

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche**  
**Scientifique**

---



**Université Mouloud Mammeri TIZI-OUZOU**  
**Faculté du Génie de la Construction**

**Département de Génie Civil**



**MEMOIRE DE MASTER RECHERCHE**

**Spécialité : Génie Civil**

**Option : Structures Et Matériaux**

**Sujet :**

**COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES  
CONNEXIONS BOIS – BETON DANS DES  
PLANCHERS MIXTES**

**Promoteur :**  
**Dr. H. AIT AIDER**

**Présenté par :**  
**ALICHE AMAR**

**- TIZI-OUZOU 2012 -**

## *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 M<sup>R</sup> AIT AIDER HECENE, pour sa disponibilité permanente, ses orientations, son savoir, sa modestie, et son soutien durant toute la période de réalisation de ce travail*

J'adresse mes remerciements à M<sup>R</sup> KEZMANE ALI, Doctorant à l'université de Tizi-Ouzou d'avoir consacré énormément de son temps à répondre à mes questions sur l'utilisation du code ABAQUS et les lois de comportement des matériaux ainsi que M<sup>R</sup> MEGHLATE MAHDI pour *ses conseils, son aide, et sa gentillesse*.

*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.*

J'exprime ma profonde sympathie à mes deux collègues NACIM et BAHIA.

# DEDICACES

A mes chers parents

A Ma chère grande mère

A mes chères sœurs

A mes amis (es)

A ceux qui me sont chers

## Résumé

Dans cette étude on s'intéresse à l'utilisation des systèmes de connexion dans les planchers des structures mixte bois – béton. L'étude est faite sur une poutre mixte bois – béton.

Ce type de conception possède des propriétés structurales qui ne sont théoriquement pas atteintes par l'utilisation d'un seul matériau, la bonne résistance du béton à la compression et du bois en traction permet d'inspirer la conception d'ouvrages légers, facile à construire. Cependant, dans cette solution, la connexion à l'interface des deux matériaux (bois et béton) reste un point sensible dans cette mixité d'où dépend le taux d'augmentation de la résistance et de la rigidité de la construction.

Cette thèse présente une simulation numérique sur comportement le des connexions bois – béton, ainsi que leur rôle dans le comportement globale des poutres bois – béton.

En outre, les résultats obtenu à partir de cette simulation nous montrent le rôle joué par les systèmes de connexions dans la diminution des contraintes, des déformations ainsi que les déplacements dans les deux matériaux ce qui permet à la poutre mixte de se comporter comme un bloque uni (un comportement monolithique).

**Mots Clés :** système de connexion, bois, béton, anisotropie, ABAQUS, modélisation éléments finis

## **Abstract**

In this study we focus on the use of connection systems in the floors of mixed wood structures - concrete. The study is realised on a composite beam wood - concrete.

This type of design has structural properties that are theoretically not reached by the use of a single material, the resistance of the concrete compressive and tensile timber allow to inspire the design of lightweight structures that are easy to build. However, in this solution, the connection to the interface of two materials (wood and concrete) remains a sore point in this mix on which depends the rate of increase in strength and rigidity of the construction.

This thesis presents a numerical simulation of the behavior of wood- concrete connections , and their role in the overall behavior of wood- concrete beams,

Furthermore, the results obtained from this simulation show the role played by of connection systems in reducing stress, strain and displacement in the two materials which allowed the composite beam of this to act as a blocking solid (monolithic behavior).

**Keywords:** plug, wood, concrete, anisotropic, ABAQUS finite element modeling

# Sommaire

Introduction générale : .....	1
-------------------------------	---

## Chapitre I

I. Généralité sur la construction bois béton : .....	3
I. 1- Aperçu sur la construction mixte bois-béton: .....	3
I.2- Typologie des structures bois béton : .....	4
Conclusion : .....	10

## Chapitre II

II. Synthèse technique : .....	11
II.1. Les matériaux : .....	11
II.1.1. Le Béton : .....	11
II.1.1.1. Caractéristique physique et mécanique du béton : .....	11
II.1.1.2. Durabilité, protection, entretien : .....	18
II.1.2- Le Bois : .....	19
II.1.2.1. Définition Et Classification : .....	19
II.1.2.2. Constitution du bois : .....	20
II.1.2.3. Matériaux dérivé du bois : .....	23
II.1.2.4. Propriétés principales du bois : .....	23
II.1.3. Durabilité, protection, entretien : .....	36
II.2 -Les planchers mixtes bois béton : .....	38
II.2.1-Principe de la mixité bois-béton : .....	38
II.2.2. Systèmes existants : .....	40
II.2.3. Performances mécaniques : .....	42
II.2.4. Plancher mixte :Avantages et inconvénients : .....	43
Conclusion : .....	45

## Chapitre III

III. La connexion bois - béton : .....	46
III.1. Rôle de la connexion : .....	46
III.2. Systèmes et types de connexion : .....	49
III.2.1. Connexion par compression locale du bois : .....	49

III.2.2. Connexion par adhérence des surfaces : .....	55
III.3. Espacement des connecteurs : .....	56
III.4. Propriétés mécanique des systèmes de connexion : .....	58
Conclusion : .....	60

## **Chapitre IV**

IV. Simulation numérique : .....	61
IV.1. Introduction : .....	61
IV.2. Présentation et fonctionnement du logiciel ABAQUS : .....	61
IV.2.1. Manipulation du logiciel : .....	63
IV.2.2. Les étapes de la modélisation : .....	64
IV.3. Modélisation du comportement mécanique des matériaux (bois, béton et acier) : .....	74
IV.3.1. Modélisation du comportement mécanique du béton : .....	74
IV.3.1.1. Cadre théorique de la modélisation du béton : .....	74
IV.3.1.2. Un modèle élasto-plastique pour le béton : .....	75
IV.3.1.3. La théorie d'endommagement : .....	76
IV.3.1.4. Présentation du modèle <i>concrete damaged plasticity</i> : .....	77
IV.3.2. Modélisation du comportement mécanique des aciers : .....	80
IV.3.3. Modélisation du comportement mécaniques du bois : .....	81
IV.4. Présentation du modèle étudié : .....	82
IV.4.1. Dimension et géométrie : .....	82
IV.4.2. Caractéristique des matériaux : .....	82
IV.4.3. Espacement des connecteurs : .....	83
IV.4.4. Chargement appliqué : .....	84
Conclusion : .....	84

## **Chapitre V**

V. Résultats et Interprétation : .....	85
V.1. Les résultats de la simulation : .....	86
V.1.1. Evolution des contraintes : .....	86
V.1.2. Evolution des déplacements: .....	91
V.1.3. Evolution des déformations : .....	96
V.2. Etude locales des résultats : .....	101

V.2.1. Interprétations des résultats dans le connecteur : .....	102
V.2.1.1. Contraintes.....	102
V.2.1.2. Déplacements.....	103
V.2.1.3. Déformations.....	104
V.2.1.4. Contraintes-Déformations.....	105
V.2.1.5. Contraintes-Déplacements.....	106
V.3. Influence du nombre de connecteurs sur leur.....	
comportement dans la mixité bois-béton :.....	107
V.3.1. sur l'évolution des contraintes : .....	107
V.3.1. sur l'évolution des déformations : .....	109
V.3.1. sur l'évolution des déplacements : .....	111
Conclusion générale : .....	113
Références bibliographiques: .....	115

## **Liste des figures**

Désignation	Titre	Page
<b>Chapitre I</b>		
Figure I.1	Pont de foyettes dont la mixité du tablier et assurer par un système de connexion.	3
Figure I.2	Structure bois – béton a ossature en bois	4
Figure I.3	structure bois-béton à ossature en béton armé	5
Figure I.4	structure à ossature en béton armé, murs intérieurs et extérieurs en bois	5
Figure I.5	structure publique mixte en bois – béton	8
Figure I.6	des monument historique réhabilité avec le système bois béton	8
Figure I.7	Pont sur la Resgia	9
<b>Chapitre II</b>		
Figure II.1	Essai de compression uni axial	13
Figure II.2	résistance à la compression en fonction de l'âge du béton	13
Figure II.3	Evolution de la résistance $f_{cj}$ en fonction de l'âge du béton.	14
Figure II.4	Essai de traction par fendage	15
Figure II.5	Essai de traction par flexion	15
Figure II.6	Evolution de la résistance à la traction $f_{tj}$ en fonction de celle à la compression $f_{cj}$ .	16
Figure II.7	comportement du béton	17
Figure II.8	contrainte appliquée et déformation engendrée en fonction du temps pour un essai de fluage d'éprouvette de béton	18
Figure II.9	Comparaison des matériaux bois, acier et béton armé	19
Figure II.10	les Trois axes principaux du bois	21
Figure II.11	principe de fabrication du Lami -bois et du contre-plaqué	23
Figure II.12	équilibre hygroscopique du bois en extérieur	24
Figure II.13	déformations de retrait des planches	25
Figure II.14	Contrainte de rupture de Compression axiale	27

Figure II.15	Contrainte de rupture de Compression transversal	28
Figure II.16	Contraintes obliques par rapport au fil	28
Figure II.17	Contrainte de rupture de traction axiale	29
Figure II.18	Contrainte de rupture de traction transversal	30
Figure II.19	Axes des poutres	31
Figure II.20	Contrainte de rupture de flexion	32
Figure II.21	Contrainte de rupture de cisaillement	32
Figure II.22	diagramme contrainte déformation dans le bois	35
Figure II.23	Protection du bois	37
Figure II.24	Schéma de principe d'un plancher mixte en bois-béton	38
Figure II.25	Réhabilitation d'un plancher	39
Figure II.26	planchers prêt pour le collage	39
Figure II.27	construction neuve	40
Figure II.28	Différents systèmes de dalles mixtes	42
<b>Chapitre III</b>		
Figure III.1	Représentation schématique du rôle joué par des connecteurs dans une poutre simple	47
Figure III.2	Etat de contraintes sans connecteur et avec connecteur dans une poutre mixte en bois-béton.	48
Figure III.3	Comparaison des différents types de planchers.	48
Figure III.4	représentation d'un modèle de rainure crée sur une poutre en bois	50
Figure III.5	Coupe type du système D-Dalle intégrant le connecteur de liaison bois-béton	50
Figure III.6	mise en œuvre des connecteurs de type SBB	51
Figure III.7	Les différents éléments constituant le connecteur tecnaria et leur mise en place	52
Figure III.8	connecteur de type TECNARIA dans un plancher	52
Figure III.9	le connecteur SFS VB 48-7,5-100	53
Figure III.10	Mise en place du connecteur SFS VB dans un plancher	53

Figure III.11	Angle d'inclinaison selon le sens des efforts	54
Figure III.12	connexion par crampons	54
Figure III.13	brevets d'Aitcin 1998	55
Figure III.14	Brevet d'invention de Bathon	56
Figure III.15	exemple de différent système de liaisons bois-béton classe par cecotti	58
Figure III.16	Espacement entre connecteur	59
<b>Chapitre IV</b>		
Figure IV.1	Organigramme de résolution de schéma statique implicite	62
Figure IV.2	Organigramme de résolution d'un problème mécanique en utilisant un schéma dynamique explicite.	63
Figure IV.3	Interface d'ABAQUS	64
Figure IV.4	module Part	66
Figure IV.5	module property	67
Figure IV.6	module Assembly.	68
Figure IV.7	module step	69
Figure IV.8	module Interaction.	70
Figure IV.9	conditions aux limites de module load.	70
Figure IV.10	conditions aux limites de module load.	71
Figure IV.11	module Mesh.	72
Figure IV.12	module Job.	73
Figure IV.13	modèle discrets de fissure	74
Figure IV.14	Exemples de modélisations : (a) : Elasto-plastique, (b) : Elasto-Endommageable, (c) : Couplée	75
Figure IV.15	Principe d'équivalence de déformation (d'après Ju 1989)	76
Figure IV.16	Réponse du modèle à la traction simple.	78
Figure IV.17	Réponse du modèle à la compression simple	78
Figure IV.18	Modèle numérique pour l'acier .	80

Figure IV.19	dimension et géomètre de la poutre simulé.	82
Figure IV.20	connecteur de type SSB	83
Figure IV.21	espacement des connecteur dan la poutre.	83
Figure IV.22	Mode de chargement de la poutre.	84
<b>Chapitre V</b>		
Figure V.1	Propagation des contraintes dans les trois matériaux en fonction du temps de chargement.	89
Figure V.2	Propagation des déplacement dans les trois matériaux en fonction du temps de chargement.	94
Figure V.3	Propagation des déformation dans les trois matériaux en fonction du temps de chargement.	99
Figure .V.4	Le nœud étudié.	101
Figure V.5	variation des contraintes dans le connecteur « 3 »en fonction du temps.	102
Figure V.6	variation des déplacements dans le connecteur « 3 »en fonction du temps.	103
Figure V.7	variation des déformations dans le connecteur « 3 »en fonction du temps.	104
Figure V.8	courbes contraintes déformations dans le connecteur « 3 »	105
Figure V.9	courbes contraintes déplacement dans le connecteur « 3 ».	106
Figure V.10 a	Propagation des contraintes dans les trois matériaux dans le cas des 7 Connecteurs (dans les frame 20).	107
Figure V.10 b	Propagation des contraintes en fonction du temps de chargement dans les deux cas (3 et 7 connecteur).	108
Figure V.11 a	Propagation des déformations dans les trois matériaux dans le cas des 7 Connecteurs (dans les frame 20).	109
Figure V.11 b	Propagation des déformations en fonction du temps de chargement dans les deux cas (3 et 7 connecteur).	110

Figure V.12 a	Propagation des déplacements dans les trois matériaux dans le cas des 7 Connecteurs (dans les frame 20).	111
Figure V.12 b	Propagation des déplacements en fonction du temps de chargement dans les deux cas (3 et 7 connecteur).	112

## LISTE DES TABLEAUX

Désignation	Titre	Page
Chapitre II		
Tab II.1	classement des essences du bois	20
Tab II.2	Caractéristiques élastiques de certains bois résineux (1) et feuillus (2)	22
Tab II.3	classes de résistance pour résineux et peuplier	33
Tab II.4	classes de résistance pour feuillus.	34
Tab II.5	Définition des classes de risque d'attaque biologique (NF EN 335).	36
Tab II.6	PH des essences résineuses et feuillues	36
Tab II.7	Effet environnemental des matériaux de construction.	44
Chapitre III		
<i>Tab.III.1</i>	Influence d'une connexion parfaite dans une poutre sur les valeurs de contraintes et de déformations.	47
Tab III.2	les espacement et distance des point – valeurs	57
Tab III.3	classe de ductilité des assemblages courants	60
Chapitre IV		
Tab IV.1	Tableau des unités correspond à ABAQUS.	67
Tab IV.2	caractéristique mécanique du matériau bois.	82

## NOTATIONS ET SYMBOLES :

### Indices minuscules :

- $e_s$  : espacement des Connecteurs.  
 $s_{er}$  : Caractérise l'aptitude au service (ELS)  
 $u$  : Caractérise la sécurité structurale (ELU)  
 $c$  : Compression  
 $t$  : traction
- $c_r$  : Critique (ou crit)  
 $d$  : Calcul  
 $\alpha$  : Angle entre une force (ou une contrainte) et la direction du fil.  
 $0,90$  : Directions privilégiées par rapport à la direction du fil

### Symboles majuscules latins :

$E_{ij}$  : module de déformation longitudinale instantanée

$E_{vj}$  : module de YOUNG différé

$f_{cj}$  : résistance à la compression à **j** jour

$F_{c28}$  : résistance à la compression à **28** jours

$f_{ij}$  : la résistance à la traction à j jour

$E_r$  : modules de Young selon l'axe radiale.

$E_t$  : modules de Young selon l'axe transversal.

$E_l$  : modules de Young selon l'axe longitudinal.

$G_{rl}$  :  
 $G_{tl}$  :  
 $G_{rt}$  : } modules de cisaillement selon les trois plans.

$\nu_{rl}$  :  
 $\nu_{lr}$  :  
 $\nu_{rt}$  :  
 $\nu_{tr}$  :  
 $\nu_{tl}$  :  
 $\nu_{lt}$  : } coefficients de poisson selon les différent plans.

$\sigma_l$  :  
 $\sigma_r$  :  
 $\sigma_t$  : } contraintes normales selon les trois axes.

$\tau_{rt}$  :  
 $\tau_{lt}$  :  
 $\tau_{lr}$  : } contraintes de cisaillement selon les trois plans.

$W$  : humidité en %.

$K$  : Module de glissement ( $K_0, 90$  module de glissement dans une Directions privilégiées par rapport à la direction du fil)

$L$  : Longueur

$\sigma_{c, \alpha, d}$  : Contrainte de calcul en compression exercée dans une direction d'angle «  $\alpha$  » par rapport au fil.

$f_{c, \alpha, d}$  : force de calcul en compression exercée dans une direction d'angle «  $\alpha$  » par rapport au fil.

$\sigma_{t, \alpha, d}$  : Contrainte de calcul en traction exercée dans une direction d'angle «  $\alpha$  » par rapport au fil.

$f_{t, \alpha, d}$  : force de calcul en traction exercée dans une direction d'angle «  $\alpha$  » par rapport au fil.

$V$  : un volume uniformément contraint

$\tau_d$  : Contrainte tangentielle

$k_m$  : facteur qui prend en compte la forme de la poutre.

$\sigma_{m, crit}$  : contrainte critique en flexion.

$\lambda_{rel, y}, \lambda_{rel, z}$  : élancements relatifs selon  $y$ , et  $z$ .

$\varepsilon_g$  : changement du volume du au gonflement

$m_w$  : masse d'un échantillon dans l'état à quantifier.

$m_s$  : masse du même échantillon après séchage.

$\Delta t$  : taille de l'incrément de temps.

$\hat{\sigma}$  : contrainte effective.

$\sigma$  : contrainte réel.

$D$  : scalaire mesurant l'endommagement (variable d'endommagement).

$E$  : module d'élasticité d'un matériau vierge de toute endommagement.

$E^*$  : module d'élasticité d'un matériau endommagé.

$\varepsilon$  : déformation.

$D^{el}$  : matrice de raideur élastique après endommagement.

$D_0^{el}$  : matrice de raideur élastique avant endommagement.

$d_t$  : variable d'endommagement en traction.

$d_c$  : variable d'endommagement en compression.

$\hat{\sigma}_t$  : contrainte effective de traction

$\hat{\sigma}_c$  : contrainte effective de compression

$\sigma_t$  : contrainte de traction

$\sigma_c$  : contrainte de compression

$\varepsilon_t$  : déformation du au contrainte de traction

$\varepsilon_c$  : déformation du au contrainte de compression

$\varepsilon_t^{pl}$  : déformation plastique équivalente, lie à un mécanisme de rupture sous un chargement de traction

$\varepsilon_c^{pl}$  : déformation plastique équivalente, lie à un mécanisme de rupture sous un chargement de compression

J : seconde invariant de contraintes (contrainte équivalente de Van Mises)

S : déviateur

K : facteur de rigidité

# **Introduction Générale**

## Introduction générale :

Depuis des siècles, l'homme essaie d'associer différents matériaux en sa possession afin de tirer sur le plan mécanique et économique le meilleur parti possible de cette association. Il a ainsi créé plusieurs assemblages (bois/pierre, métal/bois, bois/béton, acier/béton..).

Dans le domaine des bâtiments et des travaux publics, la durée de service des ouvrages constitue un enjeu économique de grande importance, l'analyse de ces structures nécessite une bonne maîtrise du comportement de leurs matériaux constitutifs. Parmi les matériaux de construction les plus utilisés, notons le bois l'acier et le béton.

En outre pour étudier la mixité des matériaux entre eux on peut citer le cas du bois-béton ; son utilisation dans les bâtiments et dans les ouvrages d'art repose sur plusieurs qualités. En comparaison avec les constructions en acier ou en béton armé, la construction mixte bois béton peut être compétitive en termes de coût global dans le cas des bâtiments à plusieurs étages mais également pour les ouvrages d'art de moyenne portée. A notre connaissance, Dans notre pays, il n'existe pas une réglementation régissant la construction mixte bois-béton.

La mise en évidence simultanée du bois et du béton permet de nombreuses possibilités architecturales, l'aptitude à la préfabrication est une conséquence toute naturelle de la présence de plusieurs qualités comme le lamellé collé le Lami-bois...etc. La construction mixte offre plusieurs avantages tels que la réduction de l'épaisseur des planchers, la réduction du poids de la structure à chargement égal, augmentation de la rigidité flexionnelle du plancher d'où une réduction de la flèche en service. Les problèmes de comportement que présentent les éléments mixtes sont une des préoccupations principales des chercheurs. Dans la plupart des cas, la capacité d'un élément structural est limitée par des phénomènes, qui apparaissent à divers états de chargement et à la limite d'utilisation. Le matériau bois, se comporte bien sous l'action de la traction et de l'effort tranchant ; le béton montre un bon comportement sous sollicitation de compression. Cette association, entre bois et le béton, diffère de celle du béton armé par le rôle essentiel que joue la connexion à l'interface bois- béton. Cette connexion mécanique, offre une résistance importante au cisaillement à l'interface des deux matériaux, leur permettant de travailler ensemble en flexion.

Dans la pratique, on peut rencontrer cette mixité dans le cas des dalles mixtes, essentiellement sollicitées en flexion, sont constituées d'un système de solivage en bois sur lequel s'appuie une dalle en béton armé, connectés mécaniquement au moyen d'organes de liaison, dit connecteurs, dont le rôle est d'empêcher ou, du moins, de limiter le glissement éventuel à l'interface bois-béton.

Les performances mécaniques du procédé dépendent très fortement des caractéristiques des connecteurs ; c'est pourquoi il est indispensable de connaître de façon précise la résistance unitaire de chaque connecteur est son comportement, dont dépendra la résistance de la structure.

Mais d'après les constatations faites sur le terrain, le point faible du composite bois-béton est le lien entre les deux matériaux. Principalement (point de joints) la connexion en forme de vis ou de clous et aussi colle comme sont appliquées, ce qui conduit à une liaison souple. Par rapport à la liaison rigide, ce qui provoque une réduction en rigidité à la flexion et les deux matériaux ne peuvent pas être exposés à leurs pleines forces.

D'ailleurs sur ce point en particulier que notre mémoire sera articulée par la suite. Néanmoins pour étudier cette problématique il est indispensable de procéder par une étude expérimentale pour évaluer le degré de rigidité de la connexion qui se répercute sur l'état limite d'utilisation et sur l'état limite ultime. Ces essais portent, sur la détermination de la résistance au cisaillement de la connexion. Pour cela, nous avons essayé de comprendre comment se comporte les connecteurs à l'intérieur du système bois-béton sous des différentes sollicitations, en utilisant la simulation numérique pour bien maîtriser le comportement de ces liaisons. La modélisation numérique est faite à l'aide du logiciel ABAQUS, avec les lois de comportement suivantes :

- Béton : le modèle numérique est celui de concrete damage plasticité
- Acier (aussi pour les connecteurs) : le modèle numérique est un modèle élasto-plastique à écrouissage isotrope et cinématique
- Bois : le modèle élastique orthotrope.

le présent document s'articule sur quatre chapitres :

✓ **Chapitre I :** ce premier chapitre commence par un aperçu sur la connexion bois-béton, ensuite on développe une présentation des différentes typologies des constructions mixtes bois-béton existantes.

✓ **Chapitre II :** dans ce chapitre, on développe une synthèse technique que on a divisé en deux parties ; dans la première partie on s'est intéressé à présenter les différentes caractéristiques physico-mécaniques des matériaux béton et bois qui font l'état de l'art des différentes connaissances concernant ces matériaux ainsi que l'intérêt qu'ils procurent au système de construction mixte bois-béton, tandis que dans la seconde partie on a fait une présentation globale des planchers mixtes bois-béton de point de vue domaine d'utilisation, les différents systèmes existants ainsi que leur avantage et inconvénient.

✓ **Chapitre III :** ce chapitre est consacré particulièrement aux systèmes de connexion bois-béton. Qui sont l'objectif principal de cette thèse, on a essayé de présenter les différents systèmes existants ainsi que leur utilisation dans la mixité bois-béton.

✓ **Chapitre IV :** «Simulation numérique» cette partie du mémoire est destinée à la présentation du logiciel utilisé pour la partie simulation numérique. Ainsi que le modèle simulé.

✓ **Chapitre V :** dans ce chapitre les résultats de la simulation numérique basée sur une modélisation 3-D seront représentés et interprétés. Une étude sur l'influence du nombre des connecteurs sur le comportement de la du modèle étudié sera faite.

# CHAPITRE I

## **Généralités sur la construction bois béton**

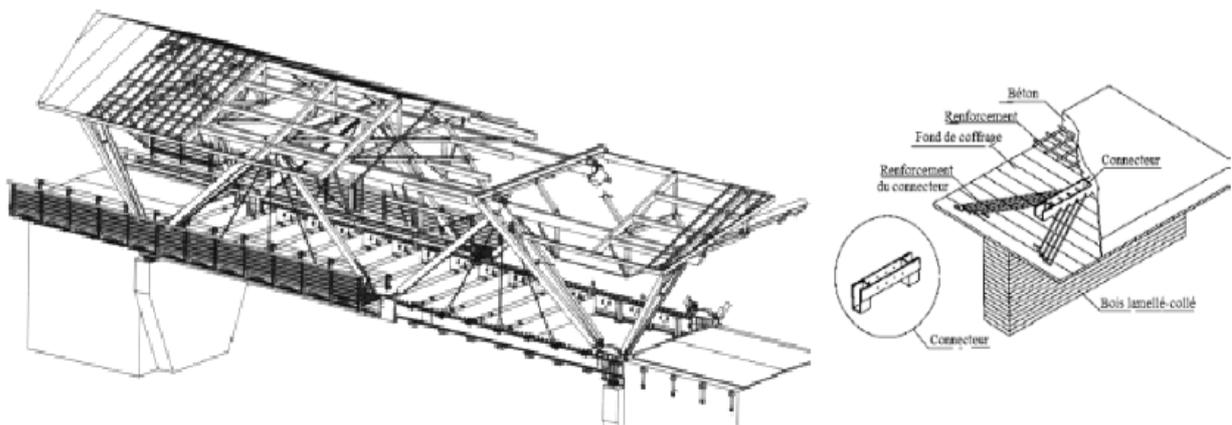
## I. Généralité sur la construction bois béton :

### I. 1. Aperçu sur la construction mixte bois-béton :

Le développement de la construction mixte bois-béton à démarré principalement après la période des deux guerres mondiale, suite à un manque d'acier pour le renforcement du béton. La performance des structures mixtes acier-béton a inspiré cette nouvelle technique de mixité. Ainsi, la superposition passive d'une dalle en béton sur des poutres en bois est transformée par des systèmes de connexion à un élément de structure plus rigide, plus résistant, et plus stable.

Les premiers brevets concernant le système de connexion bois-béton datent de 1922 avec Müller (Müller 1922 cité par van der Linden 1999 [19]) [21], la construction des premiers ponts mixtes bois-béton aux Etats Unis a commencé dans les années 1930 (R.H Baldcock et C.B Muccyllough 1941). Dans cette période, l'université d'Oregon a conduit un grand projet de recherche visant à examiner des poutres bois-béton, avec des sections en forme de T, destinées à la construction routière, puis cette technique de mixité bois-béton s'est vite propagée dans le monde à cause de la facilité de sa mise en œuvre et de ses avantages économiques et environnementaux.

En Europe cette technique de mixité a été utilisée vers le début du 20<sup>ème</sup> siècle, puis elle s'est imposée comme étant la meilleure solution pour les travaux de réhabilitation des planchers en bois (seul) principalement dans le cas des bâtiments historiques. Dans le domaine des ouvrages d'art, de nouveaux ponts en été réalisés avec des tabliers mixtes, on cite le pont « de Fayette » construit en 1999 dans le valbonnais en France.



**Figure I.1** : pont des fayettes dont la mixité du tablier est assurée par un système de connexion.

De même, avec le développement des systèmes de connexion (plusieurs connecteurs sont apparus sur le marché) adaptés à différents types de structures, et avec l'apparition du phénomène de réchauffement climatique cela a créé un mouvement pour une construction écologique et économique en termes d'énergie ; des structures neuves ont été réalisées et le bâtiment bois-béton commence à prendre de la hauteur.

En Algérie cette technique à été utilise dans la période coloniale (ces structures sont resté en service jusqu'à nos jours dans les grands ville comme Alger), mais aussi elle à été utiliser par les algérienne dans la construction de leur maison individuelle dans les village (structure construite avec de l'argile pour l'ossature et du bois-béton pour les planchers (sauvant R+1)), après l'indépendance et avec le phénomène des séismes et l'absence d'une politique qui encourage ce genre de construction cette technique à disparut, c'est le béton armée qui prend le marché de construction.

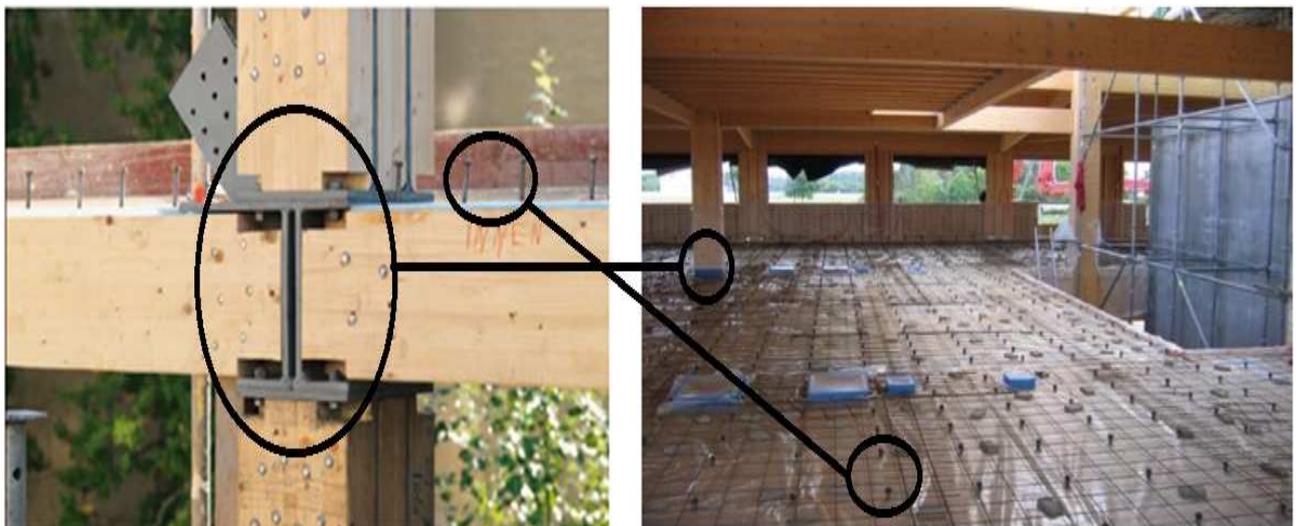
### ***1.2- Typologie des structures bois béton :***

La structure **mixte bois-béton** est préférable à la structure réalisée uniquement en bois, car elle est plus rigide et résistante vue les caractéristiques des matériaux utilisé ; le comportement dynamique (vibrations) et l'isolation acoustique sont aussi nettement améliorés. Ce genre de structure représente une solution technique optimale pour les bâtiments (les ouvrages) dans les zones sismiques vue le gain important du poids et aussi la présence d'une dalle en béton permet de raccorder les murs portants avec un plan rigide assurant une meilleure répartition des actions sismiques horizontales. Nous présentons ici quelque type de structure en bois - béton [18].

#### **A. Structure a usage d'habitations :**

- **Structure à ossature bois et planchers mixte bois béton :**

**Principe de construction :** des poteaux disposés tous les 2.5 à 5 mètre sont reliser à des poutres, préparer en atelier, le squelette de la maison est monté en quelques jours. Les étages sont séparer avec un plancher mixte bois béton. La dessiccation technique entre la structure poteaux-poutre est le remplissage apporte par ailleurs une vrai liberté de conception : grandes baies vitrées, murs maçonnés de briques au de béton ...etc.



**Figure I.2 :** structure à ossature en bois

- **Structure à ossature en béton armé et planchers mixte bois béton :**

**Principe de construction :** ce genre de structure à le même principe que celui précédent la seule différence c'est que on utilise un système poteau-poutre en béton armé. Ceux-ci constitueront le squelette de la maison. ce type est souvent utilisé lors de la construction à habitation collective.



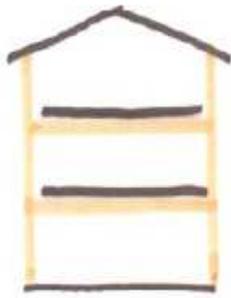
**Figure I.3 :** structure à ossature en béton armé

Des panneaux à base de bois seront fixés sur ces portiques assurant ainsi une très grande rigidité de l'ensemble. Un isolant thermique est ensuite déposé à l'intérieur ; pour ce qui concerne les planchers on peut utiliser dans ce cas des planchers mixte bois béton, ou bien des planchers en béton armé.



**Figure I.4 :** structure à ossature en béton armé, murs intérieurs et extérieurs en bois

La figure suivante nous simplifier un peu plus les deux cas précédent



Structure bois en  
verticale et  
horizontale,  
chape rapportée



Structure béton  
autostable, dalle béton et  
panneau ossature bois  
entre dalle

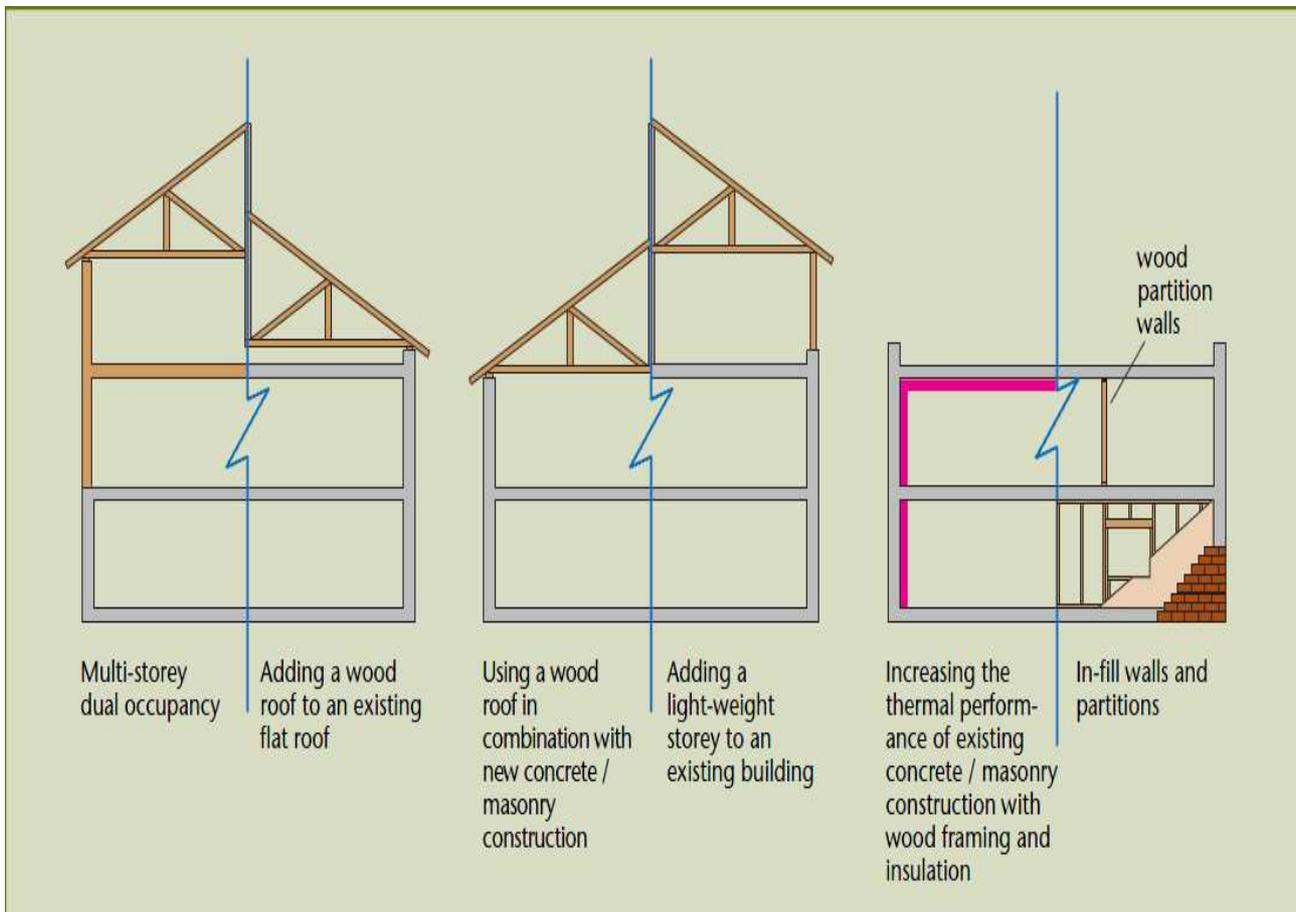


Structure bois en  
verticale et  
horizontale,  
Béton connecté



Structure béton  
autostable, dalle béton et  
panneau ossature bois en  
rideau

La structure béton intérieure amène de l'inertie



## **B. Structures à caractères publique :**

Se type de bâtiment en le trouve à usage de bureaux, bibliothèque, musée ...etc.

**Système constructif :** Mixité Béton/Ossature bois

**Structure :** Murs ossatures bois + murs rideaux béton sur dalle béton, plancher entre étages en dalle béton,



**Figure I.5:** structure publique mixte en bois – béton.

**c. Monument historique :**

Ce type de structures est conçus vers la fin du 17<sup>ème</sup> siècle et le début de 18<sup>ème</sup> siècle, ces structure sont devenus aujourd'hui des monument historique.

**Système constructif :**

- la structure porteuse et constituer par des murs en pierres calcaire d'une épaisseur varie de 40 à 80 cm.
- Le plafond est construit avec des planches cloués sur des poutres en bois.

Aujourd'hui la pluparts des ces structures sont besoin de les réhabilités, pour cela la technique la plus utilise est la mixte bois – béton qui donne à ce genre de structures une nouvelle vie, ces structures sont souvent transforme après la réhabilitation à : des musés, des universités , des bibliothèques ou à des hôtels.



Maison libanaise à Safra construite au début du 19<sup>ème</sup> siècle



La villa Borromeo-Arese sise à Cesano Maderno en Espagne construite vers la moitié du 17<sup>ème</sup> siècle

**Figure I.6 :** des monument historique réhabilité avec le système bois béton .

## D. Ouvrages d'arts :

- **Pont mixte bois-béton :**

Ce genre de structure est de type ouvrage d'art. Le principe des ponts mixtes bois-béton est le même que pour les ponts mixtes acier-béton. La dalle béton participe à la reprise des efforts, principalement en compression. La gamme de portée de ces ouvrages est de 20 ; 80m. Les longues portées peuvent être atteintes avec des ponts en arc dont le tablier repose sur des appuis intermédiaires (pilettes, suspentes, etc.) tous les 5 à 10m.

Un exemple est le pont sur la Resgia à Inneferrera en Suisse construit en 1998 [14].



**Figure I.7 :** Pont sur la Resgia

## **Conclusion :**

De nombreuses constructions témoignent à travers les siècles de la pérennité du bois, églises Finlandaise et Russe particulièrement exposées aux intempéries, temples Japonais vieux de plusieurs siècles sur une terre de séisme. Tous ces ouvrages historiques montrent que la construction bois résiste admirablement au temps.

A partir de là l'usage mixte du bois avec d'autres matériaux comme le béton va donner un plus à la structure du moment que le bois est présenté comme un matériau dont les propriétés lui permettent de se marier avec d'autres matériaux pour constituer des procédés de construction plus performants que celui du bois seul (par exemple un plancher bois seul par rapport à un plancher mixte bois béton).

# CHAPITRE II

## **Synthèse technique**

## II. Synthèse technique :

### II.1. Les matériaux :

#### II.1.1. Le Béton :

Le béton est un matériau qui se confectionne en malaxant du gravier, du sable, de l'eau et du ciment. A ces composants s'ajoutent des adjuvants qui améliorent sensiblement les performances du matériau (plastifiants, accélérateurs et retardateurs de prise, entraîneurs d'air, hydrofuges de masses...etc.).

Jusqu'à sa mise en œuvre, un béton frais doit présenter la qualité requise (consistance). un béton durci doit de sa part atteindre les caractéristiques exigées conformément aux normes en vigueur.

On désigne suivant sous le vocabulaire :

- De matrice ou de mortier : le mélange (liant + eau + sable)
- De squelette solide ou de squelette granulaire : le mélange des granulats

Ordre de grandeur des proportions				
	Eau	Air	Ciment	Granulats
Volume	14% - 22%	1% - 6%	7% - 14%	60% - 78%
Poids	5% - 9%	...	9% - 18%	63% - 85%

#### II.1.1.1- Caractéristique physique et mécanique du béton :

Le béton est un pseudo solide en perpétuelle évolution, ses propriétés son fonction :

- de son âge
- de son histoire
- des contraintes qu'il supporte.
- Du milieu ambiant (température et hygrométrie)

Il subit deux types de déformations [3] :

- Des déformations instantanées (spontanée), qui se produisent en absence de tout charge et ce traduisent par des variations de volume : ce que en appel **gonflement** et **retrait**.
- Des déformations sous charge qui sont :
  - d'abord instantanées, élastique ou plastique.
  - Puis plus lentes sous charges de longue durée (**fluage**).

#### A. Déformation instantanées indépendant des charges appliquées :

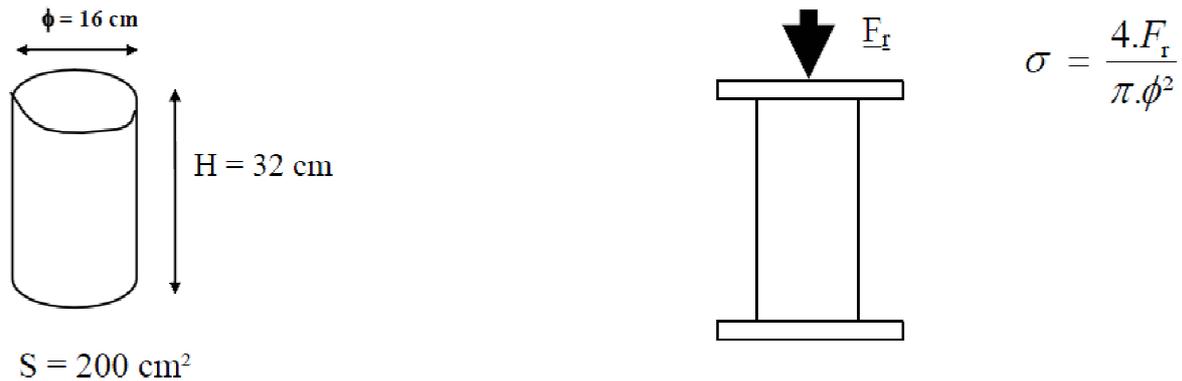
Sont dues aux propriétés intrinsèques des ciments et aux mouvements de l'eau libre contenue dans le béton :



- De la classe du ciment utilisé et de son dosage en  $m^3$

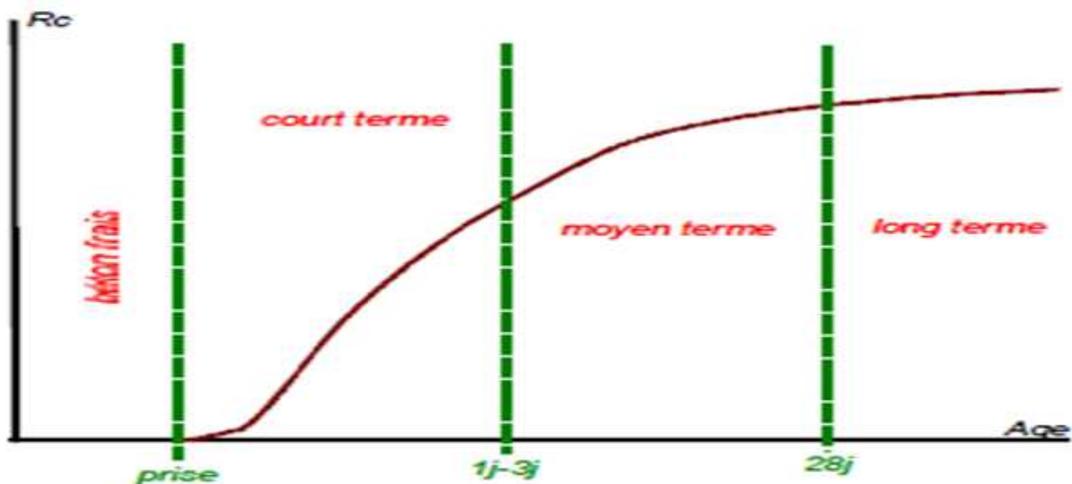
→ **Essai de compression** : cet essai est effectué sur des éprouvettes normalisées, appelée 16x32, de forme cylindrique de hauteur  $H=32\text{cm}$  et de diamètre  $d=16\text{cm}$  (Aire  $=200\text{cm}^2$ ) comme le montre la

**figure II.1**, ses éprouvettes contiennent un béton de différents âges (allant de  $j=?$  « début de durcissement du béton » à 28j) :



**Figure II.1-** Essai de compression uni axial [3]

Les résultats de cet essai et donne sous forme d'une courbe (résistance à la compression – âge du béton)



**Figure II.2** -résistance à la compression en fonction de l'âge du béton

A partir de cette courbe on constate que : dans le cas courant, on considère que la résistance du béton évolue dans le temps très rapidement au court terme (entre 0 et 7j), puis ralentit (de 7 à 28 j) pour enfin tendre vers une asymptote horizontale à partir de 60 jours. Pour la référence du temps en 28 jours prise dans le calcul, on considère que le béton a atteint 90% de sa résistance à long terme, l'article

A2.1.11 du BAEL 91 donne les formules suivantes afin d'estimer les résistances du béton en fonction du temps.

**Résistance Caractéristique à la compression :**

❖ Pour des résistances  $f_{c28} < 40\text{MPa}$  :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4,76+0,83j} \cdot f_{c28} && \text{pour } j < 60 \text{ jours} \\ f_{cj} &= 1,1 f_{c28} && \text{pour } j > 60 \text{ jours} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (II.2)$$

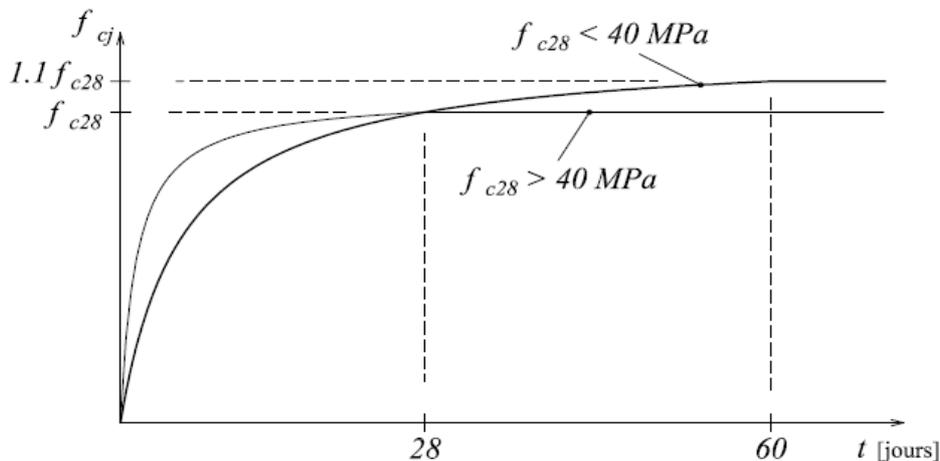
❖ Pour des résistances  $f_{c28} > 40\text{MPa}$  :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{1,40+0,95j} \cdot f_{c28} && \text{pour } j < 28 \text{ jours} \\ f_{cj} &= f_{c28} && \text{pour } j > 28 \text{ jours} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (II.3)$$

avec :

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

$f_{c28}$  : résistance à la compression à **28** jours, on appelle aussi la résistance caractéristique du béton.



