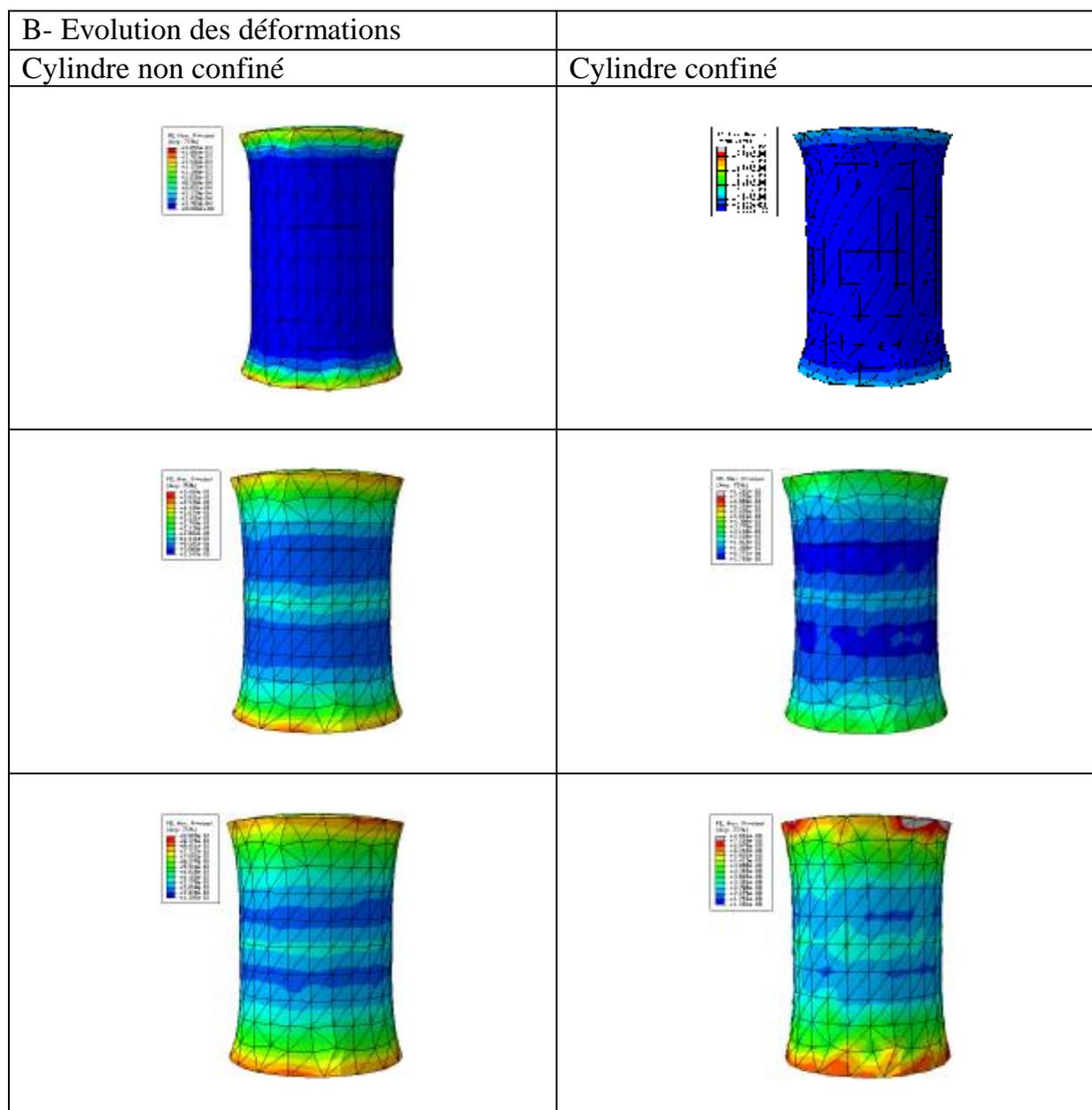


Figure IV.2 comparaison des déformations dans les cylindres

La figure IV.2 illustre l'évolution des déformations dans les cylindres témoins et confinés, ces déformations se propagent progressivement sur toute la hauteur du cylindre. Les déformations dans les cylindres confinés sont petites comparativement à celles développées dans le cylindre de béton non confiné.