**Figure II.3-** Evolution de la résistance  $f_{cj}$  en fonction de l'âge du béton.

➤ **Résistance à la traction :**

Il est beaucoup plus difficile de faire des essais en traction. On distingue :

- Les essais de traction directe avec des éprouvettes collées,
- Les essais de traction indirecte tels que l'essai Brésilien ou l'essai en flexion à quatre points.

Pour les essais en traction indirecte, la déduction du comportement en traction nécessite une interprétation de l'essai via un modèle. Par exemple, pour l'essai

Brésilien qui consiste à fendre une éprouvette cylindrique comme indique sur la Figure 3, la résistance à la traction est donnée par :

a- *Traction par fendage :*

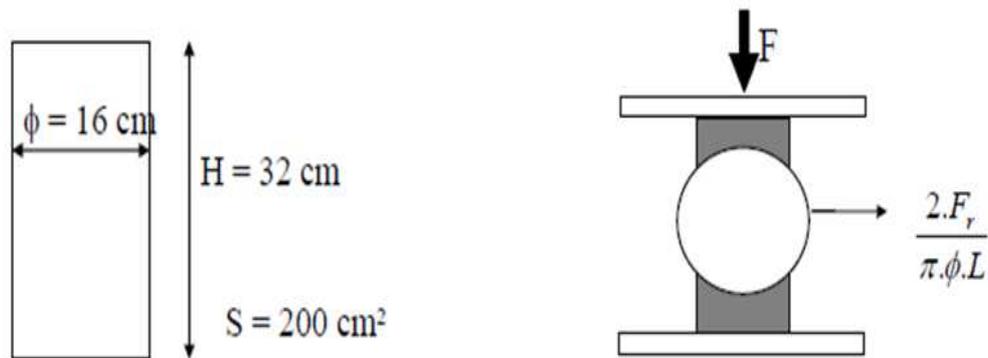


Figure II.4- Essai de traction par fendage [3]

b- *Traction par flexion :*

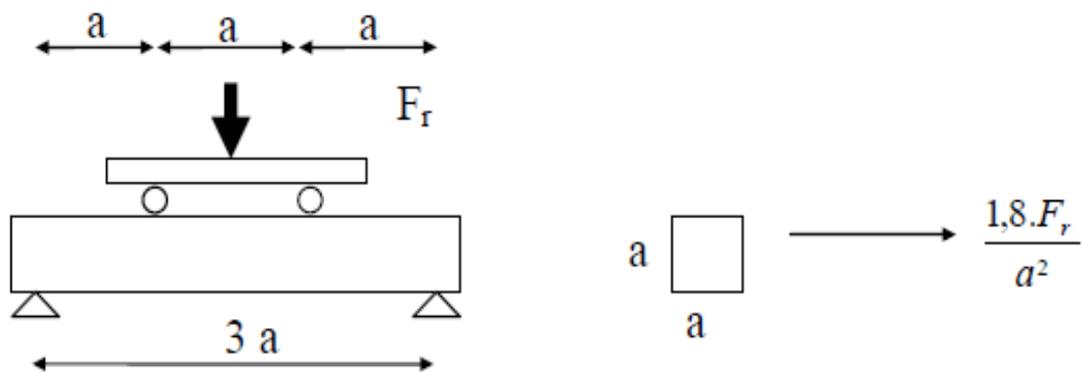


Figure II.5- Essai de traction par flexion [3]

Avec :

a : une valeur donnée.

$f_r$  : force de rupture.

**Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à  $j$  jours, notée  $f_{tj}$ , est conventionnellement définie par les relations :

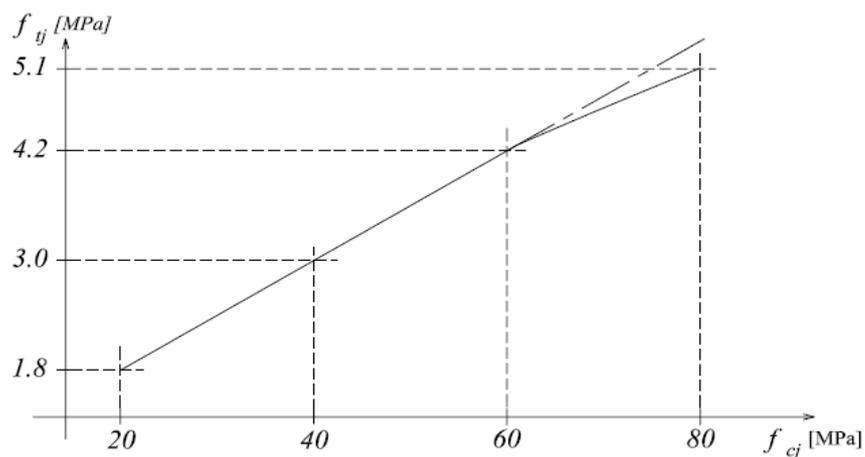
$$\left. \begin{aligned} f_{tj} &= 0,6 + 0,06 f_{cj} && \text{pour } f_{c28} < 60MPa \text{ (A.2.1,12)} \\ f_{tj} &= 0,275 f_{cj}^{2/3} && \text{pour } f_{c28} > 60MPa \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots\text{(II.4)}$$

avec :

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

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

La Figure suivante présente l'évolution de la résistance caractéristique à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$ .



**Figure II.6 :** Evolution de la résistance à la traction  $f_{tj}$  en fonction de celle à la compression  $f_{cj}$ .

➤ **Module de déformation instantané :**

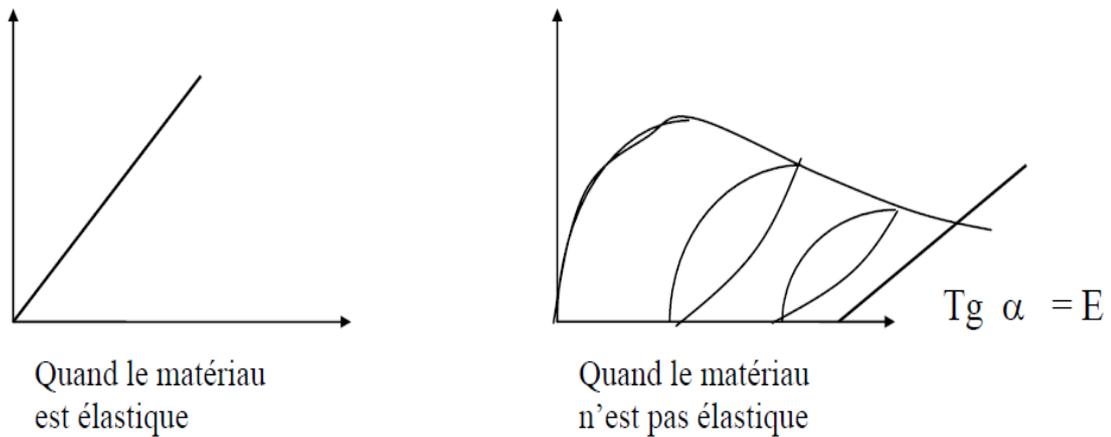
Le module de déformation longitudinale instantanée  $E_{ij}$  est défini par le rapport de la contrainte unitaire d'une durée d'application inférieure à 24 heure sur la déformation unitaire [5]. Quant au coefficient de Poisson, il représente le rapport entre sa déformation axiale et sa déformation transversale.

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

$$E_{ij} = 11000.f_{cj}^{1/3} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots\text{(II.5)}$$

Avec :  $i$  : instantané ;  $j$  : jour

Le béton est un matériaux non élastique, en le constat pendant le déchargement de l'éprouvette, la courbe de déchargement est décalée par rapport à la courbe de chargement.



**Figure II.7** : comportement du béton.

➤ **Coefficient de poisson ( article A.2.1,3 du BAEL)**

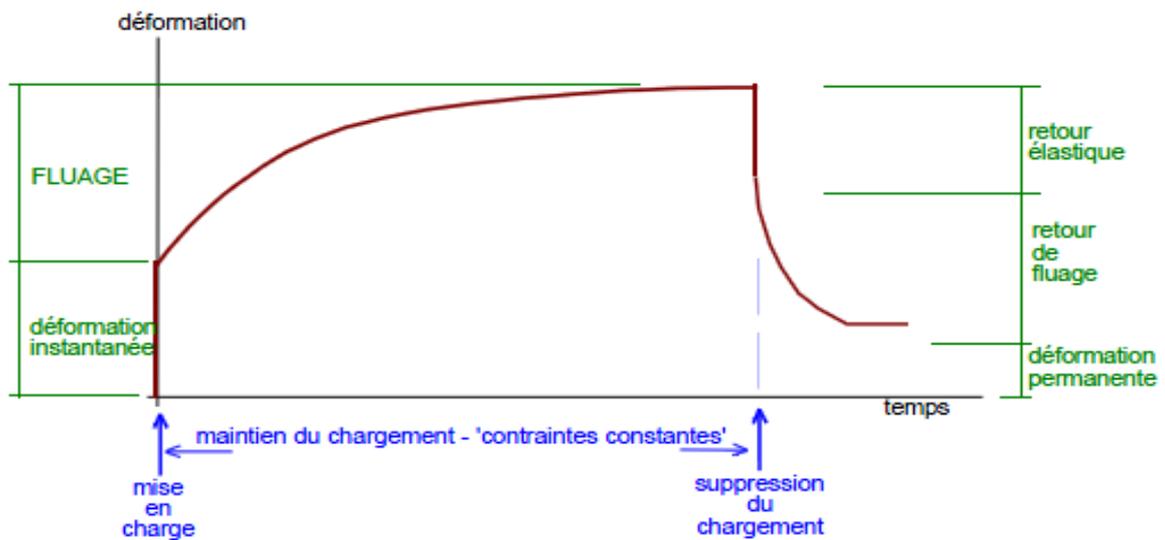
Le coefficient de poisson est défini par le rapport du gonflement transversal sur le raccourcissement longitudinal d'un élément en béton soumis à un effort extérieur :

$$\nu = \frac{\Delta t}{\Delta l} \dots\dots\dots (II.6)$$

dans les calculs le coefficient de poisson ( $\nu$ ) sera pris égal à  $\nu = 0$  pour un calcul de sollicitations à l'ELU, et à  $\nu = 0,2$  pour un calcul de déformations à l'ELS (l'article A.2.1,3 de BAEL)[4].

**C. Déformation du béton sous actions de longues durées : (le fluage)**

Sous chargement constant, la déformation du béton augmente continuellement avec le temps ( Figure II.8 ). Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeables puisqu'elles nous rajoutent une déformation complémentaire du double de la déformations instantanées soit, en définitive une déformation totale de triple[4].



**Figure II.8** : contrainte appliquée et déformation engendrée en fonction du temps pour un essai de fluage d'éprouvette de béton.

Pour ce genre de chargement (de longue durée), on utilisera le module de YOUNG différé ( $E_{vj}$ ) [5], qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage de béton. Le module différé est pris égal à trois fois le module instantané [3] :

$$E_{ij} = 3E_{vj} \dots\dots\dots (II.7)$$

Le module de YOUNG différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700 \cdot f_{cj}^{1/3} \text{ pour } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (l'article A.2.1,22 du BAEL [1])} \dots\dots\dots (II.8)$$

### II.1.1.2-Durabilité, protection, entretien :

La dégradation par des agressions d'origine chimique apparaît quand l'agent a pu pénétrer, les solutions sont donc axées sur la constitution d'une barrière à l'aide de produits bouches pores, oléophobes ou filmogènes.

La protection des ouvrages des agressions d'origine climatique (gel/dégel) se fait en évitant le ruissellement, l'infiltration de l'eau (gouttes d'eau, couvertines...) et les remontées d'eau (revêtement d'étanchéité).

## II.1.2- Le Bois :

### II.1.2.1- Définition Et Classification :

Le bois est une ressource naturelle qui est largement disponible dans le monde, il possède plusieurs avantages environnementaux et structuraux.

Du cote environnemental, Pendant la croissance d'un arbre, 1 tonne du bois absorbe 1,6 tonne de gaz carbonique, émet 1,1 tonne d'oxygène et fixe 0,5 tonne de carbone.

En terme d'analyse du cycle de vie (ACV), plusieurs facteurs en faveur du bois ont été constatés :

- Le bois est un matériaux renouvelable.
- Le bois est un matériaux durable à condition d'une bonne conception et d'un bon entretien.
- Le bois permet de diminuer l'impact climatique des structures.

Du cote structural, le bois présente un net avantage par rapport aux autres matériaux lorsque on considère le rapport entre performances mécaniques et densité (Figure II.9). En outre, avec l'apparition des matériaux dérivés du bois comme les lamelles colles, les contrecollés, les panneaux ; il est possible de construire des ouvrages dont l'esthétique, la légèreté et la durabilité sont assurées.



**Figure II.9-** Comparaison des matériaux bois, acier et béton armé

De même dire que Le bois est un matériau naturel, veut dire qui' il existe donc une très grande variabilité qui nécessite un classement.

Cette variabilité est visible à plusieurs niveaux :

- entre différents arbres,
- entre différentes essences de bois (variabilité interspécifique),
- au sein d'une même essence (variabilité intra-spécifique).

Les bois de structure sont répartis en classe de résistance :

- C : les résineux et le peuplier,
- D : les feuillus,
- GL : le lamellé collé,
  - GL(h) pour bois lamellé collé homogène,
  - GL (c) pour bois lamellé collé panaché.

Le nombre qui suit la classe de résistance indique la résistance caractéristique en flexion (en MPa) on a, en général :

- C18 : charpente traditionnelle,
- C24 : fermettes industrialisées, lamellé collé normal,
- C30 : (haute résistance), lamellé collé extrêmement trié et de haute technicité.

Pour ce qui concerne la durabilité du bois, La norme européenne EN 350.2 définit 5 classes de durabilité naturelle (c'est-à-dire sans traitement) du bois. Les essences de bois sont classées selon leur degré de résistance aux champignons (sans considérer les attaques d'insectes)

Classe	Description	Longévité
I	Très durable	>25 ans
II	Durable	15 à 25 ans
III	Moyennement durable	10 à 15 ans
IV	Peu durable	5 à 10 ans
V	Très peu durable	<5 ans

La longévité est définie comme la durée de vie moyenne d'un poteau d'une section carrée de 5cm enfoncé partiellement dans le sol

**Tab II.1-** Classement des essences du bois

En effet, Il ne faut pas confondre la classe de durabilité avec la classe de risque (norme EN 335), qui est aussi une échelle de 1 à 5, mais inversée: le risque le plus élevé est le 5 (bois en contact avec de l'eau salée).

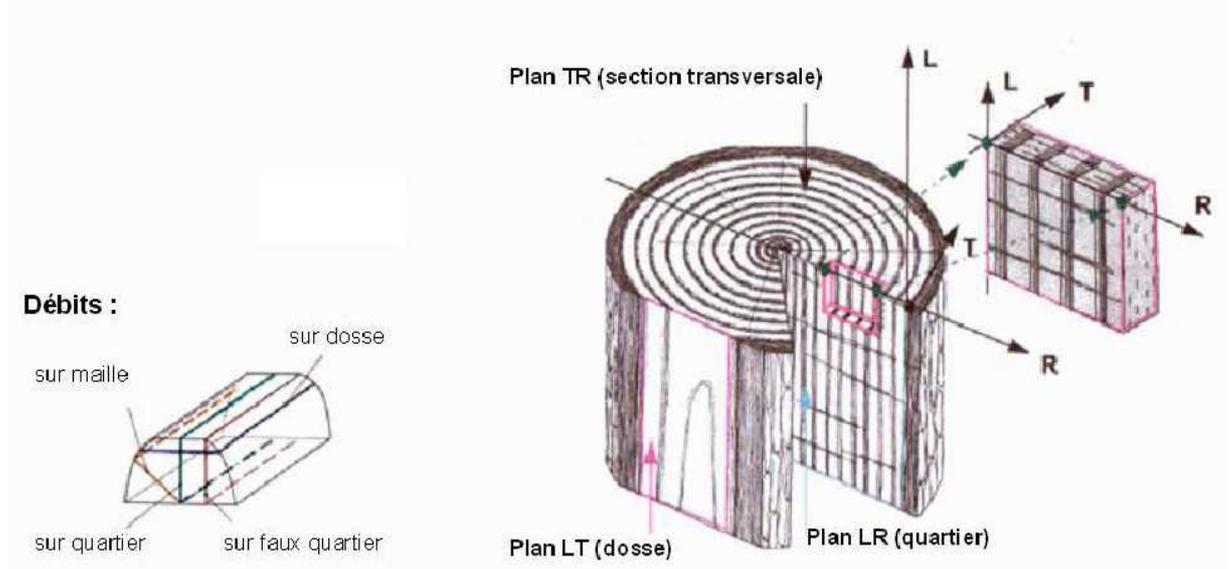
### **II.1.2.2- Constitution du bois :**

Le bois se distingue des autres matériaux de génie civil par son Orthotropie. Le matériau bois possède une structure cellulaire orienté principalement selon la direction de l'axe de l'arbre. La croissance de l'arbre d'une manière circulaire par la formation de cellules allongées reflète la nature d'orthotropie cylindrique du bois [12].

suivant l'orientation par rapport aux fibres principales. En chaque point d'un tronc d'arbre, on distingue 3 axes d'orientations principaux ainsi que 3 coupes possibles perpendiculairement à ces axes :

- Une longitudinale L, plus important car les fibres sont essentiellement orientées dans ce sens.
- Une radiale R, perpendiculaire aux cernes de croissances(aux fibres).

- Une tangentielle T, perpendiculaire aux deux précédente directions.



**Figure II.10** : les Trois axes principaux du bois [13]

La loi de Hooke d'un solide élastique parfait relie la déformation à la contrainte. Etant donnée l'anisotropie du bois, la loi de Hooke généralisée aux trois axes ( $r, t, l$ ) s'écrit :

$$\begin{bmatrix} \epsilon_l \\ \epsilon_r \\ \epsilon_t \\ \gamma_{rt} \\ \gamma_{lt} \\ \gamma_{lr} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_l} & -\frac{\nu_{rl}}{E_r} & -\frac{\nu_{tl}}{E_t} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{LR}}{E_l} & \frac{1}{E_r} & -\frac{\nu_{tr}}{E_t} & 0 & 0 & 0 \\ -\frac{\nu_{LT}}{E_l} & -\frac{\nu_{rt}}{E_r} & \frac{1}{E_t} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{rt}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{lt}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{lr}} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \sigma_l \\ \sigma_r \\ \sigma_t \\ \tau_{rt} \\ \tau_{lt} \\ \tau_{lr} \end{bmatrix}$$

- $\epsilon_l, \epsilon_r$  et  $\epsilon_t$  : sont les déformations selon les trois axes.
- $\gamma_{rt}, \gamma_{lt}$  et  $\gamma_{lr}$  : sont les distorsions selon les trois plans.
- $E_r, E_t$  et  $E_l$  : sont les modules de Young selon les trois axes.
- $G_{rt}, G_{lt}$  et  $G_{lr}$  : sont les modules de cisaillement selon les trois plans.
- $\nu_{rl}, \nu_{lr}, \nu_{rt}, \nu_{tr}, \nu_{tl}$  et  $\nu_{lt}$  : sont les coefficients de poisson.
- $\sigma_l, \sigma_r$  et  $\sigma_t$  : sont les contraintes normales selon les trois axes.

$-\tau_{rt}, \tau_{lt}$  et  $\tau_{lr}$  : sont les contraintes de cisaillement selon les trois plans.

Pour un matériau orthotrope, la matrice de souplesse est symétrique, c'est-à-dire :

$$\frac{\nu_{rt}}{E_r} = \frac{\nu_{tr}}{E_t} \quad , \quad \frac{\nu_{rl}}{E_r} = \frac{\nu_{lr}}{E_l} \quad \text{et} \quad \frac{\nu_{tl}}{E_t} = \frac{\nu_{lt}}{E_l}$$

Avec :  $\nu_{rl} = \nu_{lr} E_r / E_l$

Donc, les propriétés élastiques de chaque essence du bois sont totalement définies par 9 paramètres  $E_r, E_t, E_l, G_{rl}, G_{tl}, G_{rt}, \nu_{rl}, \nu_{tr}$ , et  $\nu_{tl}$ . Il faut noter que ces caractéristiques sont fonction de la teneur en eau et de la densité du bois et sont différentes pour chaque essence. Le tableau (Tab II.2) donne les valeurs indicatives des constantes élastiques de certaines essences.

Constantes	Epicéa (1) ( <i>piecea sitchensis</i> )	Douglas (1) ( <i>pseudotsuga menziesii</i> )	Sapin (1) ( <i>abies</i> )	Peuplier (2) ( <i>populus alba</i> )	Chêne rouge (2) ( <i>quercus rubra</i> )	Hêtre (2) ( <i>fagus silvatica</i> )
Teneur en eau [%]	12	12	13	14	12	11
Densité [g/cm <sup>3</sup> ]	0,36	0,59	0,31	0,4	0,6	0,74
$E_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	10700	16550	8020	6830	14800	14000
$E_r$ [N/mm <sup>2</sup> ]	649	1300	816	1190	1500	2280
$E_l$ [N/mm <sup>2</sup> ]	348	900	304	493	828	1160
$G_{rt}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	533	1200	558	1000	967	1640
$G_{rl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	41	80	48	200	398	470
$G_{tl}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	438	929	461	900	695	1080
$\nu_{rt}$	0,02	0,03	0,03	0,04	0,06	0,07
$\nu_{tr}$	0,3	0,41	0,25	0,37	0,33	0,36
$\nu_{lr}$	0,4	0,38	0,33	0,45	0,69	0,52

**Tab II.2** : Caractéristiques élastiques de certains bois résineux (1) et feuillus (2).

L'échelle d'observation macroscopique ne fait intervenir que des volume élémentaires suffisamment grands par rapports à la microstructure cellulaire , ce qui permet de formuler l'hypothèses de continuité du milieu. La caractérisation physique de ce matériau et rendue difficile

par la présence d'irrégularité locale et d'une hétérogénéité induite par les différente phase de croissance .

### II.1.2.3- Matériaux dérivé du bois :

Dans la construction, le bois est utilise principalement sous deux formes :

- **bois massif**
- **bois reconstitué**

Le bois massif est utilise principalement pour les éléments de charpente traditionnelle et son utilisation comme son dimensionnement relève surtout des habitudes régionales.

Le bois reconstitue peut être fabrique a partir de deux sous-produits tels que les sciures ou des bois de moindre qualité, ou à partir de composants en bois (lamelles par exemple).

On distingue ainsi:

- les panneaux : ces produits de grand format sont constitués d'éléments de placage fins, de lames de bois, de particules ou de fibres, assemblés par collage, pressage et/ou thermo- durcissement d'un liant. De nombreux panneaux ont été mis au point en fonction de divers usages spécifiques.
- les poutres reconstituées : le Bois Lamelle Colle (BLC).

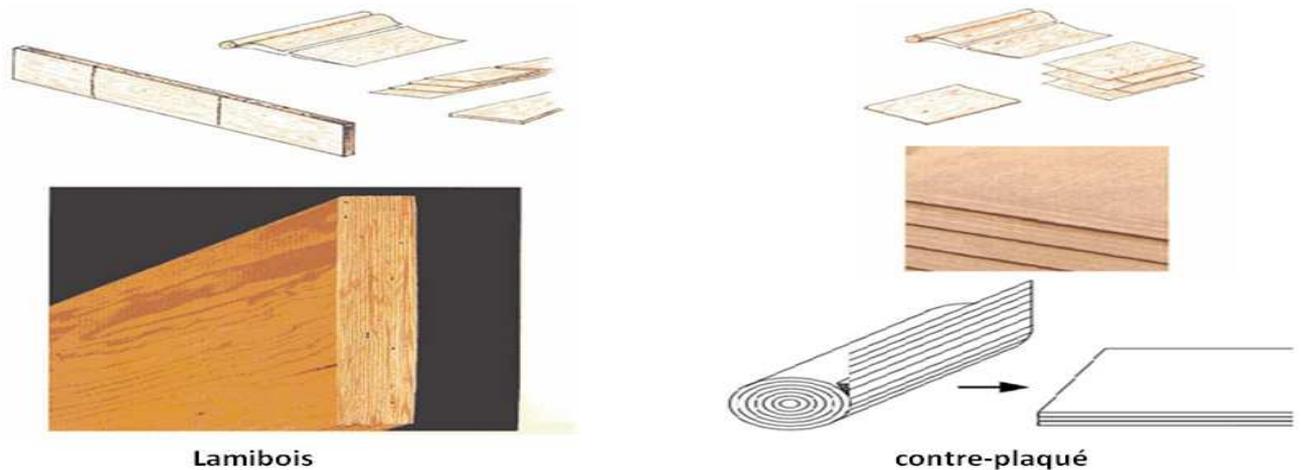


Figure II.11 - principe de fabrication du Lami -bois et du contre-plaqué .

### II.1.2.4- Propriétés principales du bois :

#### A. Propriétés physique :

##### ➤ L'humidité :

L'humidité est définie comme la masse d'eau présente dans le bois exprimée en pourcentage de sa masse anhydre(sec). Cette dernière est obtenue, par exemple, après séchage à l'étuve à 100°C ou plus jusqu'à poids constant.

$$W = 100 \frac{m_w - m_s}{m_s} \dots\dots\dots(\text{II.9}).$$

avec

$W$  : humidité en %

$m_w$  : masse d'un échantillon dans l'état à quantifier.

$m_s$  : masse du même échantillon après séchage.

Cette propriété mérite d'être citée en premier lieu car presque toutes les autres propriétés en dépendent [16]. C'est pourquoi il est essentiel de rapporter ces propriétés à un degré d'humidité de référence, par exemple 15% souvent retenu anciennement. L'Eurocode 5 considère en fait comme situation de référence l'état d'équilibre atteint à une température de 20°C et une humidité relative de l'air de 65%, ce qui correspondrait plutôt à une humidité du bois de 12%.

Notons qu'il faut pas confondre entre humidité relative du bois et l'humidité d'équilibre à laquelle le bois ne perd ni reprend d'eau à l'aire ambient, cette dernier dépend bien entendu de l'humidité relative et de la température de l'air. Il existe des appareils permettant de mesurer l'humidité du bois sur chantier sur base de la résistivité électrique du bois, mais ces appareils donne de résultats moins précises que les mesures en laboratoire.

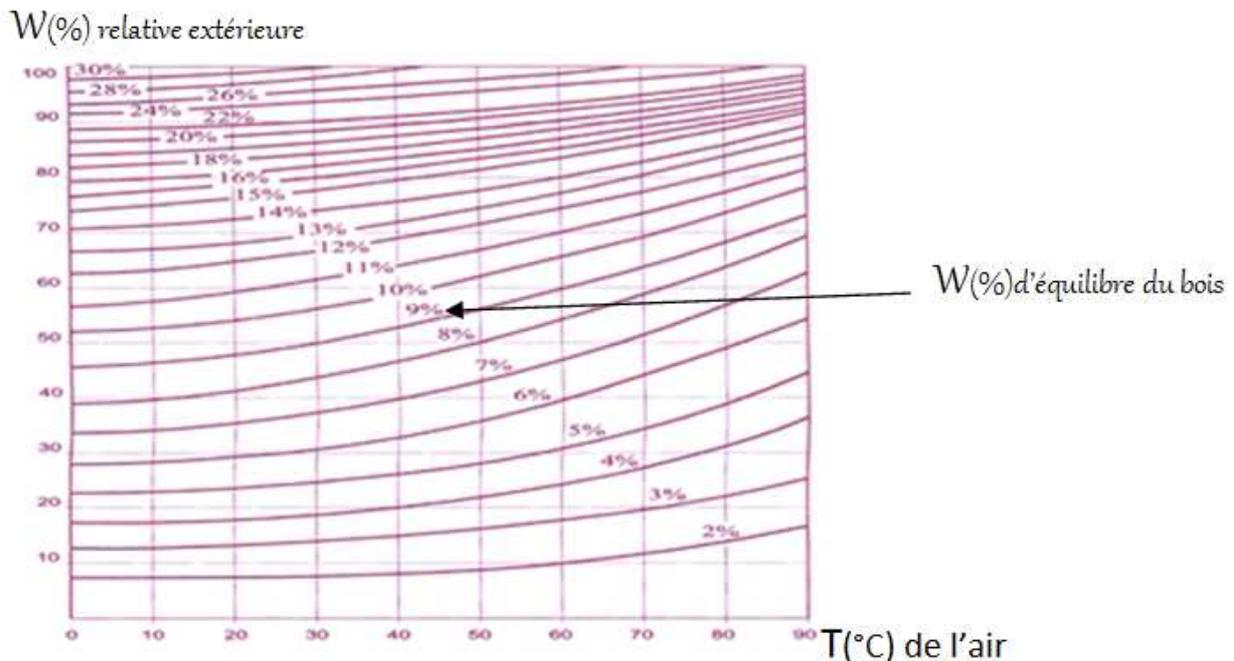


Figure II.12- équilibre hygroscopique du bois en extérieur [16]

### ➤ Retrait :

Les dimension du bois varient en fonction de sont humidité, lorsque l'eau contenue dans les parois des cellules s'évapore en peut observe un retrait du bois proportionnellement à la perte d'humidité.

L'anisotropie du bois ce manifeste fortement dans le phénomène du retrait , les variations de longueur sont beaucoup plus faible dans le sens des fibres que dans les autres sens ou on trouve que le retrait tangentielle et de l'ordre du double ou du triple du retrait radial [16].

On peut retenir les valeur suivante qui sont indicatives [13]:

- Retrait tangentiel fort 10%
- Retrait radial faible 5%
- Retrait axial très faible 0%

Le retrait engendre des déformations dans tout les sens, et du moment que le retrait transversal et le plus importants, les déformations du bois dans se sens peuvent évidemment joue un rôle fondamentale dans le comportement de certains assemblage et il y a lieu d'en tenir compte, et aussi la différence de retrait entre le sens tangentielle et radiale peut entrainer un phénomène appelé voilement, la négligence de ce phénomène peut menace la stabilité de notre structure.

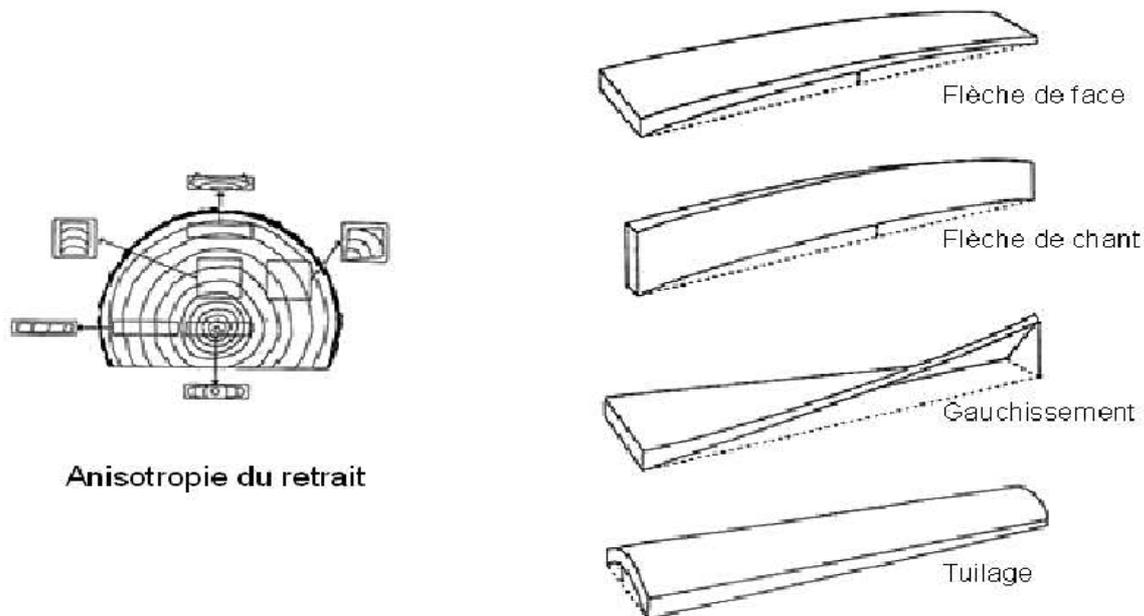


Figure II.13- déformations de retrait des planches[13].

➤ **Gonflement :**

Le gonflement est en principe le phénomène inverse du retrait. Lorsque le bois absorbe de l'eau, sa teneur en humidité augmente et le bois a tendance à augmenter de volume. Tout comme le retrait, le gonflement est proportionnel au gain d'humidité jusqu'au point de saturation des fibres.

➤ **dilatation thermique:**

Le coefficient de dilatation thermique du bois est de l'ordre de  $5.10^{-6}$  dans le sens axial et de  $5.10^{-5}$  dans le sens perpendiculaire aux fibre, Il en résulte, en général, que les effets des variations de température ne sont pas pris en compte dans les calculs statiques des ouvrages en bois : une élévation de température induit des dilatations thermiques mais elles sont en contre partie compensées par une baisse de taux d'humidité. Par contre, lorsque en combine le bois avec un autre matériaux pour forme des éléments mixte, bois-béton par exemple, il peut alors devenir nécessaire de tenir compte des coefficient de dilatation thermique différent.

En outre, cette faible valeur favorise le bois lors d'un incendie : les parties échauffées se déplacent faiblement par rapport a leurs points d'appuis. La stabilité de la construction s'en trouve peu affectée.[13][16]

## **B. Propriété mécaniques :**

Les caractéristiques mécaniques [17][13][14] du bois sont difficiles à déterminer en raison de la dispersion importante des résultats, provenant des variations de qualité dans la même essence, pour le même type d'arbre, dans la même pièce chose qui s'explique par :

- le fait que les différentes couches de bois ont été formé à des années d'écart et dans des conditions climatiques différentes.

- l'influence des défauts locaux comme les nœuds.

Le caractère anisotrope du bois rend nécessaire la recherche des caractéristiques pour chaque direction d'effort par rapport à celle des fibres.

En outre La résistance mécanique du bois dépend des paramètres suivants :

- Son essence.

- Direction de sollicitation par rapport aux fibres (anisotropie).

- Humidité (hygroscopie)

- Mode de sollicitation (traction, compression, . . .).

### ➤ **résistance à la compression :**

#### • **Compression parallèle au fil (compression axiale)[17]:**

Dans ce cas, Puisque les cellules du bois sont toutes orientées dans le sens longitudinal, la structure interne du bois est comparable à une multitude de petits tubes soudés les uns aux autres. Cela fait en sorte que le bois est très résistant à la compression exercée dans le sens du fil (compression axiale). On doit cependant tenir compte du flambement au cours du calcul de la résistance à la compression d'éléments porteurs.

La condition suivante doit être satisfaite (eurocode 5):

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d} \quad \dots \dots \dots \quad (\text{II.10})$$

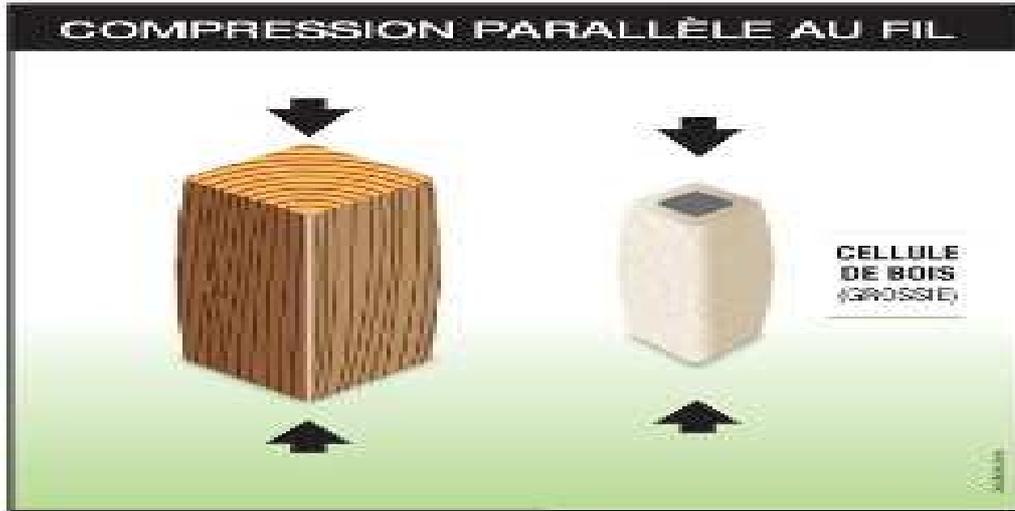


Figure II.14 : Contrainte de rupture de Compression axiale

• Compression perpendiculaire au fil (compression transversal)[17] :

La résistance à la compression exercée perpendiculairement au fil est inférieure à celle appliquée parallèlement au fil. Elle est principalement causée par la présence de charges concentrées ou par des contraintes exercées aux appuis des éléments fléchis. Pour la compression perpendiculaire au fil la condition suivante doit être satisfaite (eurocode 5)[2]:

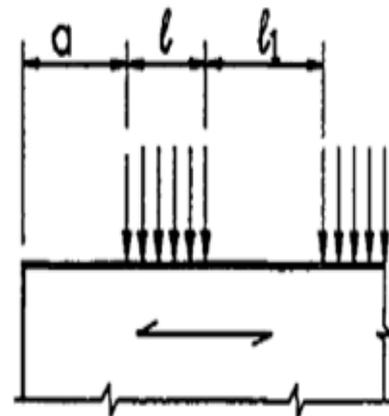
$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} f_{c,90,d} \dots\dots\dots (II.11).$$

Avec :

$k_{c,90}$  (voir tableau ) prend en compte le fait que la charge peut être augmentée si la longueur chargée, notée  $l$  sur la figure, est courte.

Tableau 5.1.5 Valeurs de  $k_{c,90}$

	$l_1 \leq 150 \text{ mm}$	$l_1 > 150 \text{ mm}$	
		$a \geq 100 \text{ mm}$	$a < 100 \text{ mm}$
$l \geq 150 \text{ mm}$	1	1	1
$150 \text{ mm} > l > 15 \text{ mm}$	1	$1 + \frac{150 - l}{170}$	$1 + \frac{a(150 - l)}{17000}$
$15 \text{ mm} > l$	1	1,8	$1 + a/125$



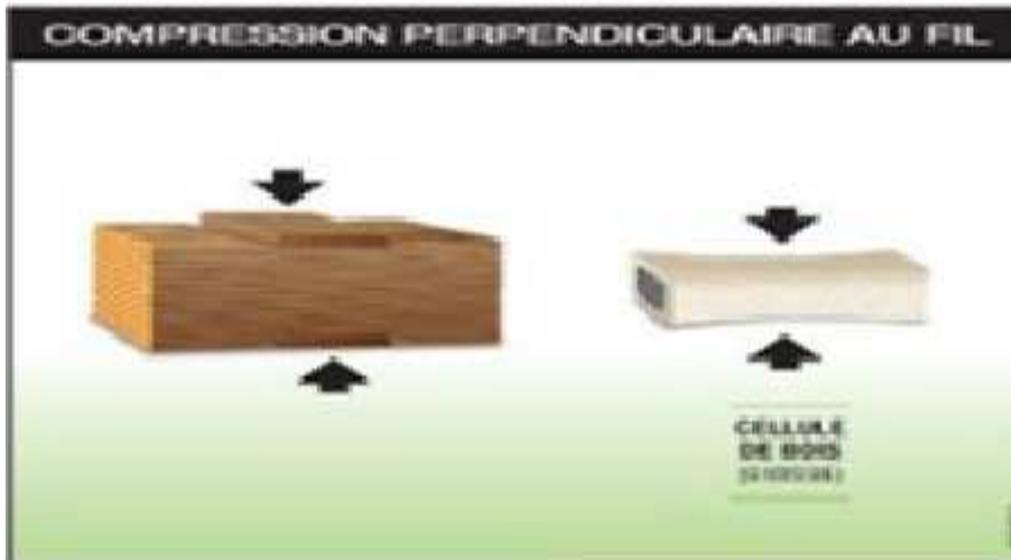
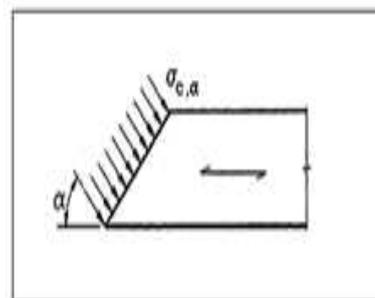


Figure II.15-Contrainte de rupture de Compression transversal

Il convient que dans le cas où les contraintes de compression sont inclinées avec un angle  $\alpha$  par rapport à la direction du fil, ( voir figure II.16), de satisfaire la condition suivante:

$$\sigma_{c,\alpha,d} \leq \frac{f_{c,0,d}}{\frac{f_{c,0,d}}{f_{c,90,d}} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha}$$



..... (II.12)

Figure II.16 : Contraintes obliques par rapport au fil.

➤ **résistance à la traction :**

• **Traction parallèle au fil (traction axiale):**

Dans ce cas, vu la structure interne, le bois possède une très bonne capacité en traction lorsque celle-ci est exercée parallèlement au fil, cette résistance ultime vaut 2 à 3 fois la résistance en compression dans le sens des fibres car les cellules ne tendent ni à s'écarter ni à flamber individuellement. En pratique, cependant, il est difficile de tirer parti de la pleine résistance en traction, à cause des défauts locaux et des difficultés d'assemblage.

Dans ce cas de sollicitation La condition suivante doit être satisfaite (eurocode 5) :

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d} \quad \text{..... (II.13)}$$

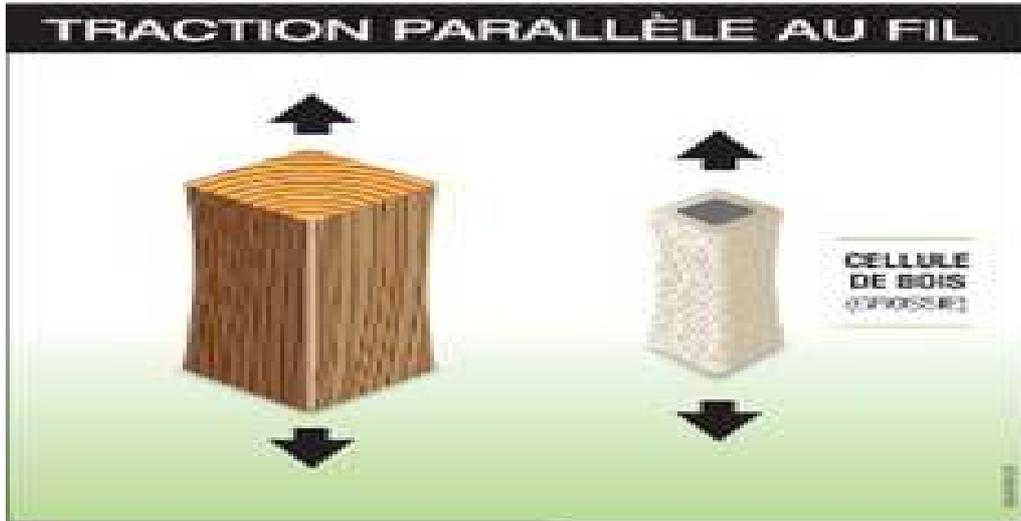


Figure II.17-Contrainte de rupture de traction axiale.

• *Traction perpendiculaire au fil (compression transversal) :*

La traction exercée perpendiculairement au fil doit être le plus sauvent possible limitée car le bois possède très peu de résistance dans cette direction. La résistance à la traction transversale est l'une des rares propriétés mécaniques qui n'est pas liée à la densité du matériau car elle ne dépend pas de la qualité des fibres. La rupture se produit par décollement entre fibres (décohésion de l'interface fibre-matrice) ce qui la rapproche plus d'une rupture par clivage (rupture par fissure). Sa valeur ne vaut guère plus de 5% de la résistance à la compression. [17][16]

Selon les recommandations de l'eurocode 5, Pour un volume uniformément contraint  $V$  en  $m^3$  la condition suivante doit être satisfaite:

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{t,90,d} \leq f_{t,90,d} \\ \sigma_{t,90,d} \leq f_{t,90,d} (V / V_0)^{0,2} \end{array} \right\} \begin{array}{l} \text{pour le bois massif.} \\ \text{pour le bois lamellé collé.} \end{array} \dots\dots\dots (II.14)$$

où  $V_0$  est le volume de référence de  $0,01 m^3$ .

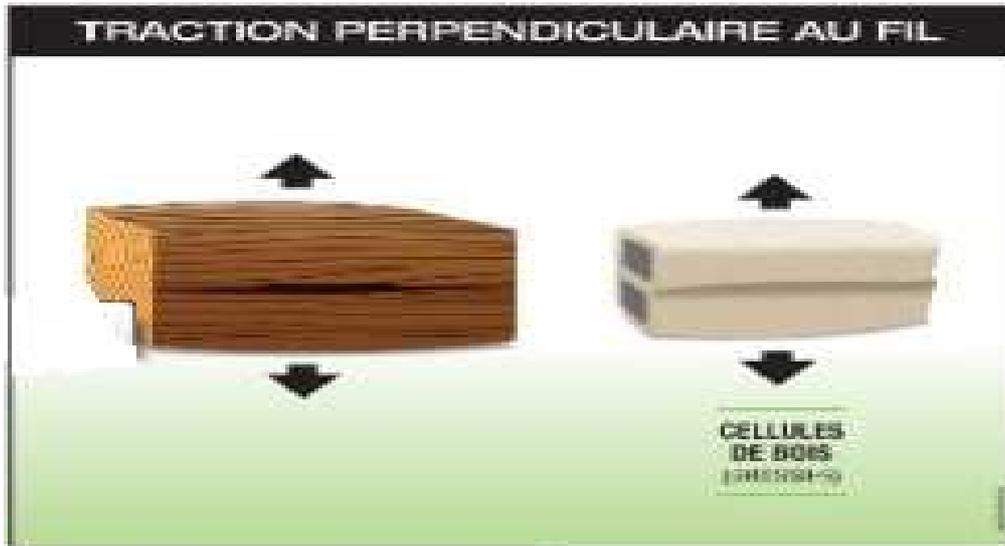


Figure II.18-Contrainte de rupture de traction transversal

➤ Résistance à la Flexion :

Selon les principes de base d'ingénierie, un couple de flexion et le résultat d'efforts de compression et/ou de traction excentrique par rapport à l'axe neutre d'un élément, et puisque le bois résiste très bien à la compression et à la traction axial, il est donc également efficace en flexion à condition que les deux conditions suivantes doivent être satisfaite :

$$\left. \begin{aligned} k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} &\leq 1 \\ \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} &\leq 1 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (II.15)$$

où  $\sigma_{m,y,d}$  et  $\sigma_{m,z,d}$  sont les contraintes de flexion calculées selon les axes principaux comme indiqué sur la figure suivante, et  $f_{m,y,d}$  et  $f_{m,z,d}$  les résistances de calcul en flexion correspondantes. Il convient de prendre la valeur du facteur  $k_m$  comme suit:

- pour les sections rectangulaires:  $k_m = 0,7$
- pour les autres sections:  $k_m = 1$

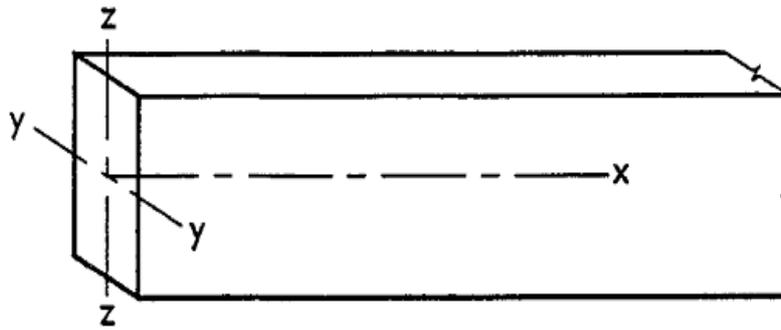


Figure II.19-Axes des poutres.

Une vérification des conditions d'instabilité doit également être faite par les relations suivantes

– L'élancement relatif est défini par:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{f_{m,k} / \sigma_{m,crit}} \dots\dots\dots (II.16)$$

où :

$\sigma_{m,crit}$  est la contrainte critique en flexion calculée selon la théorie classique de la stabilité, avec des valeur de module au fractile de 5 % .