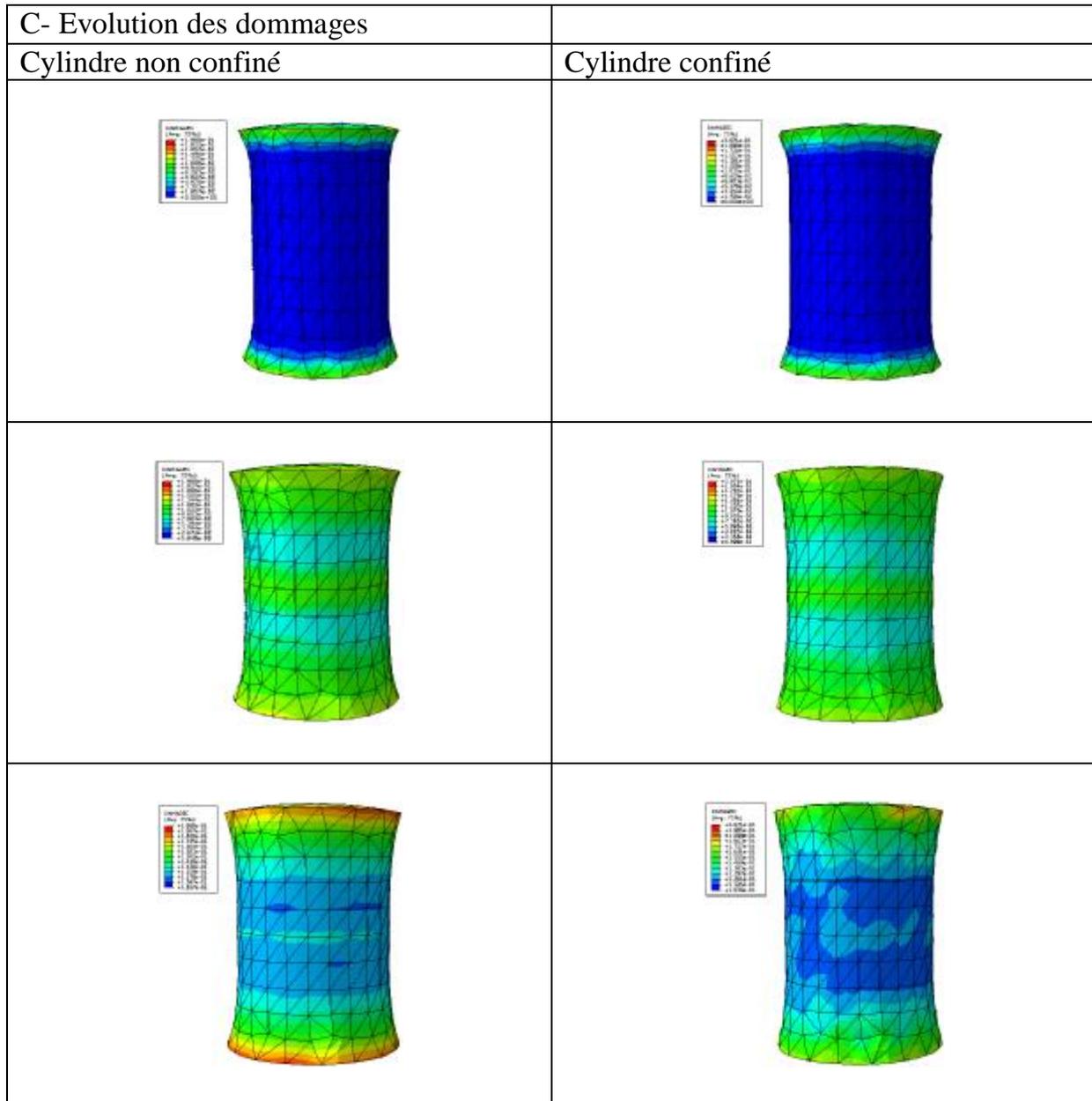


Figure IV.3 comparaison des dommages dans les cylindres

La figure IV.3 illustre l'état d'endommagement des cylindres témoin et confiné. Sous le même taux de chargement, le cylindre témoin connaît un endommagement plus important comparativement au cylindre confiné. Ceci peut être expliqué d'une part, par l'augmentation de la résistance du béton confiné et par le fait que les débris du béton qui restent emprisonnés à l'intérieur du cylindre, créant ainsi une butée supplémentaire contre les pressions latérales.

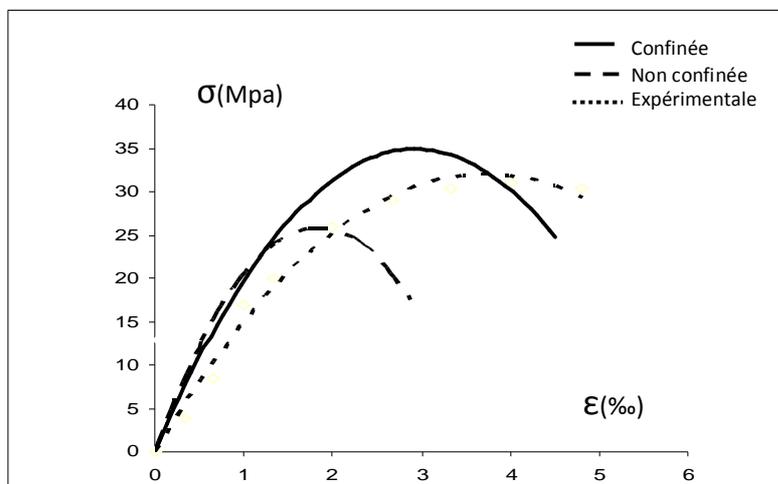


Figure IV.4 courbe contrainte /déformation

La confrontation des courbes contraintes – déformations obtenues respectivement par la simulation numérique et l’analyse expérimentale pour les cylindres non confinés et confinés, montre clairement une bonne concordance. L’erreur commise est inférieure à 7%.