Il convient que les contraintes satisfassent la condition suivante:

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,d}$$

où :

$k_{crit}$  : est un facteur qui prend en compte la réduction de la résistance due au déversement, Pour les poutres ayant une déformation latérale initiale  $k_{crit}$  peut être déterminé à partir des formule [2] :

$$k_{crit} = \left\{ \begin{array}{ll} 1 & \text{pour } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ 1,56 - 0,75\lambda_{rel,m} & \text{pour } 0,75 < \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ 1/\lambda_{rel,m}^2 & \text{pour } 1,4 < \lambda_{rel,m} \end{array} \right\} \dots\dots\dots (II.17)$$

On peut également prendre une valeur de 1 pour le facteur  $k_{crit}$  pour une poutre dont le déplacement latéral des zones comprimées est empêché sur sa longueur et dont la rotation de torsion est empêchée aux appuis.

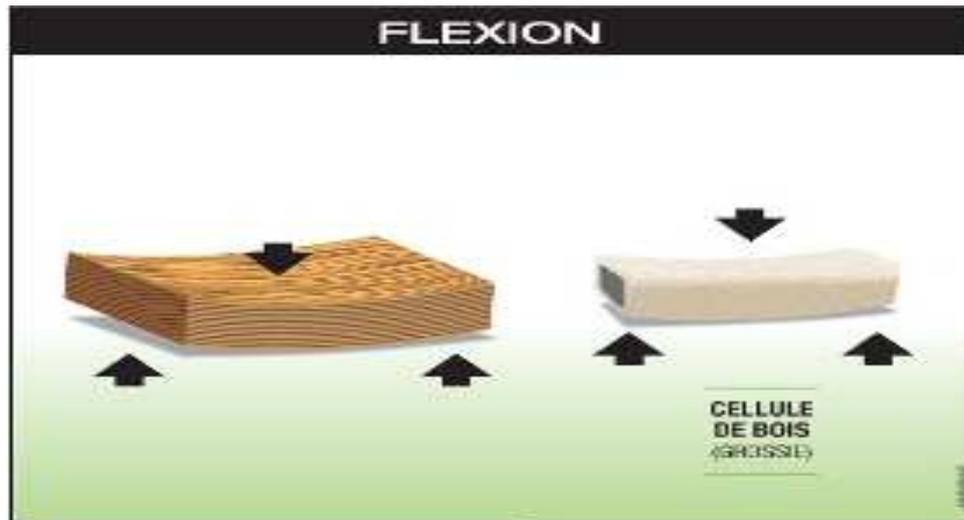


Figure II.20-Contrainte de rupture de flexion.

➤ **Résistance au cisaillement :**

La résistance au cisaillement a une grande importance pratique pour l'étude des assemblages et de la résistance à l'effort tranchant des pièces fléchies[16]. Elle varie largement avec la direction de l'effort par rapport aux fibres. mais en pratique, on ne considère que le cisaillement longitudinal qui est susceptible d'amener la rupture par fendage parallèlement aux fibres. Le principe de réciprocité des contraintes tangentielles indique que ces plans sont les plus critiques. La réduction de l'aire transversal d'une section en bois causé par des ouvertures pour les connecteurs ou par des entailles influence la résistance aux cisaillement. Elle vaut environ 10% de la résistance à la compression.



Figure II.21-Contrainte de rupture de cisaillement.

➤ **Résistance aux chocs :**

En général très bonne, sauf pour les espèces très résineuses qu'il faut éviter, entre autres, pour des planchers de service et des passerelles où peuvent circuler des ouvriers[16].

Le tableau suivant résume les caractéristique mécanique du bois en fonction d'une teneur en humidité de 12% pour les classes massifs (résineux, peuplier et feuillus) selon les recommandations de l'eurocode 5 [2] :

Utilisation type	emballage		Charpente				Haute performance			
	C14	C16	C18	C22	C24	C27	C30	C35	C40	
$f_{m,k}$	14	16	18	22	24	27	30	35	40	N/mm <sup>2</sup>
$f_{t,0,k}$	8	10	11	13	14	16	18	21	24	N/mm <sup>2</sup>
$f_{t,90,k}$	0.3	0.3	0.3	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	N/mm <sup>2</sup>
$f_{c,0,k}$	16	17	18	20	21	22	23	25	26	N/mm <sup>2</sup>
$f_{c,90,k}$	4.3	4.6	4.8	5.1	5.3	5.6	5.7	6.0	6.3	N/mm <sup>2</sup>
$f_{v,k}$	1.7	1.8	2.0	2.4	2.5	2.8	3.0	3.4	3.8	N/mm <sup>2</sup>
$E_{0,moyen}$	7000	8000	9000	10000	11000	12000	12000	13000	14000	N/mm <sup>2</sup>
$E_{0,05}$	4700	5400	6000	6700	7400	8000	8000	8700	9400	N/mm <sup>2</sup>
$E_{90,moyen}$	230	270	300	330	370	400	400	430	470	N/mm <sup>2</sup>
$G_{moyen}$	440	500	560	630	690	750	750	810	880	N/mm <sup>2</sup>
$\rho_k$	290	310	320	340	350	370	380	400	420	Kg/m <sup>3</sup>
$\rho_m$	350	370	380	410	420	450	460	480	500	Kg/m <sup>3</sup>

**Tab II.3:** classes de résistance pour résineux et peuplier.

	<b>D30</b>	<b>D35</b>	<b>D40</b>	<b>D50</b>	<b>D60</b>	<b>D70</b>	
$f_{m,k}$	30	35	40	50	60	70	N/mm <sup>2</sup>
$f_{t,0,k}$	18	21	24	30	36	42	N/mm <sup>2</sup>
$f_{t,90,k}$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.7	0.9	N/mm <sup>2</sup>
$f_{c,0,k}$	23	25	26	29	32	34	N/mm <sup>2</sup>
$f_{c,90,k}$	8.0	8.4	8.8	9.7	10.5	13.5	N/mm <sup>2</sup>
$f_{v,k}$	3.0	3.4	3.8	4.6	5.3	6.0	N/mm <sup>2</sup>
$E_{0,moyen}$	10 000	10 000	11 000	14 000	17 000	20 000	N/mm <sup>2</sup>
$E_{0,05}$	8 000	8 700	9 400	11 800	14 300	16 800	N/mm <sup>2</sup>
$E_{90,moyen}$	640	690	750	930	1 130	1 330	N/mm <sup>2</sup>
$G_{moyen}$	600	650	700	880	1 060	1 250	N/mm <sup>2</sup>
$\rho_k$	530	560	590	650	700	900	kg/m <sup>3</sup>
$\rho_m$	640	670	700	780	840	1080	kg/m <sup>3</sup>

Tab II.4: classes de résistance pour feuillus.

**E. Coefficients d'élasticité :**

A cause de l'anisotropie, il faut distinguer différents modules d'élasticité et différents coefficients de Poisson. On peut retenir comme ordre de grandeur

- $E_l$  : 12 000 MPa pour le module longitudinal,
- $E_r$  : 1200 MPa pour le module radial,
- $E_t$  : 6 000 MPa pour le module tangentiel,
- $\nu_{0,90} = 0.45$  à  $0.50$ ,
- $\nu_{90,0} = 0.02$  à  $0.08$ ,

Les deux dernières lignes relatives au coefficient de Poisson traduisent le fait qu'une compression longitudinale entraîne un fort gonflement latéral (presque incompressible,  $\nu = 0.50$ ) tandis qu'une compression transversale n'a que peu d'influence sur l'allongement longitudinal.

#### F. Diagramme contrainte – déformation :

En traction, le comportement du bois présente une certaine non-linéarité mais le domaine *plastique* n'est pas très étendu, on peut le considérer linéaire élastique jusqu'à la rupture et celle-ci présente un caractère fragile. Par contre en compression, on note que le bois présente un comportement élasto-plastique (non-linéarité) mais le domaine *plastique* n'est pas très étendu. La rupture ne donne pas lieu à de très grands allongements et il n'y a pas de branche descendante après la contrainte de rupture, et celle-ci présente un caractère ductile, voir figure II.22.

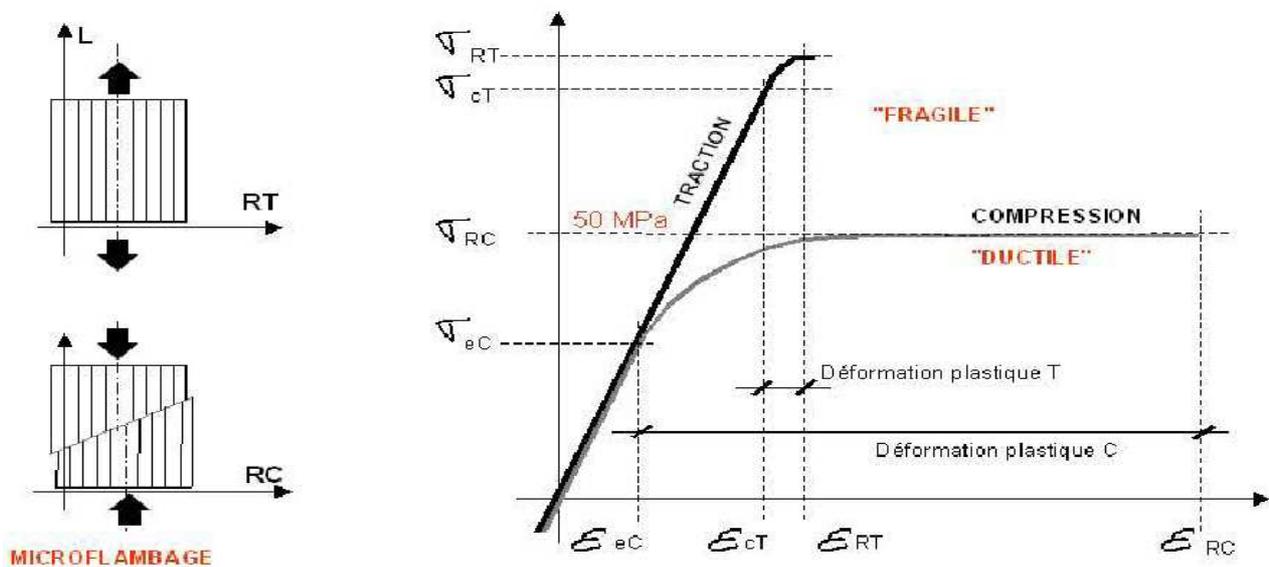


Figure II.22-diagramme contrainte déformation dans le bois [17]

#### G. Déformations différées : fluage

En traction axiale, on ne constate pratiquement pas de fluage. En compression, par contre, on observe une augmentation de la déformation, même sous contraintes de service. Le fluage est favorisé par des teneurs en eau élevées. En flexion, état qui mobilise aussi bien de la traction que de la compression, on peut considérer qu'une poutre soumise de manière permanente à sa charge de service voit sa déformation augmentée de 50 % après un mois et que la flèche atteint après quelques mois le double de la flèche instantanée.

### II.1.3 -Durabilité, protection, entretien :

- **Agressions biologiques :**

Un produit ou une partie d'ouvrage en bois peut être soumis au risque d'agressions biologiques. La norme NF-EN 335 définit 5 classes de risque [II.23] :

Classe de risques	Humidité du bois	Possibilité d'apparition des agents biologiques				
		Champignons	Coléoptères	Termites	Térébrants marins	Exemples
1	Toujours inférieure à 20 %	Non	Oui	Oui, dans les régions concernées	Non	Menuiseries intérieures et meubles dans salle de séjour
2	Occasionnellement supérieure à 20 %	Oui	Oui	Oui, dans les régions concernées	Non	Menuiseries intérieures et meubles dans salle de bain. Charpente
3	Fréquemment supérieure à 20%	Oui	Oui	Oui, dans les régions concernées	Non	Menuiseries extérieures. Bardage
4	En permanence supérieure à 20 %	Oui (risque important)	Oui	Oui, dans les régions concernées (risque important)	Non	Bois au contact du sol ou de l'eau douce
5	En permanence supérieure à 20 %	Oui (risque important)	Oui	Oui, dans les régions concernées	Oui, dans les parties immergées	Bois au contact de l'eau de mer

**Tab II.5 :** Définition des classes de risque d'attaque biologique (NF EN 335).

- **Résistance aux agressions chimiques :**

Elle est bonne, en tout cas meilleure que celle du béton et, surtout, que celle de l'acier. Mais il faut faire Attention au contact bois métal qui donne lieu aux phénomènes de corrosion vis-à-vis des métaux (vis, quincaillerie...), se manifestent surtout pour des bois dont le **PH** est inférieur à 4,4. Il faut alors galvaniser les pièces d'assemblage à chaud, voire utiliser de l'acier inoxydable.

pH de résineux		pH de feuillus	
Sapin	5 à 6	Chêne	3,3 à 4
Épicéa	4,5 à 5	Châtaignier	3,6
Mélèze	4	Robinier	5,3
Pin sylvestre	4 à 4,5	Orme	6 à 7,2
Western Red Cedar	2,9 à 4	Peuplier	5,8

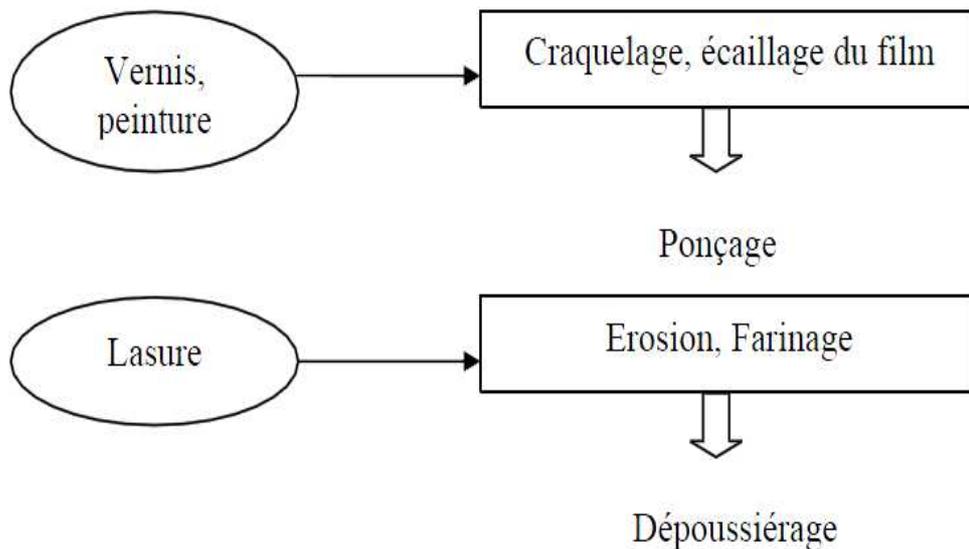
**Tab II.6-:** PH des essences résineuses et feuillus.

- **Durabilité :**

Pour un taux d'humidité inférieur à 22%, il n'y a pas de champignon dans le bois. Pour cela, des dispositions constructives doivent être mises en place pour éviter que l'eau n'entre dans le bois ou bien pour qu'elle soit évacuée rapidement (systèmes d'aération, dispositifs de drainage...). Pour augmenter la durabilité du bois, il existe une autre solution constituée par le traitement chimique.

- **Protection :**

Il existe différents moyens de protéger le bois comme le montre la figure suivante :



**Figure II.23-** Protection du bois

- **Entretien :**

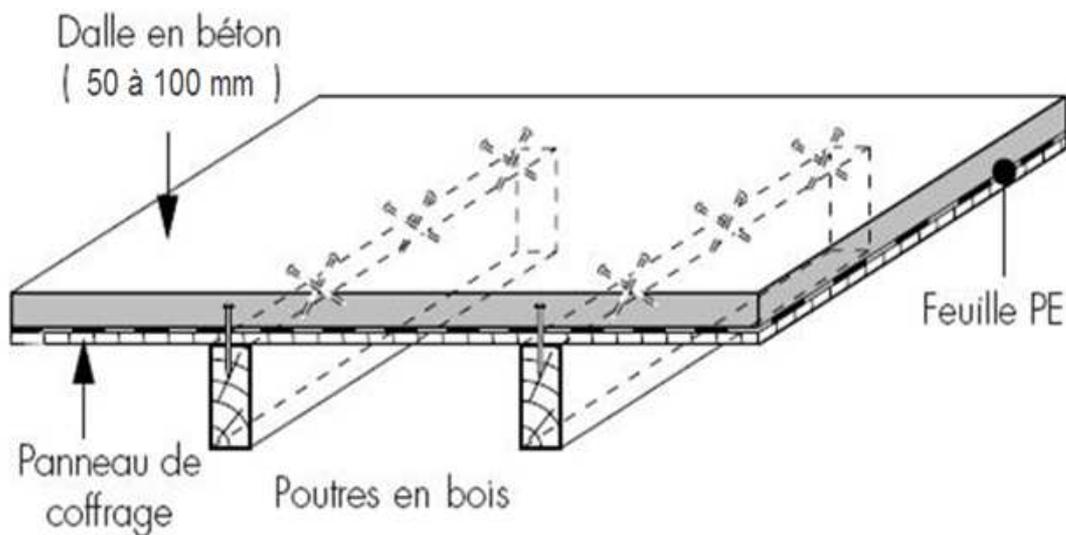
- Si le bois est très exposé, l'entretien se fait tous les 3 ans.
- S'il est exposé, l'entretien se fait tous les 4 à 6 ans.
- Si le bois est abrité, l'entretien se fait tous les 6 à 10 ans.

## II.2 -Les planchers mixte bois béton :

### II.2.1-Principe de la mixité bois-béton :

Le plancher mixte en bois-béton se rapproche du plancher traditionnel en bois sur lequel une dalle en béton est coulée, cette dalle en béton de 5 à 10 cm d'épaisseur liée mécaniquement par des organes de connexion à des poutres en bois[32].

Le principe d'un plancher mixte consiste à faire travailler, grâce à la mise en œuvre de connecteurs, le béton en compression et le bois en traction, on utilisant ainsi au mieux les propriétés mécaniques de chaque matériaux.



*Figure II.24- Schéma du principe d'un plancher mixte en bois-béton.*

Un plancher mixte est composé :

- d'une structure porteuse en bois (les poutres)
- d'une sous-face bois en plafond (qui sert de coffrage)
- d'une fine dalle béton
- de connecteurs métalliques rigidifiant.

Le système bois-béton peut être utilisé en réhabilitation ou en construction neuve pour tout type de bâtiments, dont la structure porteuse verticale peut être en béton armé, en maçonnerie ou en bois.

### A. Dans le cas de réhabilitation :

Ce type de plancher est très utilisé dans la réhabilitation des structures anciennes, du fait de la possibilité d'augmenter notablement la rigidité et la résistance des planchers bois[37]. Cette augmentation est obtenue par la mise en œuvre d'une dalle en béton de 5 à 10 cm d'épaisseur et de connecteurs qui rigidifient la structure et permettent une bonne isolation acoustique.



**Figure II.25** : réhabilitation d'un ancien planchers

Ces ancien planchers sont réalisées à supporter des faible charges, pour cela il faut avant d'entame tous travaux de réhabilitations de faire un diagnostic qui doit permettre de :

- Déterminer l'essence (la classe de résistance selon EN 338 déterminer dans tab de l'annexe 1 eurocode 5 ) des poutres.
- Examiner l'état de conservation sanitaire et biologique des poutres.
- Définir les renforcements de poutres rendus éventuellement nécessaires du fait de leur état, renforcements préalables à la réalisation des connexions.
- Confirmer la faisabilité du renforcement de plancher au moyen du système bois-béton par un pré-dimensionnement (en fonction des ossatures bois; des portées et des charges du projet).

Après cette étape de diagnostic, en rénovation le plancher mixte permet de :

- conserver la structure bois apparente en sous face de plancher
- renforcer les planchers et le solivage en place
- de reprendre plus de charges que le plancher originel qui n'est pas adapté au besoin actuel
- cacher gaines et tuyauterie dans la dalle
- poser un carrelage dans les pièces d'eau.



**Figure II.26** : planchers prêt pour le collage

## B. Dans le cas de la construction neuve :

Du cote des planchers neufs, pour satisfaire la réglementation en vigueur, il est nécessaire d'utiliser des poutres avec des sections importantes pour que le plancher soit assez résistant et rigide. Dans un souci de cout et d'esthétisme, il peut être judicieux d'avoir recourt au plancher mixte bois - béton.

Compare a une dalle en béton arme, le plancher collaborant permet de réduire :

- la charge d'un bâtiment
- l'épaisseur des séparations horizontales
- les ponts thermiques.

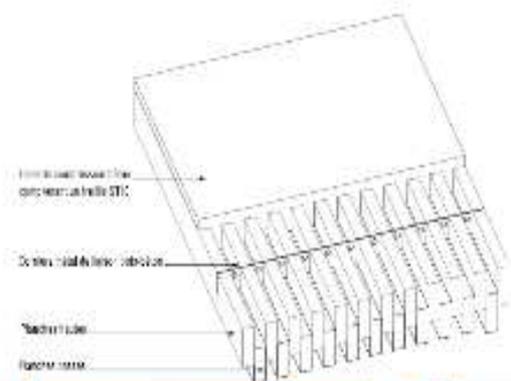
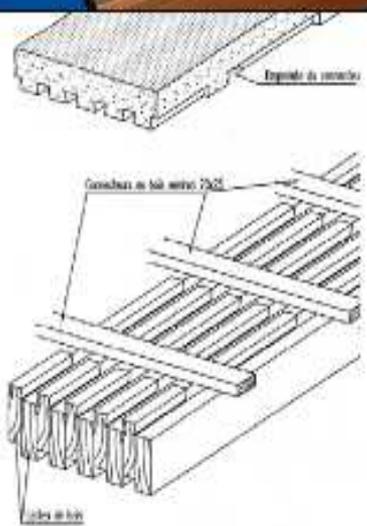


Figure II.27 : construction neuve

### II.2.2. Systèmes existants :

Il existe plusieurs types de planchers mixtes bois-béton ainsi que les systèmes de connexion. Chaque concepteur a fait breveter son propre système[37] .

Afin de présenter la diversité des systèmes existants sans trop alourdir ce rapport, le tableau ci-dessous a été réalisé .

Dalles et systèmes complets			
Nom	Entreprise	Description	Schéma
D-Dalle	CBS-CBT <a href="mailto:info@cbs-cbt.com">info@cbs-cbt.com</a>	Double dalle mixte + dalle béton connectée par une cornière en métal.	
PP2B	Cosylva <a href="mailto:Cosylva@cosylva.com">Cosylva@cosylva.com</a>	Poutre bois + dalle béton connectés par tubes cylindriques Espacés régulièrement  Espacement variable	
Lignadal	Archipente-Lignalithe <a href="http://www.archipente.com">www.archipente.com</a>	Lattes en bois clouées + effet des queues d'aronde	

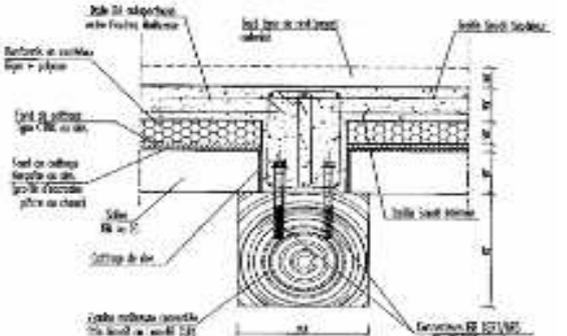
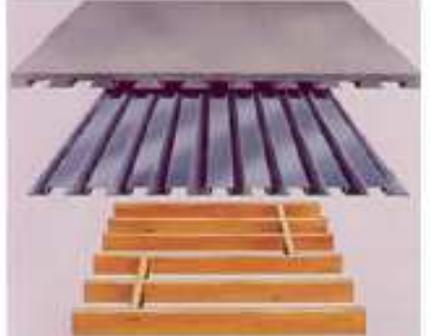
SBB	Bruno Faure <a href="mailto:b.faure@kdi.fr">b.faure@kdi.fr</a> 01.49.34.49.38	Tire-fonds métalliques	
Bacs acier lewis	Reppel <a href="http://www.reppel.fr">www.reppel.fr</a>	Bacs acier Largeur : 630 mm  4 Longueurs standard : - 1220 mm - 1530 mm - 1830 mm - 2000 mm	

Figure II.28 : Différents systèmes de dalles mixtes

➤ *Comparaison :*

La synthèse technique présente également une comparaison des différents systèmes recensés [Figure II.29]. Elle permet à l'ingénieur de présélectionner un système qui conviendrait au mieux à son projet en fonction des portées, des charges, du confort d'isolation ou encore du dimensionnement.

Les trois planchers présentés ont des systèmes de connexion bien différents : tubes en acier, cornières perforées, lattes en bois. Concernant le domaine d'utilisation, on constate par exemple que les plancher COSYLVA et LIGNADAL sont plutôt utilisables jusqu'à 11m de portée, tandis que le plancher D-DALLE est adapté à de plus grandes portées pouvant atteindre 18m. Ce qui explique la différence observée au niveau des dimensions des poutres bois.

### II.2.3- Performances mécaniques :

Dans ce type de plancher, la dalle de béton remplit, en travée, la fonction de table de compression, alors que la poutre en bois, située dans la partie inférieure, est essentiellement tendue.

Pour obtenir l'effet mixte souhaité[18], c'est-à-dire une collaboration optimale entre le bois et le béton, il convient de réaliser la liaison entre les poutres et la dalle de façon à transmettre les efforts rasants et à limiter les glissements à l'interface.

Théoriquement sans liaison [32], les solives en bois doivent supporter, à elles seules, toutes les charges. Par contre, si une connexion est mise en place, on réalise des poutres mixtes dont la rigidité est sensiblement accrue : la flèche à mi-travée sous charges d'exploitation peut être réduite d'environ 60 % par rapport à celle d'un plancher traditionnel en bois d'une hauteur utile équivalente, soumis aux mêmes conditions. Ainsi, les planchers mixtes bois-béton trouvent également leur intérêt dans les constructions

neuves, lorsque des portées plus importantes sont envisagées.

La connexion des planchers mixtes est assurée par différents types d'éléments métalliques fixés à intervalles réguliers sur les solives en bois (armatures enchâssées, vis, tire-fonds... etc.).(plus de détaille dans le chapitre suivant).

#### II.2.4- Plancher mixte :**Avantages et inconvénients**

➤ *Tout d'abord, les avantages :*

- L'alliance entre le bois et le béton possède une grande force, le béton apporte sa grande résistance à la compression ce qui permet une rigidité importante (augmenter la capacité portante du plancher) et une déformée limitée, et grâce au bois l'aspect esthétique d'un plancher bois est conserve.
- La légèreté de ces planchers par rapport à un plancher en béton donne un avantage certain dans le cas de sols difficiles ; Cela permet d'éviter ou de réduire les fondations profondes. Cet avantage n'est significatif que dans le cas où les autres parties d'ouvrage sont elles-mêmes assez économes en poids.
- La dalle béton apporte aux planchers mixtes de meilleures performances en isolation acoustique (loi de masse) que des planchers bois. Ces planchers ont également un comportement au feu favorable.
- La capacité résistante peut être doublé , et la rigidité peut atteindre deux à trois fois celle d'un plancher en bois , chose qui vas réduire les vibration du plancher qui constitue un point critique pour les grande portée.
- Le bois est un matériau de construction de qualité sont utilisation implique la diminution de l'emploi de matières plastiques, de métaux et de béton, qui sont des matériaux non renouvelables dont la fabrication dégage du CO<sub>2</sub>, et aussi valorise les ressources forestières.
- La dalle en béton représente une solution technique optimale pour les bâtiments en maçonnerie dans les régions sismiques, car cette dalle représente un diaphragme infiniment rigide qui permet de raccorder entre eux les murs porteurs avec un plan rigide assurant une meilleure répartition des actions sismiques horizontales.
- De plus, les planchers ont la possibilité d'être préfabriqués, ce qui conduit à un gain de temps important sur chantier.

Matériau	Masse volumique (kg/m <sup>3</sup> )	Procédé de fabrication et mise en œuvre	
		Dégagement de CO <sub>2</sub> (kg/m <sup>3</sup> )	Fixation de CO <sub>2</sub> (kg/m <sup>3</sup> )
Acier	7 200	5 000	0
Béton	2 300	375	0
Ciment	1 600	2 500	0
Bois feuillus	700	Prise en compte des procédés industriels ≈ 200	1 900 (1)

(1) Le bois est constitué de C = 50 %, O = 43 %, H = 6 %, N = 1 % :  
700 kg de bois contiennent 350 kg de C ;  
1 mole de C = 12 g ; 1 mole de O<sub>2</sub> = 32 g ⇒ 1 mole de CO<sub>2</sub> = 44 g ;  
⇒ pour 350 kg de C :  $(350/12) \times 44 = 1283$  kg de CO<sub>2</sub> arrondi à 1 tonne de CO<sub>2</sub> par m<sup>3</sup> de bois utilisé.

Tab II.7 - Effet environnemental des matériaux de construction

➤ *Mais qui dit avantages, dit inconvénients :*

- En effet, la connexion de la dalle béton aux poutres bois est très simple à réaliser, mais l'assemblage des poutres bois aux autres éléments porteurs, comme les poteaux ou les murs, nécessite des organes ou procédés spéciaux.
- De par sa constitution, ce type de plancher n'est pas adapté aux structures de plus de 11 ou 18 de portée selon les systèmes. Sa résistance restant limitée par rapport à un plancher en béton, il présentera donc de moins bonnes performances vis-à-vis de sollicitations à caractère accidentel, comme des tassements différentiels de fondations, des séismes, des bombardements ou des explosions. Ces deux aspects excluent donc une utilisation dans les ouvrages d'art importants.
- De même, bien que les vibrations soient réduites par rapport au plancher bois, un plancher mixte étant plus léger qu'un plancher en béton armé, il reste plus sensible à certains effets dynamiques des charges d'exploitation, qui peuvent apparaître dans des bâtiments à vocation industrielle par exemple.
- La préfabrication implique une grande rigueur d'organisation, des études en amont importantes et soigneusement organisées, en coordination entre tous les corps d'état. Enfin, un plancher mixte reste plus onéreux qu'un plancher classique. Son coût est en moyenne plus élevé de 54% qu'un plancher béton.

### ***Conclusion :***

Les nombreux travaux effectués sur les caractéristiques des matériaux (bois, béton et acier) depuis leur utilisation dans le domaine de génie civil nous livrent un important bagage théorique et expérimental permettant ainsi l'accès aux fondements de la problématique du couplage de ces matériaux.

Les planchers mixtes bois-béton peuvent être mis en œuvre aussi bien en rénovation qu'en construction neuve. Ils autorisent des portées plus importantes qu'avec des planchers en bois d'une hauteur équivalente. Il est important de souligner que les connecteurs jouent un rôle essentiel dans le comportement du plancher, permettant ainsi d'atteindre des performances plus intéressantes pour l'ouvrage.

# CHAPITRE III

## **La connexion bois -béton**

### III. La connexion bois - béton :

La réalisation de structures dépassant en complexité celle d'une poutre ou d'un poteau simple nécessite l'assemblage de plusieurs éléments entre eux. Il existe de très nombreuses techniques d'assemblage présentant chacune ses avantages, ses inconvénients, et son domaine d'utilisation privilégié. En construction mixte, la conception des assemblages revêt une importance primordiale car d'eux peuvent dépendre les dimensions des éléments à assembler, le coût final de la structure (les assemblages prennent une part plus importante que pour d'autres matériaux) et sa pérennité.

Le type d'assemblage à mettre en œuvre dépend :

- du type d'effort à transmettre : traction, compression, effort tranchant ou moment de flexion,
- de la possibilité de garder les pièces dans le même plan ou de la nécessité de les placer dans des plans décalés.

Il arrive d'ailleurs que certains assemblages induisent des excentricités des efforts au sein des pièces.

Certains assemblages sont plutôt souples, tandis que d'autres sont beaucoup plus rigides. On évitera en tout cas autant que possible de combiner dans un même assemblage différents composants de raideur différente, colle et boulon par exemple.

Au moment de l'assemblage, le bois doit présenter une humidité minimale pour éviter l'apparition de fentes de retrait qui réduisent fortement la capacité portante. Le simple retrait transversal peut mettre en péril un assemblage prévu pour travailler par frottement entre pièces voisines.

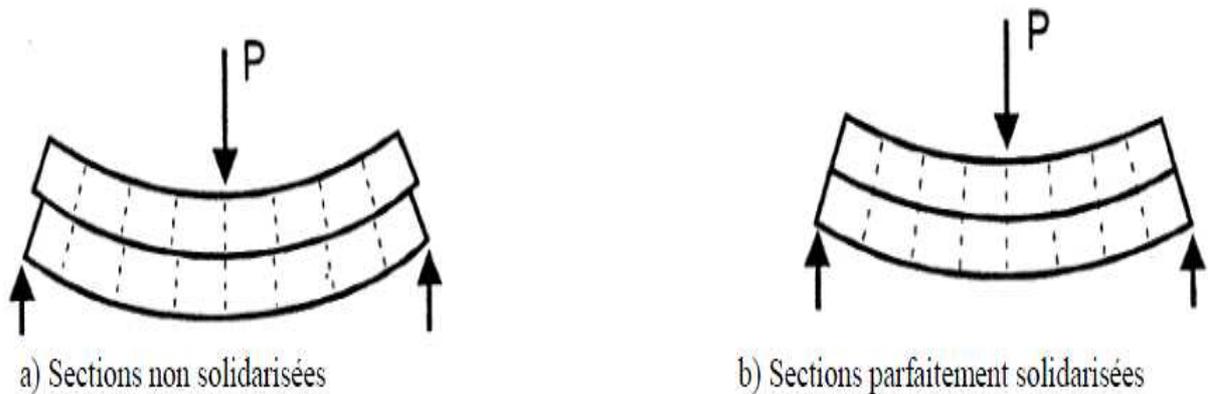
D'autres considérations doivent également entrer en ligne de compte dans la conception des assemblages comme :

- la résistance au feu éventuelle,
- la limitation des contraintes transversales,
- la nécessité de ne pas créer de zone propice à l'accumulation d'eau si l'assemblage est soumis aux intempéries.

Si ces points sont essentiels, il est cependant difficile de donner des règles générales à leur sujet ; Les paragraphes suivants nous donne des éclaircissement sur le rôle et les différent type d'assemblage.

#### III.1. Rôle de la connexion :

Avant d'entamer toutes études sur les performances et le comportement des planchers mixtes il est nécessaire de comprendre le rôle joué par les connecteur dans cette mixité, pour cela il paraît intéressant de représenter le comportement d'une poutre simplement appuyée soumise à la flexion telle que celle illustrée à la figure.III.1[32].



**Figure III.1** : Représentation schématique du rôle joué par des connecteurs dans une poutre simple.

Soit une poutre fléchie simplement appuyée, constituée de deux sections rectangulaires superposées de hauteur équivalente et d'un matériau identique, respectivement sans connexion dans le cas (a) et parfaitement solidarisiées dans le cas (b).

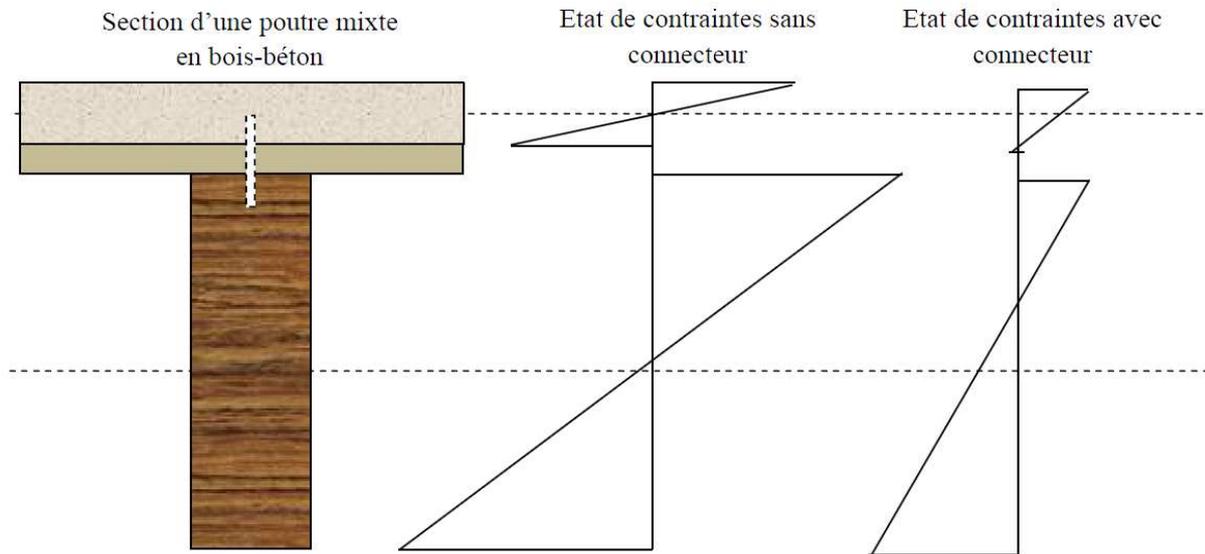
Si on admet un comportement élastique, il est aisé de montrer qu'à moment de flexion équivalent, la présence d'une liaison parfaite entre les deux composants réduit les contraintes normales maximales de moitié et divise la flèche par quatre tel que l'illustre le tableau.

Cas	Distribution des contraintes	Contraintes	Flèche (charge ponctuelle centrée sur poutre isostatique)
Limite supérieure (monolithique)		$\sigma_a = \frac{M \frac{h}{2}}{b(h)^3} = \frac{6M}{bh^2}$	$f_{i,a} = \frac{PL^3}{48E \frac{bh^3}{12}} = \frac{PL^3}{4Ebh^3}$
Limite inférieure (glissement parfait)		$\sigma_b = \frac{M/2 \frac{h}{4}}{b\left(\frac{h}{2}\right)^3} = \frac{12M}{bh^2}$	$f_{i,b} = \frac{P/2L^3}{48E \frac{b\left(\frac{h}{2}\right)^3}{12}} = \frac{PL^3}{Eb h^3}$
Rapport $\frac{Lim_{sup}}{Lim_{inf}}$	-	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$

**Tab.III.1** : Influence d'une connexion parfaite dans une poutre sur les valeurs de contraintes et de déformations.

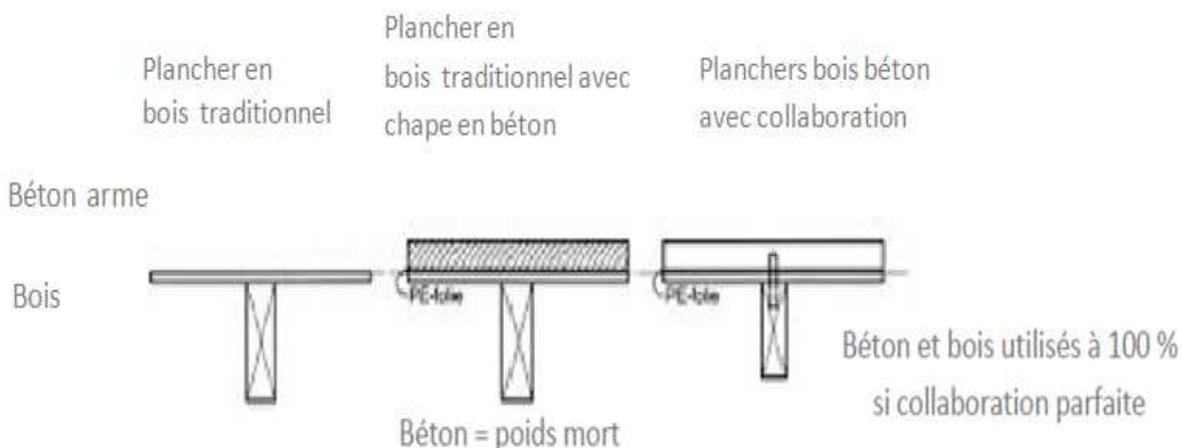
Ainsi, une façon économique d'augmenter la résistance et la rigidité en flexion d'un plancher en bois consiste à connecter mécaniquement une dalle en béton au plancher en bois existant. Comme l'illustre la figure suivante, la contribution des connecteurs permet notamment de diminuer l'ensemble des contraintes dans les deux matériaux (mais surtout dans le bois), afin d'exploiter ces derniers de manière optimale.

Les connecteurs permettent de transférer les efforts (de cisaillement) entre le bois et le béton



**Figure III.2 :**Etat de contraintes sans connecteur et avec connecteur dans une poutre mixte en bois-béton.

La figure suivante illustre schématiquement le gain de matière et de hauteur obtenu sur un plancher mixte en bois-béton par rapport à des planchers traditionnels en bois, pour un même moment de flexion sollicitant, grâce à la mise en place d'une collaboration (plus ou moins parfaite) entraînant la réduction de la section de la poutre en bois [33].



**Figure**

**III.3 :** Comparaison des différents types de planchers (dans les limites des domaines d'application).

Concrètement, la dalle en béton rempli, en travée, la fonction de table de compression, alors que la poutre en bois, située dans la partie inférieure, est essentiellement tendue. Par conséquent, les deux matériaux sont soumis à des contraintes en parfait accord avec leurs meilleures propriétés pour former une dalle ‘nervurée’.

Pour obtenir l’effet mixte souhaité, c’est-à-dire une collaboration optimale entre le bois et le béton, il convient que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et à limiter les glissements à l’interface. Sans liaison, les solives en bois doivent supporter à elles seules toutes les charges. Par contre, si une connexion est mise en place, on réalise une poutre mixte dont la rigidité est sensiblement augmentée. Pratiquement, pour assurer cet effet mixte, un étaielement (soutenir la poutre avec des étais) est nécessaire durant la phase de construction jusqu’à la prise du béton.

### **III.2. Systèmes et types de connexion :**

En construction mixte, que ce soit acier-béton ou bois-béton, une grande attention est portée à l’interface des deux matériaux. Cette liaison ne peut être faite par adhérence (cas du béton), on utilise donc des organes de liaisons : des connecteurs.

Les premiers système de connexion utilisé pour les structure mixte bois-béton étaient similaire à ceux utilisés pour la connexion bois-bois, à partir des année 1960 et avec le développement scientifique, plusieurs projets de recherches en été lancés pour développer et tester de nouveaux systèmes de connexion [27][28][29][30][31]. En effet, l’amélioration du mécanisme de transmission des efforts dans le béton et le bois permet d’atteindre une rigidité et une résistance très élevées est assure un comportement monolithique des deux matériaux.

Les dévers développement réalisé dans ce domaine ont permis d’offrir une large gamme de système de connexion, constitue soit par des tenons en béton enfonce dans le bois, soit par des éléments mécaniques comme des clous, des plaques métalliques, des tubes métalliques emmanches dans le bois, soit par le collage. On peut classer les systèmes de connexion existants en deux grandes familles[14] :

- Les systèmes fonctionnant prioritairement par compression locale du bois.
- Les systèmes fonctionnant prioritairement par cisaillement surfacique du bois.

#### **III.2.1. Connexion par compression locale du bois :**

Les systèmes de connexion par compression locale du bois sont des éléments qui permettent de transmettre le cisaillement entre le bois et le béton par la compression de ces éléments sur le bois.

##### **A. Connexion par des entailles :**

On usine des rainures dans le bois, ces rainures seront remplir du béton lors du collage pour former des tenant dans le bois, les surfaces de contact entre les deux matériaux sont dentelées, crénelées, ou trouées pour évité le glissement longitudinal entre le bois et le béton[36][37].

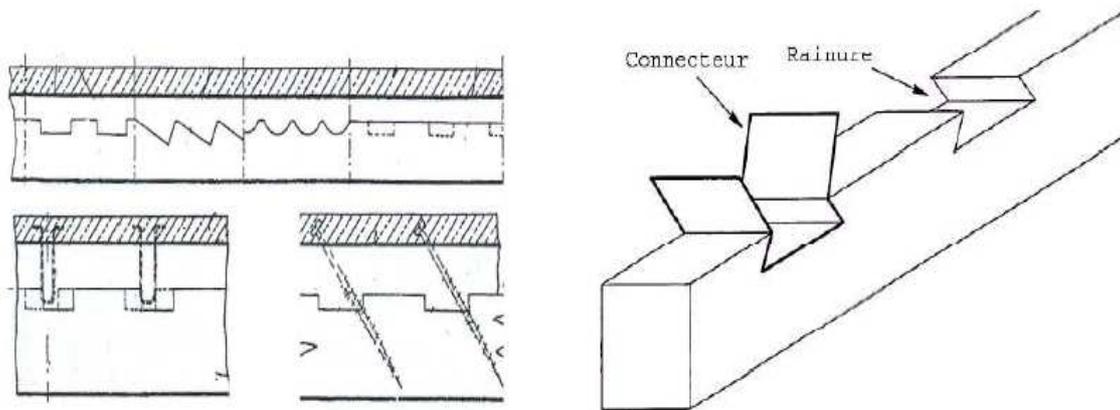


Figure III.4-représentation d'un modèle de rainure crée sur une poutre en bois

Avec le même principe, une dalle bois béton dit D-Dalle [41] à été développée, basée sur une structure en planche sur champs, vissées et décalées sur une hauteur statique, pour reprendre les efforts de traction ,et d'un remplissage en béton travaillant en compression. La liaison entre les deux matériaux et réaliser avec des connecteurs métalliques (Figure III.5). Avec cette section, la poutre peut atteindre une portée de 11m à 18m.

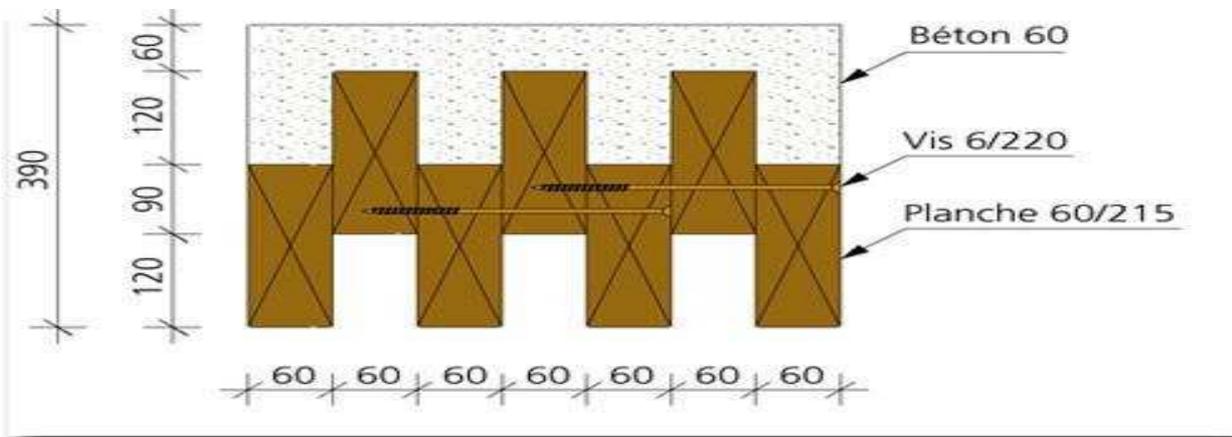


Figure III.5- Coupe type du système D-Dalle intégrant le connecteur de liaison bois-béton.

### B. Connexion par des pointes, des vis, des goujons :

les éléments en acier sont utilisé pour forme des tenant ou des dents qui sont cloués, vissés, ou coulées dans le bois. Ce système présente un avantage d'être facile à exécute mais aussi un inconvénient d'être assez flexible, ce qui entraine une diminution de la raideur de la connexion. Pour ce système en trouve plusieurs type de connecteur :

❖ **Connecteur de type SBB [avis technique] [41]** : ce genre de connecteurs sont des tire-fond métalliques. Leur diamètre varie entre 20-25 mm pour une longueur allant de 150 mm à 250 mm. ce sont utilisés pour les dalles de faibles épaisseurs.