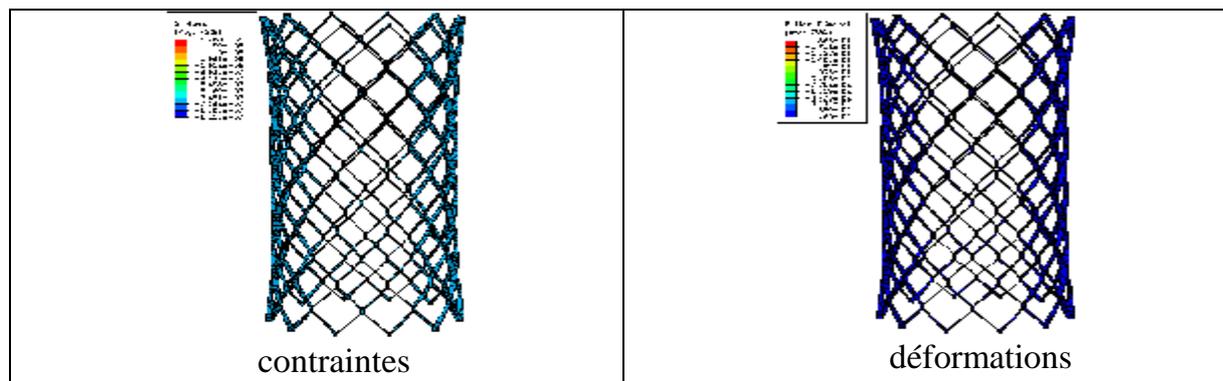


Figure IV.5 Champs des contraintes et des déformations

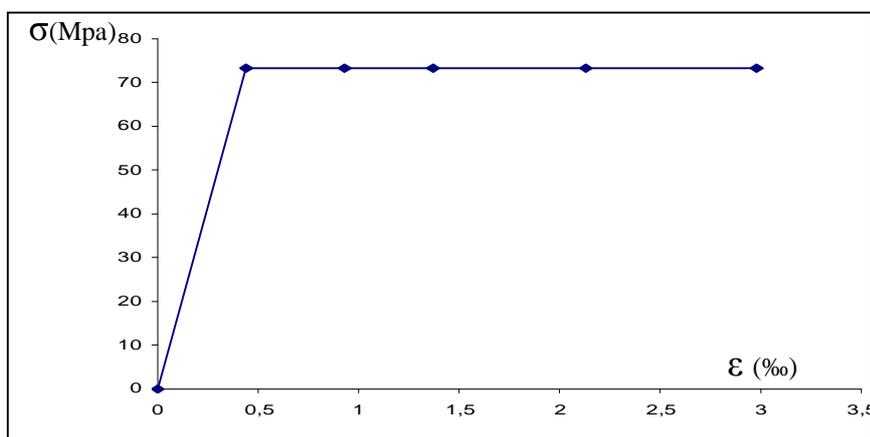


Figure IV.6 courbe contrainte /déformation pour la grille

B- Cas des poutres

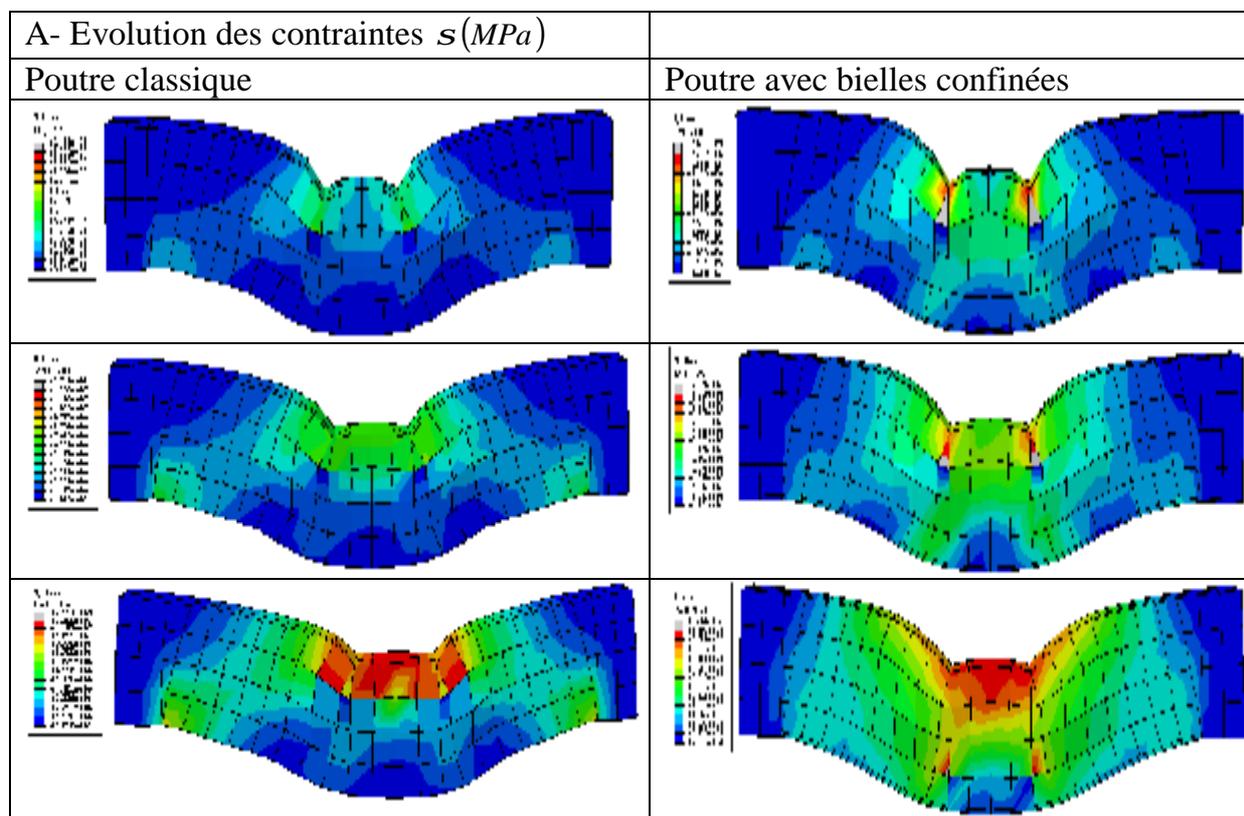


Figure IV.7 comparaison des contraintes dans les poutres

La figure IV.7 illustre l'évolution de la distribution de contraintes de Von Mises dans les poutres classiques et dans les poutres avec bielles inclinées confinées. Les contraintes sont distribuées différemment donnant ainsi des valeurs des contraintes aux pics sensiblement différentes. Dans le cas de la poutre avec bielles confinées, les contraintes supportées atteignent des valeurs plus importantes que dans le cas d'une poutre classique.

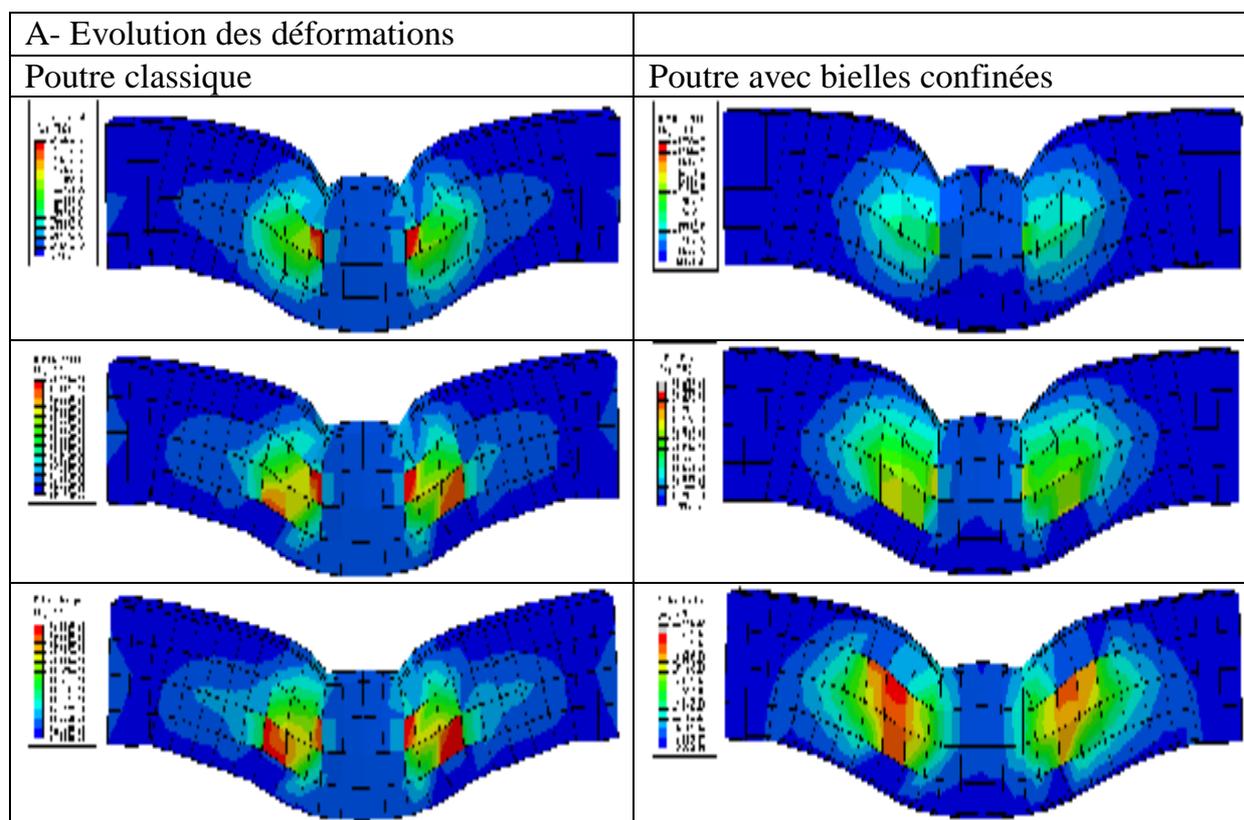


Figure IV.8 comparaison des déformations dans les poutres

La figure IV.8 illustre l'évolution des déformations des poutres classiques et des poutres avec bielles confinées. Ces déformations se propagent suivant les bielles de compression. Phénomène observé dans les deux simulations. Cette propagation engendre une rupture par cisaillement (effort tranchant). Les figures montrent clairement que les déformations sont largement plus petites pour les poutres renforcées par bielles inclinées à 45° confinées par les grilles métalliques.

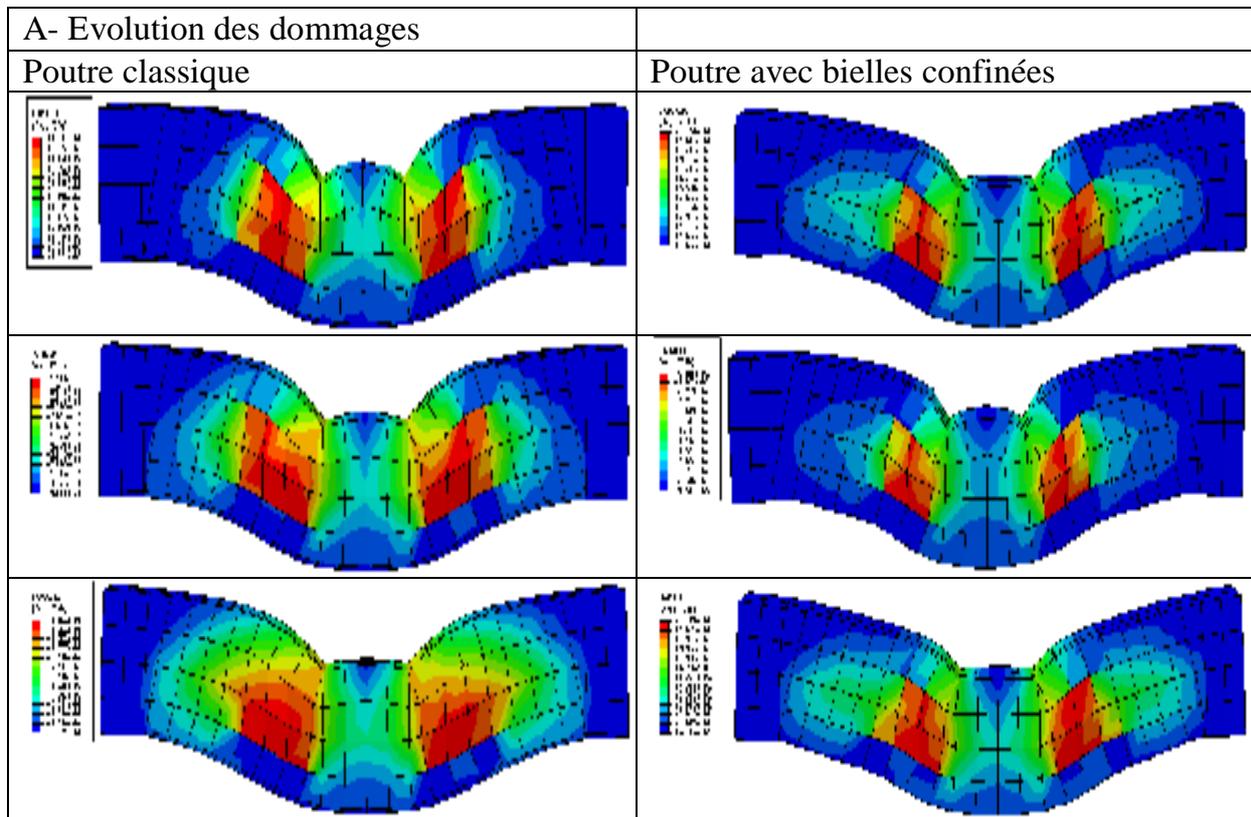


Figure IV.9 comparaison des dommages dans les poutres

La figure IV.9 illustre l'état d'endommagement des poutres classiques et poutres avec bielles confinées. On relève que la poutre classique est fortement endommagée par rapport à la poutre avec bielles confinées, en effet le confinement des bielles par les grilles inclinées a permis de réduire considérablement les dommages. L'évolution des dommages est plus significative pour les poutres classiques.