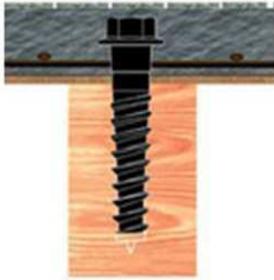


Schéma : vue en coupe



**Figure III.6** : mise en œuvre des connecteurs de type SBB

L'acier employé pour la fabrication du connecteur de type SBB à comme caractéristiques :

- une résistance à la traction minimum ;
- une limite élastique à la traction minimum ;
- une capacité de pliage à 90° sans rupture.

❖ **Connecteur de type Tecnaria [avis technique tecnaria] [41]** :

Il s'agit de connecteurs à ergots et crampons extrêmement simples à poser. Il suffit en effet de visser des vis dans la poutre pour installer le connecteur. La plaque de base fait 50 x 50 x 4 mm avec des vis de 8 mm de diamètre pour une longueur de 70, 100 ou 120 mm. L'ergot fait 12 mm de diamètre avec un crampon en tête de 18 mm. Pour la hauteur, il existe différents modèles disponibles 30, 40, 60, 70, 80, 105, 125, 150, 175, 200 mm.

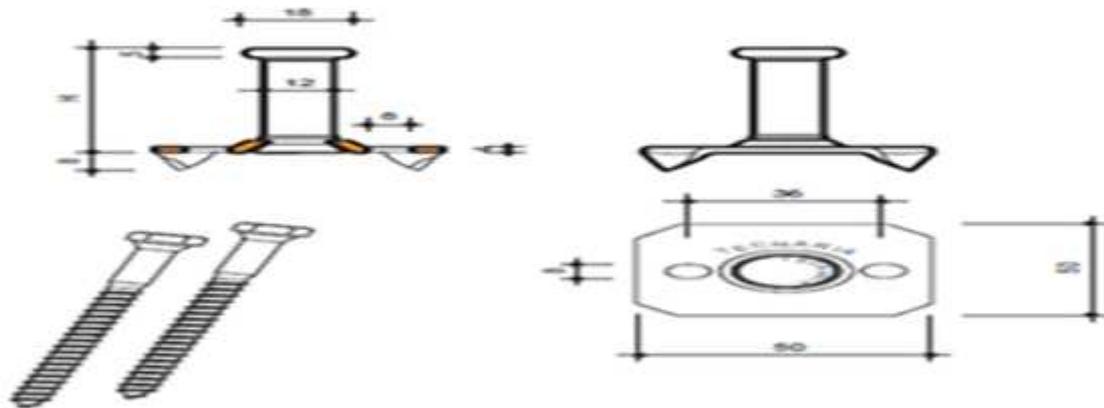
Les connecteurs peuvent avoir deux types de plaque de fixation, « base » ou « maxi » avec respectivement des tire fonds de 8 et 10 mm de diamètre et ils ont comme caractéristique :

Les connecteurs base :

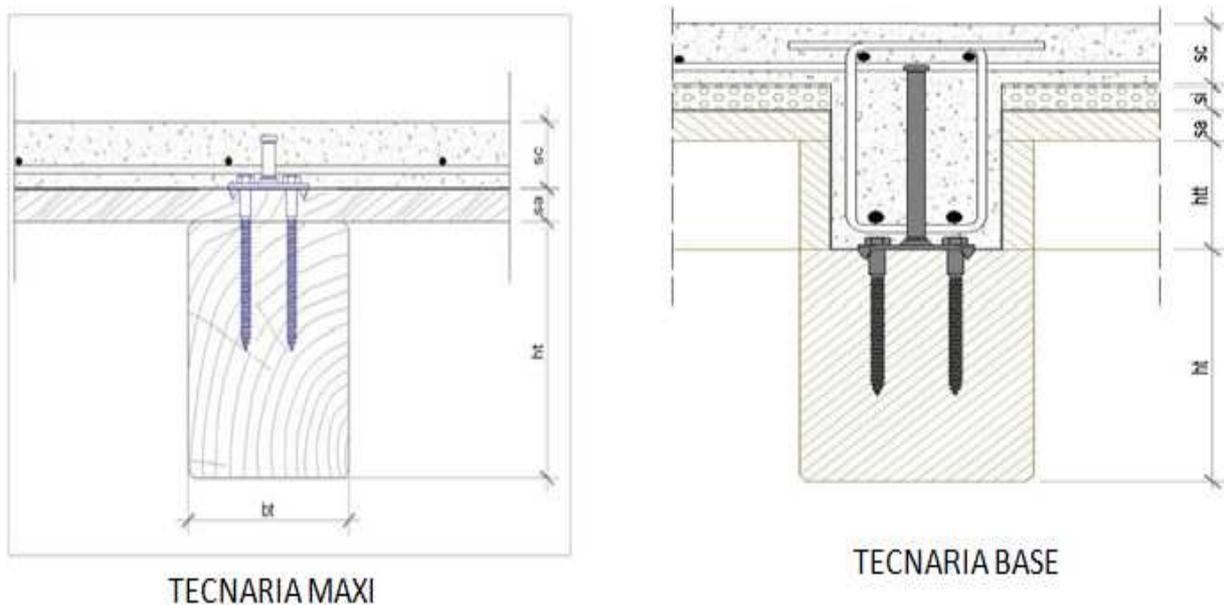
Resistance cisaillement max : 2090daN  
Module de glissement (ELS) = 8700 N/mm  
Module de glissement (ELU) = 17200N/mm

Les connecteurs maxi :

Resistance cisaillement max : 2425daN  
Module de glissement (ELS) = 8700 N/mm  
Module de glissement (ELU) = 17200N/mm



**Figure III.7 :** les différents éléments constituant  
Le connecteur tecnaria et leur mise en place

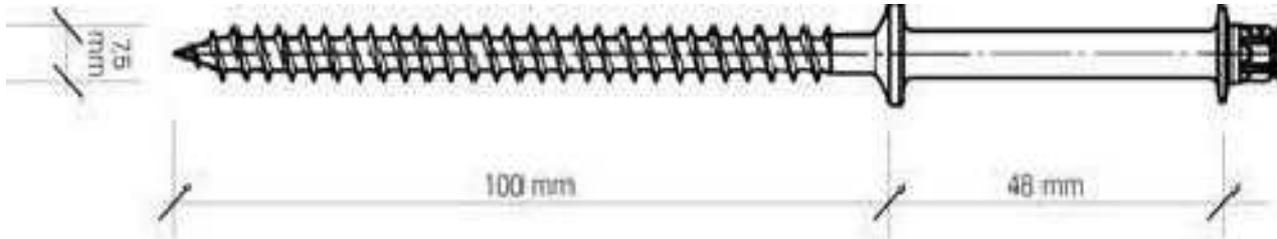


**Figure III.8 :** connecteur de type TECNARIA dans un plancher

❖ **Connecteur de type Système mixte SFS VB 48-7,5-100 [avis technique] [41] :**

Il s'agit d'une sorte de grosses vis ne nécessitant pas de pré-perçage. La pointe filetée mesure 100 mm pour un diamètre de 7.5mm. Pour une meilleure utilisation de ces vis, elles sont généralement disposées par paire et doivent être orientées à 45 °, cette disposition permet une

sollicitation en traction et compression. La paire de connecteurs est placée sur le même axe transversal et espace au maximum de 20 cm, pour les cas des poutres très large en peut aller jusqu'au 60cm d'espacement entre les paires. Sur le plan longitudinal, l'espacement maximum est de 80cm.



**Figure III.9-** le connecteur SFS VB 48-7,5-100

du cote caractéristique en trouve :

Disposition 45°/90° par paires de connecteurs :

Resistance cisaillement max : 5 KN

Module de glissement (ELS) = 18 000 N/mm

Module de glissement (ELU) = 12 000 N/mm



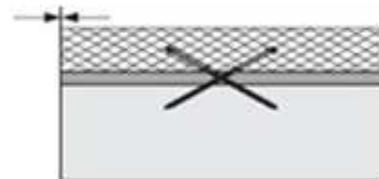
**figure III.10:** mise en place du connecteur SFS VB dans un plancher

Disposition 45°/135° par paires de connecteurs

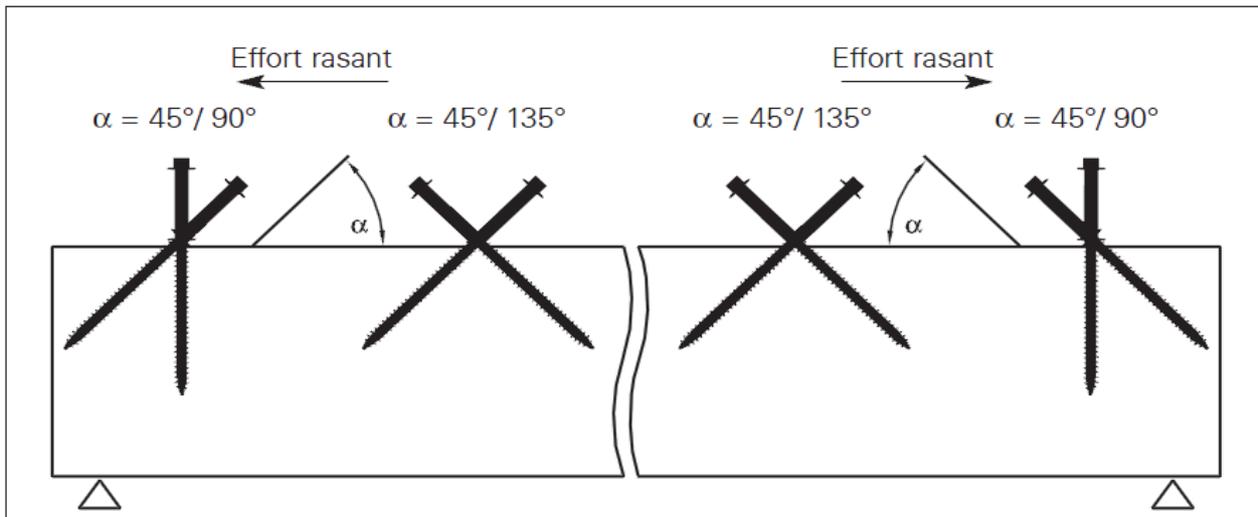
Resistance cisaillement max : 7 KN

Module de glissement (ELS) = 25 000 N/mm

Module de glissement (ELU) = 16 667 N/mm



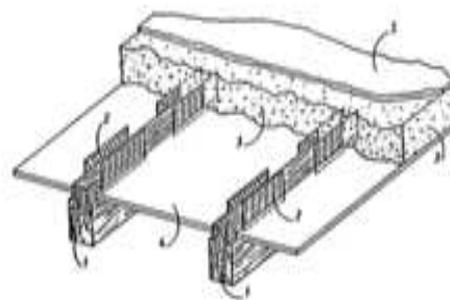
### Angle d'inclinaison



**Figure III.11-** Angle d'inclinaison selon le sens des efforts.

### C. Connexion par des crampons :

cette technique des plaque à pointe métallique sont propose pour assurer la liaisons entre le bois et le béton, les plaques comportent des pointes dont une partie est enfoncée dans le bois et une autre partie de ces pointes et noyée dans le béton( brevets d'invention de bettex : 1992)[38].



**Figure III.12-**connexion par crampons.

Pour favoriser l'ancrage de la bonde dans le bois en peut utilise une coule ou de la résine. Cette bande de tôle peut être une bande de tôle métallique ondulée pour évité des amorces de propagation de fissure dans le bois et augmenter l'ancrage de la tôle dans le béton .

### III.2.2- Connexion par adhérence des surfaces :

#### A. Adhérence créée par des plaques métallique :

Les système décrits précédemment sont des connecteurs locaux disposés d'une manière discontinue ; pour augmenter la résistance en cisaillement à l'interface en doit ajouter des connecteur supplémentaires , mais celle-ci est limité par la surface entre le bois et le béton, la présence des connecteurs locaux mentionnés sur la surface du bois risque d'entraîner ça rupture. pour une repartions plus uniforme et pour tenter d'augmenter la résistance en cisaillement à l'interface bois-béton, des système de connexion par adhérence ou autrement dit des système de connexion continu sont mise en services.

L'adhérence entre le bois et le béton est assure par un filet en métal expansé fixé sur la surface du bois avant le coulage du béton, le béton traverse les mailles du filet pour adhérer à la surface du bois, le filet sert à l'ancrage du béton sur le bois (brevets d'Aitcin 1998) [39].

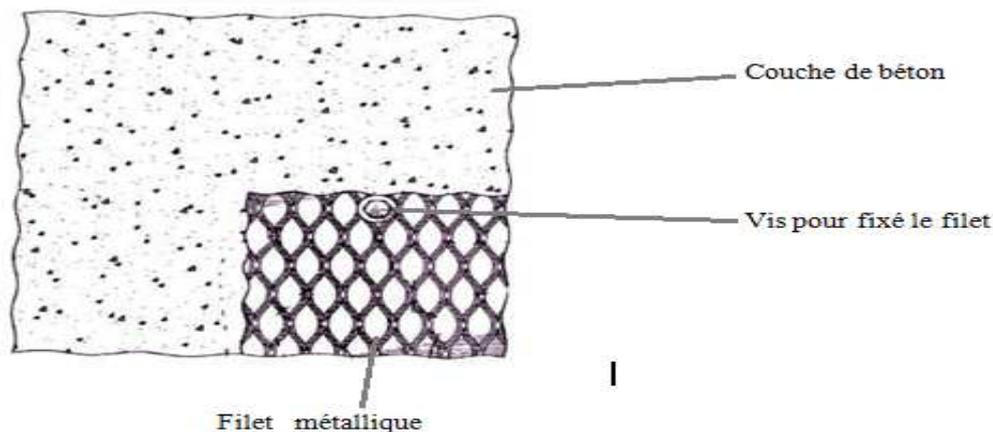
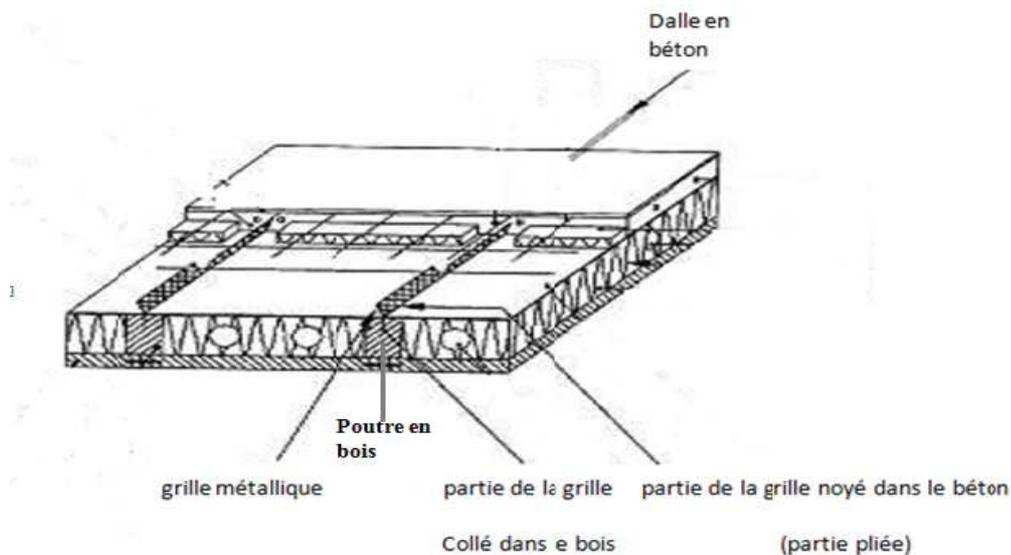


Figure III.13- brevets d'Aitcin 1998 .

Un autre système de connexion qui à reçus un code d'approbation pour une utilisation en Europe , et le connecteur en forme d'une grille métallique dont une partie et collée dans le bois et une autre partie et noyée dans le béton. La grille et modifiée selon la direction longitudinale de la poutre, la partie noyée dans le béton étant pliée pour augmenter la capacité du connecteur ( brevets de Bathon et al 2005) [40] .



**Figure III.14-** Brevet d'invention de Bathon [40].

Dans ce système Le cisaillement est transmis du béton au bois par l'intermédiaire de l'adhérence entre la grille métallique et le bois.

### **B. Connexion par collage :** (*Adhérence créée par une colle*)

Nous avons vu que la connexion bois-béton peut être effectuée par des moyens mécaniques tels que ceux présentés ci-dessus. Il existe cependant aussi une technique par collage pour associer le béton et le bois [Pincus, 1970], [Maurice *et al.*, 2000]. Les résultats montrent un comportement rigide parfait de l'association bois-béton, c'est à dire sans glissement. La rigidité d'ensemble de la structure est augmentée. Selon les auteurs, le collage évite aussi d'avoir des zones de concentration de contrainte que l'on retrouve avec une connexion mécanique.

### **III.3. Espacement des connecteurs :**

Le dimensionnement nous permet en outre la détermination de l'espacement entre les connecteurs tout en prenant en compte l'effort rasant à reprendre à l'interface entre le bois et le béton, et aussi de la capacité du connecteur à reprendre ces efforts horizontaux [41].

Ils existent de types de mise en œuvre des connecteurs :

- Soit en ligne.
- Soit en quiconque.

En effet, le mode de mise en œuvre à choisir dépend de la longueur de la poutre d'une part, mais aussi de la densité de connecteur requise, résultant de l'effort rasant à reprendre à l'interface entre le bois et le béton. Dans le cas d'une mise en œuvre en ligne l'espacement entre les connecteurs est compris entre :

$$15 \text{ cm} \leq s \leq 60 \text{ cm}$$

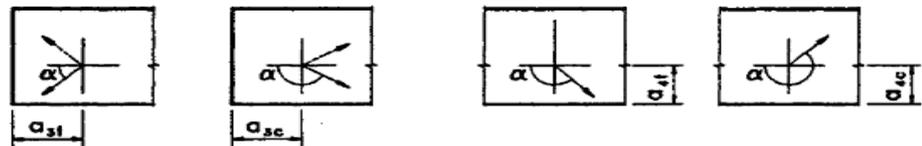
Et pour l'autre cas d'assemblage, l'espacement minimum entre 2 connecteurs et réduit à 12 cm à condition que l'espacement entre les deux lignes de connecteur soit supérieur au égale à 5cm, la distance maximum est dans ce cas et inchangé est égale à la valeurs du premiers cas d'assemblage (60 cm) ; pour les deux cas d'assemblage la distance entre le nu des connecteur et le bord de la poutre en bois est fixé à 2.5 cm dans le cas de mise en œuvre sur solives et de 4 cm dans le cas de mise en œuvre sur poutre maitresses.

Le tableau suivant nous donne les exigences de l'eurocode sur ce sujet :

*Espacements parallèle et perpendiculaire au fil:*



*Distances aux rives:*



-  $90^\circ < \alpha < 90^\circ$        $90^\circ < \alpha < 270^\circ$        $0^\circ < \alpha < 180^\circ$        $180^\circ < \alpha < 360^\circ$   
**Extrémité chargée**    **Extrémité non chargée**      **Rive chargée**      **Rive non chargée**

où  $\alpha$  est l'angle entre l'effort et la direction du fil.

Espacements et distances (voir fig.6.3.1.2a)	Sans avant-trous		Avec avant-trous
	$\rho_k \leq 420 \text{ kg/m}^3$	$420 < \rho_k < 500 \text{ kg/m}^3$	
$a_1$	$d < 5 \text{ mm:}$ $(5+5  \cos \alpha )d$ $d \geq 5 \text{ mm:}$ $(5+7  \cos \alpha )d$	$(7+8  \cos \alpha )d$	$(4+3  \cos \alpha )d$ (*)
$a_2$	$5d$	$7d$	$(3+  \sin \alpha )d$
$a_{3,t}$ (extrémité chargée)	$(10+5\cos\alpha)d$	$(15+5\cos\alpha)d$	$(7+5\cos\alpha)d$
$a_{3,c}$ (extrémité non chargée)	$10d$	$15d$	$7d$
$a_{4,t}$ (rive chargée)	$(5+5\sin\alpha)d$	$(7+5\sin\alpha)d$	$(3+4\sin\alpha)d$
$a_{4,c}$ (rive non chargée)	$5d$	$7d$	$3d$

(\*) L'espacement minimal  $a_1$  peut être réduit jusqu'à  $4d$  si la résistance de portance locale  $f_{hk}$  est réduite dans un rapport:  
 $\sqrt{a_1 / (4 + 3|\cos\alpha|) d}$

**Tab III.2 :** les espacement et distance des point – valeurs [2]

### III.4. Propriétés mécanique des système de connexion :

La prise en compte de la flexibilité des connexion dans l'étude des structure mixte nécessite la connaissance des propriétés mécanique des connecteur utilisés. pour cela, deux caractéristique mécanique traduisent le comportement d'un système de connexion la « rigidité K » et la « résistance à la rupture (ductilité statique  $\mu_s$ ) », qu'elles sont détermine par des essais de cisaillement définie selon la norme EN26891(à ajouter comme annexe eurocode 5).

#### ➤ La rigidité :

Cette propriété et d'une parts fonction des caractéristiques mécanique de chaque matériaux constituant le composite (dans notre cas le bois et le béton) et aussi du système de connexion, et d'autre part de la forme géométrique du connecteur et de sa disposition qui pilote le mécanisme de transmission des efforts du béton vers le bois [21].

Dans ce cadre, cecootti (1995)[23] à classer les différent système de connexion en fonction de leur rigidité en 4 classe du plus flexible au plus rigide. Dans la figure suivante les types de connexion ayant les indice (A,B,C) correspondent à des système flexible, tendit que l'indice « D » correspond à un système de liaison rigide c'est-à-dire assurant une interaction totale entre le bois et le béton.

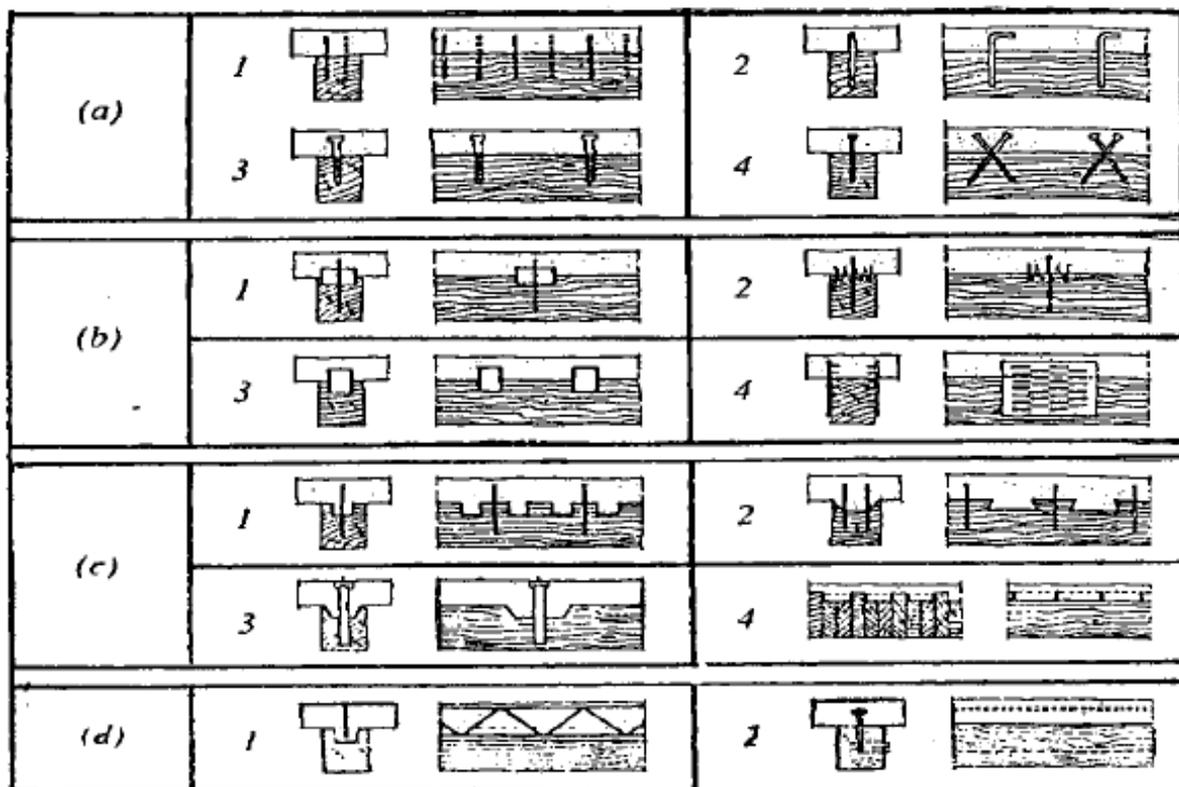
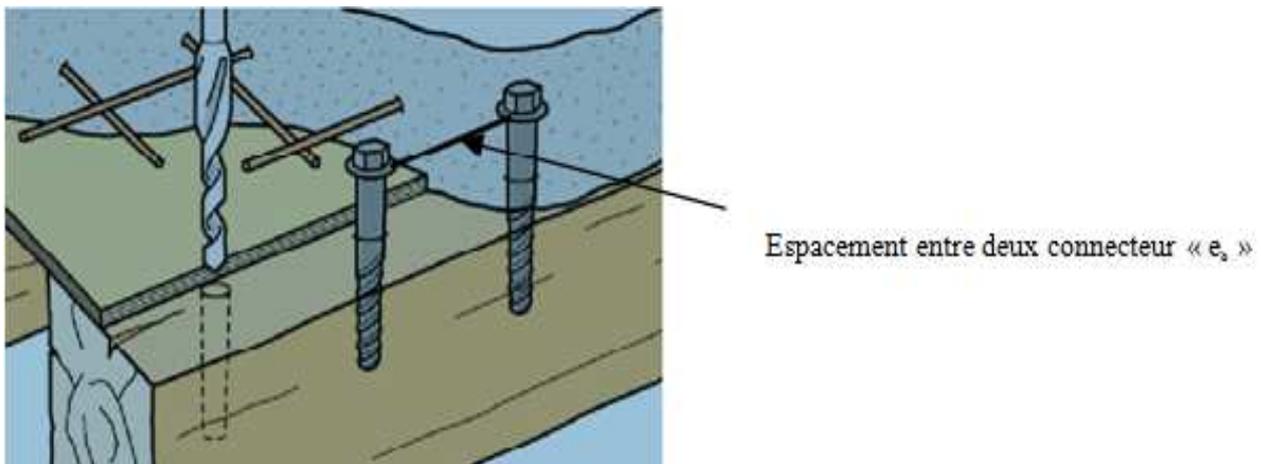


Figure III.15-exemple de différent système de liaisons bois-béton classe par cecootti.

L'optimisation de la rigidité, dite aussi module de glissement par organe d'assemblage, consiste à réduire au maximum la déformabilité du connecteur et des matériaux constitutif qui l'entoure, du côté bois il est important de transmettre les efforts parallèlement aux fibre afin de mobilisé ces meilleurs caractéristiques mécanique, tendit que, dans la partie béton la perte de rigidité et principalement induite

par des fissuration dans la zone entourant le connecteur, d'où l'intérêt d'avoir un mécanisme de transmission d'effort capable d'assurer une bonne répartition des contraintes tout en limitant les efforts de traction dans le béton. Rappelant que la rigidité d'un système ne reflète pas directement le degré d'interaction globale entre le bois et le béton, en effet, c'est le module de glissement ( $G$ ) divisé par l'espacement entre les connecteurs ( $e_s$ ) qui a l'influence sur la rigidité globale de la structure.  $k = \frac{G}{e_s}$ .

Ainsi, pour avoir le même comportement à court terme des deux connecteurs de rigidité différente il suffit qu'ils aient le même rapport module de glissement sur l'espacement entre les connecteurs, chose qui n'est pas forcément valable à long terme ou en cas d'effort relativement élevé.



**Figure III.16 :** Espacement entre connecteur.

#### ➤ Résistance aux cisaillement :

La résistance aux cisaillement est un facteur très important dans le calcul aux états limites ultimes. Cette propriété de résistance est pilotée par la plus faible résistance des trois composantes du système de connexion. Une conception optimisée consiste à mobiliser au mieux les résistances du bois, du béton, et du connecteur.

Les différents connecteurs présents dans la littérature ont des résistances ultimes très variées entre (10 et 500 KN). Les connecteurs de très haute résistance fonctionnent comme des mini-structures capables de répartir les efforts d'une manière adaptée aux caractéristiques mécaniques du bois et du béton. On note que les connecteurs caractérisés par une forte rigidité et une résistance sont très contraignants dans le dimensionnement des structures mixtes.

#### ➤ La ductilité :

Un système de connexion est dit ductile lorsqu'il présente une capacité de déformation suffisante en glissement pour justifier l'hypothèse d'un comportement plastique de la connexion en cisaillement. En effet, les systèmes de connexion sont classés suivant la valeur de leur ductilité statique, qui est le rapport entre la déformation ultime de l'assemblage (glissement ou rotation)  $\mu_u$  et la déformation limite élastique  $\mu_y$  (eurocode 5):

$$\mu_s = \frac{\mu_u}{\mu_y}$$

ou Trois classes de ductilité statique sont définies:

- classe 1:  $1 < \mu_s \leq 3$ .
- classe 2:  $3 < \mu_s \leq 6$ .
- classe 3:  $\mu_s > 6$ .

En l'absence de justifications, il y a lieu de se référer, pour les assemblages courants, aux classes définies par le tableau suivant (tableau 6.1.2. de l'Eurocoude 5).

<i>Classe</i>	<i>Type d'assemblages</i>
<i>1</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <i>Organes de type tige dont la rupture est de mode 1 (*)</i>,</li> <li>- <i>Pointes, vis et tirefonds sollicités axialement</i>,</li> <li>- <i>Anneaux</i>,</li> <li>- <i>Crampons à double denture</i>,</li> <li>- <i>Assemblages de type A et C</i>.</li> </ul>
<i>2</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <i>Organes de type tige dont la rupture est de mode 2 (*)</i>,</li> <li>- <i>Crampons à simple denture</i>,</li> <li>- <i>Connecteurs métalliques</i>.</li> </ul>
<i>3</i>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- <i>Organes de type tige dont la rupture est de mode 3 (*)</i>.</li> </ul>
<p><i>(*) : les modes de rupture des assemblages de type tige sont définis par les figures 6.2.1 et 6.2.2.</i></p>	

**Tab III.3** : classe de ductilité des assemblages courants

## Conclusion :

Dans la construction mixte de fortes démentions, les assemblage sont a la fois la partie la plus importante et la moins bien comprise. Les assemblages assurent la continuité des éléments ainsi que la résistance et la stabilité du système. Dans la littérature et les brevets existants dans ce domaine on trouve un ensemble de types de connexion dont le comportement n'est pas toujours bien connu, Une étude préalable des systèmes de connexion est donc nécessaire afin d'arrêter le choix d'une structure mixte.

# CHAPITRE IV

## **Simulation numérique**

## IV. Simulation numérique :

### IV.1. Introduction :

L'étude du comportement mécanique des composants industriels nécessite préalablement la modélisation des sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le domaine d'application prioritaire est celui de la mécanique des solides déformables. La complexité des systèmes et l'intégration des phénomènes multi-physiques réclament l'utilisation de moyens de calcul par éléments finis .

La solution d'analyse par élément finis optimise le prototypage virtuel et la simulation numérique pour l'entreprise en utilisant les hypothèses de la mécanique de l'endommagement et de la rupture en élasticité, plasticité et de la dynamique. Ainsi elle simule et améliore les performances des composants, des matériaux et des produits sujets à de fortes exigences opérationnelles (sécurité, endommagement...).

L'objectif global est de pouvoir vérifier ou prédire tel ou tel comportement et aussi participer, dans le cadre d'une étude plus globale, à la compréhension du fonctionnement d'un système. La simulation numérique se positionne entre les aspects théoriques ou analytiques ainsi que les essais physiques pour faciliter le dimensionnement ou le pré-dimensionnement.

Elle peut intervenir tant au niveau du produit que des procédés de fabrication. Les études concernent tous types de matériaux, y compris les matériaux anisotropes, non homogènes (ex : béton) ou orthotropes (composites comme le bois) et peuvent s'appliquer à de nombreux phénomènes physiques intervenant dans la mise en forme des pièces.

A cet effet, dans ce chapitre on présentera une simulation numérique d'une poutre composite en bois-béton simplement appuyée sollicitée en flexion sous **ABAQUS 6.10.1**

### IV.2. Présentation et fonctionnement du logiciel ABAQUS :

**ABAQUS** est une suite puissante des programmes de logiciel de simulation crée en 1978, il à été développé par Hibbit, Karlsson & Sorensen (HKS ,devenue ABAQUS), basé sur la méthodes des élément finis (méthodes numérique approchées) [10] .

**ABAQUS**, est l'un des premiers fournisseurs mondiaux en terme de logiciels et services pour l'analyse par élément finis. La gamme du logiciels d'ABAQUS est particulièrement réputée pour ça technologie, Sa qualité et sa fiabilité. Ce logiciel offre les meilleurs solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites, et dynamique. il a une bibliothèque étendue des élément qui peuvent modeler n'importe quelle géométrie, il a également aussi une liste étendue des modèles matériels qui peuvent simuler le comportement de la pluparts des matériaux typiques de technologie comprenant des métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé, et les matériaux géotechniques comme les sols et la roches. Il peut simuler des problèmes de plusieurs secteurs, comme : la mécanique, le transfert thermique, électrique, problème couplés, l'acoustique et la mécanique du sols...

**ABAQUS** peut simuler n'importe quelle géométrie telles que : poutre, plaques, coques et élément spéciaux (ressorts, masses...) en deux ou en trois démentions.

Le cœur du logiciel ABAQUS est donc ce qu'on pourrait appeler son "moteur de calcul". À partir d'un fichier de données (caractérisé par le suffixe .inp), qui décrit l'ensemble du problème mécanique, le logiciel analyse les données, effectue les simulations demandées et fournit les résultats dans un fichier .odb.

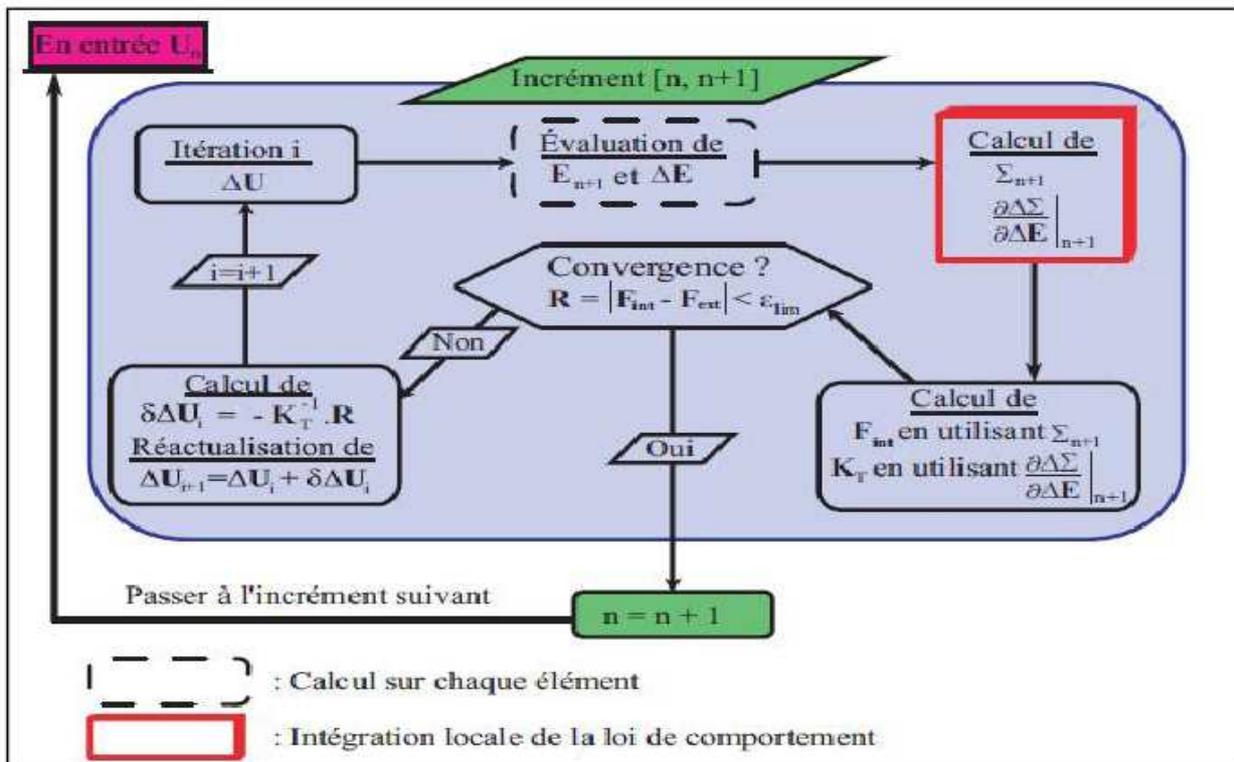
Deux tâches restent à accomplir :

- générer le fichier de données (cela s'appelle aussi effectuer le prétraitement)
- exploiter les résultats contenus dans le fichier .odb (ou post traitement).

Dans la pluparts des simulations, y compris fortement les non linéaires, le besoin d'utilisateur est de fournir les données de technologie telles que la géométrie de la structure, le comportement des matériaux constitutants, ses états de frontières, et les charges appliquées.

**ABAQUS** se divise en trois grands codes [25] :

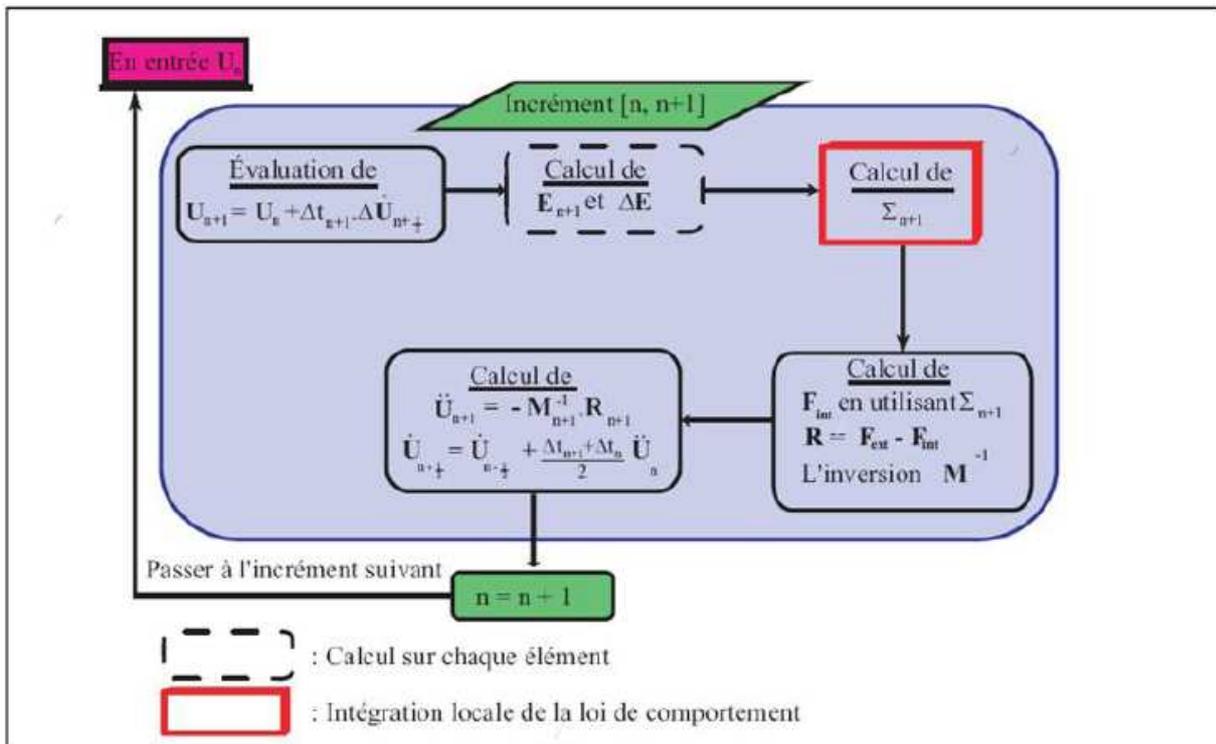
- **ABAQUS/Standard** : est un solveur généraliste qui recourt à un schéma traditionnel d'intégration implicite (résolution par un algorithme statique implicite).



**Figure IV.1:** Organigramme de résolution de schéma statique implicite.

**ABAQUS/Standard** Nous permet de réaliser des études statiques en contraintes/déplacements, dynamiques linéaires ou non linéaires. Généralement, c'est la méthode de Newton qui est utilisée pour résoudre les problèmes non linéaires [20].

- **ABAQUS/Explicit** : emploie un schéma d'intégration explicite pour résoudre des problèmes dynamique ou quasi-statique non-linéaires (résolution par un algorithme 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  $\Delta t$  [20].



**Figure IV.2:** Organigramme de résolution d'un problème mécanique en utilisant un schéma dynamique explicite.

ABAQUS/Explicit met en œuvre un schéma d'intégration par différences centrales.

- **ABAQUS/CAE** (complète Abaqus environnement) : est l'interface graphique interactive idéale pour la modélisation, la gestion et le post traitement des modèles Abaqus (implicite et explicite). Le CAE permet d'effectuer la totalité de la mise en donnée, de la création ou l'import de pièce, du maillage jusqu'à l'exploitation avancée des résultats[25].

#### IV.2.1. Manipulation du logiciel :

En raison du large spectre de ces capacités d'analyse et sa bonne ergonomie il est très 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 est devenu SIMULIA.

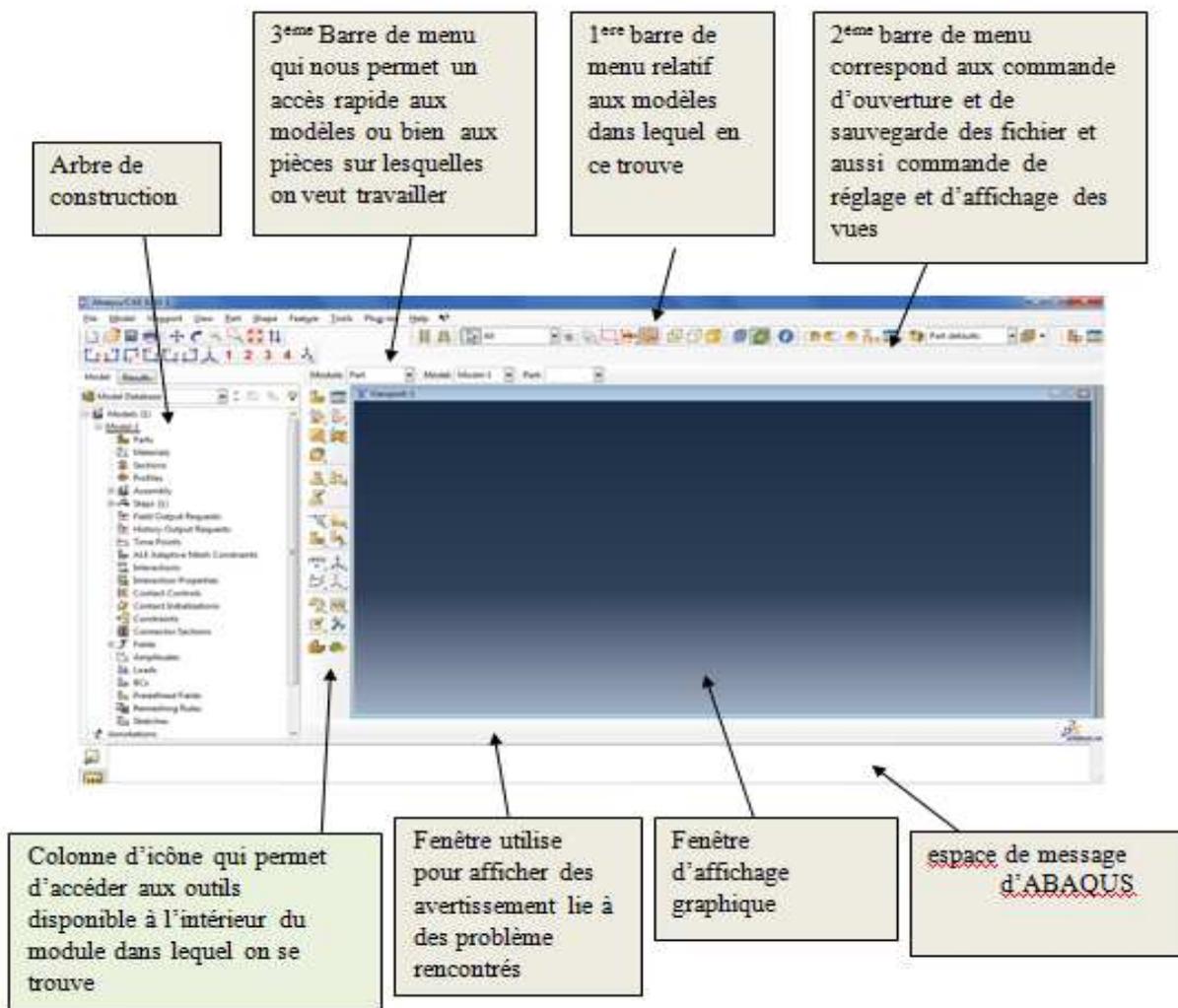


Figure IV.3 : Interface d'ABAQUS

#### IV.2.2. Les étapes de la modélisation :

La réalisation complète d'un jeu de données s'effectue après un passage successif dans les modules :

- Part,
- Property,
- Assembly,
- Step,
- Interaction,
- Load,
- Mesh,
- Job (pour lancer le calcul),
- Visualization,
- Sketch.

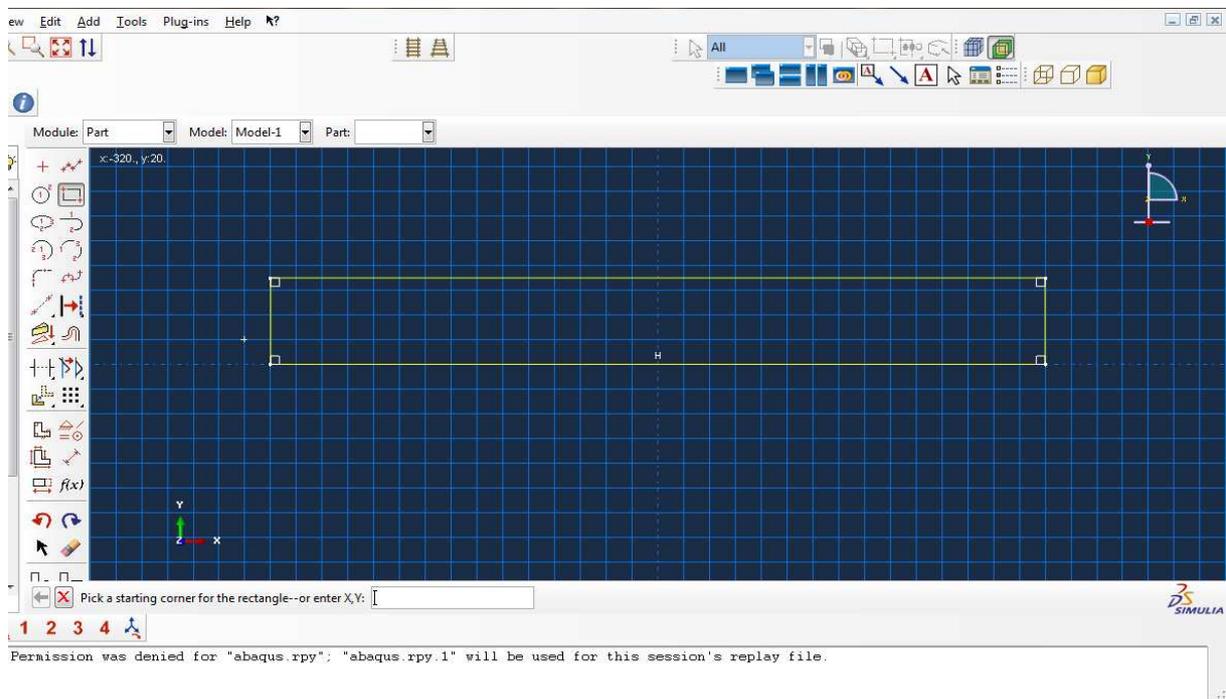
## 1- Module Part :

C'est dans ce module qu'est définie la géométrie des entités du modèle. Elles comprennent à la fois les parties déformables et les parties rigides. Pour les créer, il faut utiliser l'icône de création en haut à gauche (Figure 1).

Il ne vous reste plus qu'à sélectionner convenablement :

- L'espace de modélisation : *3D* par exemple,
- Le type d'entité à générer : *deformable* ou *analytical rigid* dans votre cas,
- La forme de l'entité.

Dans tous les cas vous passez dans un autre environnement de type CAO où vous dessinez vos pièces. Dans le cas d'un solide rigide, il est nécessaire de définir un point de référence. C'est en fait en ce point que sont définis les degrés de liberté du solide sur lesquels vous imposerez des conditions aux limites par la suite. Ceci se fait dans le menu *Tools*, grâce à la commande *Reference point*.



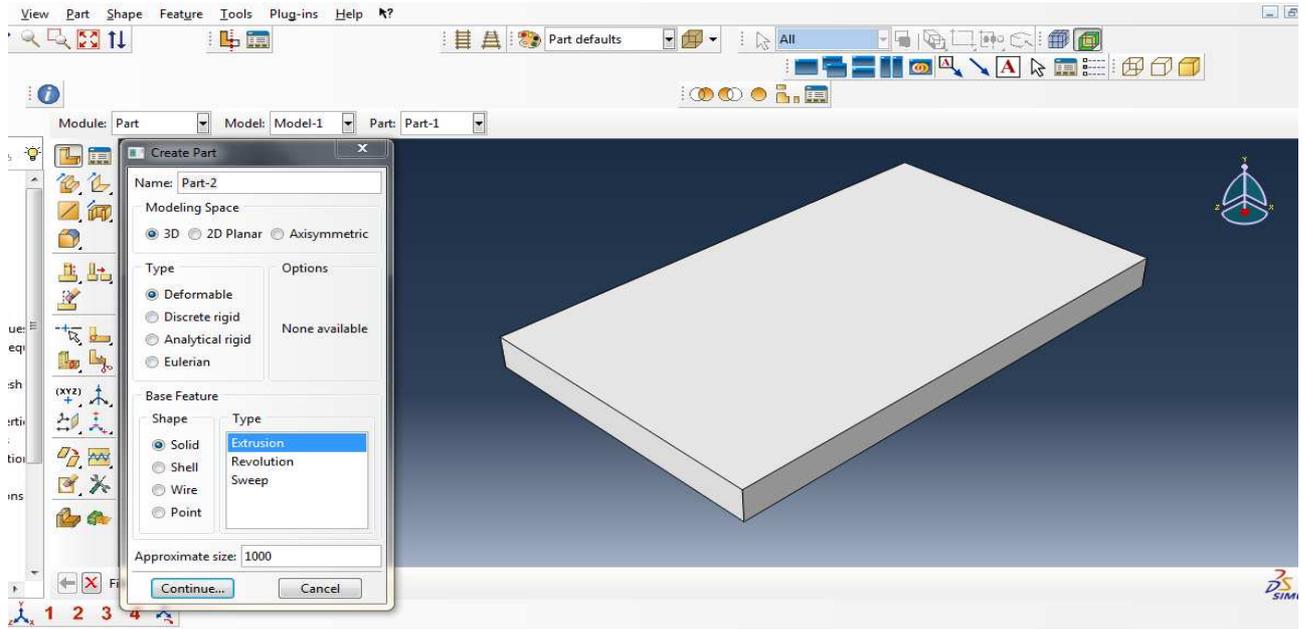


Figure IV.4 : module Part.

## 2- Module Property :

On y définit les propriétés du ou des matériaux (des parties déformables du modèle) et la masse des corps rigides si nécessaire. Dans le cas présent, on a à définir des propriétés élastiques et/ou plastiques. Pour créer un matériau, il suffit de cliquer sur l'icône create matériel.

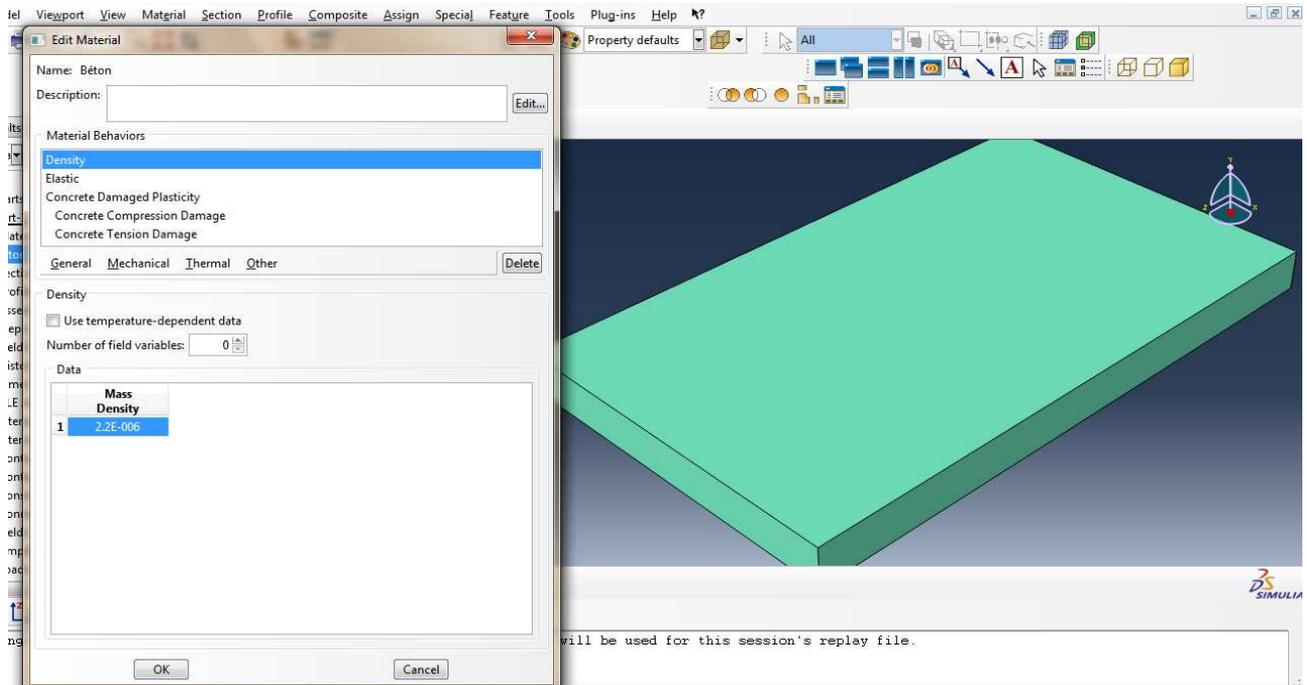
ensuite on donne nom spécifique pour chaque matériaux ,ce qui permet éventuellement la création d'une base de données. Ensuite, définir :

–Les propriétés élastiques via *Mechanical, Elasticity, Elastic* (module d'Young et le coefficient de Poisson pour un matériau isotrope).

–Les propriétés plastiques via *Mechanical, Plasticity, Plastic*. (sous l'hypothèse d'un écrouissage isotrope, la courbe d'écrouissage est entrée sous la forme : limite d'élasticité/déformation plastique. Dans cette courbe, la contrainte est de type Cauchy (F divisée par la surface actuelle) et la déformation est logarithmique (Ln (L/L0)).

Il faut ensuite affecter les propriétés matériau à une entité du maillage : pour cela il est nécessaire de créer tout d'abord une section avec l'icône en forme de poutre en « I » .

Ensuite, on associe la section précédemment définie à une entité créée dans le module Part, en activant l'icône située en dessous de la précédente, où sont représentés un « I » et un « L » .



**Figure IV.5:** module property.

Le logiciel Abaqus travaille sans unités, il est donc préférable de les définir avant et de s'en tenir tout au long du calcul. Dans notre cas Nous nous sommes restreints simplement aux problèmes mécaniques, dits de contact « instantané », plus précisément, le processus physique étudié est adiabatique ( $\Delta Q=0$ ). Les propriétés thermiques ou acoustiques n'ont pas été définies. Nous n'avons pas utilisé les deux dernières sections, connues sous le nom de « Thermal » et « Other »

MASSE	LONGUER	TEMPS	FORCE	PRESSION	ENERGIE
M	L	T	$M.L.T^{-2}$	$M.L^{-1}.T^{-2}$	$M.L^2.T^{-2}$
<b>Kilogramme</b>	<b>Mètre</b>	<b>Seconde</b>	<b>Newton</b>	<b>Pascal</b>	<b>Joule</b>
Gramme	Millimètre	Milliseconde	Newton	MPa	Mili joule
Tonne	Millimètre	Seconde	Newton	MPa	Mili joule

**Tableau IV.1 :** Tableau des unités correspond à ABAQUS.

### 3- Module Assembly :

Dans ce module, il s'agit de créer une (voire plusieurs) instance(s) à partir des entités qu'on a définies dans le module Part. Ces instances seront celles qu'on va manipuler par la suite dans le modèle. Dans le cas général, pour créer une instance on doit sélectionner tous les éléments créés dans Part. dans le cas échéant on peut faire subir des mouvements d'ensemble à ces instances pour les repositionner dans l'espace.

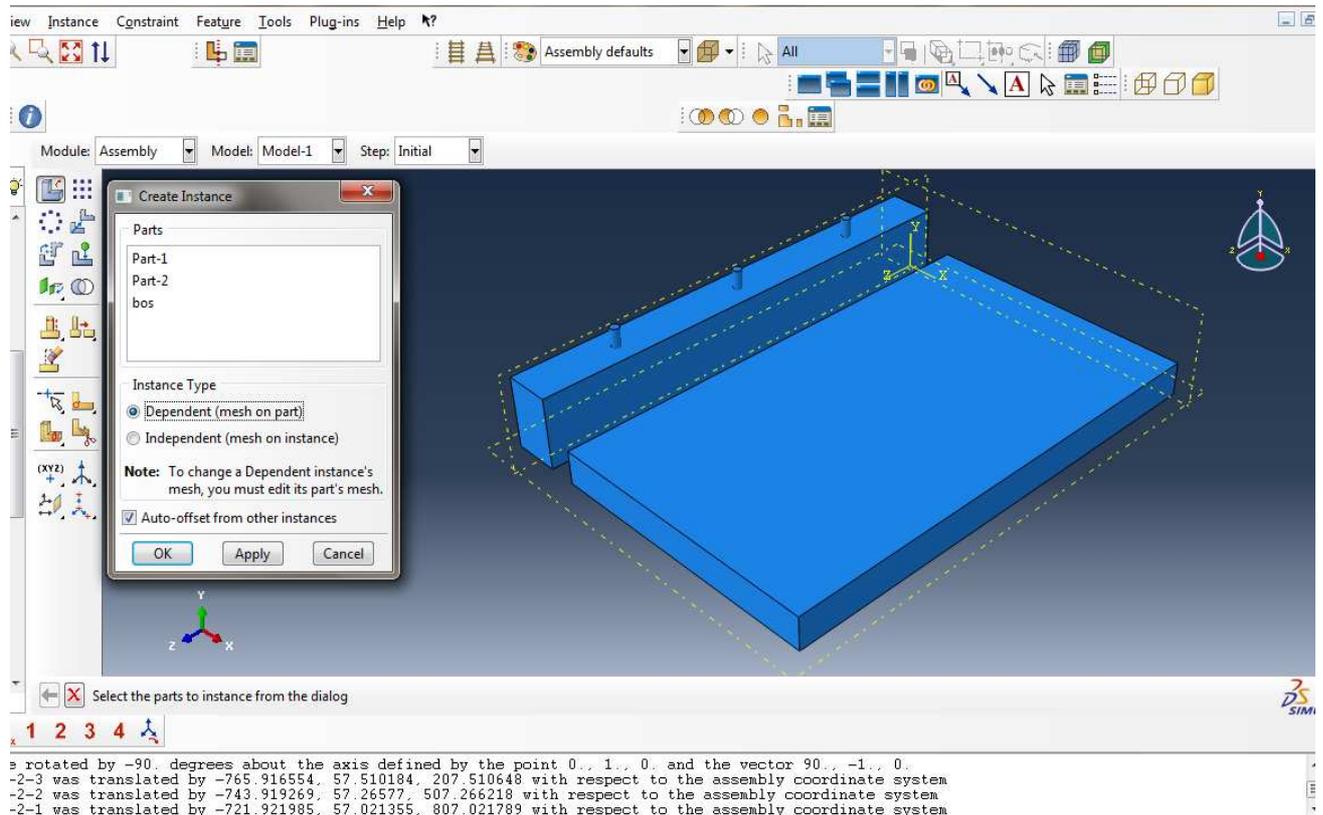


Figure IV.6 : module Assembly.

### 4- Module Step

C'est à cette étape qu'on définit tous les critères de calcul utilisés par Abaqus dans le module Job. En particulier il détermine l'incrément, valeur du pas de temps, et la valeur du temps final, qui est un temps « virtuel », temps sans unité. Le temps réel ou physique est défini en fonction des unités (cf. tableau dans « Material Manager »). C'est également dans le module Step qu'on précise les sorties désirées. Il y a 2 types de sorties : des sorties de type *champ* (*field output requests*) qui fournissent des valeurs à un instant donné et des sorties de type *historique* (*history output requests*) qui vont donner l'évolution d'une grandeur au cours du temps. La nature de ces sorties est définie par défaut mais vous pouvez en créer d'autres, grâce aux 2 icônes en forme de « L » à gauche de la fenêtre .

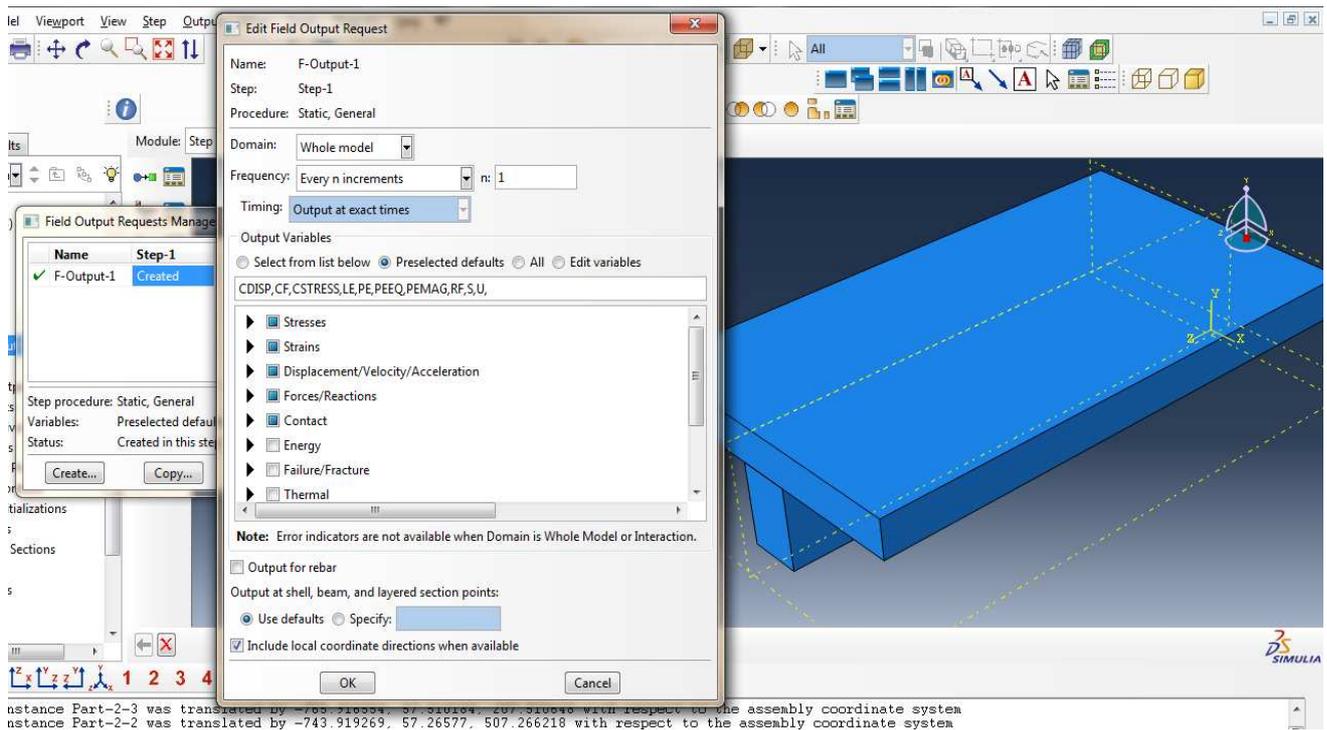


Figure IV.7: module step

### 5- Module Interaction :

C'est dans ce module qu'on définit les interactions entre différentes entités du modèle, ce qui peut prendre la forme d'un contact ou d'équations de liaison entre degrés de liberté .

Dans le cas d'impact, on va définir des contacts généralement entre un corps rigide et la pièce déformable. Le contact s'effectue entre deux surfaces qui appartiennent en général à 2 corps différents ; dans le cas contraire, on parle d'auto-contact (self contact) comme dans notre cas entre :

- les connecteur est le bois,
- les connecteur est le béton,
- le bois est le béton,
- les aciers et le béton.

La première opération consiste donc à définir les surfaces concernées, ceci au moyen de l'icône « Create Interaction » ou on précisant le mode de contact entre les différentes pièces. Il faut alors définir des surfaces maître et esclave. En pratique, la surface esclave est celle qui appartient au corps le plus souple des deux corps en contact. Une fois les surfaces définies, une nouvelle fenêtre s'ouvre, dans laquelle certains choix par défaut sont proposés et où on a à définir les propriétés mécaniques du contact, dans la rubrique Interaction property ce qui s'effectue en cliquant sur Create (à moins si on fait référence à des propriétés créées auparavant). On doit alors donner un nom aux propriétés de contact, puis pour préciser le type de contact on va y aller dans *Mechanical* et dans *Tangential Behavior* : sans frottement ou avec frottement auquel cas il est recommandé d'utiliser une méthode de pénalité. Dans la direction normale à la surface de contact, par défaut, le contact est traité sans autoriser de pénétration (Hard Contact).

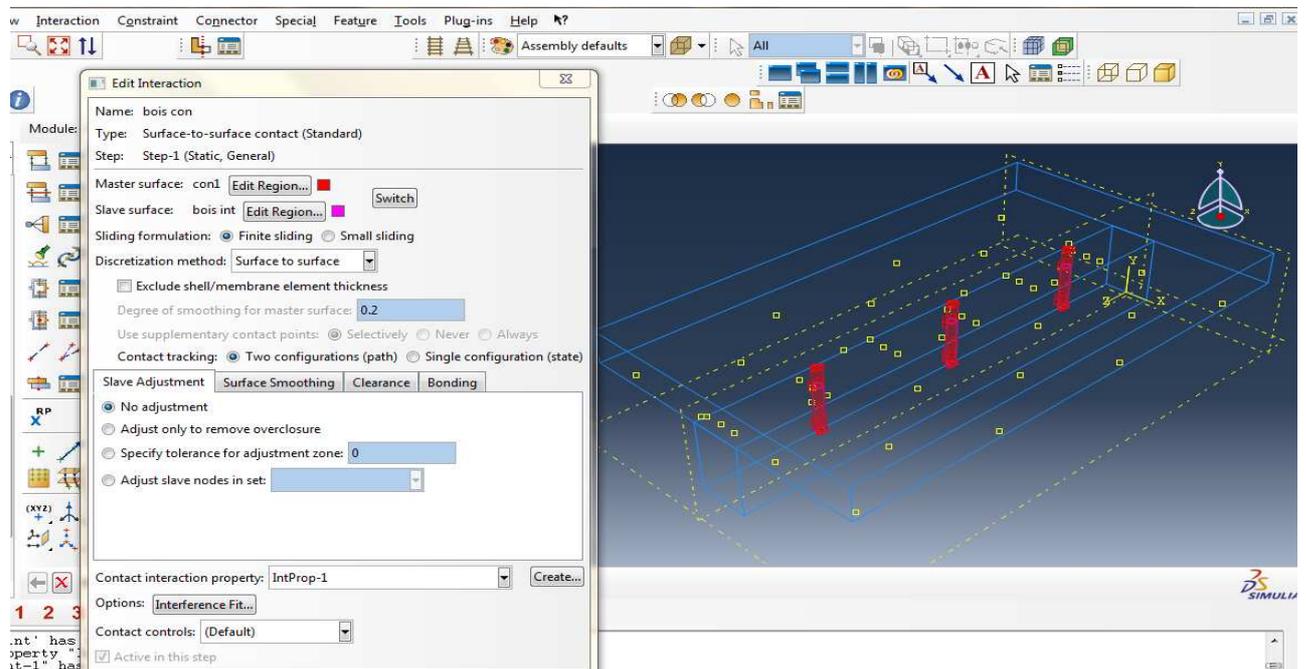


Figure IV.8: module Interaction.

### 6- Module Load

Le module Load permet de spécifier tous les chargements (Figure), conditions limites (Figure 2), et champs. Il faut savoir que les chargements et les conditions aux limites sont dépendants des steps, par exemple une force est appliquée au step 1 mais inactive au step2.

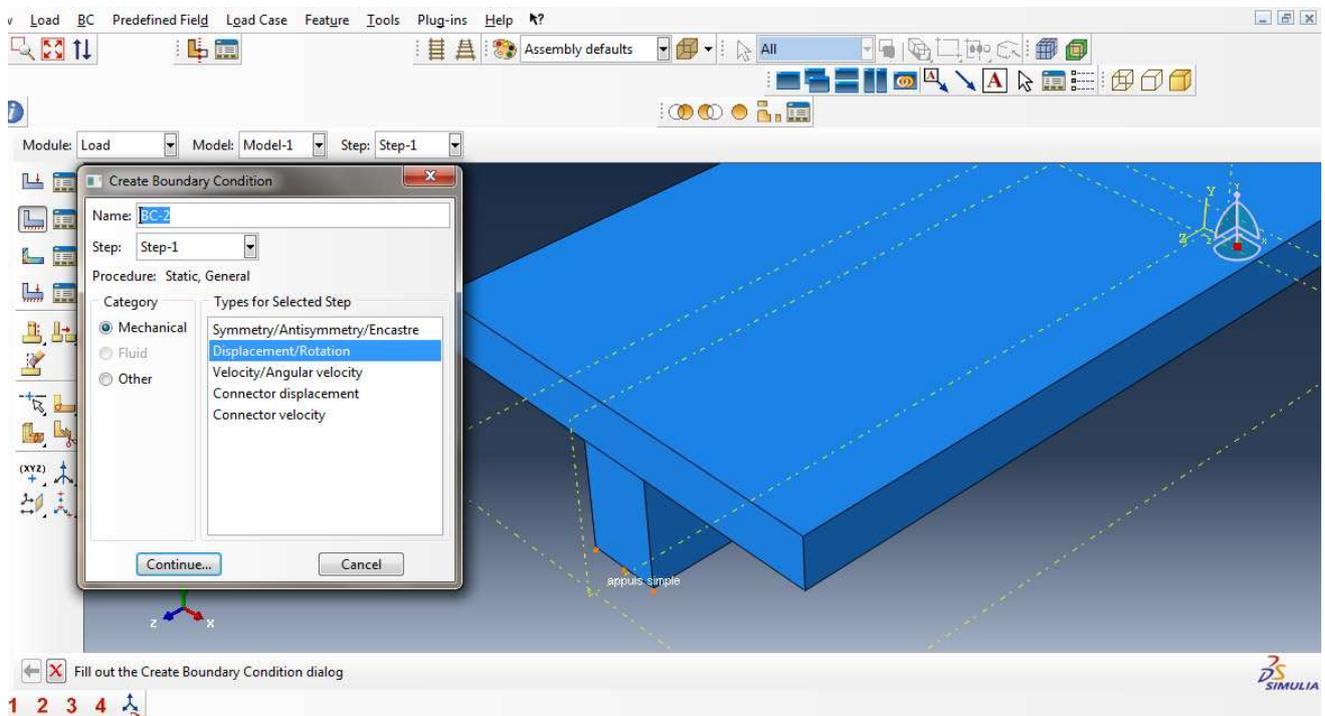


Figure IV.9 : conditions aux limites de module load.

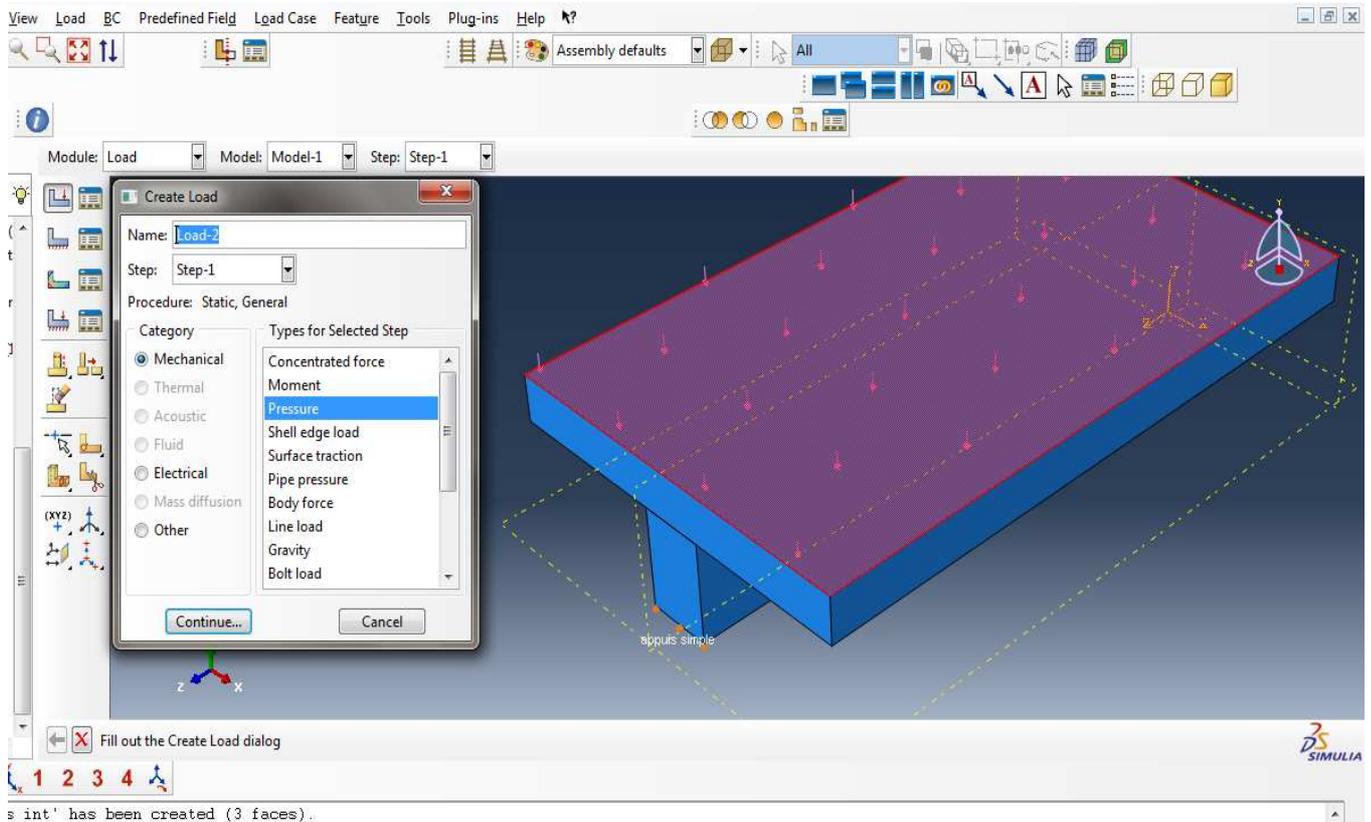


Figure IV.10: définition des forces de module load.

## 7- Module Mesh

Le module Mesh contient des outils qui nous permettent de générer un maillage d'éléments finis sur un assemblage créé dans Abaqus / CAE. Ce module contient plusieurs éléments finis utilisés pour le calcul exemple : hexaédriques, cubiques, tétraédrique...

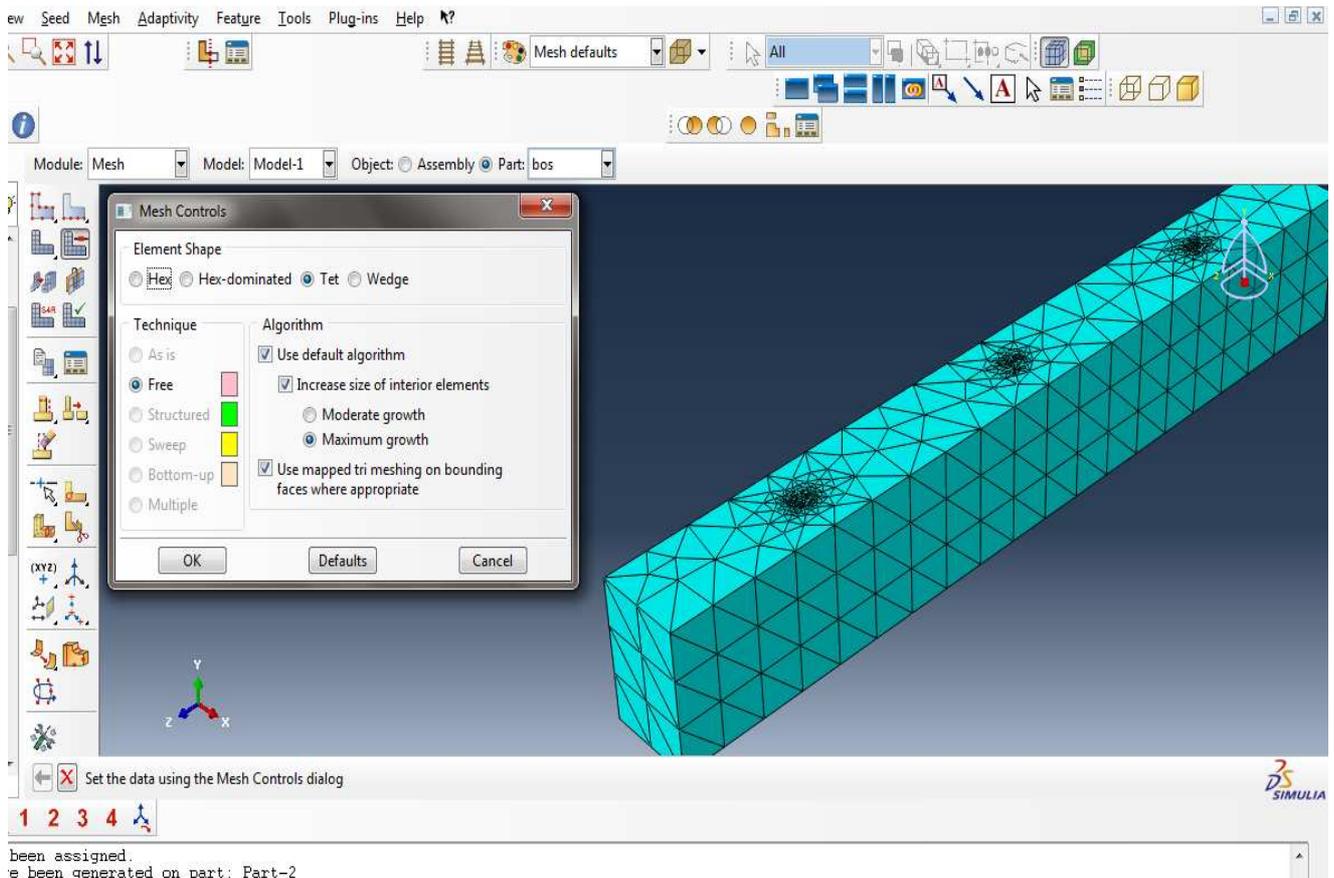
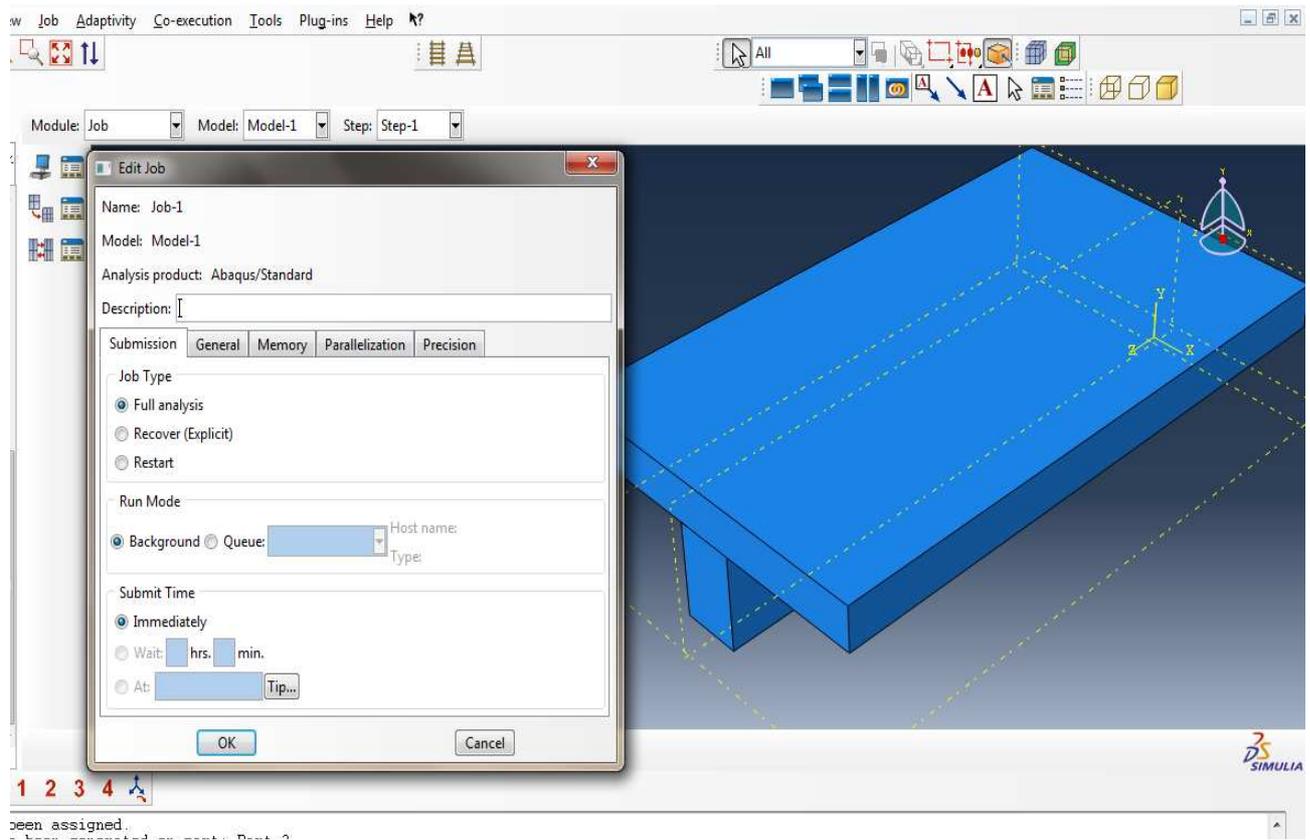


Figure IV.11 : module Mesh.

### 8- Module Job :

Le « lancement » du calcul est classique. Après avoir créé toutes les tâches de définition du modèle, on utilise le module **JOB** pour analyser ce modèle. Abaqus va alors réaliser tous les calculs nécessaires et post-traiter les résultats demandés.



**Figure IV.12:** module Job.

### **9- Module VISUALIZATION :**

Le module de visualisation permet l'affichage graphique ou numérique des résultats de l'analyse .L'utilisateur voit ces résultats dans « Result » : soit par la visualisation des déformations dans « Field Output » : Par Exemple, les déformations, les contraintes, les vitesses ou les forces nodales ; soit par les courbes dans '**History Output**' : Par exemple, l'énergie cinétique ou l'énergie totale de l'ensemble du modèle, l'énergie de dissipation ou des déformations.

### **10-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.

### IV.3. Modélisation du comportement mécanique des matériaux (bois, béton et acier) :

Les modèles du comportement utilisés dans le calcul effectué avec ABAQUS sont :

#### IV.3.1. Modélisation du comportement mécanique du béton :

La modélisation du béton est bien moins évidente et son comportement mécanique est très difficile à décrire par les logiciels utilisant la méthode des éléments finis. En effet, le développement de microfissures très rapidement obtenu en traction, génère de énormes difficultés de convergence 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.

Notre étude ne pourrait être complète sans une analyse du comportement plastique du béton.

##### IV.3.1.1. Cadre théorique de la modélisation du béton :

La principale difficulté de la modélisation du béton par élément fini est engendrée par la nature elle-même de la fissure. En effet, une fissure est une discontinuité géométrique qui divise le matériau alors que la méthode des éléments finis est une technique basée essentiellement sur la mécanique des milieux continus ce paradoxe entre le problème posé et l'outil de modélisation nécessite le développement de schémas spécifiques.

Les premiers travaux en terme de modélisation de fissuration ont été ceux de Ngo et Scordelis en 1967 [11] qui ont introduit le concept de la fissuration discrète et ceux de Rashid en 1968 qui a introduit le concept de la fissuration diffuse.

##### A- La fissure discrète :

Un nœud de maillage est divisé en deux nœuds distincts lorsque le critère de fissuration est violé. La figure ci-après montre les modifications dans le maillage pendant la création d'une fissure.

Cependant, il est clair que le problème peut devenir numériquement lourd car le maillage est constamment reconstruit et le nombre de degrés de liberté croît rapidement [26].

La direction des fissures est conditionnée par la direction des lignes de maillage.

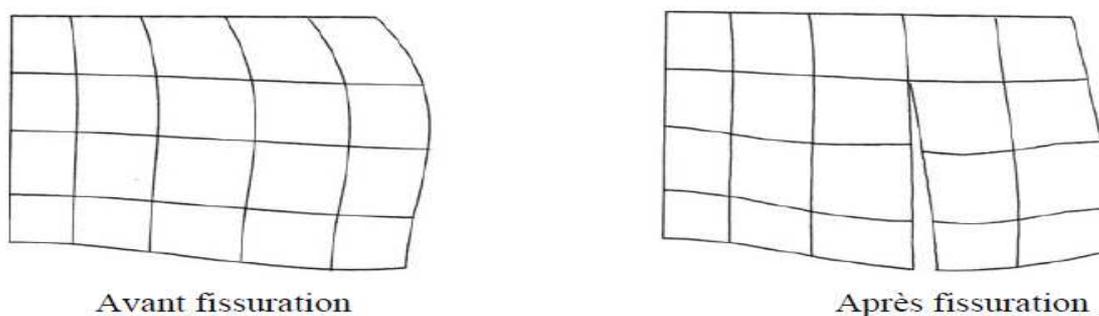


Figure IV.13 : modèle discrets de fissure.

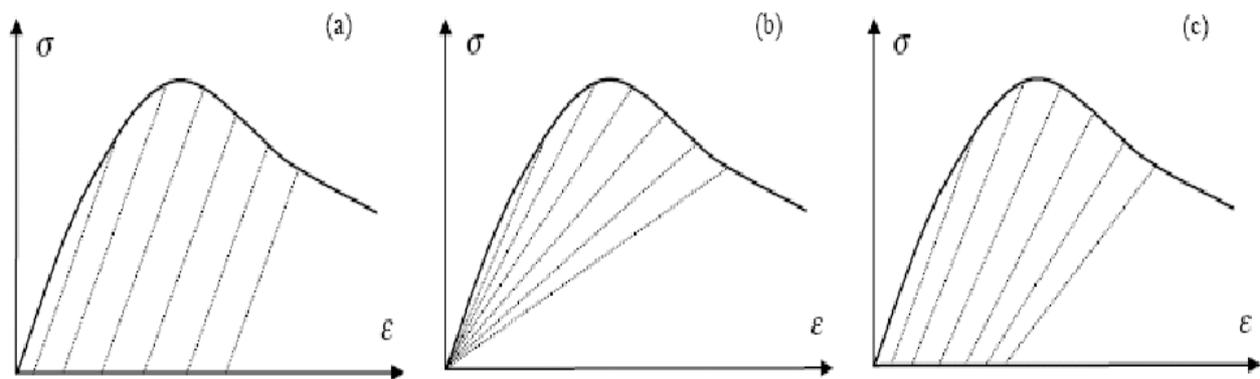
### *B- la fissure diffuse :*

la théorie de la plasticité assimile les microfissures du béton à des déformations irréversibles indépendantes du temps. Elle est basée sur une approche thermodynamique qui introduit un milieu continu homogénéisé équivalent au milieu réel et qui représente les phénomènes physiques microscopiques « par des variables internes » macroscopiques. Cette théorie est largement détaillée aujourd'hui dans de nombreux ouvrages. Citons comme exemple celui de Chaboche et Lemaitre[8]

#### **IV.3.1.2. Un modèle élasto-plastique 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 des déformations permanentes et de rupture.[ 4]

Le modèle béton « concrete damaged plasticity » développé dans le code élément fini ABAQUS permet de gérer les problèmes de plasticité couplés à l'endommagement, c'est un modèle couplé basé sur l'endommagement en incluant les déformations irréversibles d'allier les avantages de la théorie de l'endommagement (modélisation des effets de la microfissuration sur la rigidité du matériau au niveau macroscopique) et de la théorie de la plasticité (modélisation des déformations irréversibles ou permanentes).



**Figure IV.14:** Exemples de modélisations : (a) : Elasto-plastique, (b) : Elasto-Endommageable, (c) : Couplée.

#### **IV.3.1.3. La théorie d'endommagement :**

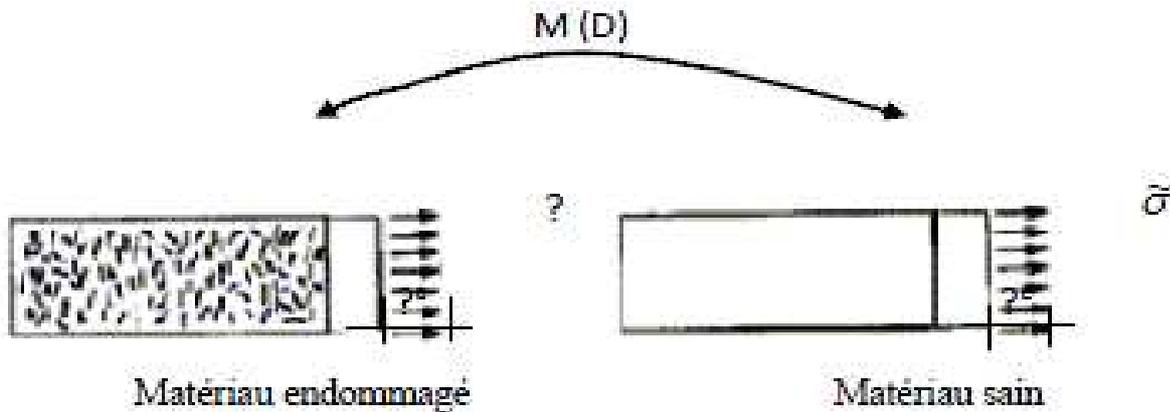
Le principe de la mécanique de l'endommagement sert à modéliser les effets de microfissures d'un matériau sur son comportement mécanique. Cette modélisation est bien adaptée à la description des non linéarités survenant dans le béton ou dans les matériaux types connus comme des matériaux fragiles.

Le développements des modèles basés sur la théorie d'endommagement nécessitent aussi la définition de la règle d'endommagement qui caractérise le taux d'endommagement matériel et son orientation, plusieurs chercheurs en travailler sur ce thème notons : Kachanov 1958[9], Mazars 1984[6] et Lemaître et Chaboche 1985[8]). Le modèle proposé par Lemaître (1986)[7] est considéré parmi les premiers modèles utilisant la théorie d'endommagement isotrope. Ce modèle est basé sur la définition de la contrainte effective, stipulant que la contrainte réelle s'applique sur la partie de matière encore résistante, est supérieure à la contrainte macroscopique (figure suivante). Cette notion s'exprime souvent par le biais du principe d'équivalence en déformation. La réduction de contrainte est due principalement à la microfissuration du béton, la contrainte effective s'écrit donc :

$$\hat{\sigma} = \frac{1}{(1-D)} \sigma \dots\dots\dots\text{eq IV.1}$$

Avec :

- $\hat{\sigma}$  : la contrainte effective
- $D$  : scalaire positif mesurant l'endommagement matériel



**Figure IV.15:** Principe d'équivalence de déformation (d'après Ju 1989).

L'expression d'endommagement unidimensionnel est donnée par :

$$D = 1 - \frac{E^*}{E} \dots\dots\dots\text{IV.2}$$

Ou  $E$  et  $E^*$  sont respectivement le module d'élasticité du matériau sain et endommagé. La loi d'élasticité aux problèmes unidimensionnels s'écrit :

$$\sigma = E ( 1 - D ) \varepsilon \dots\dots\dots\text{IV.3}$$

L'endommagement  $D$  influe directement sur la rigidité du matériau ;  
 $D = 0$  pour un matériau vierge et  $D = 1$  pour un matériau complètement rompu.

#### IV.3.1.4. Présentation du modèle *concrete damaged plasticity* :

Le modèle est un couplage de la plasticité et de l'endommagement[8]. Il suppose que les mécanismes de rupture sont :

- La fissuration ;
- Le broyage de la matière concrète par compression .

L'état de la surface du matériau est contrôlé par les deux variables suivantes :

- $\epsilon_t^{pl}$  : déformation plastique équivalente, lie à un mécanisme de rupture sous un chargement de traction.
- $\epsilon_c^{pl}$  : déformation plastique équivalente, lie à un mécanisme de rupture sous un chargement de compression.

#### A- Relation Contrainte - déformation :

La relation contrainte déformation est définie par :

$$\sigma = \mathbf{D}^{el} : (\epsilon - \epsilon^{pl}) \quad \dots\dots\dots \text{eq IV.4}$$

$$\text{, et } \mathbf{D}^{el} = (\mathbf{1} - \mathbf{d}) \mathbf{D}_0^{el} \quad \dots\dots\dots \text{eq IV.5}$$

ou  $\mathbf{D}_0^{el}$  est la matrice de raideur élastique et  $\mathbf{D}^{el}$  représente la matrice de raideur après endommagement.

#### B- Comportement à la traction\_:

Dans le cas de la traction uni-axial la courbe contrainte-déformation suit une relation linéaire élastique jusqu'à ce que la valeur de la contrainte de rupture  $\sigma_{t0}$  soit atteinte. La contrainte de rupture correspond à l'apparition de micro-fissure dans le matériau béton. Au-delà de la contrainte de rupture, la formation de micro-fissure est représenté macroscopique avec une réponse de ramollissement de contrainte-déformation, qui induit la localisation des déformations dans le béton

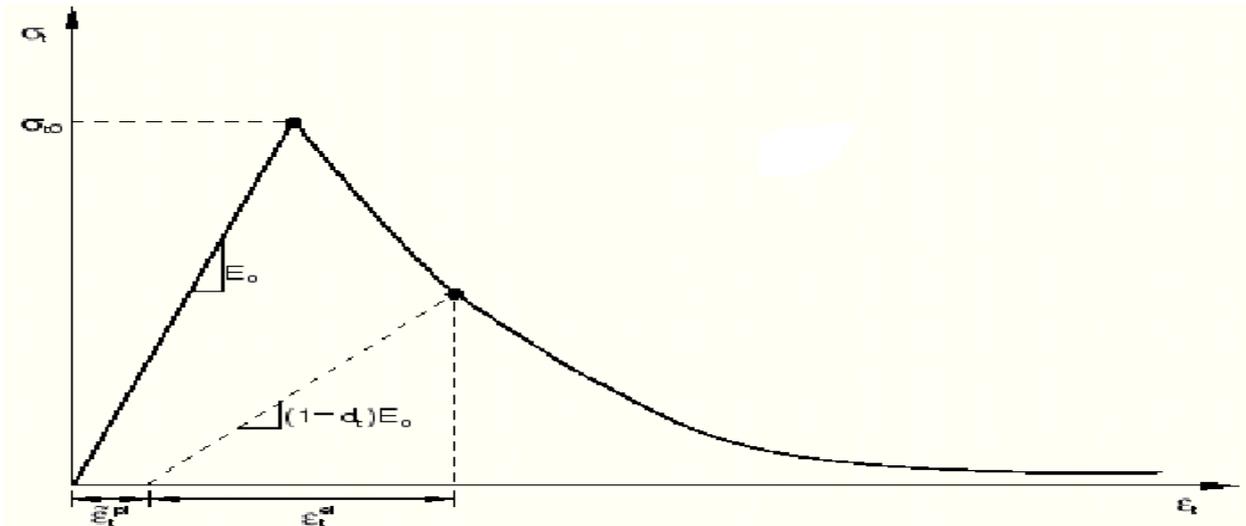


Figure IV.16: Réponse du modèle à la traction simple.