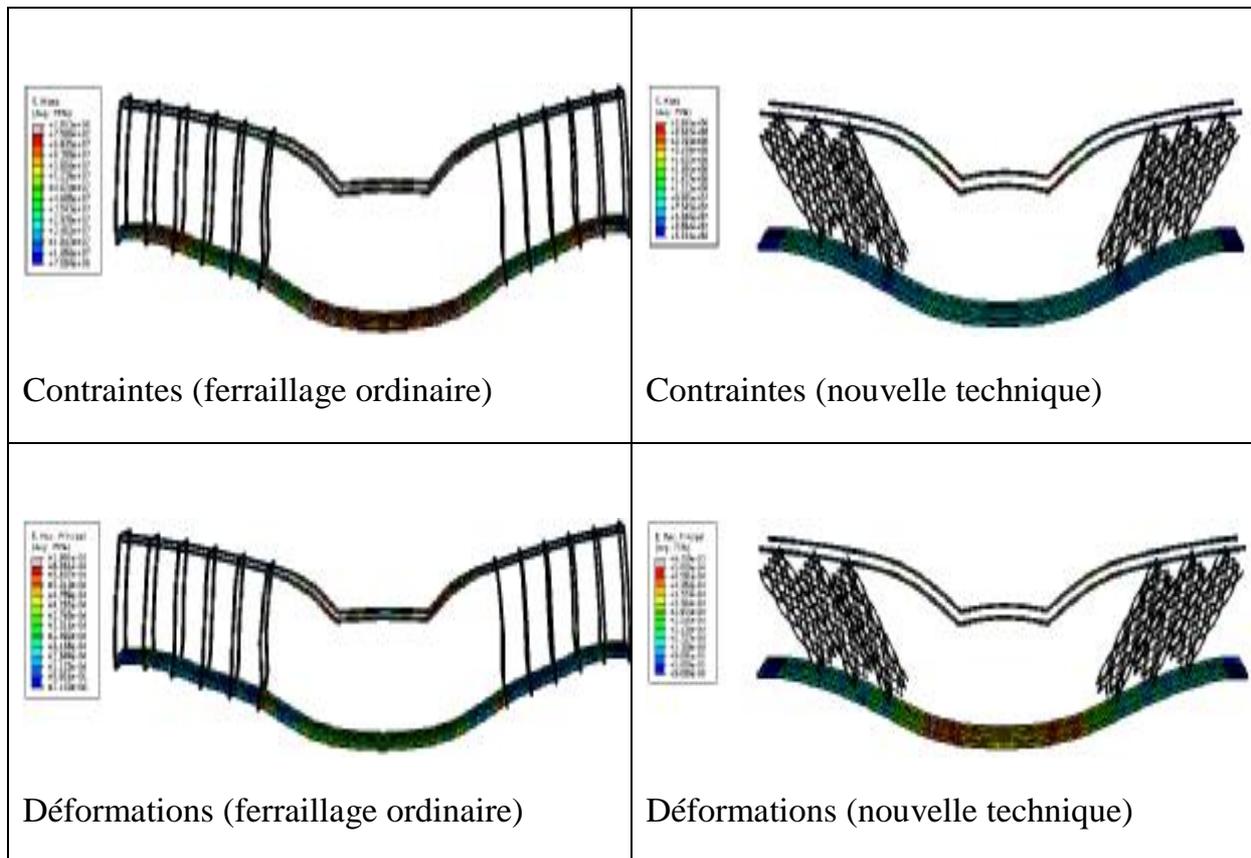


Figure IV.10 comparaison des contraintes /déformations dans les armatures

Dans la poutre classique les deux barres supérieures ainsi que les cardes situés au centre se sont plastifiés car ils ont subi une grande flexion. Ce qui traduit les grands dommages dans le béton dans cette zone. Dans la poutre avec bielles, nous relevons que les armatures supérieures se sont plastifiées également, mais pas les grilles ce qui traduit les dommages réduits dans cette zone par rapport à celle de la poutre classique.

CONCLUSION GÉNÉRALE

CONCLUSION GENERALE

L'objectif principal de ce travail consiste à mettre en évidence, à travers une simulation numérique, l'influence du confinement du béton par des grilles métalliques, d'une part sur la résistance et la ductilité des cylindres et d'autre part sur la résistance à la reprise de l'effort tranchant pour les poutres soumises à un chargement de flexion.

En effet, la modélisation des phénomènes gouvernant le comportement de ce matériau composite nécessite l'étude de certains paramètres (géométriques, rhéologiques...) afin d'en optimiser la durée de vie de tels éléments.

Des aspects numériques et théoriques ont été abordés dans notre démarche. Le modèle utilisé pour décrire le comportement du béton est un modèle couplé, pour lequel l'endommagement est lié à la déformation plastique par l'intermédiaire d'un critère. La grille métallique utilisée offre une résistance et une ductilité variées pouvant modifier le comportement du béton renforcé, à la compression axiale. En effet, l'introduction de la grille a une influence directe sur le mode de rupture. Aussi lors de l'écrasement, les débris de béton restent emprisonnés à l'intérieur des grilles et le cœur de l'éprouvette reste sain. Ceci permet d'augmenter la durée de vie du béton confiné contrairement au béton témoin qui présente une rupture brutale. Ce qui est avantageux de point de vu sécurité.

Dans tous les cas, le confinement par des gilles permet une augmentation appréciable de la résistance et de la ductilité des colonnes. La résistance est améliorée de l'ordre de 40%, avec une meilleure ductilité, cela est dû à la conjugaison des performances mécaniques de la grille utilisée et son rôle qui consiste à confiner le béton, ce qui lui confère une plus grande réserve de résistance.