### C-Comportement à la compression :

Dans le cas de compression uniaxial la réponse est linéaire jusqu'à la valeur de la limite élastique,  $\sigma_{c0}$ . Dans le domaine plastique la réponse est généralement caractérisée par un écrouissage suivi d'adoucissement, au-delà de la contrainte de rupture,  $\sigma_{cu}$ .

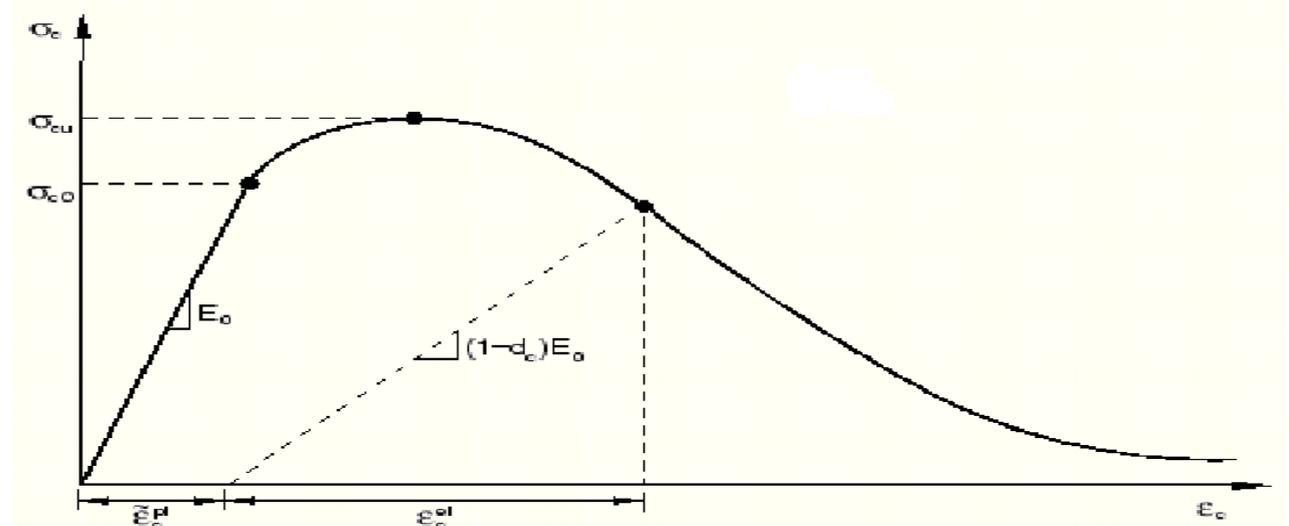


Figure IV.17: Réponse du modèle à la compression simple

Comme le montre les (les deux figures précédente), Lorsque l'échantillon de béton est déchargé de tout point de l'adoucissement, la rigidité élastique du matériau est endommagée (ou dégradée). La dégradation de la rigidité élastique est caractérisée par deux variables d'endommagement,  $d_t$  et  $d_c$

qui sont en fonctions des déformations plastiques, la température et variables prédéfinis:

$$\begin{aligned}
 & \bullet d_t = d_t(\dot{\epsilon}_t^{pl}, \theta, f_i) ; \\
 & \quad \quad \quad 1 \\
 & \bullet d_c = d_c(\dot{\epsilon}_c^{pl}, \theta, f_i) ; \\
 & \quad \quad \quad \leq 1
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} \bullet d_t = d_t(\dot{\epsilon}_t^{pl}, \theta, f_i) ; \\ \bullet d_c = d_c(\dot{\epsilon}_c^{pl}, \theta, f_i) ; \end{aligned}} \right\} \dots \text{eq IV.6}
 \quad \begin{aligned} & 0 \leq d_t \leq \\ & 0 \leq d_c \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \sigma_t &= (1 - d_t) E_0 (\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \\
 \sigma_c &= (1 - d_c) E_0 (\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl})
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} \sigma_t &= (1 - d_t) E_0 (\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \\ \sigma_c &= (1 - d_c) E_0 (\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \end{aligned}} \right\} \dots \text{eq IV.7}$$

Et d'un autre coté la contrainte effective de traction et de compression sont, respectivement :

$$\begin{aligned}
 \bar{\sigma}_t &= \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0 (\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \\
 \bar{\sigma}_c &= \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0 (\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl})
 \end{aligned}
 \left. \vphantom{\begin{aligned} \bar{\sigma}_t &= \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0 (\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \\ \bar{\sigma}_c &= \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0 (\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \end{aligned}} \right\} \dots \text{eq IV.8}$$

Ce modèle:

- offre une capacité générale pour la modélisation du béton et autres matériaux quasi-fragiles dans tous les types de structures (poutres, fermes, des coquillages, et les solides);
- utilise des concepts d'élasticité isotrope endommagé en combinaison avec la plasticité traction et de compression isotrope pour représenter le comportement inélastique du béton;
- peut être utilisé pour le béton ordinaire, même il est destinée principalement à l'analyse des structures en béton armé;
- est conçu pour des applications où le béton est soumis à des chargements monotones, cycliques, et / ou dynamique sous faible pression de confinement;
- consiste en la combinaison de la plasticité multi-scalaire et durcissement non associé (isotropes) élasticité endommagé pour décrire les dégâts irréversibles qui se produit pendant le processus de fracturation;
- permet un contrôle utilisateur des effets de récupération de rigidité lors des inversions de charge cyclique;

### IV.3.2. Modélisation du comportement mécanique des aciers :

afin d'assurer la pérennité de l'ouvrage et sa sécurité structurelle, l'acier doit travailler uniquement dans son domaine élastique. nous avons donc modélisé le matériau acier à l'aide d'une loi de comportement élasto-plastique parfaite à écrouissage isotrope et cinématique.

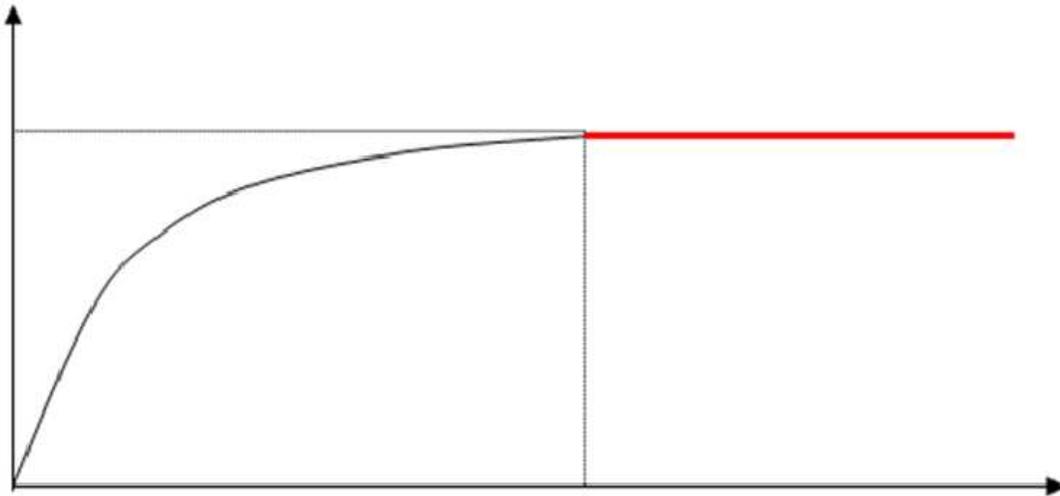


Figure IV.18: Modèle numérique pour l'acier .

#### ➤ 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  $\sigma_y$  la limite d'élasticité en traction, le critère s'écrit :

$$f(\sigma) = J - \sigma_y \quad \left. \vphantom{f(\sigma)} \right\} \dots\dots \text{eq IV.9}$$

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 :

$$J = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} = \sqrt{\left( \frac{1}{2} ((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2) \right)} \quad \left. \vphantom{J} \right\} \dots\dots \text{eqIV.10}$$

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

$$S = \sigma - \frac{I_1}{3} \mathbf{I}$$

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  $f' < 0$
- Ecoulement plastique si :  $f = 0$  et  $f' = 0$ .

#### IV.3.3. Modélisation du comportement mécaniques du bois :

En principe le comportement du bois selon ces trois directions privilégiées peut être modéliser par une loi linéaire élastique orthotrope, mais les valeurs des différents paramètres mécaniques sont difficiles à déterminer et varient en général considérablement selon l'essence du bois. Par ailleurs au cours de la majorité des essais étudiés, la direction longitudinale est correctement définie et aucune distinction n'est faite entre les deux autres directions, de plus les propriétés dans les directions radiale et tangentielle sont très proches, alors que d'après plusieurs études réalisées dans cette axe [13],[15], le facteur de variation entre les directions parallèle et perpendiculaire (c.-à-d. radiale et tangentielle) est supérieur à 20. Dans ces deux directions, les propriétés du matériau bois sont considérées égales, aux valeurs perpendiculaire aux fibres. Par conséquent, pour le bois, seul un module d'élasticité longitudinal (noté  $E_0$ ) est pris en compte. Les autres propriétés que ce soit élastiques ou plastiques découlent de celui-ci.

Pour le matériau bois on adopte un modèle du comportement élastique orthotrope, cette approximation est liée au faible endommagement constaté expérimentalement dans le bois. D'un autre côté, ABAQUS ne contient pas un modèle tridimensionnel capable de reproduire un comportement non linéaire orthotrope.

## IV.4. Présentation du modèle étudié :

### IV.4.1. Dimension et géométrie :

La poutre simulé à la forme en **T** elle a : 1000 mm de longueur, 600 mm de largeur pour la dalle en béton et 100mm pour la poutre en bois, aussi elle à 220mm de hauteur dont 70mm de béton et 150mm de bois comme le montre la figure suivante.

Ce modèle est supporté par deux appuis simple et sollicité sous chargement uniforme de 0.1 Mpa.

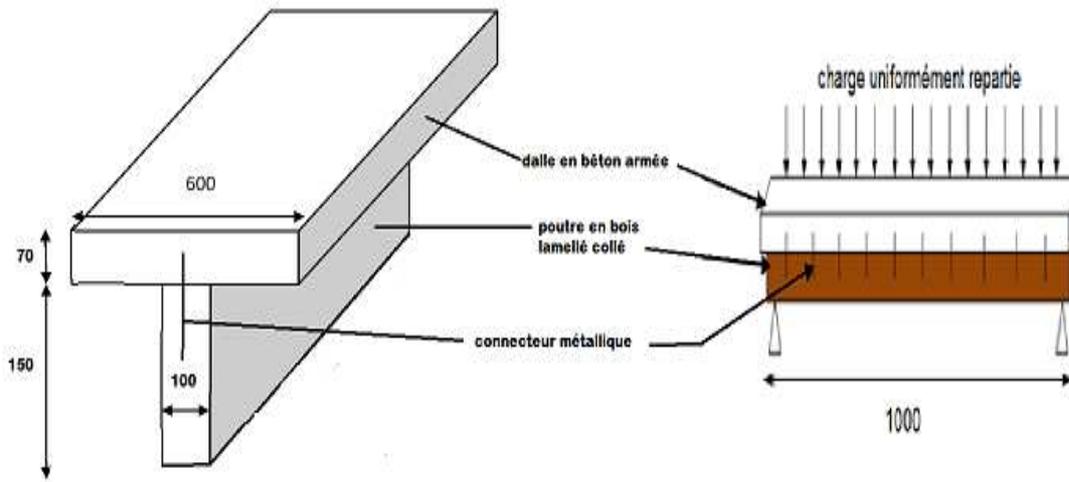


Figure IV.19 : dimension et géométrie de la poutre simulée.

### IV.4.2. Caractéristique des matériaux :

La partie "bois" de la poutre est constituée d'une poutrelle en lamellé collé de classe GL24h. Les propriétés caractéristiques du bois GL24h peuvent être trouvées dans les Eurocodes [2] et sont les suivantes (Tab.IV.2).

Teneur En eau [%]	Densité [gr/cm <sup>3</sup> ]	E <sub>l</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	E <sub>r</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	E <sub>t</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	G <sub>fl</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	G <sub>rt</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	G <sub>rl</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	ν <sub>rl</sub>	ν <sub>rt</sub>	ν <sub>lt</sub>
12	0,36	10700	649	348	533	41	438	0,02	0,3	0,4

Tab IV.2 : caractéristique mécanique du matériau bois.

La partie "béton" est réalisée à l'aide d'un béton ordinaire de résistance moyenne à 28 jours de 25 MPa, son module de Young est de  $3,1 \cdot 10^4$  MPa avec un module de Poisson  $\nu = 0.2$ . Les aciers introduits dans la dalle en béton sont caractérisés par une limite élastique de 400 MPa et un module de Young de  $21 \cdot 10^4$  MPa avec un module de Poisson  $\nu = 0.3$ , pour ce qui concerne les connecteurs sont de type SFS VB-48-7,5x100, de dimension 148 mm de hauteur et 7.5 mm de diamètre utilisés pour les dalles de faibles épaisseurs, ils ont les mêmes caractéristiques mécaniques que les aciers précédents.

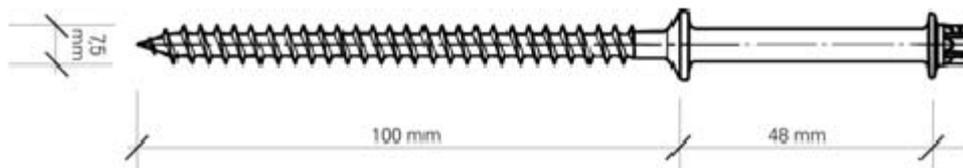


Figure IV.20 : Connecteurs SFS VB-48-7,5x100 mm

#### IV.4.3. Espacement des connecteurs :

Dans notre cas de simulation les connecteurs sont mis en œuvre dans la poutre mixte bois-béton de façon linéaire, ce qui nous donne un espacement qui varie entre

$$150 \leq e_s \leq 600 \text{ mm.}$$

Dans notre simulation on a utilisé 3 connecteurs, on a placé le premier connecteur au milieu de la poutre, puis on a mis un espacement de 300 mm pour placer les deux autres connecteurs de rive ; ces deux connecteurs en même

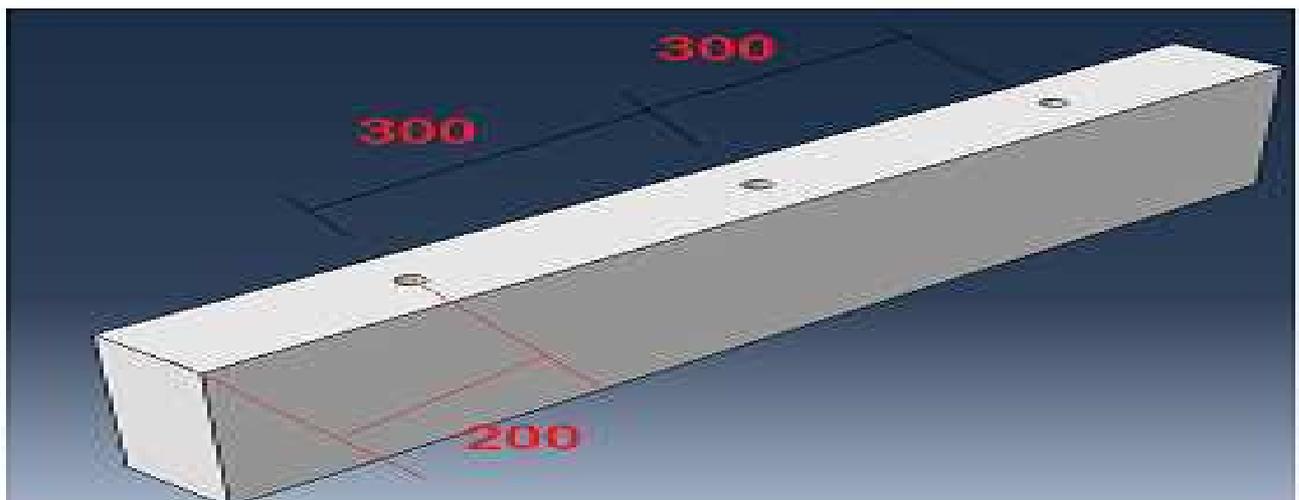


Figure IV.21 : espacement des connecteurs dans la poutre.

Pour ce cas d'assemblage la distance entre le nez des connecteurs et le bord de la poutre en bois est de 200 mm.

#### IV.4.4. Chargement appliqué :

##### Essai de flexion :

On simule notre poutre à un chargement monotones (pression) de 0.1 Mpa, jusqu'à la rupture avec une incrémentation de 0.0001.

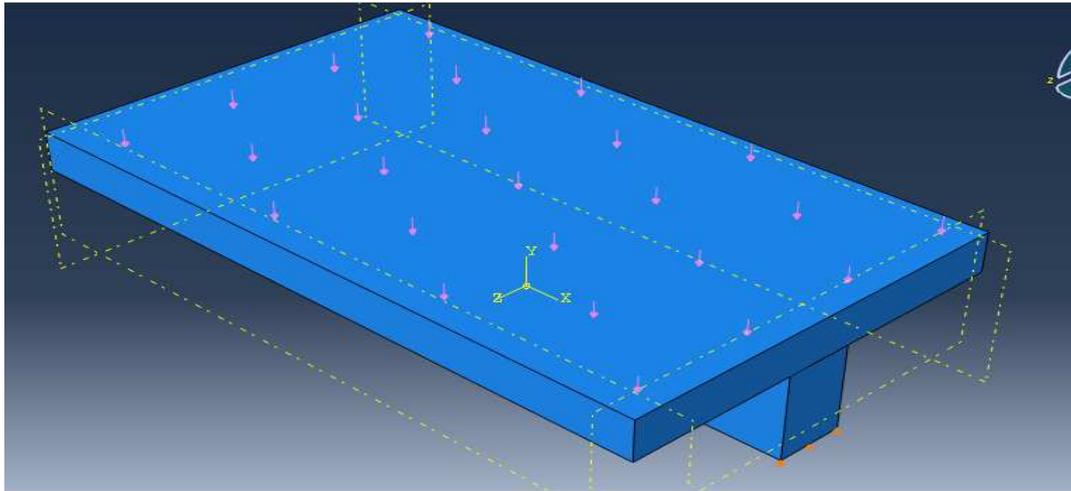


Figure IV.22 : mode de chargement de la poutre.

##### Conclusion :

dans ce chapitre nous avons présenté le code de calcul ABAQUS, son fonctionnement ainsi que les étapes à suivre pour créer un modèle. Dans la première partie de ce chapitre en présenter le fonctionnement du code Abaqus avec le schéma dynamique explicite, puis nous avons expliqué les différentes étapes de notre modélisation, nous avons par la suite présenté les modèles du béton et de l'acier . qui sont l'aboutissement des travaux de différents chercheurs. dans la deuxième partie en à présenter le modèle étudié du cote géométrique et caractéristique des matériaux.

# CHAPITRE V

## **Résultats et interprétation**

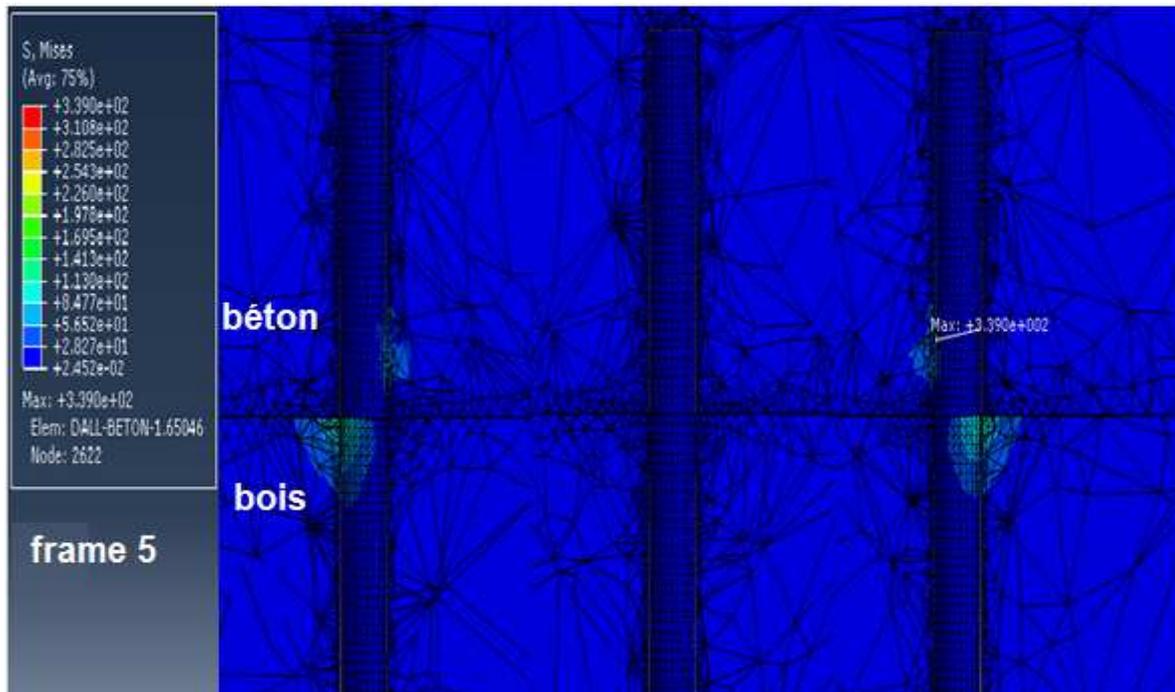
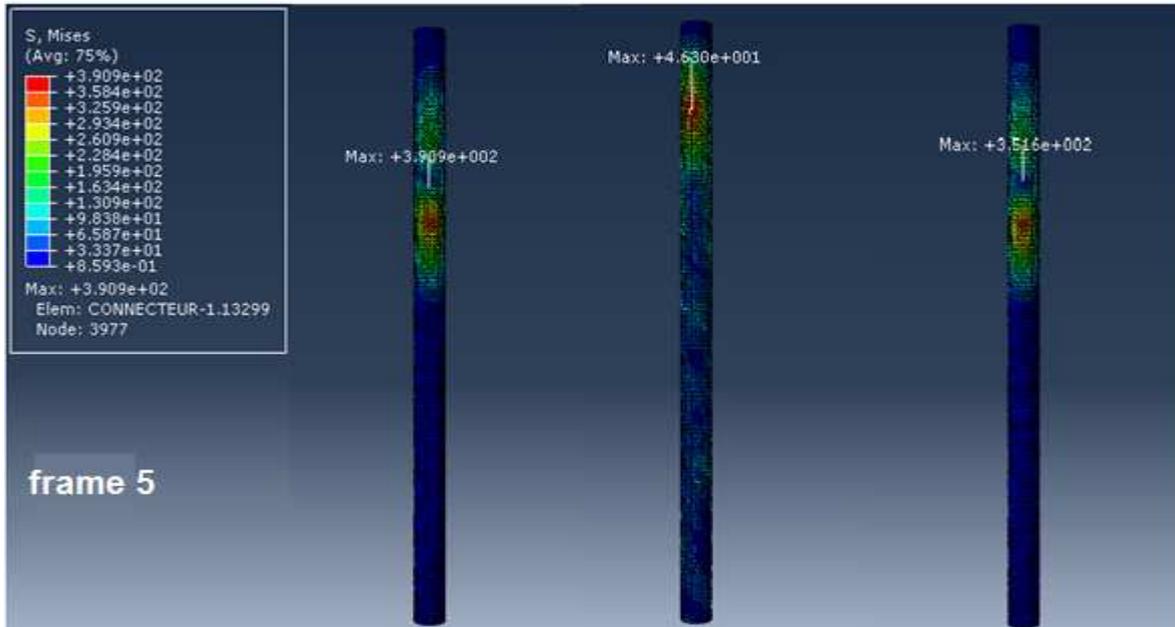
## **V. Résultats et interprétation :**

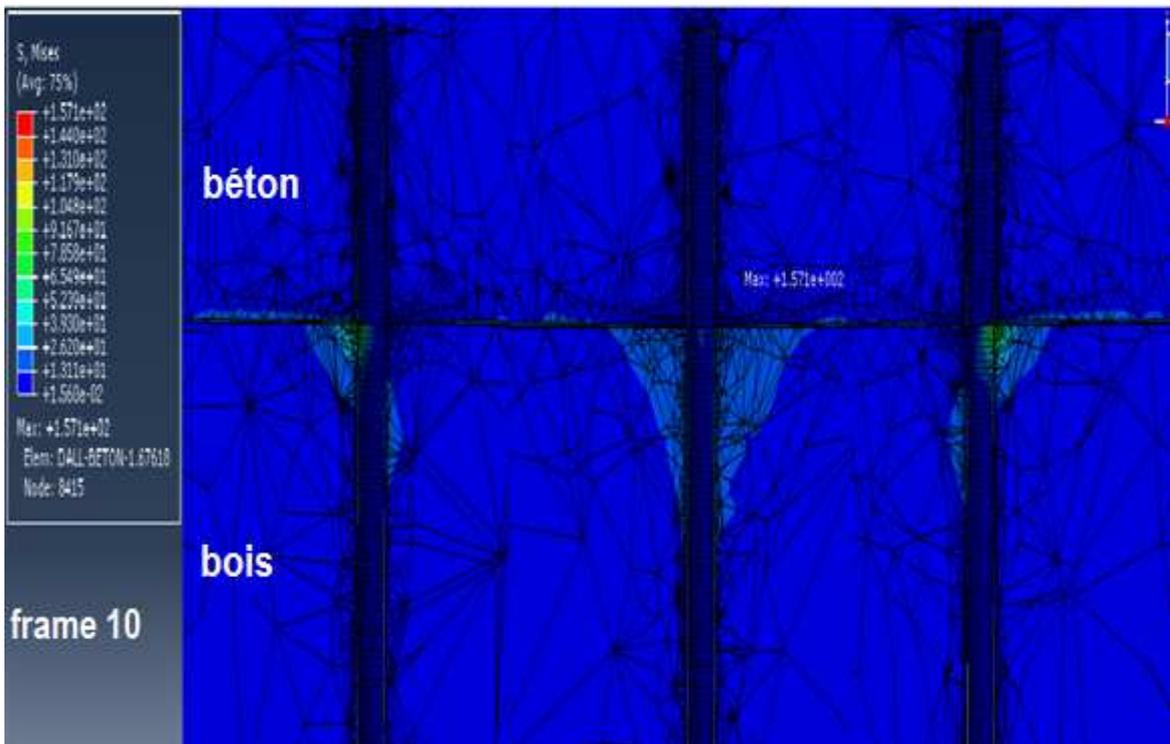
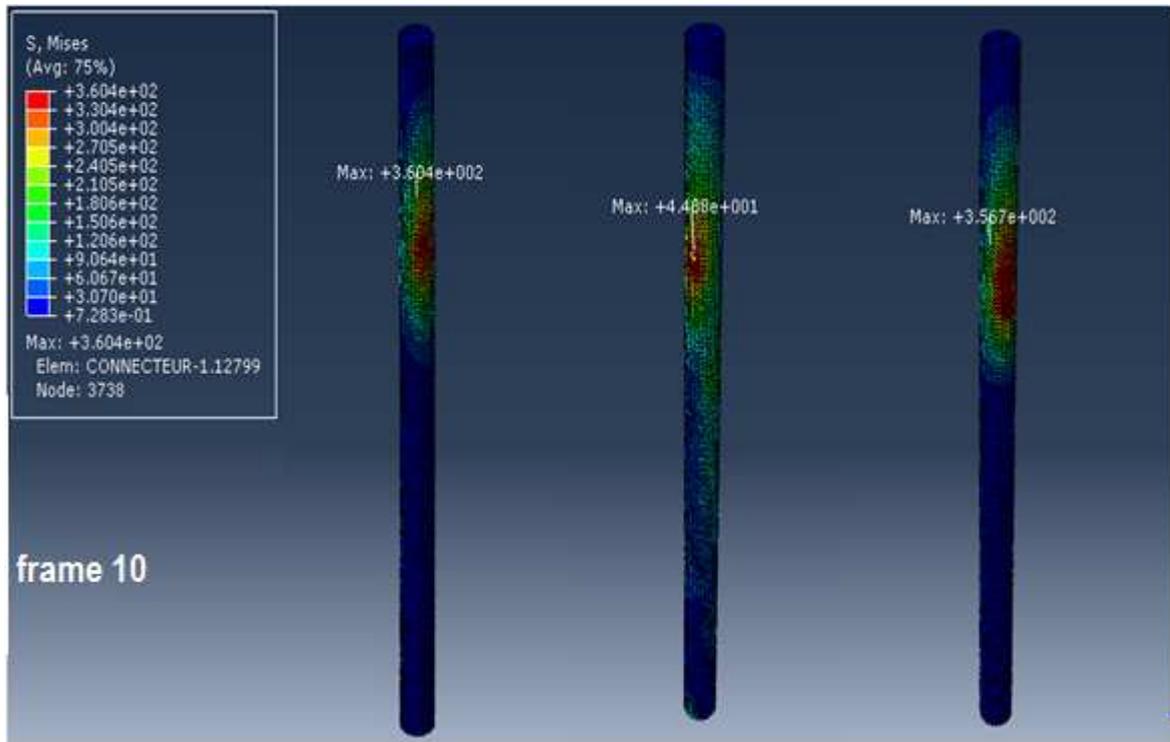
Dans ce qui suit nous reproduisons dans une première partie l'évolution de la distribution des contraintes de Von Mises, des déplacements et des déformations dans les trois éléments constituant la poutre mixte étudiée d'une manière globale, puis nous intéresserons à l'étude locale d'une zone du connecteur de rive en termes de : contrainte de Von Mises, des déformations et des déplacements de cette zone (glissement).

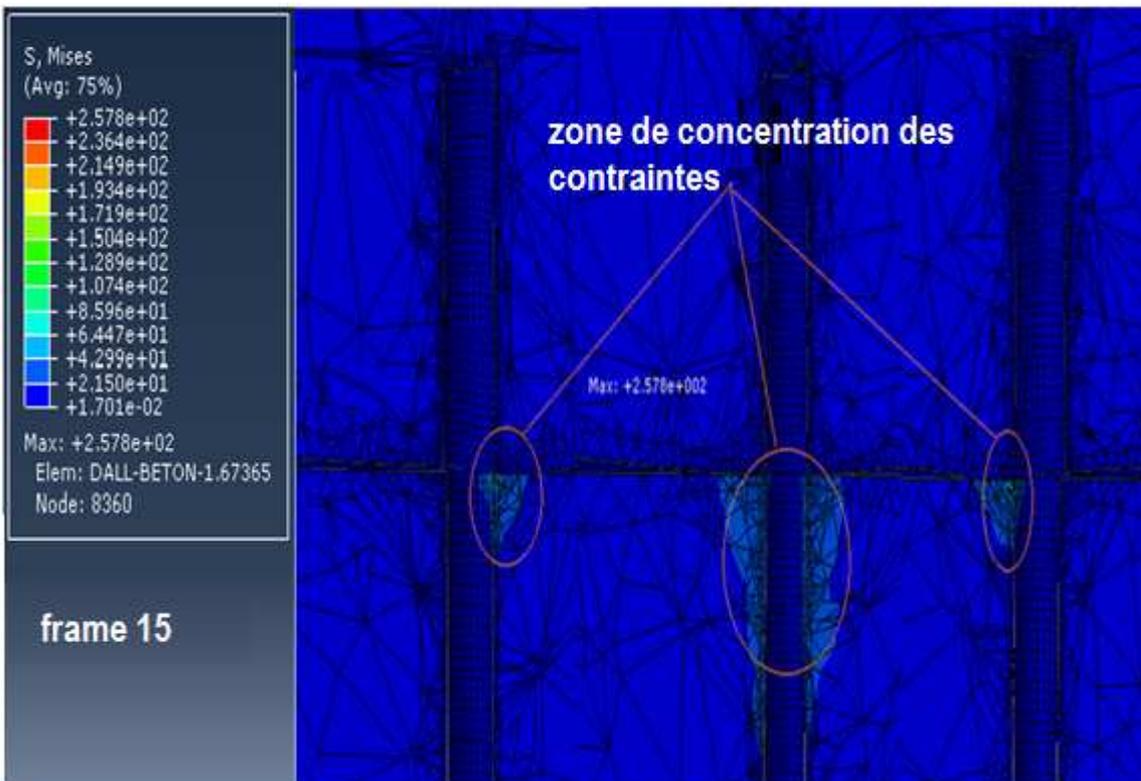
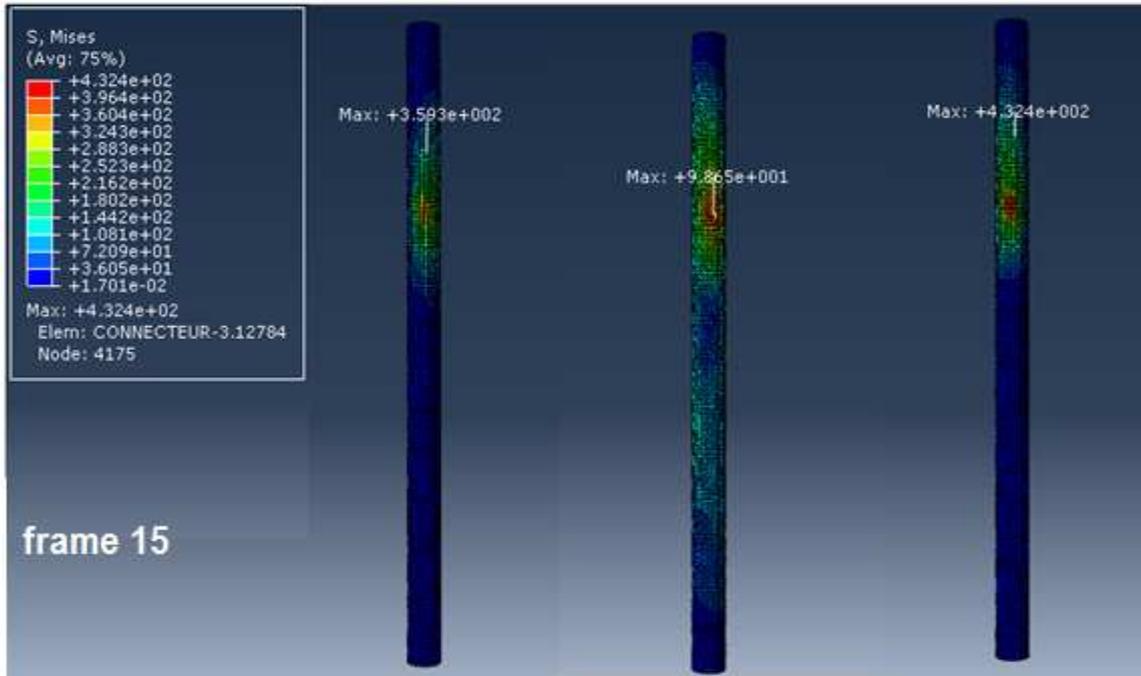
Dans une deuxième partie, nous faisons une étude sur l'influence du nombre des connecteurs participant dans la mixité sur le comportement du système de connexion.

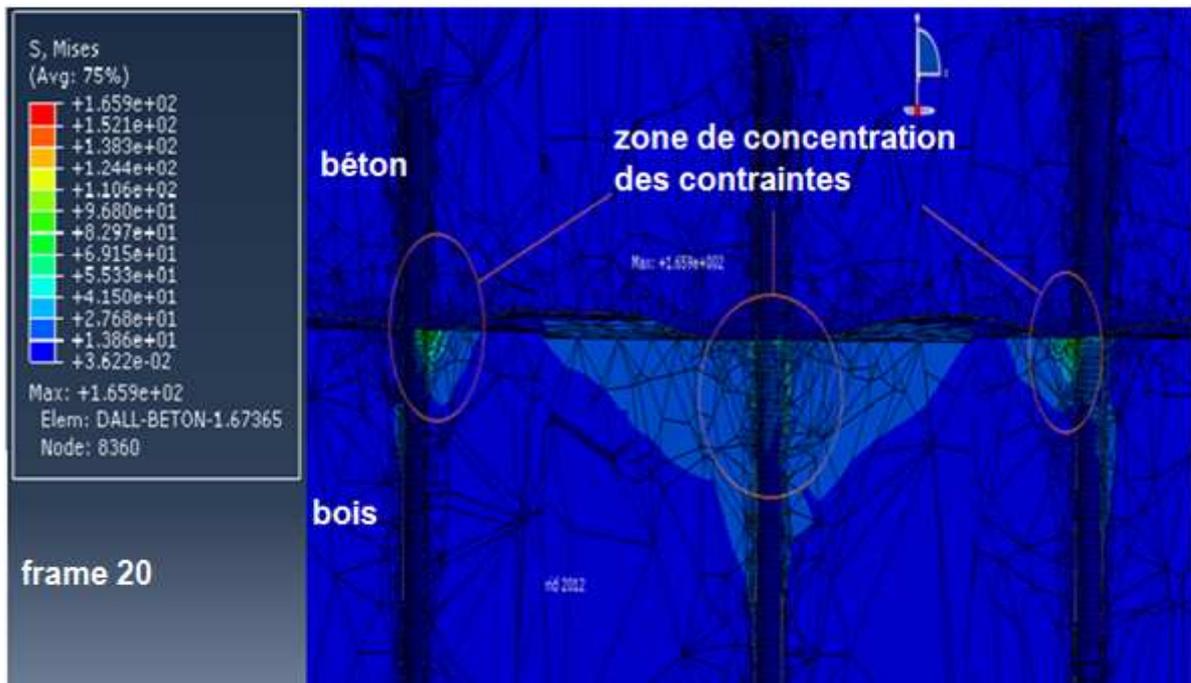
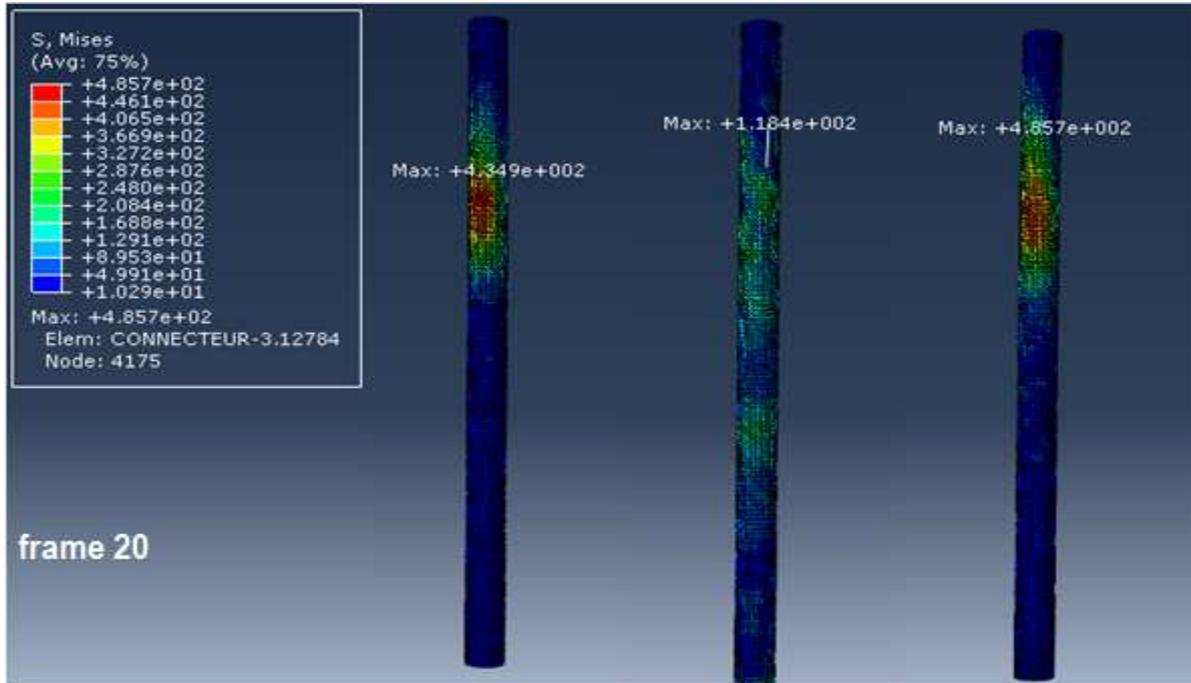
## V.1. Les résultats de la simulation :

### V.1.1. Evolution des contraintes de Van Mises $\sigma$ (MPa):









**Figure V.1** : Propagation des contraintes dans les trois matériaux en fonction du temps de chargement.

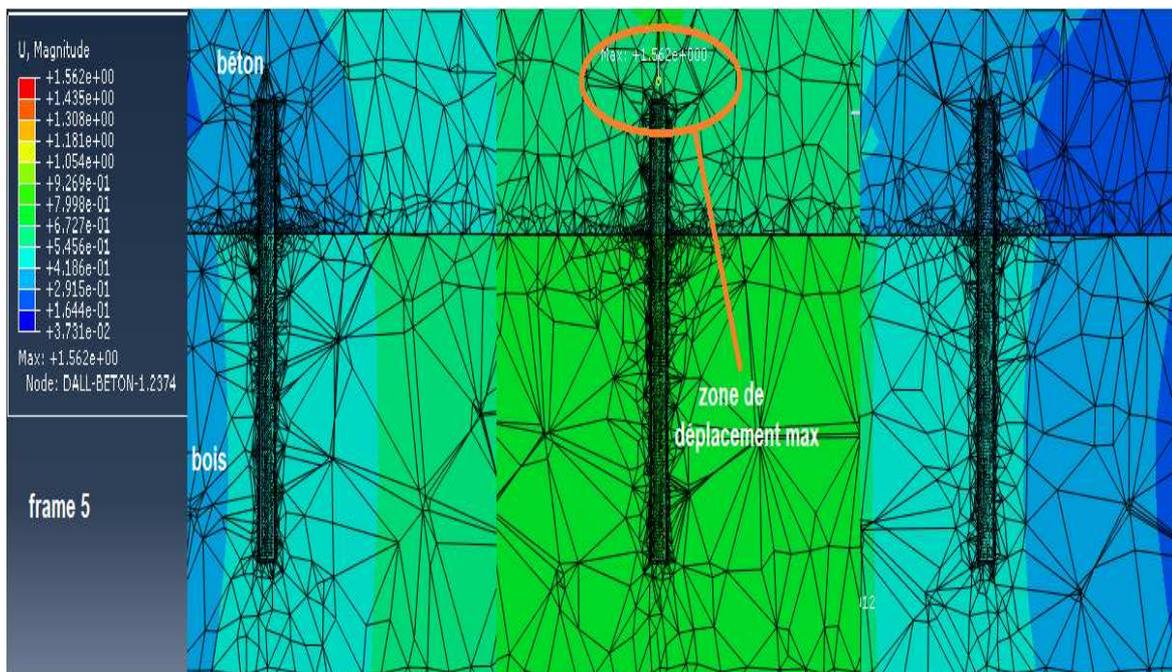
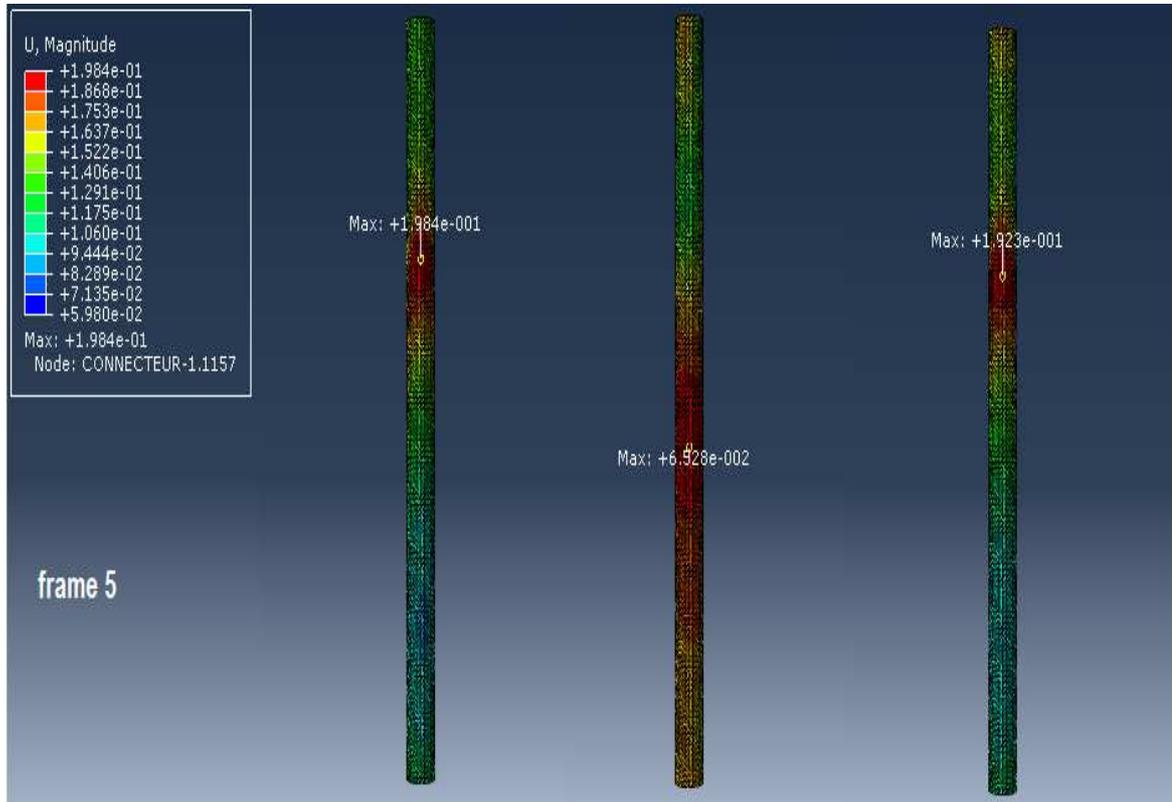
La figure ( V.1) illustre l'évolution des contraintes de Von Mises en fonction du temps de chargement dans les trois matériaux « bois-béton et connecteur », à partir de cette figure on constate que :

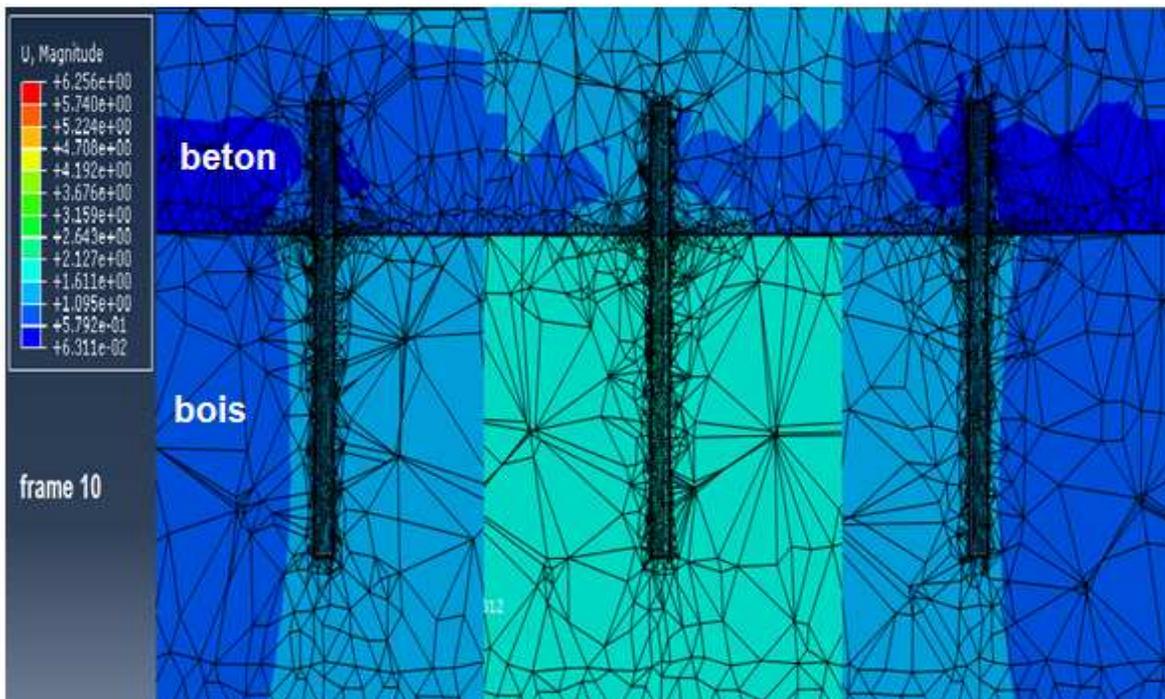
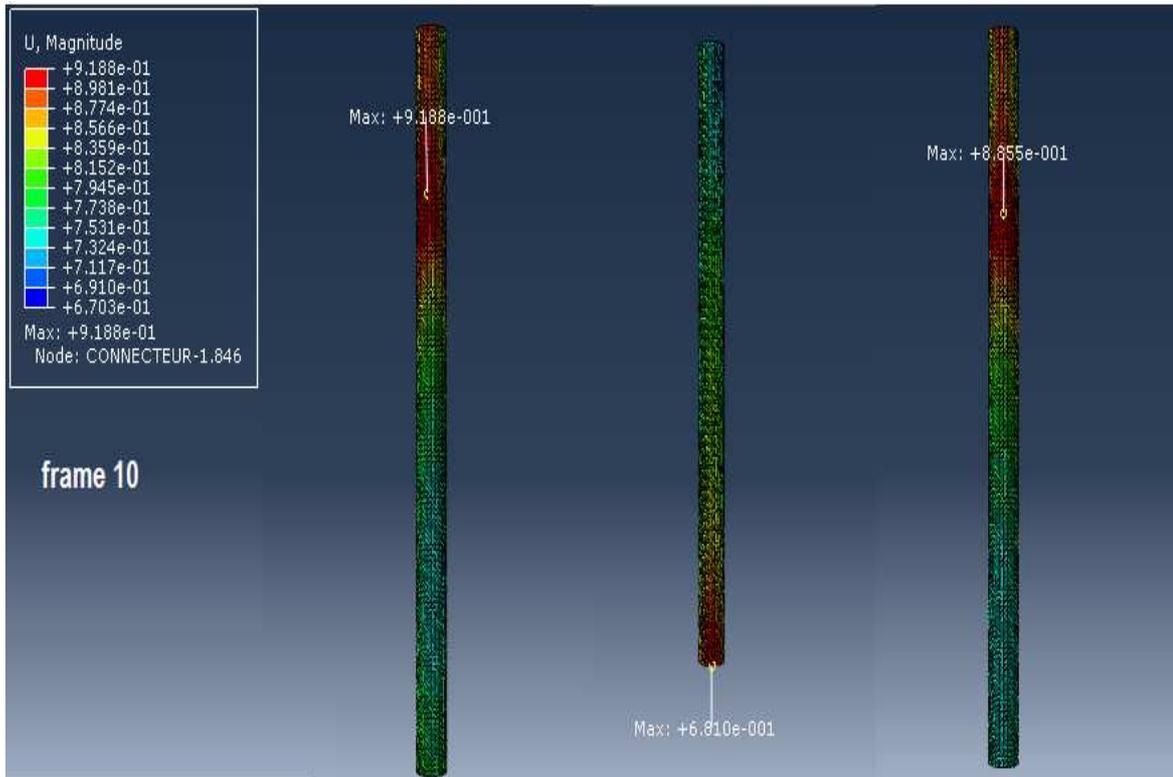
- D'une part les contraintes se développent d'une manière rapide dans les connecteurs par rapport aux autres matériaux (bois et béton), chose qui confirme le rôle jouer par les systèmes de connexion dans la mixité bois-béton .

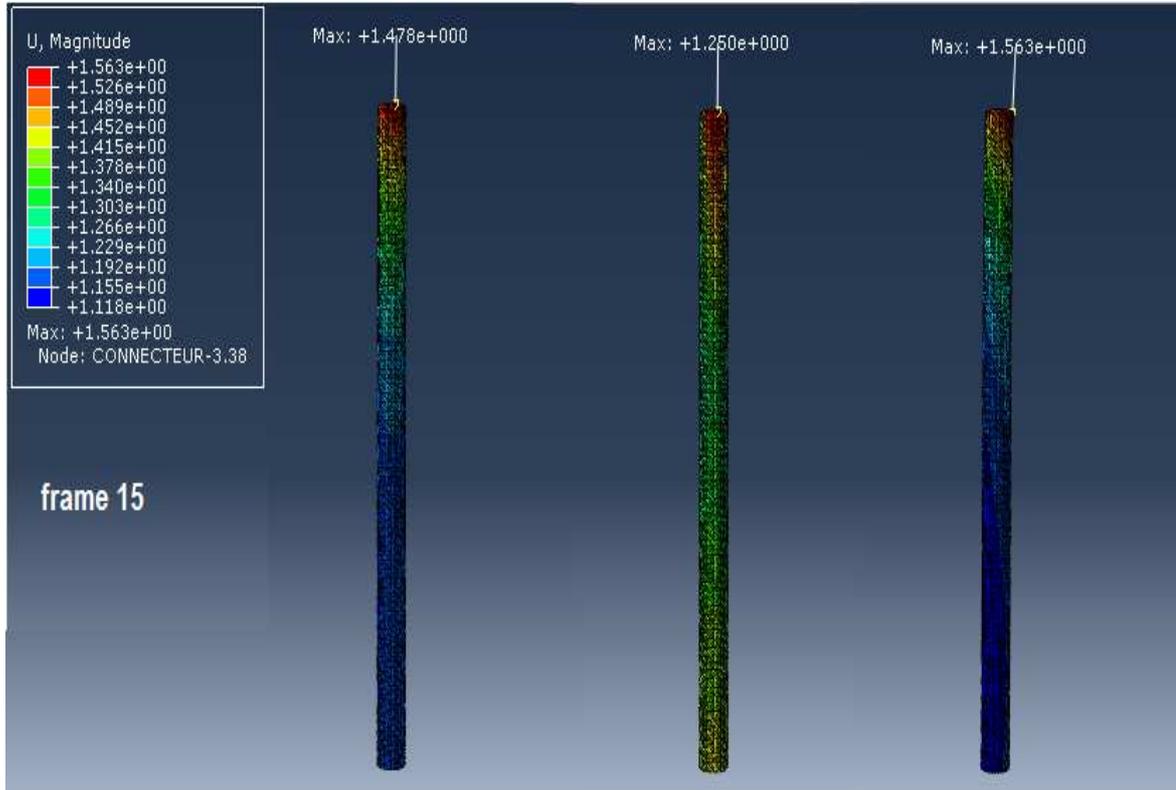
- D'une autre part les contraintes se concentrent dans les connecteurs au niveau de l'interface bois-béton (contraintes max dans les connecteurs à ce niveau), dont les connecteurs de rive reprennent le plus grand pourcentage de ces contraintes par rapport à celui du milieu. Tandis que, dans les deux autres matériaux une petite concentration des contraintes au niveau de l'interface des deux matériaux à proximité des connecteur (dans l'emplacement des connecteurs).

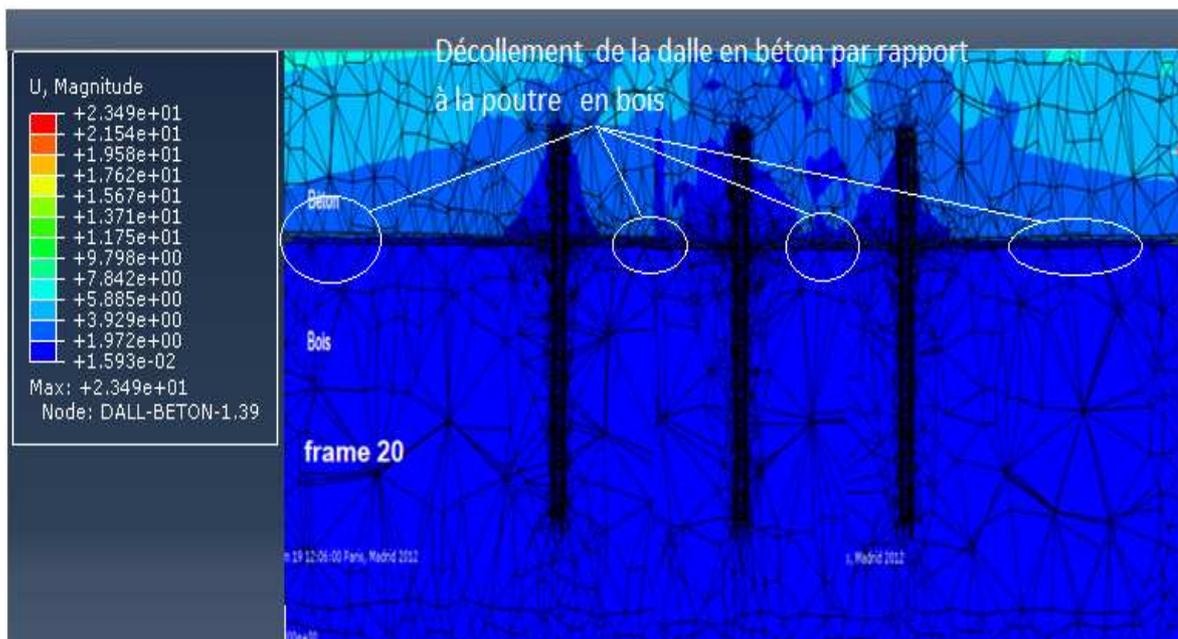
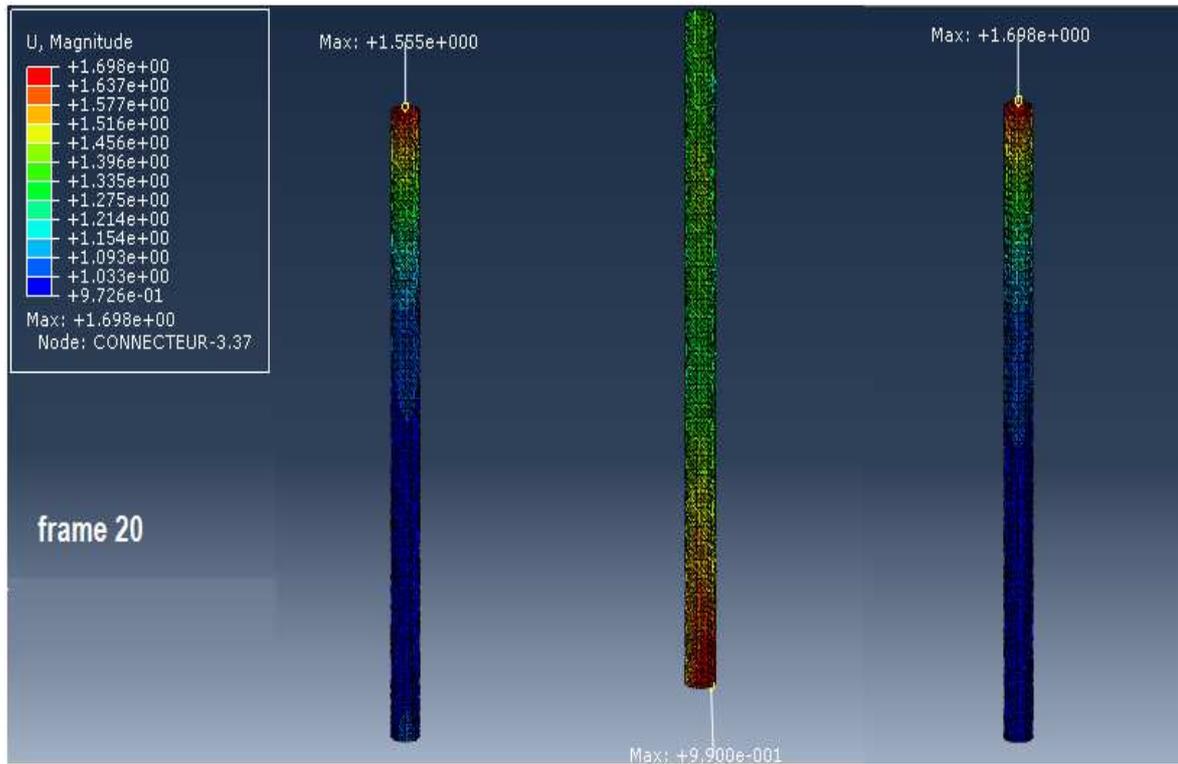
A partir de cette évolution des contraintes observée dans la section mixte bois-béton, on peut dire que l'interface de cette section représente une zone fragile là où la rupture de la poutre mixte peut s'initier selon plusieurs mécanismes.

### V.1.2. Evolution des déplacements:







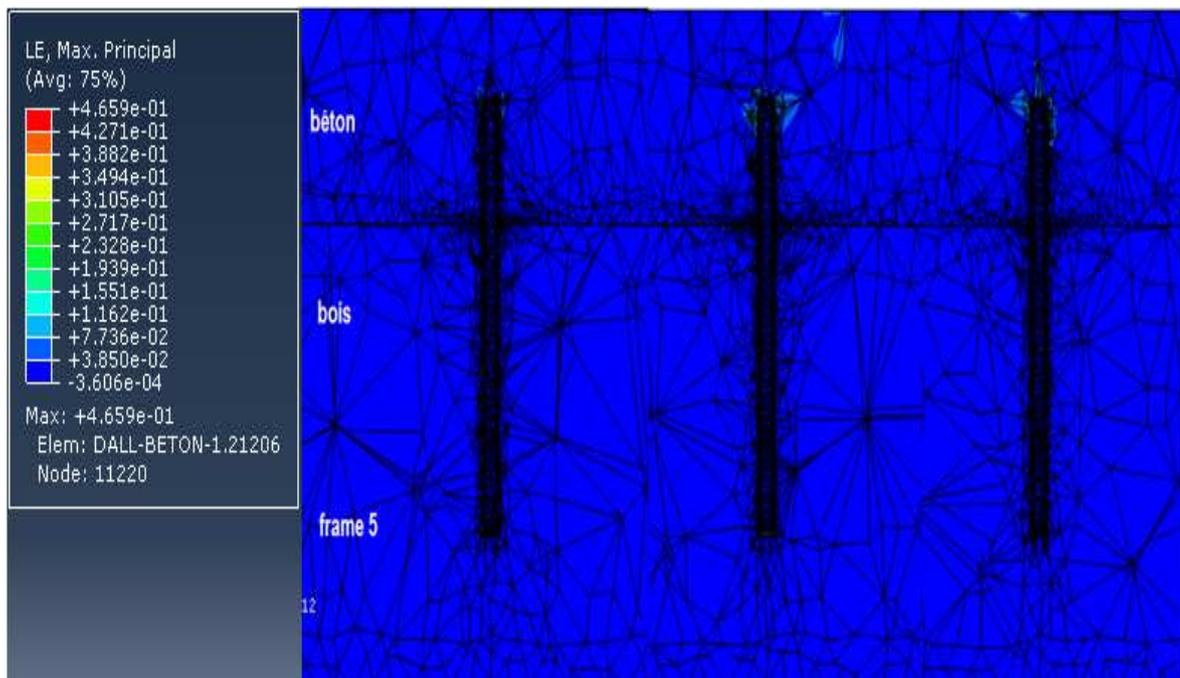
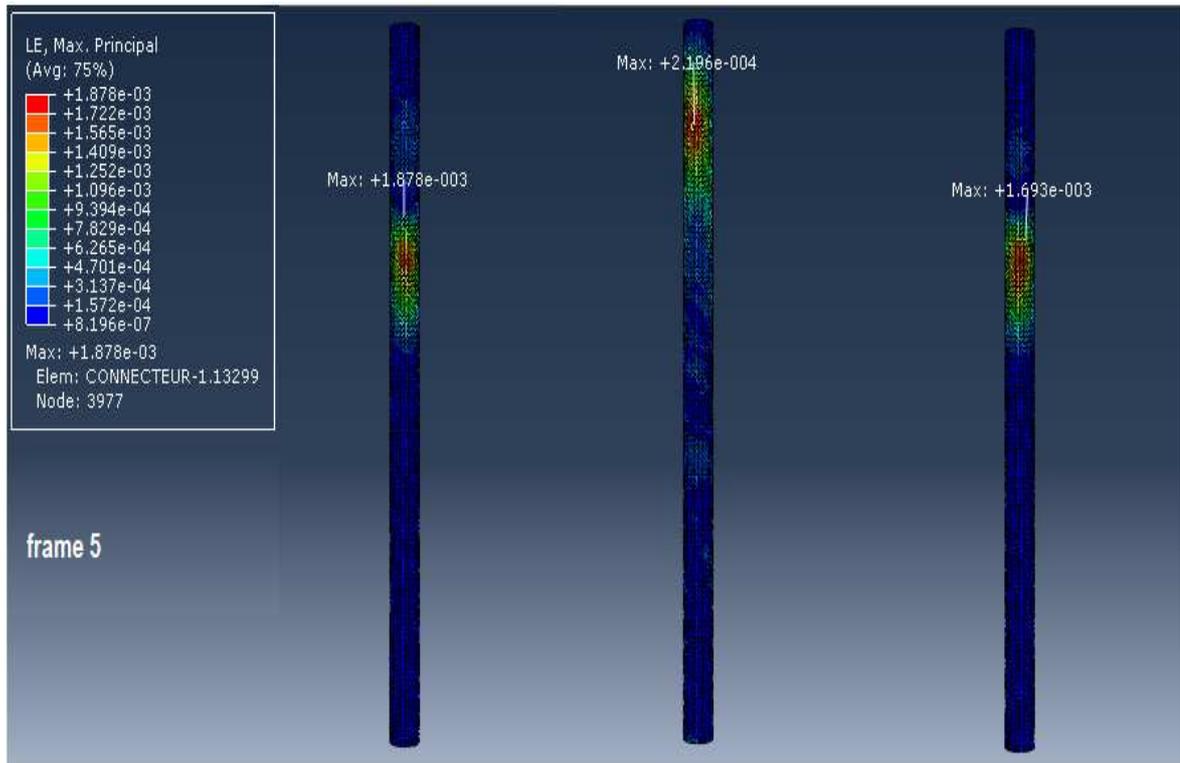


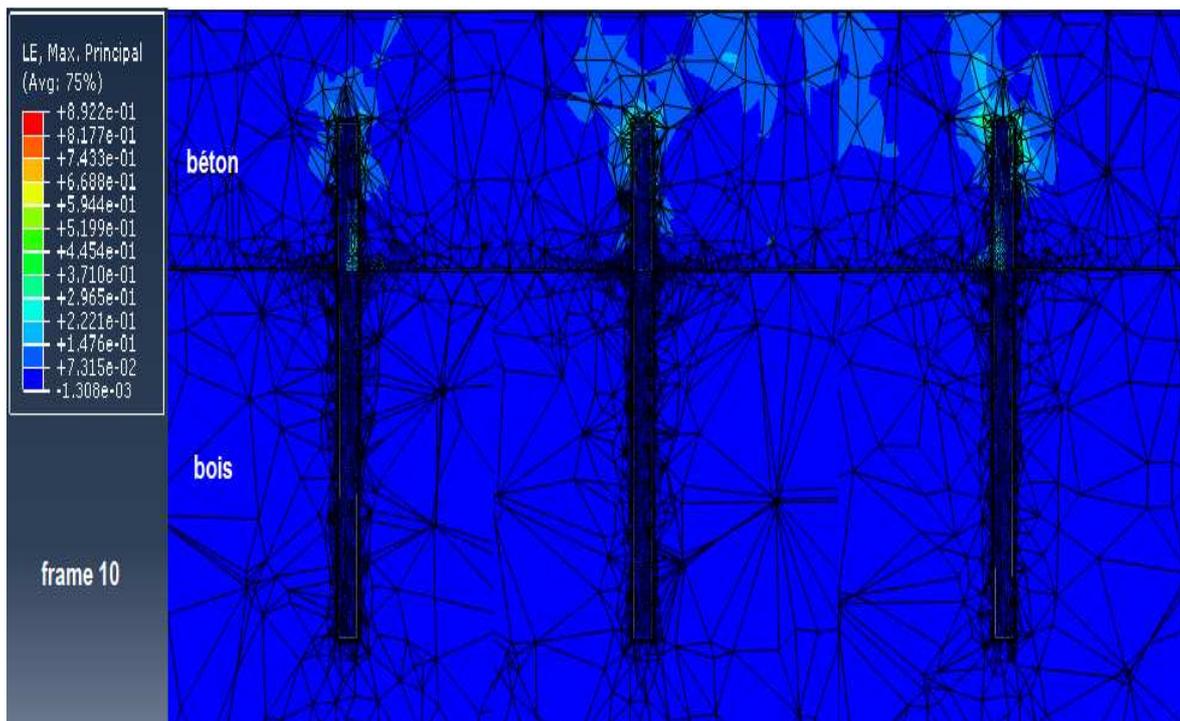
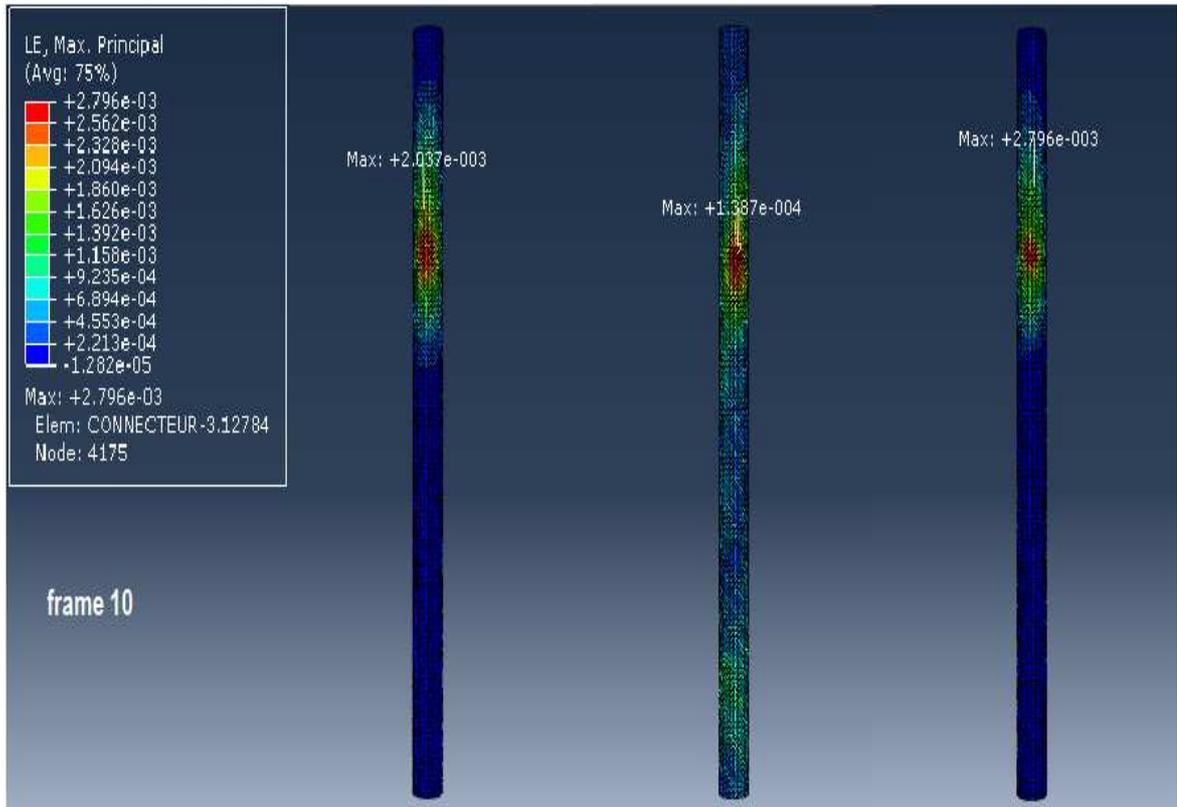
**Figure V.2 :** Propagation des déplacement dans les trois matériaux en fonction du temps de chargement.

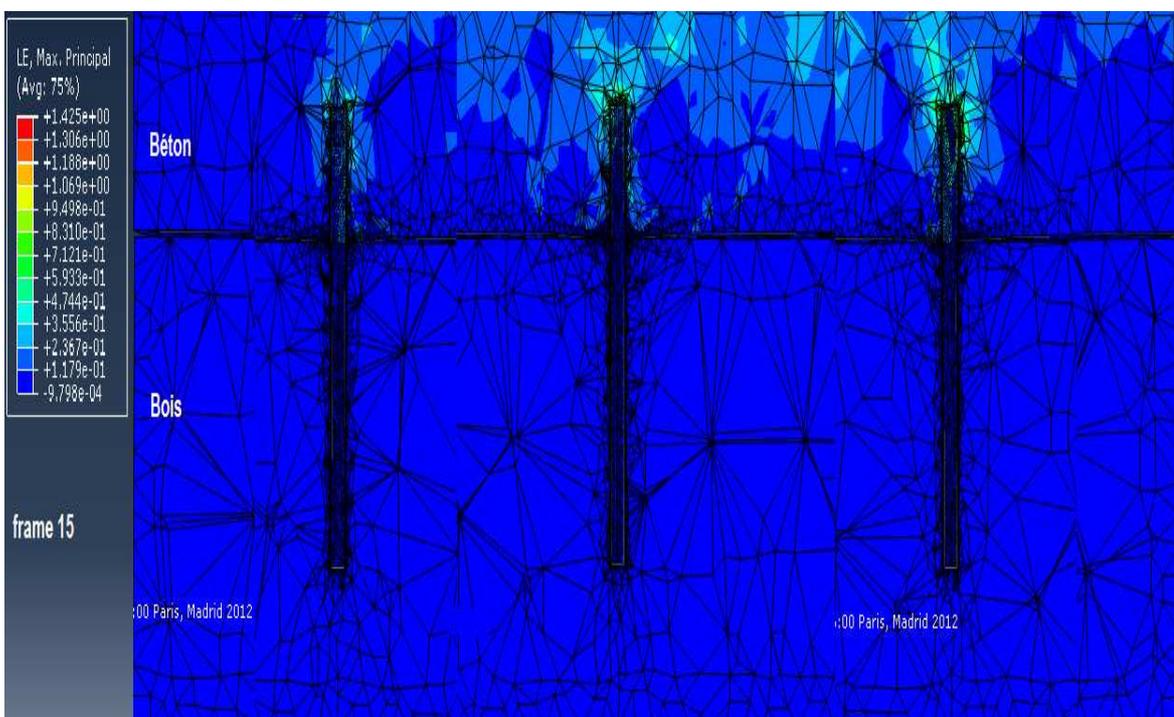
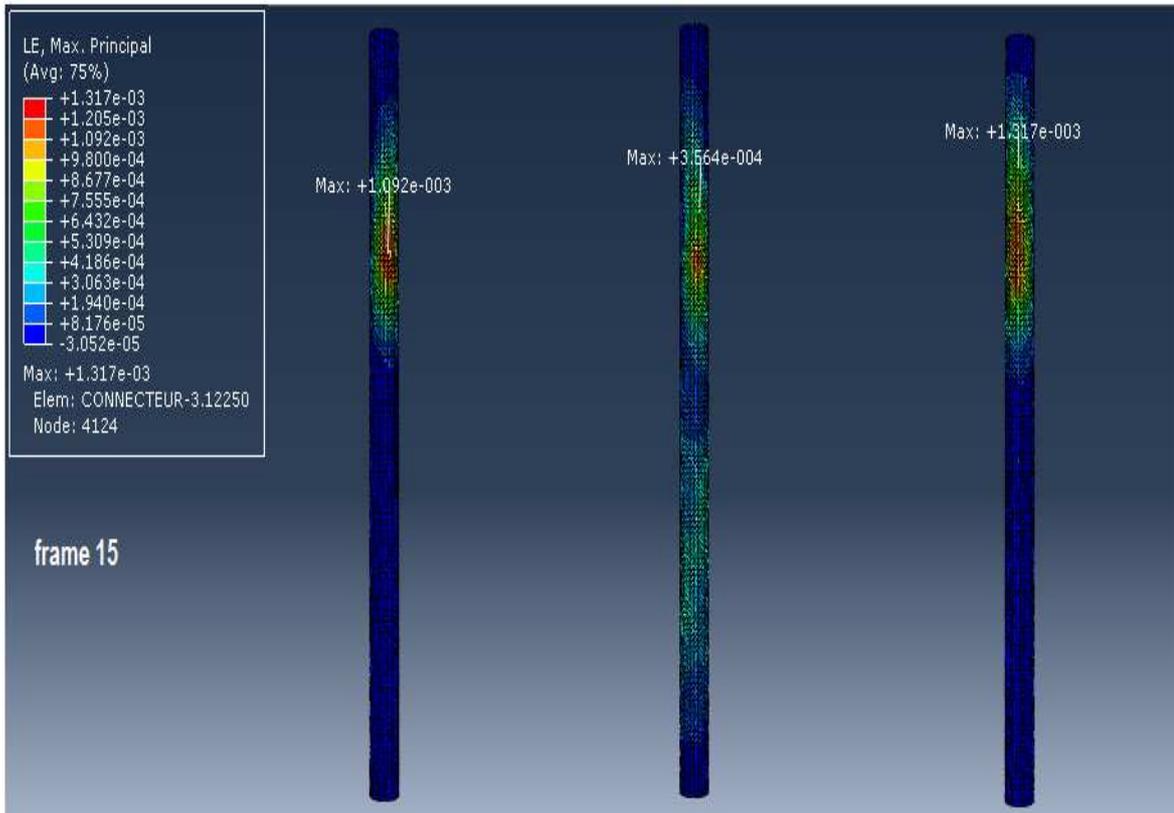
Dans cette figure (V.2) , on remarque que dès le début de chargement le milieu de la poutre subie un déplacement important dans le sens verticale (de l'ordre de  $7.99 \cdot 10^{-1}$  mm) puis il se développe très rapidement pour avoir vers la fin du chargement au frame 20 un déplacement de  $1.07 \cdot 10^1$  mm ; ces déplacement son max dans le béton et le bois par rapport au connecteur. Pour ce qui concerne le déplacement dans les connecteurs, on remarque que au début de chargement les déplacement se concentre au niveau de la zone de l'interface (du frame 0 jusqu'au frame 10), puis à partir de la on observe la propagation des déplacement vers la tête des connecteurs dans la partie béton, ces déplacement dans les connecteur sont du à la variation de la vitesse de propagation des déplacement dans le béton est le bois (causé par la différence de rigidité entre les deux matériaux), chose qui à développe un phénomène de glissement à leur interface.

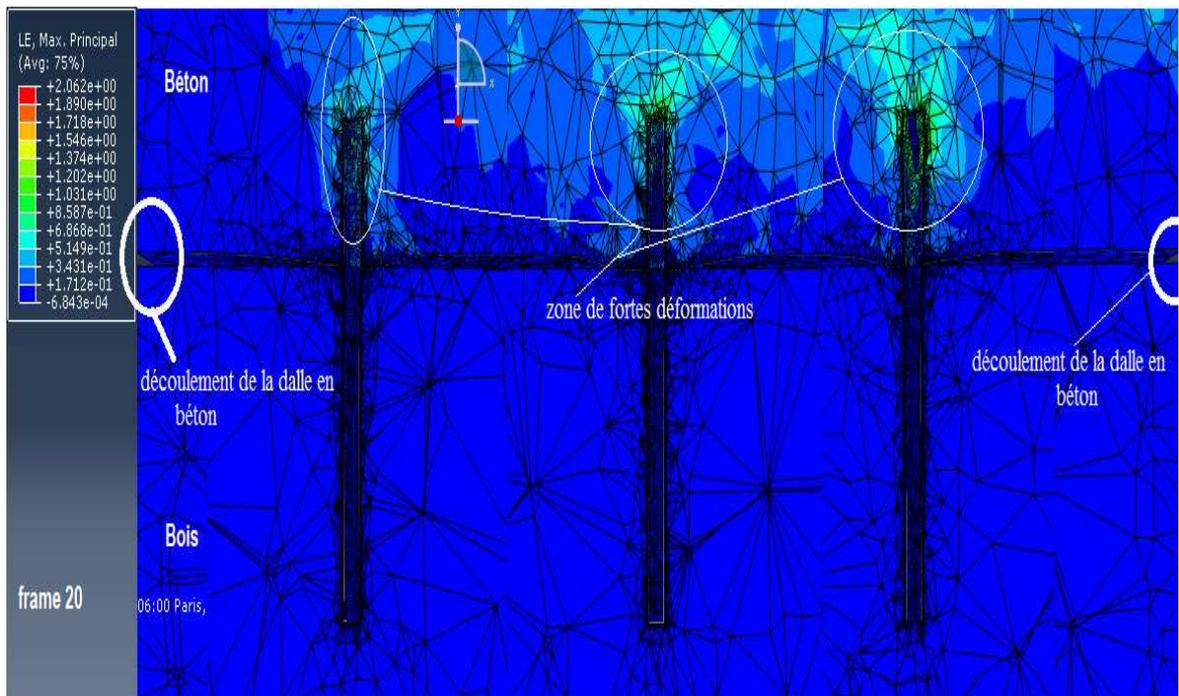
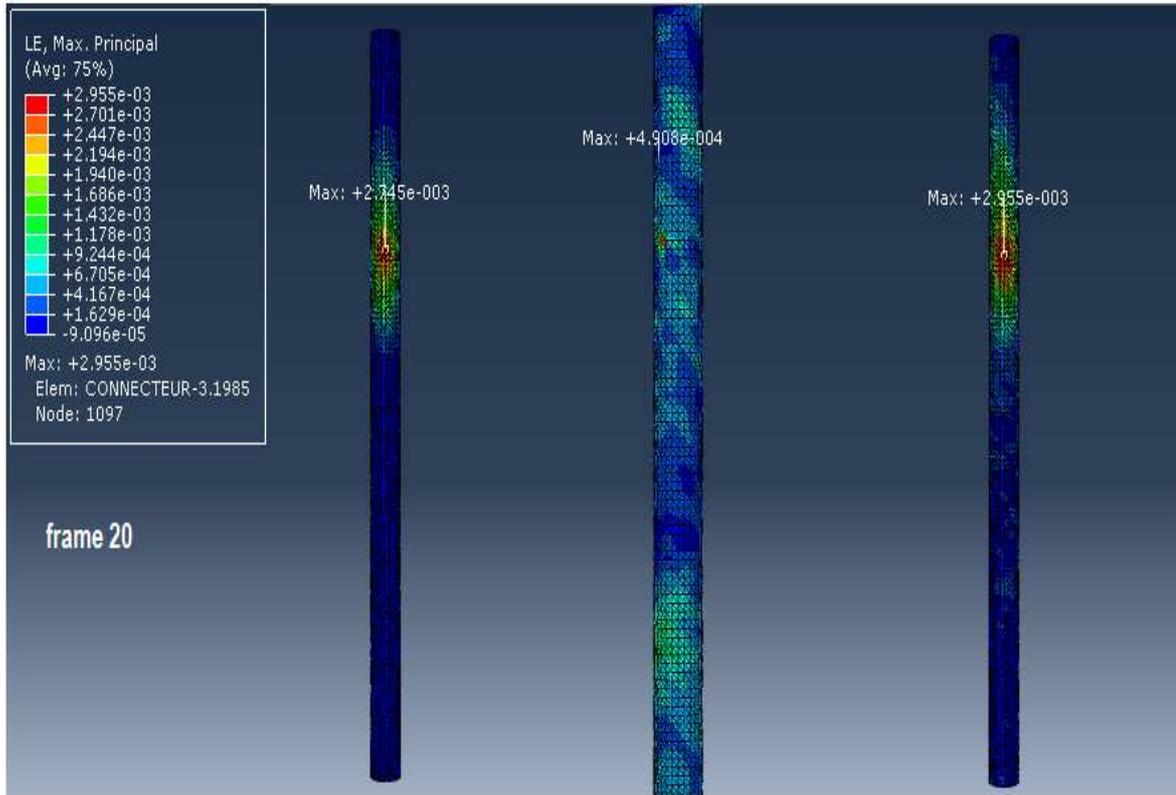
Une autre remarque qui 'est très importante , sur le décollement de la dalle en béton dans la zone non connecté, ceci explique une autre fois le rôle jouer par la connexion dans la stabilité de la poutre et aussi ça participation dans le comportement monolithique de la poutre mixte.

### V.1.3. Evolution des déformation :









**Figure V.3** : Propagation des déformations dans les trois matériaux en fonction du temps de chargement.

A partir de la figure (V.3) qui représente l'évolution des déformation dans le système mixte ; on constate que les déformation se développe rapidement dans le béton que dans les deux autres matériaux, Dans ce matériau on remarque que les déformation se concentre au début de chargement au niveau de la tête de l'emplacement des connecteur puis elles se propage en fonction du temps de chargement dans toute la zone qui entoure le connecteur, la concentration des déformation dans cette zone et du au forte déplacement de la tête du connecteur (à partir du frame 15) , ça d'une part. d'une autre part dans les connecteur les déformations se concentre au niveau du point de l'interface des deux matériaux (bois et béton) chose qui est du au mouvement du glissement des deux surfaces de la poutre mixte (celle du béton par rapport a celle du bois).

Une autre remarque à signalé concernant les deux extrémités de la poutre mixte ou on observe un petit soulèvement de la dalle du béton (au frame 20), chose qui est la résultante des fortes déformations remarque dans le béton à ce moment là.

## V.2. Etude locales des résultats :

Après l'analyse globale des résultats dans la partie précédente, dans cette partie, on s'intéresse au résultat local du modèle simulé. Comme tous les phénomènes observés dans la partie précédente sont concentrés au niveau de la zone de l'interface.

Notre travail consiste à étudier cette zone en terme de :

- Contraintes;
- Déplacement;
- Déformations ;
- Contraintes-déformations ;
- Contraintes – déplacements.

La zone du connecteur étudiée est représentée dans le schéma suivant :

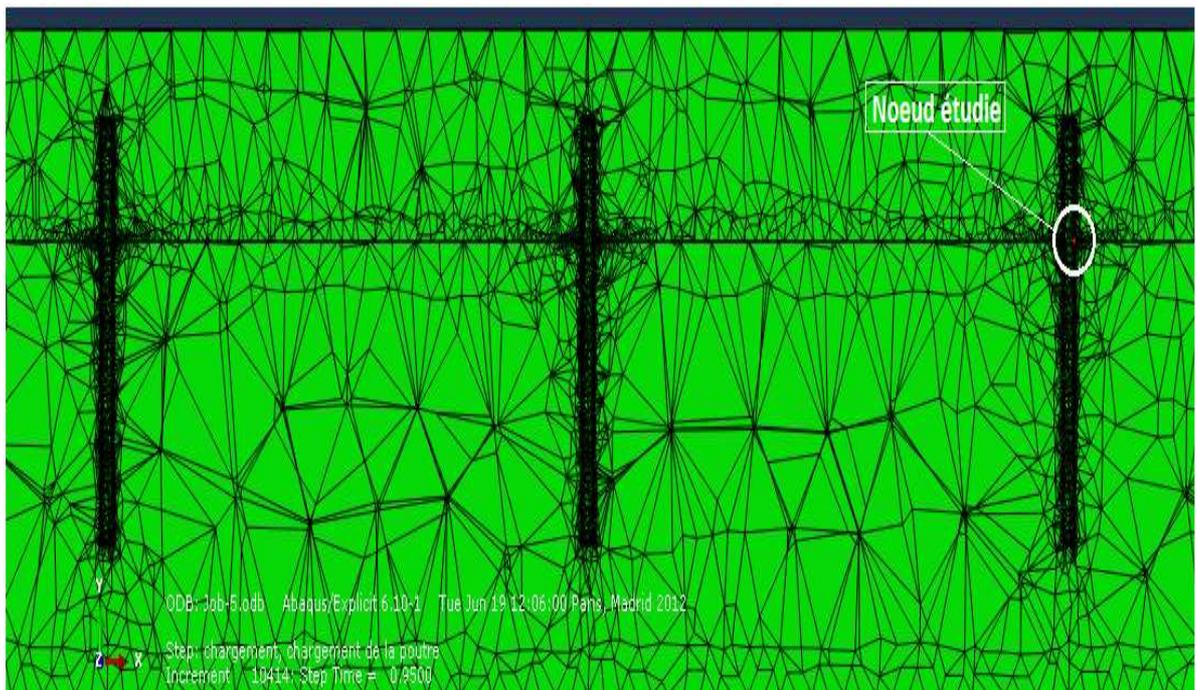
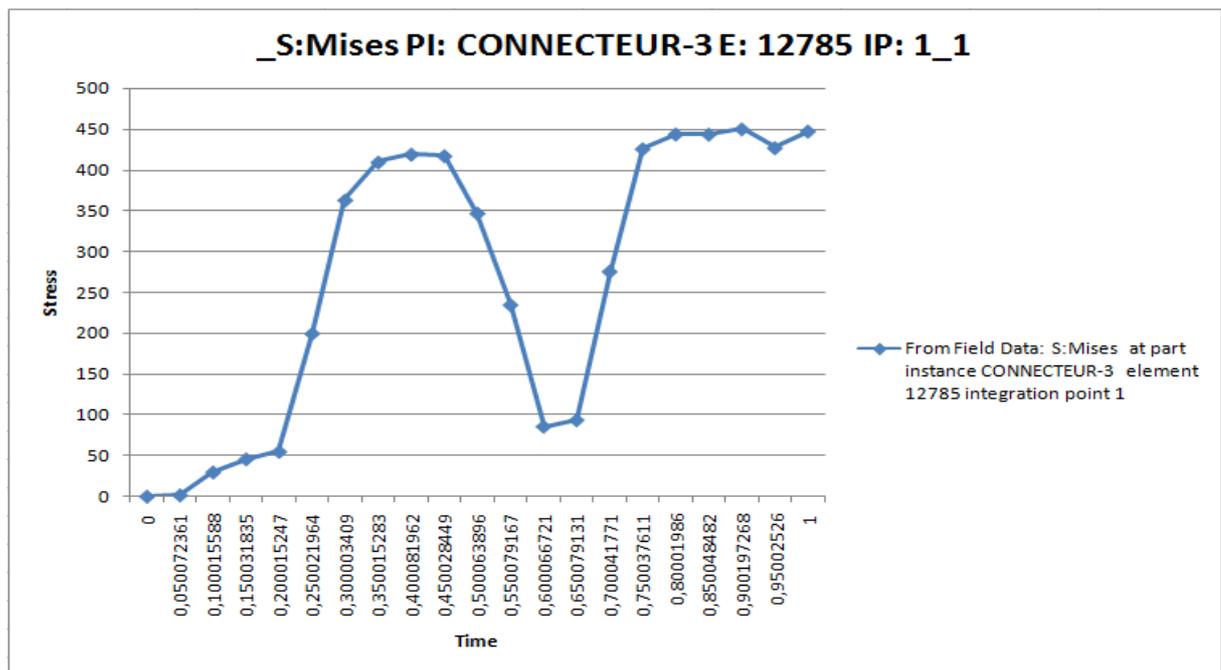


Figure .V.4 : Le noeud étudié

## V.2.1. Interprétations des résultats dans le connecteur :

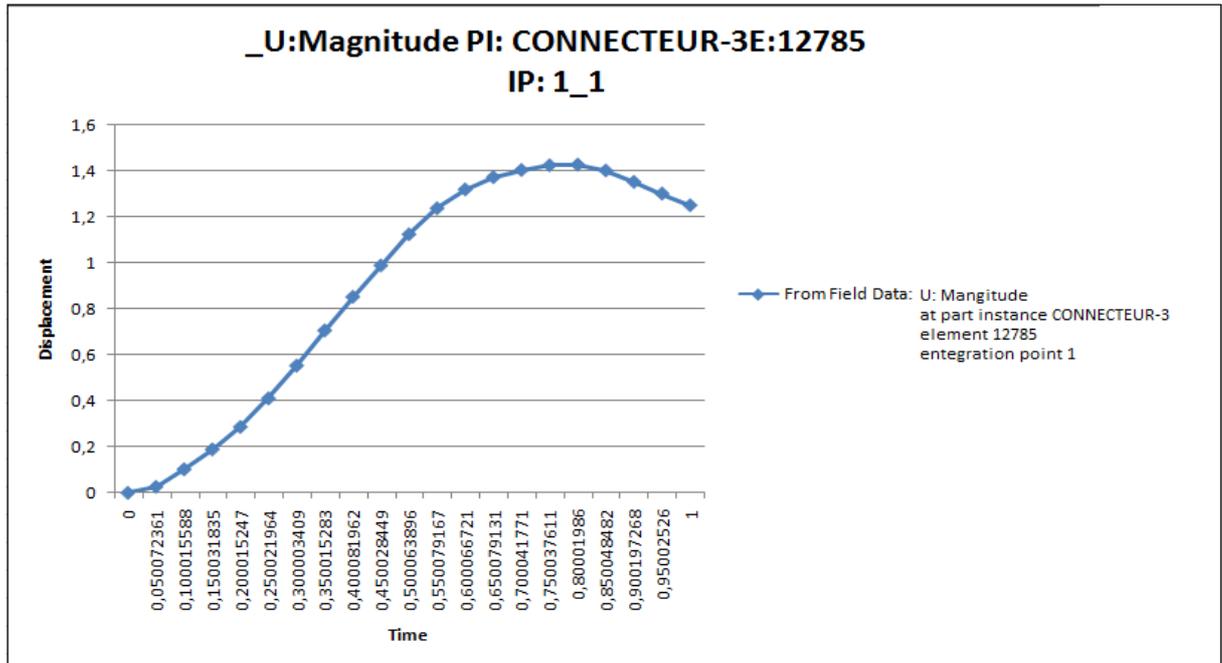
### V.2.1.1. Contraintes de Van Mises :



**Figure V.5 :** variation des contraintes de Van Mises dans le connecteur « 3 » en fonction du temps.

D'après la figure V.5. au début du chargement (0 à 0,05s) les contraintes dans les connecteurs sont nul, à ce moment là c'est le béton qui reprend la totalité du chargement ; puis entre 0,05 et 0,2s on observe une faible transmission du chargement de la dalle du béton vers les connecteur qui commence à reprendre le chargement et aussi le transmettre vers la poutre en bois. A partir de  $T = 0,2s$  jusqu'à  $T = 0,40s$  en remarque un développement rapide des contraintes dans le connecteur (à  $T = 0,2s \rightarrow \sigma = 50$  Mpa,  $T = 0,40s \rightarrow \sigma = 419$  Mpa) cette évolution rapide des contraintes et le résultat de l'endommagement du béton causé par l'apparition et le développement des microfissures aux alentours de la tête du connecteur encasté dans la dalle en béton (dégradation de la rigidité du béton sous forte chargement  $\sigma \approx 420$  Mpa), puis à partir de  $T = 0,45$  on observe une chute des contraintes dans les connecteurs causé par la perte de rigidité dans cet organe sous chargement important (au-delà de  $\sigma = 420$  Mpa c'est la plastification totale du connecteur).