Perspectives

Au-delà des résultats encourageants que nous avons obtenus, il convient de préciser les perspectives futures qui concernent aussi bien les aspects modélisation qu'expérimentaux. Nous citons dans ce qui suit les points principaux :

- Prendre en compte l'échauffement thermique du matériau.
- Faire une étude de l'influence du maillage sur la réponse du matériau.
- Etudier les mécanismes de rupture à l'interface béton-grille.
- Analyser expérimentalement, en statique et en dynamique, l'influence du type de renfort sur le taux de confinement et optimiser cette technique.
- Généraliser cette technique de renforcement aux autres éléments de structure, tels que les fondations, les pieux, etc.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Revue Française de Génie civil ; Vol.4-N°6-Octobre 2000,pp 607-651.
- [2] **Mr BARAKA ABDELHAK.**Support du cours. Béton Armé I.Centre Universitaire de Béchar. Département de Génie Civil et d'Architecture 2005-2006.
- [3] **ADAM et NEVILLE .M.** « Propriétés des bétons ». Editions Eyrolles, Paris, 2000.
- [4] **AVRIL S ET AL.** “Caractérisation expérimentale et modélisation de la fissuration dans une poutre en béton armé réparée par matériaux composite”. Compte rendu des 13^{ème} journées nationales sur les composites, vol 1, p.193-204. 2003.
- [5] **GUERRIN (A.) et LAVAUUR (R.C.).** – Traité de béton armé. Tome I : Généralités. Propriétés générales. Mécanique expérimentale du béton armé. 356 p., 16 × 25, 4e éd., 1973,Dunod.
- [6]**BERTHELOT,J-M ;** « Matériaux composites –comportement mécanique et analyse des structures »,paris .
- [7] **GAY. D.,** “ matériaux composites ”. Édition Hermès, pp 672. Paris 1989
- [8] **MCKENNA J.K ET ERKI M.A.,** “Strengthening of Reinforced Concrete Flexural member Using Externally Applied Steel Plates and Fibre Composite Sheets”. a Survey, Canadian journal of Civil Engineering, no. 2 1, p. 16-24. 1994.
- [9] **COLLINS, M. P, EtMITCHELL, D.;** Prestressed Concrete Structures", Response Publications, Toronto, Canada, 1997, 61-62 pp.
- [10] **MACGREGOR, J.G.,** Reinforced concrete: Mechanics and design, 3rd Edition, 1997, 393 p.
- [11] **NAWY, E.G.,** Prestressed Concrete, a Fundamental Approach, 4th Edition, Prentice Hall, 2003. 939 p.
- [12] **SHEIKH, S .A.,SHAHD, V. ET KHOURY, S .S. (1994).** "Confinement of High-strength Concrete Columns," A CI Structural Journal, 91 (1), 100-111.
- [13] **AZIZINAMIN, A., BAUMK USKA, S.S., BRUNGARDT, P. et HATFIELD, E . (1994).** "Seismic Behaviour of Square High-strength Concrete Columns," ACI structural Journal, 91(3), 336-345.
- [14] **SHEIKH, S. A., et UZUMERI, S. M.** "Strength and Ductility of Tied Concrete Columns", Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 106, No **ST5**, May 1980, 1079-1102 pp.

- [15] **RICHART, F.E., BRANDTZAEG, A. EtBROWN, R.L. (1928).** “A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stresses, University of Illinois, Engineering Experimental Station, Urbana, Bulletin no 185, 104 p.
- [16] **PARK, R.; ET PAULAY, T.;** "Reinforced Concrete Structures", John Wiley and Sons, New York, N.Y, 1975, 2 1-23 pp.
- [17] **SAAFI, M.; TOUTANJI, A. H.; and Li, Z.;** Behaviour of Concrete Columns Confined with Fibre Reinforced Polymer Tubes", ACI Materials Journal, Vol. 96, No. 4, Jul.-Aug. 1999, 500-509 pp.
- [18] **FAM, A. Z., ET RIZKALLA, S. H., (2001a).** « Behavior of axially loaded concrete-filled circular fiber-reinforced polymer tubes” ACI structural Journal, Vol. 98, No. 3, pp 280-289.
- [19] **M. SHAHAWY, A. MIRMIRAN, T. BEITELMAN (2000).** “Tests and modeling of carbon-wrapped concrete columns Composites: Part B” engineering 31 (2000) 471-480.
- [20] **HUEI-JENG LIN ET CHIN-TING CHEN,** “Strength of Concrete Cylinder Confined by Composite Materials” Journal of reinforced plastics and composites, Vol. 20, No. 18/2001 pp1577-1600.
- [21] **KARABINIS, A. I., ET ROUSAKIS, T. C.,** “Concrete confined by FRP material: a plasticity approach” Engineering Structures 24 (2002) 923–932 Received 20 June 2001; received in revised form 3 January 2002; accepted 3 January 2002.
- [22] **Matthys, S., Toutanji, H., Audenaert, K. et Taerwe, L. (2005).** « Axial load behavior of large-scale columns confined with fiber-reinforced polymer composites” ACI structural Journal, Vol. 102, No. 2, pp 258-267.
- [23] **HADI, M. N. S., (2006).** “Comparative study of eccentrically loaded FRP wrapped columns” **Composite structures**, Vol. 74, No. 2, pp 127-135.
- [24] **G. WU, Z.S. WU, Z.T. LU AND Y.B. ANDO.**” Structural Performance of Concrete Confined with Hybrid FRP Composites” Journal of reinforced plastics and composites, Vol. 27, No. 12/2008 pp1323-1348.
- [25] **CHAALLAL, O., et SHAHAWY, M., (2000).** « Performance of fiber-reinforced polymer-wrapped reinforced concrete column under combined axial-flexural loading” ACT structural journal, Vol. 97, No. 4, pp 659-668.
- [26] **F. BENTAYEB, K. AIT TAHAR, A. CHATEAUNEUF.** « New technique for reinforcement of concrete columns confined by embedded composite grid” Revue Construction and Building Materials, ed. ELSEVIER, 22 (2008) 1624–1633.
- [27] **HIBBIT, KARLSSON & SORENSEN, INC.** ABAQUS documentation version 6.10