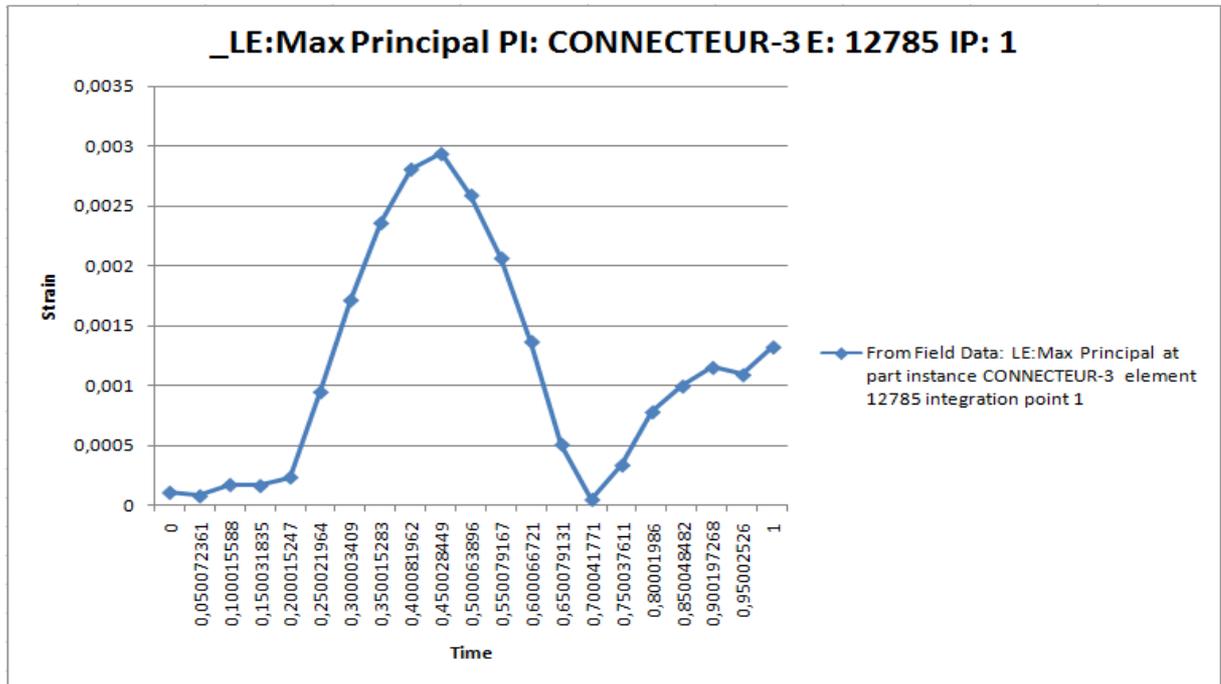
## V.2.1.2. Déplacement :



**Figure V.6 :** variation des déplacements dans le connecteur « 3 » en fonction du temps.

Dans cette courbe on remarque que entre  $T=0$  et  $T=0,05s$  le connecteur ne subit aucun déplacement du moment que il n'est pas encore sollicité, à partir de  $T=0,05s$  jusqu'à  $T=0,6s$  la courbe déplacement – temps prend une allure presque linéaire et le connecteur subit une variation de déplacement rapide de 0 à 1,3 mm, qui est le résultat de développement rapide des contraintes dans le connecteur. Au-delà de 0,6s on observe un changement dans l'allure de la courbe qui devient non linéaire et on remarque que le développement des déplacements en fonction du temps commence à ralentir. Puis à partir d'un déplacement max de 1,425 mm qui correspond à  $T=0,8s$  la courbe commence à prendre une allure descendante signifiant la rupture du connecteur.

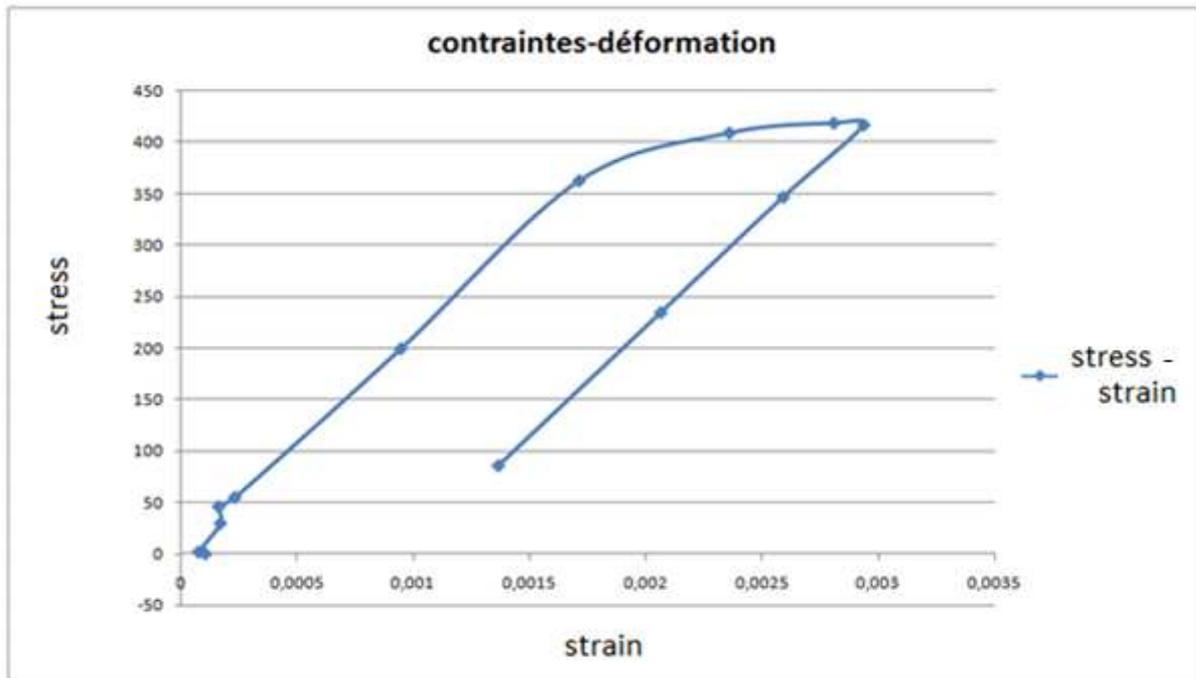
### V.2.1.3. Déformations :



**Figure V.7 :** variation des déformations dans le connecteur « 3 » en fonction du temps.

La figure (V.5) nous montre l'évolution des déformation dans le connecteur 3 ( de rive). à partir de cette courbe on constate que l'évolution des déformation dépend de l'évolution des contraintes dans le connecteur pour cela , le développement des déformation entre  $T=0$  et  $T=0.2s$  est presque nul , il se progresse d'une manière très lente ( il reproduit le cas des contrainte à cet intervalle). à partir de  $T= 0.2s$  jusqu' à  $T = 0.4s$  on remarque que la courbe prend une allure linéaire et que les déformations évolue d'une manière très rapide ( de  $\varepsilon = 0.0005$  à  $\varepsilon = 0.0028$  ) , la déformation dans le connecteur atteint le max  $\varepsilon = 0.0029$  à  $T = 0.45s$  et à partir de là la courbe prend une allure descendante, ce temps  $T = 0.45s$  correspond à la chute des contrainte dans le connecteur qui signifie la rupture de ce dernier.

## V.2.1.4. Contraintes - Déformations :

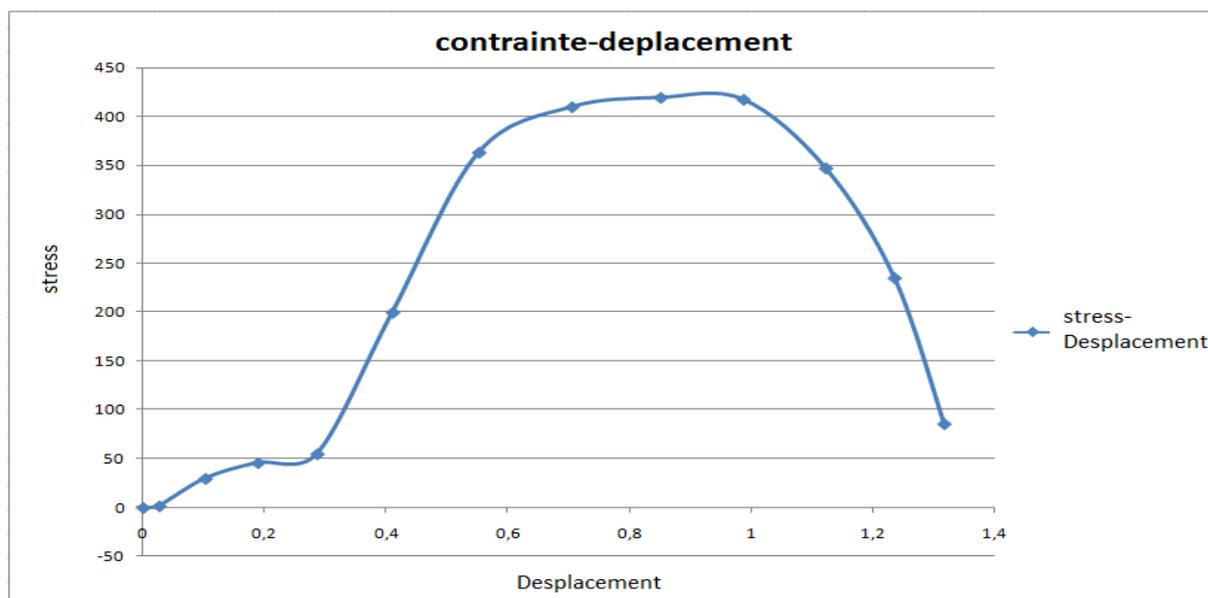


**Figure V.8** : courbes contraintes déformations dans le connecteur « 3 »

Dans cette figure on remarque que, pour une valeur de contrainte «  $\sigma$  » inférieure à 360 Mpa et une déformations «  $\varepsilon = 0.00171$  » la courbe prend une allure presque linéaire, ce qui signifie que le connecteur dans cette intervalle travaille dans le domaine élastique.

A partir d'un taux de déformation de l'ordre de «  $\varepsilon = 0.00171$  » la courbe commence à change sont allure pour devenir non linéaire, ce qui traduit que les connecteur entre dans leur domaine plastique. à la limite de ce domaine (  $\varepsilon = 0.0029$  ) on remarque une chute brusque dans les contraintes accompagnée par le même phénomène dans les déformations, ce qui correspond à la rupture du connecteur.

## V.2.1.5. Contraintes – Déplacement :



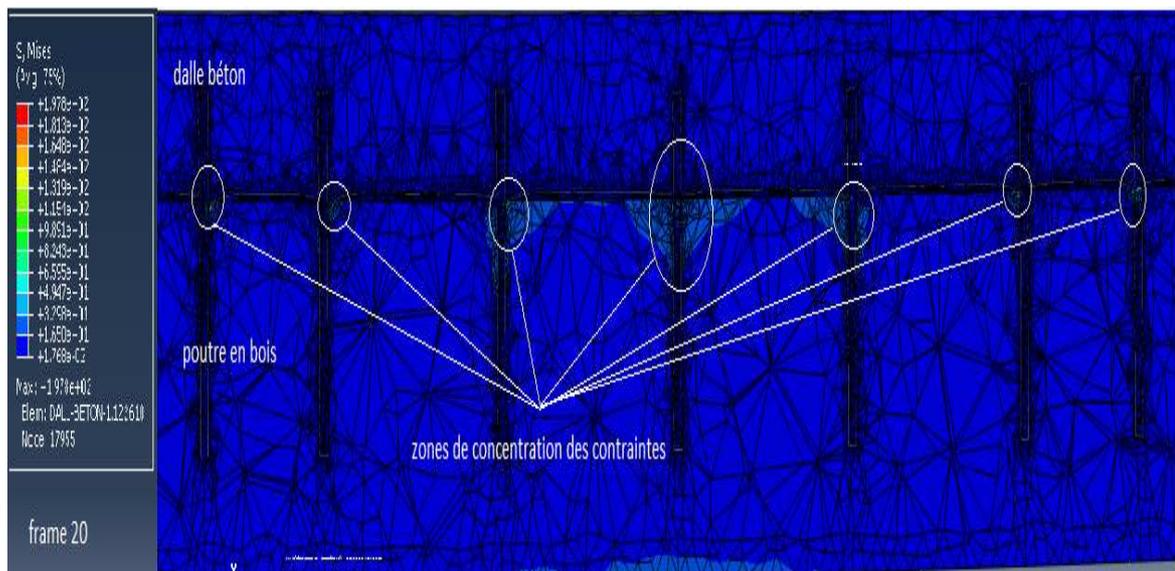
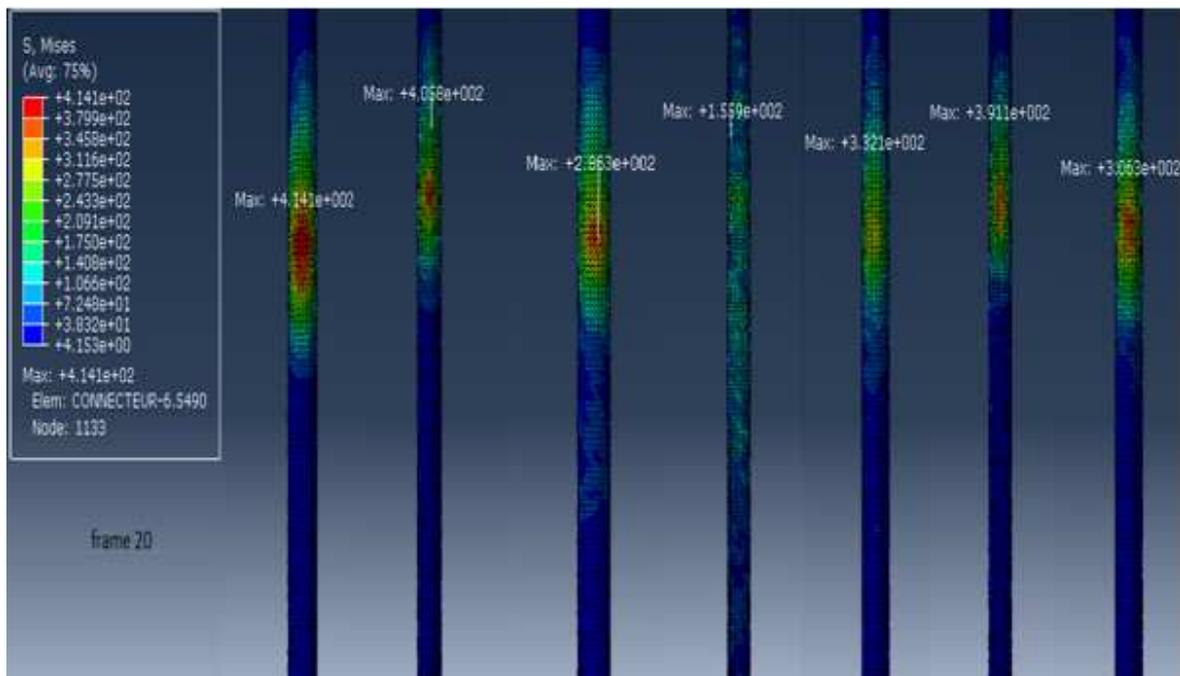
**Figure V.9** : courbes contraintes déplacement dans le connecteur « 3 ».

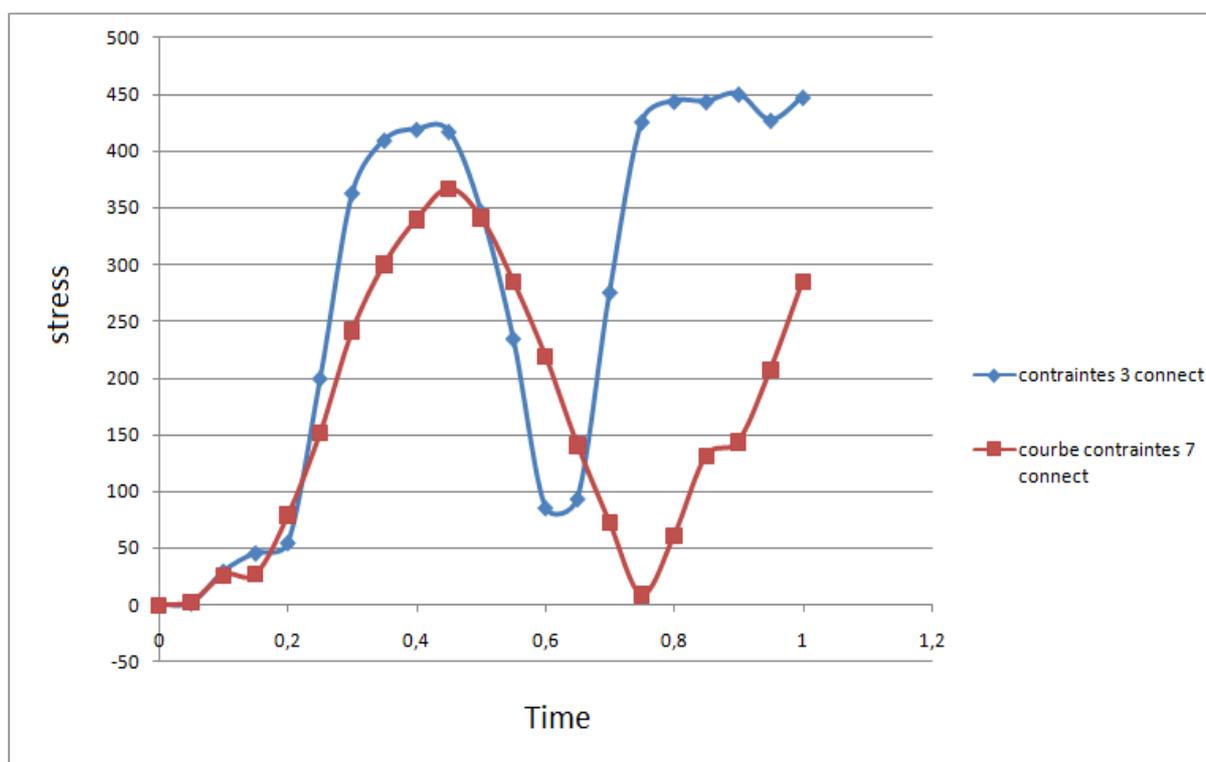
La courbe (V.7) illustre le développement des déplacements en fonction des contraintes dans le connecteur « 3 » ( de rive). cette courbe présente 3 paliers :

- Dans le premier palier on remarque que pour des contraintes  $\sigma \leq 50\text{Mpa}$  on a des petits déplacements dans le connecteur ( $\varepsilon \leq 0.3\text{mm}$ ).
- Le deuxième palier présente une évolution très rapide des contraintes ( de 50Mpa à 360 Mpa) dans un intervalle de déplacements 0.3mm, et d'une autre part les petit déplacement du connecteur ( de 0.3 à 0.6mm) ce qui signifie la bonne rigidité du connecteur.
- Dans le troisième palier de la courbe on remarque que l'évolution des contrainte devient plus lent ( de 360mpa à 420Mpa) pour un déplacement du connecteur de 0.4mm ( de 0.6mm à 1mm) et au de là de 1mm on constate une chute dans les contrainte repris par le connecteur ce qui signifie une perte dans sa rigidité . d'une autre parts la chute des contrainte et accompagné par l'évolution de déplacement jusqu'à la rupture totale du connecteur qui correspond à un déplacement de 1.3 mm à l'interface bois béton .

### V.3. Influence du nombre de connecteurs sur leur comportement dans la mixité bois-béton :

#### V.3.1. sur l'évolution des contraintes de Van Mises :



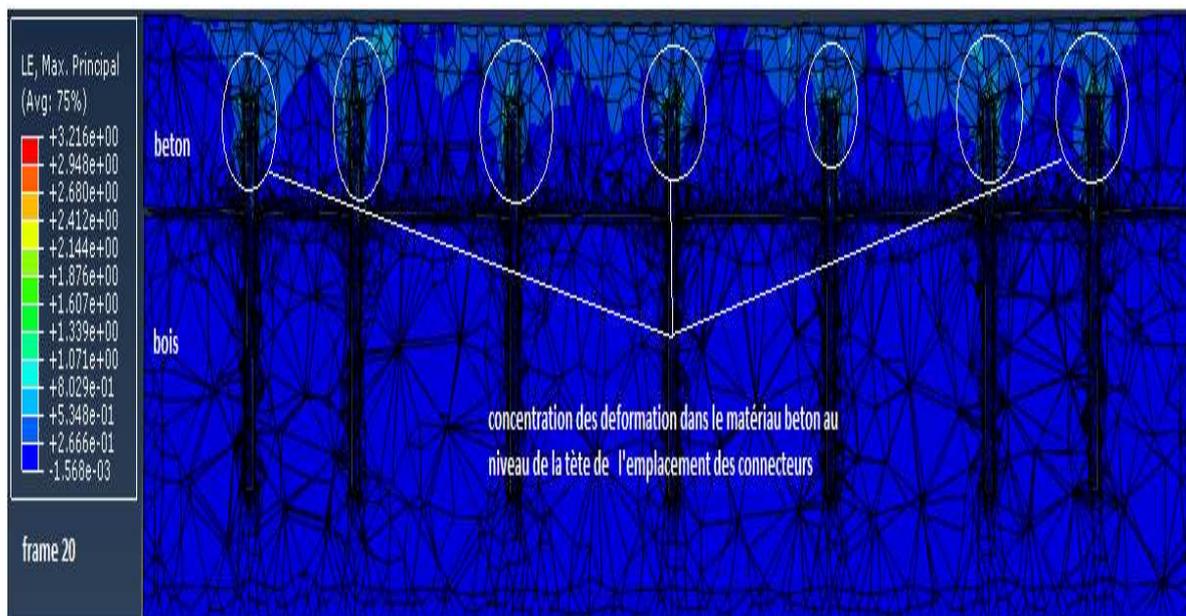
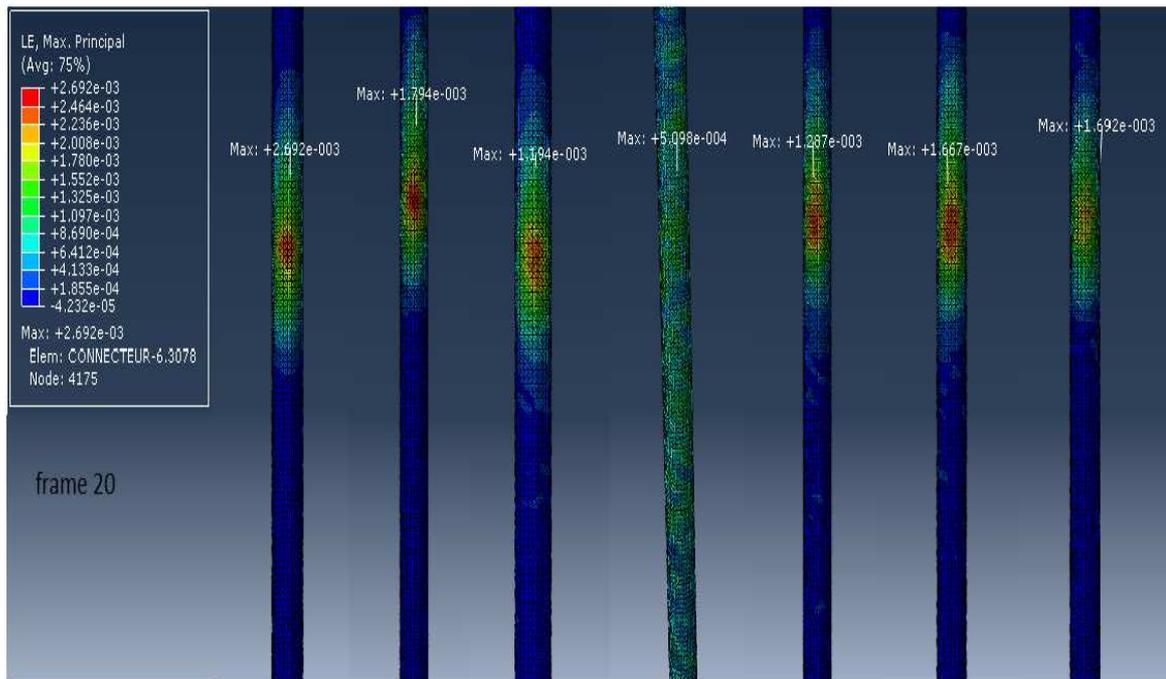
**Figure V.10 a :** Propagation des contraintes dans les trois matériaux dans le cas des 7 Connecteurs (dans les frame 20).**Figure V.10 b :** Propagation des contraintes en fonction du temps de chargement dans les deux cas (3 et 7 connecteur).

Dans la figure (V.10 a) on remarque que malgré que les contraintes se concentrent toujours comme dans le premier cas de connexion (avec 3 connecteur) dans les connecteurs de rive au niveau de l'interface, mais on constate une diminution de ces contraintes d'environ 15% par rapport au premier cas de connexion. On remarque aussi une répartition équitable des contraintes autour du connecteur du milieu qui 'est le moins sollicité ; et concernant les deux autres éléments (la dalle en béton et la poutre en bois) on remarque aussi une diminution des contraintes à leur niveau.

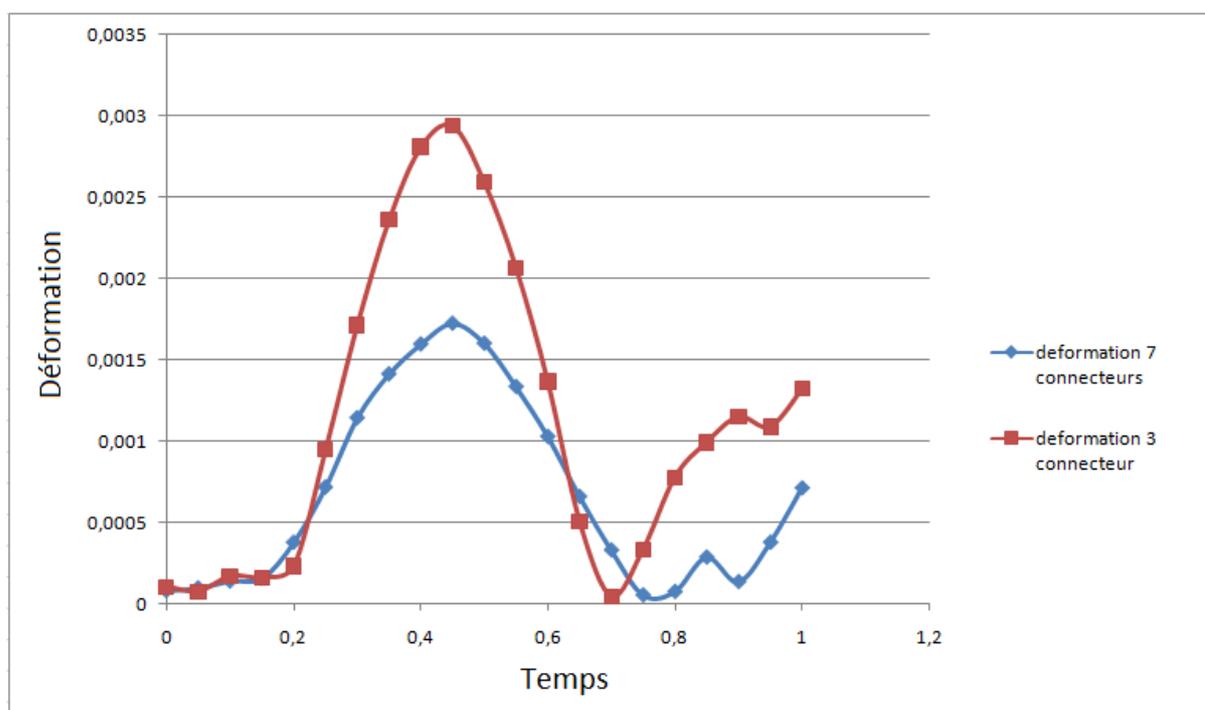
D'une autre part, la courbe de la figure (V.10 b) illustre le développement des contraintes en fonction du temps dans les deux cas de connexion, ou on constate que la propagation des contraintes dans le connecteur étudié est très lente dans le cas des 7 connecteurs par rapport à celui de la connexion avec 3 connecteur chose qui est logique vu la redistribution des contraintes sur les autres connecteurs de plus (4 connecteurs de plus par rapport au premier cas). Le connecteur étudié dans le deuxième modèle étudié et sollicité au maximum à  $T = 0,45s$  avec une contrainte «  $\sigma = 366 \text{ Mpa}$  » par contre dans le premier cas le connecteur au même moment ( $T = 0,45s$ ) est sollicité avec «  $\sigma = 417 \text{ Mpa}$  »,

cette diminution est le résultat de la répartition des contraintes sur les autres connecteur, chose qui va augmenter la rigidité de la structure dans sa globalité.

### V.3.1. sur l'évolution des déformation :



**Figure V.11 a :** Propagation des déformations dans les trois matériaux dans le cas des 7 Connecteur (dans les frame 20).

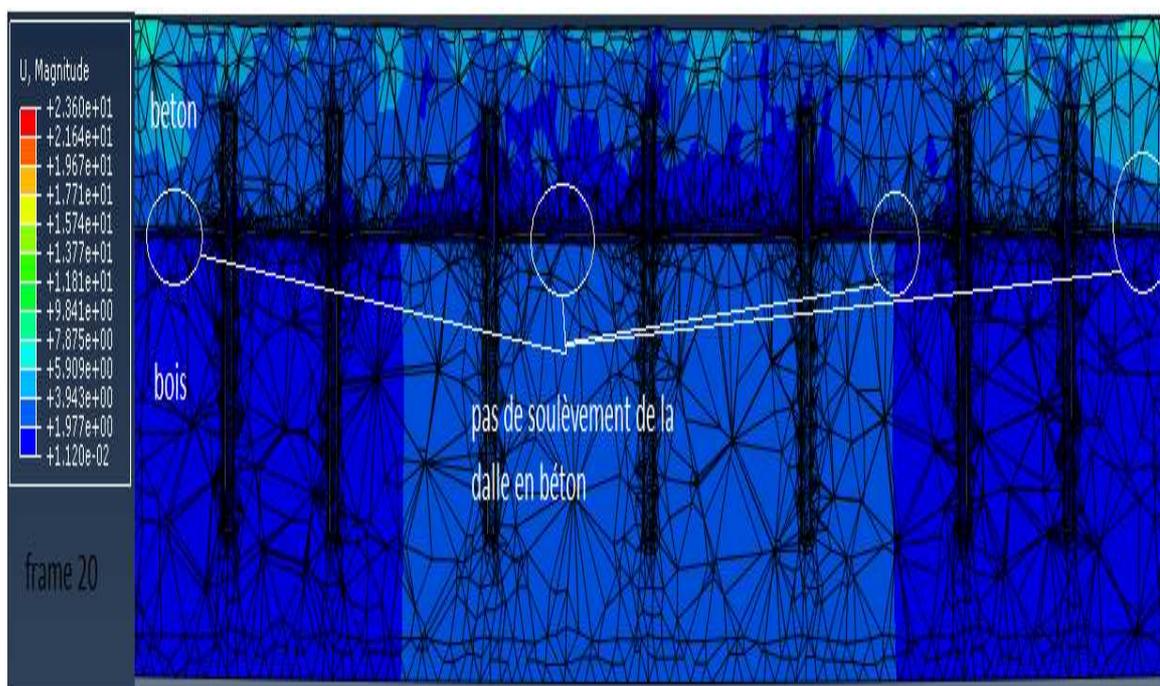
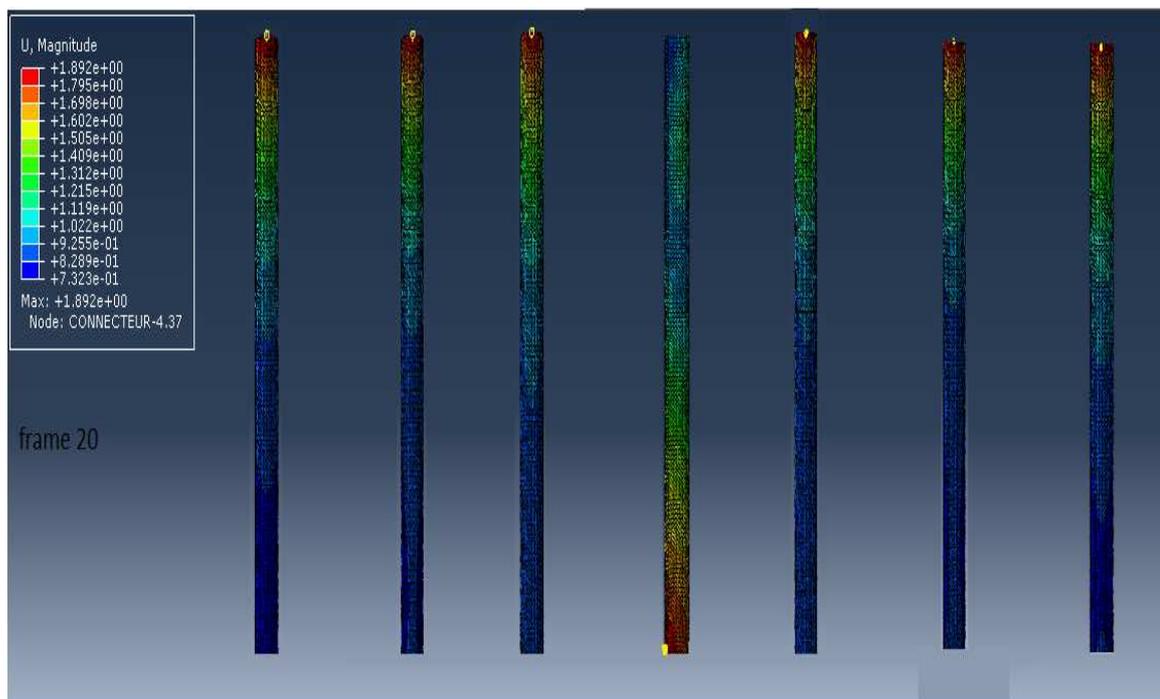


**Figure V.11 b :** Propagation des déformations en fonction du temps de chargement dans les deux cas (3 et 7 connecteur).

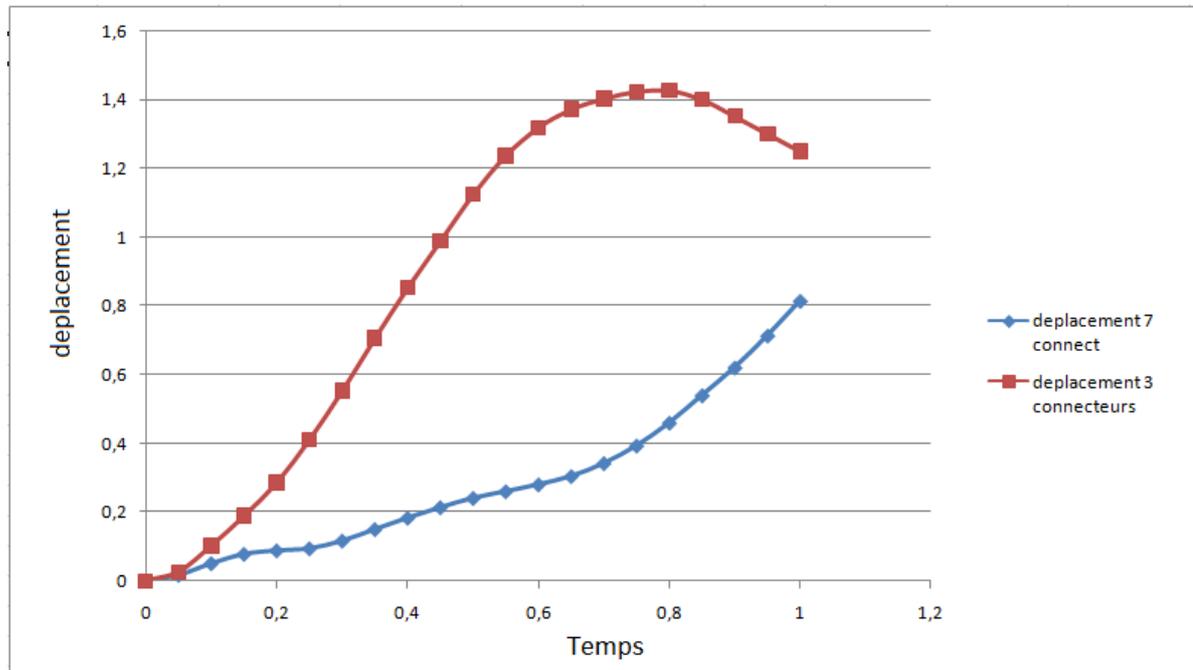
à partir de figure (V.11 a) on constate que après une déformation max de «  $\epsilon = 2.955 \cdot 10^{-3}$  » dans le premier cas étudié, dans le cas des 7 connecteurs cette déformation est diminuée jusqu'à «  $\epsilon = 2.692 \cdot 10^{-3}$  » ce qui nous donne une réduction des déformations dans le système de connexion d'environ 9%, ces déformations restent toujours concentrées au niveau de l'interface. Dans les deux autres matériaux bois et béton on remarque toujours une concentration des contraintes au niveau de la tête de l'emplacement des connecteurs comme le cas du premier modèle, mais avec une nouvelle redistribution des déformations et aussi une diminution des déformations à  $3.21 \cdot 10^0$ , d'une autre part on constate l'absence du soulèvement de la dalle en béton par rapport à la poutre en bois.

La courbe de comparaison des déformations nous montre d'une manière plus précise le changement dans l'évolution des déformations en fonction du temps d'un même connecteur dans les deux cas de connexion (le modèle avec 3 connecteurs et celui avec 7 connecteurs), ou dans le premier modèle le connecteur étudié a atteint une déformation max  $\epsilon = 2.9 \cdot 10^{-2}$  à  $T = 0.45$ s par contre dans le deuxième modèle à ce même temps ( $T = 0.45$ s) le connecteur atteint une déformation  $\epsilon = 1.72 \cdot 10^{-2}$ .

### V.3.1. sur l'évolution des déplacement :



**Figure V.12 a :** Propagation des déplacement dans les trois matériaux dans le cas des 7 Connecteur (dans les frame 20).



**Figure V.12 b :** Propagation des déplacement en fonction du temps de chargement dans les deux cas (3 et 7 connecteur).

Dans la première figure (V.12 a) on remarque le même phénomène que celui du premier modèle (concentration des déplacements dans les premiers frames dans au niveau de l'interface) puis vers les 20<sup>ème</sup> frame les déplacements se propagent vers les têtes des connecteurs, changement qui est influencé par la perte de rigidité dans les connecteurs mais aussi l'endommagement important du béton à ce niveau par rapport à l'interface du moment que les fissures dans le béton sont apparues à la tête de l'emplacement des connecteurs vu la concentration des déformations dans cet élément à ce point.

Dans la courbe (V.12 b), on peut lire les déplacements se propagent d'une manière très lente dans le connecteur du deuxième modèle par rapport à celui du premier modèle ou on remarque une rapidité dans le développement des déplacements dans les connecteurs. Ce manque de rapidité dans le développement des déplacements en fonction du temps dans le deuxième modèle et le résultat de l'augmentation du nombre de connecteurs dans la poutre de ce modèle ce qui a augmenté la rigidité de la poutre mixte par rapport à celle du premier modèle.

# **CONCLUSION GÉNÉRALE**

## Conclusion générale :

Le présent travail a été consacré à l'étude d'une poutre d'un planchers mixte bois – béton, dont le but principale consiste à mettre en évidence à travers une simulation numérique le comportement des système de connexion ainsi que leur rôle dans la mixité bois – béton.

A partir des résultats obtenu on constate que :

En terme de déplacement :

- La présence des connecteur dans la poutre mixte étudié à diminuer le glissement à l'interface des deux matériaux constituant la poutre (le bois et le béton), ainsi que la flèche au milieu de la poutre.
- A partir de la comparaison faite entre les deux modèle on constate que à chaque fois en augmentant le nombre des connecteurs participant dans la mixité en diminuant un peut plus le déplacement à l'interface de la poutre toute en respectant la règle d'espacement entre les connecteur.

En terme de contraintes :

- L'étude nous montre que les contraintes max se concentre dans les connecteurs de rive au niveau de l'interface chose qui à influence sur la diminution des contraintes dans les deux autres matériaux (le bois et le béton) .
- L'augmentation du nombre de connecteur dans la poutre à permis la réduction des contraintes au niveau des connecteur d'environ 15% ce qui confirme l'hypothèse qui dit que les connecteurs reprend le plus grand pourcentage des contraintes transmettes au système mixte.

En terme de déformation :

- La déformation dans la poutre est de l'ordre de  $10^{-2}$  (on est dans le cas des petites déformations). Ces déformations se concentre au niveau de la tête de l'emplacement des connecteurs à cause de la concentration des contraintes au niveau des connecteur ce qui les sollicite un peut plus par rapport au autre matériaux.  
D'une autre part, l'augmentation du nombre de connecteur à diminue la déformation d'environ 10% ainsi que il a donné une autre distribution des déformation dans la poutre .

En fin, à travers l'analyse des résultats de cette étude on peut conclure que la présence des connecteur dans la mixité bois béton à pour effets majeurs de diminuer les contraintes dans les deux matériaux

( surtout dans le bois) ainsi que de limité les glissement à leur interface ce qui va augmente la rigidité du plancher.

### **PERSPECTIVES :**

Afin de compléter les résultats obtenus et de mieux cerner le comportement mécanique des poutres mixtes , nous envisageons les perspectives suivantes :

- effectuer des essais expérimentaux sur des poutres mixte de différentes longueurs afin de mieux appréhender le comportement mécanique de la structure mixte.
- tester des poutres mixtes assemblées par différents système de connexions. Ces essais nous permettront de montrer le comportement des poutre sous les différent les système d'assemblages est d'optes pour le meilleur d'entre eux.

Faire d'autre essais ou en peut entre d'autres paramètres qui gouverne le comportement des systèmes mixte ( effets du fluage, la température....)

# **RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES**

## Références bibliographique :

### • Les normes utilisées :

- [1] -BAEL 91
- [2] - Eurocode 5 : Conception et calcul des structures en bois, notamment annexe B – Poutres assemblées mécaniquement (2005)

### • Le béton :

- [3] BARAKA ABDELHAK. Support du cours. Béton Armé I. Centre Universitaire de Béchar. Département de Génie Civil et d'Architecture 2005-2006.
- [4] ADAM et NEVILLE .M, « Propriétés des bétons ». Editions Eyrolles, Paris, 2000.
- [5] Olivier Gagliardini , IUP Génie Civil et Infrastructures, UJF-Grenoble I Cours de Béton Armé 15,16.
- [6] Mazars J, Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Thèse de doctorat d'état, Université Paris6 1984.
- [7] Lemaitre, J, 1992, A course on damage mechanics, Springer Verlag Ed..
- [8] LEMAITRE J., CHABOCHE J. L. Mécanique des matériaux solides, Paris, Ed: Dunod, 2001, 544p.
- [9] Kachanouv, time of rupture process under creep conditions, Izv. Nauk. SSR OTd, n°8.
- [10] HIBBIT, KARLSSON & SORENSEN, INC. ABAQUS documentation version 6.10.
- [11] Ngo D., Scordelis A.C. 1967. Finite element analysis of reinforced concrete beams. *J. of the American Concrete Institute*. 64 (14): 152-163.

### • le bois :

- [12] Natterer J., Sandoz J.L. et Rey M. Construction en bois. Presses polytechnique et universitaires romandes, 2000.
- [13] Eric Pradier, Le matériau bois , cours sur le bois
- [14] Hoai Son PHAM, Optimisation et comportement en fatigue de la connexion bois-BFUP pour de nouveaux ponts mixtes, Thèse : Ecole nationale des ponts et chaussées, 2007.
- [15] P. TRIBOULOT - B. REITZ, Le bois dans le contexte des matériaux de construction, présentation faite dans les locaux de l'École nationale du Génie rural, des Eaux et des Forêts (ENGREF) de Nancy, 1999.
- [16] J. M. Franssen, construire en bois, cours, année académique 2007-2008. *Université de Liège*.
- [17] Yves Benoit, le guide des essences du bois, Edition Eyrolles 2008

- **Les planchers mixtes et connecteurs :**

- [18] **Jean-Marc Pauget, CNDB**, La mixité bois béton: les typologies possibles et les exemples(logements), atelier technique Rennes Metropole, Mars 2010
- [19] **van der Linden M.L.R (1999)**, Timber – concrete composition Floor Systems, PhD thesis, Delft university. Netherlands, P 355
- [20] **Kezmane Ali**, Etude d'un voile renforcé avec des barres diagonales internes par Abaqus, thèse M2 structures et matériaux, UMMTO, 2010.
- [21] **Elias Bou Said**, contribution à la modélisation des effets diffères du bois et du béton sous condition climatiques variables, application aux structures mixte bois béton. Thèse doctorat , ecole doctorale des sciences de l'ingénieur de Lyon.2003.
- [22] **Clouston et al.**, 2004 . *Experimental behavior of a continuous metal connector for a wood-concrete composite system.*
- [23] **Ceccotti A 1995**, Timber – Concrete Composite Structures. Timber Engineering, Step 2, First Edition, Centroum Hout,The Netherlands,pp.E13/1-E13/12.
- [24] **Mickaël Abbas**, Présentation du logiciel ABAQUS Principes et fonctionnement, Université de Technologie de Compiègne Laboratoire Roberval, France.
- [25] **Julien Briche**, Introduction à la CAO sur le logiciel ABAQUS
- [26] **Yannick Sieffert** ; l'entretoisement des ponts mixtes multipoutre ferroviaire. Thèse :de l'INSA de Lyon ; 2004 (endommagement et fissure).
- [27] **Erki, M.A.** 1991. Modeling the load-slip behaviour of timber joints with mechanical fasteners. Canadian Journal of Civil Engineering. (18): 607-616.
- [28] **Kharouf, N., G. McClure et I. Smith.** 2003. Elasto-plastic modeling of wood bolted connections. Computers and Structures. (81): 747-754.
- [29] **Patton-Mallory, M., S. Cramer, F. Smith et P. Pellicane.** 1997. Nonlinear material models for analysis of bolted wood connections. Journal of Structural Engineering. 123 (8): 1063-1070.
- [30] **Sawata, K. et M. Yasumura.** 2003. Estimation of yield and ultimate strengths of bolted timber joints by nonlinear analysis and yield theory. Journal of Wood Science. (49): 383-391.
- [31] **Dolan, J.D., C.P. Heine, G.T. Anderson et J. Loferski.** 2002. Stochastic and numerical modeling of the dynamic response of multiple-bolt joints in timber. Proceedings of the 7th World Conference on Timber Engineering. Shah Alam, Malaysia.
- [32] **CSTC-Rapport n° 13 – 2010**, Comportement physique et mécanique des planchers mixtes en bois-béton.
- [33] **Matthew R. LeBorgne & Richard M. Gutkowski**, Load testing of wood – concrete beams incorporating recycled utility poles. **April 2008**
- [34] **Gattesco, 2001** . *Experimental study on di@erent dowel techniques for shear transfer in wood-concrete composite beams.*
- [35] **Tommola et al.**, 2005. *Tests on shear connectors.* Rapport technique.

- **Les brevets :**

- [36] **Schaub 1929**, *Brevet d'invention-Liaison exempte de glissement entre armature*

*en bois et béton dans les constructions en béton à armature en bois.* Brevet d'invention 667419, Brevet d'invention-Ministère du Commerce et de l'Industrielle, 1929.

- **[37] Martino2005**, *System for the construction of mixed wood and concrete floors, and the components required to join the two materials.* Brevet d'invention EP 1582644A1, European Patent Application, 2005.
- **[38] Bettex 1992**, *Plancher mixte bois-béton.* Brevet d'invention WO 94/11589 WO11589, Organisation Mondiale De La Propriété Intellectuelle, 1992.
- **[39]Aitcin 1998**, *Méthode et système d'ancrage d'un revêtement de béton à une surface existante.* Brevet d'invention CA 02207549, Office de la propriété intellectuelle du Canada, 1998.
- **[40] Bathon et al 2005**, *Wood-Concrete-Composite systems.* Brevet d'invention US 2005/0086906, United States Patent Application Publication, 2005.
- **[41] avis techniques** (Plancher PP2B : Avis technique 3/05-443, Système de connexion Tecnaria : Demande 2006644, Plancher SBB : Avis technique 3/05-450, Plancher D-Dalle : Avis technique 3/06-488)