- [28] **J. BERNAUER, W. BROCKS, ET W. SHMITT.** Modifications of the beremin model for cleavage fracture in the transition region of a ferritic steel. *Mécanique non linéaire des matériaux*. 2001.
- [29] **F. DUNE ET N. PETRINIC.** Introduction to computational plasticity . Oxford University press INC. New york, 2005.
- [30] **N. ARAVAS.** On the numerical integration of a class of pressure dependent plasticity models. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 24:1395-1416, 1987.
- [31] **J. C SIMO ET T. J. R. HUGHES .** Computational inelasticity. Springer-Verlag, New york, Inc ,1998.
- [32] **STEVENS L. K., GOSBELL K. B.** Model analysis of composite beam and slab bridge, *Proceedings: Australian Road Research Board*, 1964, vol. 2, n° 2, pp. 1326-1343.
- [33] **YOO C. H., LITTRELL P. C.** Cross-bracing effects in curved stringer bridges, *Journal of structural engineering*, 1986, vol. 112, n° 9, pp. 2127-2140.
- [34] **ZHANG X., SENNAH K., KENNEDY J. B.** Evaluation of impact factors for composite concrete-steel cellular straight bridges, *Engineering structures*, 2003, vol. 25, pp. 313-321.
- [35] **LEMAITRE J., CHABOCHE J. L.** *Mécanique des matériaux solides*, Paris :Dunod, 2001, 544p.
- [36] **LUBLINER J., OLIVER J., OLLER S., STATE E.** A Plastic-Damage model for concrete, *International Journal of solids and structures*, 1989, vol. 25, n° 3, pp. 299-326.
- [37] **LEE J., FENVES G.** Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures, *Journal of engineering mechanics*, 1998, vol. 124, n° 8, pp. 892-900.

NOTATIONS ET SYMBOLES

- f_{cj} : La résistance à la compression à j jour
- f_{tj} : La résistance à la traction à j jour
- u : Coefficient de poisson
- E : Le module de Young
- f_e : Limite d'élasticité
- η : Coefficient de fissuration
- Φ : Diamètre des armatures
- Φ_{ext} : Diamètre des armatures les plus proches des parois
- τ_s : Contrainte tangentielle
- Ψ_s : Le coefficient de scellement relatif à l'acier
- Φ_l : Diamètre des armatures longitudinales
- r_g : Le rayon moyen
- f_{co} : Résistance à la compression au pic du béton non confiné
- ε_{co} : La déformation au pic du béton non confiné
- f_{cc} : Résistance au pic du béton confiné
- ε_{cc} : La déformation au pic du béton confiné
- E_f : Module d'élasticité de tube en FRP
- f_f : La résistance à la traction de tube en FRP
- f_l : Contrainte latérale de confinement
- t_f : Epaisseur de FRP tube
- D : Diamètre de cylindre de béton
- \vec{n} : La normale à la surface
- r : La masse volumique
- s : Contrainte
- Γ : Frontière du domaine
- V : Le volume du domaine
- Σ : le tenseur contrainte (macroscopique)
- F_v : Forces volumiques
- F_s : Forces surfaciques
- F_c : Forces de contact

$\{U\}$: Vecteur déplacement globale
 $\delta\dot{u}$: Champ de vitesses virtuel arbitraire
 (x,y) : Coordonnées paramétriques dans le référentiel réel
 $[K^e]$: Matrice élémentaire de rigidité
 $\{F\}$: Vecteur force
 $[B(x,y)]$: Matrice des dérivées des fonctions de forme
 $\delta\dot{E}$: L'accroissement virtuel des taux de déformations
 N_n : Les fonctions d'interpolations nodales sur l'élément (e)
 F_{int}^e : Le vecteur élémentaire des efforts internes de l'élément (e).
 F_{ext}^e : Le vecteur des forces externes de l'élément (e).
 B_n^e : La matrice déformations-déplacements de l'élément (e)
 $R(U)$: Le résidu global
 W : Pulsation du système
 L_e : La longueur caractéristique actuelle de l'élément (e)
 C_d : La vitesse d'une onde élastique
 J : Le jacobien de volume
 J_s : Le jacobien de surface
 $[K_T^{iter}(U_n)]$: Matrice tangente de chaque élément
 $u = (u_x, u_y, u_z)$: Champs de déplacement
 e^e : Déformation élastique
 e^p : Déformation plastique
 e : Déformation totale
 \mathcal{E} : Déformation équivalente
 d : Variable d'endommagement
 D_0^{el} : La matrice de raideur élastique
 D^{el} : La matrice de raideur après endommagement
 $\bar{\sigma}$: Le tenseur de contrainte effective
 $\dot{\xi}_t^{pl}$: Déformation plastique cumulée de traction
 $\dot{\xi}_c^{pl}$: Déformation plastique cumulée de compression
 E_0 : La rigidité élastique du matériau
 \tilde{E} : Module d'élasticité du matériau endommagé

\bar{p} : La pression hydrostatique
 \bar{q} : La contrainte équivalente de Von Mises
 S : Le tenseur du déviateur du tenseur des contraintes σ
 $\sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$: Contrainte uniaxiale de compression
 $\sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})$: Contrainte uniaxiale de traction
 G : Potentiel plastique
 y : Énergie libre spécifique
 λ : Multiplicateur plastique
 ψ : Angle de dilatation
 J : Le second invariant des contraintes
 $L(u), div()$: opérateurs différentiels
 $\{ \}$: Vecteur
 $[]$: Matrice
 $(:)$: Produit contracté deux fois

LISTE DES FIGURES

Désignation	Titre	Page
Figure I.1	Présentation de l'éprouvette d'essai	7
Figure.I.2	Essai de compression uni axiale	8
Figure I.3	Graphe force f_{cj} – nombre de jour	8
Figure.I.4	Essai de traction par fendage	9
Figure.I.5	Essai de traction par flexion	9
Figure.I.6	Comportement du béton	11
Figure.I.7	Paramètres de caractérisation	11
Figure.I.8	Diagrammes contraintes – déformations en compression	12
Figure.I.9	Etat d'équilibre de la section, diagramme rectangulaire simplifié	13
Figure.I.10	Diagramme contraintes – déformations en traction	13
Figure.I.11	Allure des contraintes – déformations en traction	13
Figure.I.12	Diagramme contraintes – déformations de l'acier en traction	14
Figure.I.13	Diagramme réel et réglementaire de l'acier en traction	15
Figure.I.14	Essai d'arrachement d'une barre scellée dans un massif en béton	18
Figure.I.15	Ancrage droit et répartition des contraintes	19
Figure.I.16	Disposition d'ancrage droit dans le cas de paquet de 2 ou 3 barres	20
Figure.I.17	Disposition d'ancrage droit	20
Figure.I.18	Recouvrement des panneaux de treillis soudés	21
Figure.I.19	Ancrage par courbure	21
Figure.I.20	Dispositions constructives	22
Figure.I.21	Coupe transversale d'une poutre ferrillée	23
Figure.I.22	Illustration de la poussée au vide	24
Figure.I.23	Constituants d'un matériau composite	25
Figure.I.24	Différents types de renfort	26
Figure.I.25	Différents types de matrice	26
Figure.I.26	Matériau composite en monocouche	27
Figure.I.27	Matériau composite en stratifiés	27
Figure.I.28	Matériau composite en sandwichs	28
Figure II.1	Loi de comportement du béton en compression sous chargement statique	30
Figure II.2	Courbes contrainte-déformation pour des bétons de différentes résistances	31
Figure II.3	Courbes contraintes déformations d'un béton confiné et non confiné	32
Figure II.4	Modes de rupture des spécimens (Saafi et autres, 1999)	33
Figure II.5	Courbes contrainte-déformation simplifiées de béton confiné par FRP (Saafi et autres, 1999)	34
Figure II.6	Effet de confinement sur le comportement du béton (Fam et Rizkalla, 2001a)	35
Figure II.7	a) instrumentation; (b) mode de rupture des spécimens de béton enveloppés par des fibres de carbone	36
Figure II.8	Diagramme typique contrainte-déformation de béton confiné	37
Figure II.9	Mode de rupture des cylindres enveloppés avec fibres de verre	38
Figure II.10	Mode de rupture des cylindres enveloppés avec fibres de carbone	38
Figure II.11	Ordres d'empilement (C: carbone, G: glass).	38
Figure II.12	Mode de rupture des cylindres enveloppés par :(a) G/C/C; (b) C/G/C et (c) C/C/G.	39
Figure II.13	Mode de rupture des spécimens (Karabinis et Rousakis)	41
Figure II.14	Dimensions de colonne et configuration d'enveloppe (Matthys et autres)	42

Figure II.15	Rupture de colonne partiellement enveloppée (Maathys et autres, 2005)	43
Figure II.16	L'installation expérimentale de colonne confinée par CFRP avec une charge concentrique (Hadi, 2006)	43
Figure II.17	Installation d'essai (G. WU et autres (2008))	45
Figure II.18	Enveloppe de FRP: (a) Un seul type; (b) Deux types; (c) Trois types.	45
Figure II.19	Différents types de renforcement des poutres par FRP	46
Figure II.20	Comportement mécanique de la section renforcée	47
Figure II.21	Dimensions de spécimen en millimètres (Chaallal et Shahawy, 2000)	48
Figure II.22	Dimensions géométriques de la grille composite utilisée	49
Figure II.23	Représentation du filet dans le béton	50
Figure II.24	Mode de rupture des spécimens, (a) béton confiné et (b) béton non confiné	50
Figure III.1	L'interface d'Abaqus/Cae version 6.10	55
Figure III.2	module Part	57
Figure III.3	module Property	57
Figure III.4	module Assembly	58
Figure III.5	module Step	59
Figure III.6	Interaction	60
Figure III.7	Boundary condition	60
Figure III.8	module LOAD	61
Figure III.9	module Mesh	62
Figure III.10	module Job	62
Figure III.11	structure en équilibre	64
Figure III.12	Organigramme de résolution d'un problème mécanique en utilisant un schéma dynamique explicite	67
Figure III.13	Organigramme de résolution de schéma statique implicite	70
Figure III.14	Ecrouissage isotrope	73
Figure III.15	Réponse du modèle à la traction	74
Figure III.16	Réponse du modèle à la compression simple	75
Figure III.17	Surface de charge dans un état plan de contrainte principale	78
Figure III.18	Présentation des éprouvettes	80
Figure III.19	Squelette de la poutre classique.	81
Figure III.20	la poutre classique	81
Figure III.21	Squelette de la poutre avec grilles	82
Figure III.22	la poutre avec grilles	82
Figure III.23	Maillages adoptés lors des simulations numériques	83
Figure III.24	chargement appliqué aux éprouvettes	84
Figure IV.1	comparaison des contraintes dans les cylindres	85
Figure IV.2	comparaison des déformations dans les cylindres	86
Figure IV.3	comparaison des déformations dans les cylindres	87
Figure IV.4	courbe contrainte /déformation	88
Figure IV.5	courbe contrainte /déformation	88
Figure IV.6	courbe contrainte /déformation pour la grille	88
Figure IV.7	comparaison des contraintes dans les poutre	89
Figure IV.8	comparaison des déformations dans les poutres	90
Figure IV.9	comparaison des dommages dans les poutres	91
Figure IV.10	comparaison des contraintes /déformations dans les armatures	92

--	--	--

LISTE DES TABLEAUX

Désignation	Titre	Page
Tableau II.1	Expressions de la contrainte de béton confiné f_{cc} et la déformation axiale au pic.	52
Tableau III.1	propriétés mécanique et géométrique de la grille	80