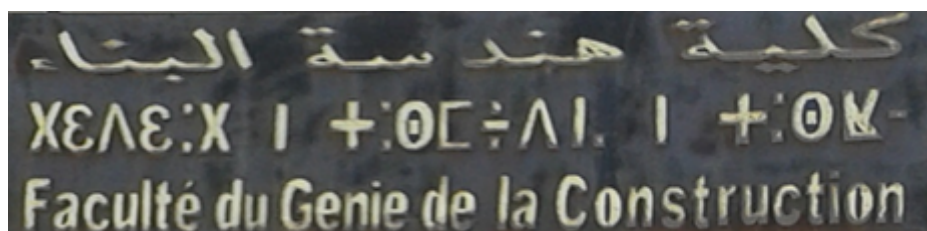




REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU



Département de génie civil

Projet de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master Académique

Option : Structure

THEME :

**Influence du béton dans un poteau
tubulaire d'un portique en charpente
métallique : Conception et Analyse**

Proposé et dirigé par :

M^{me} O.BELAIDI

Présenté par :

M^{lle} SADOU Wissem

Mr. DIAKITE. A. Sidiki.

Promotion 2013-2014

Remerciements

Grâce à dieu, aux personnes qui nous ont soutenus et qui ne sont autres que nos familles, ce travail a pu voir le jour.

Comme guise de reconnaissance, Nous adressons nos sincères remerciements, notre grand respect et noble gratitude à notre promotrice M^{me} BELAIDIOurdiadenous avoir proposé un sujet fort intéressant. Elle nous a dirigé tout au long de cette étude d'une manière exceptionnelle et elle nous a donné les grands axes de recherches, ainsi que tous les petits détails sur les références. Nous ne saurons oublier sa constante disponibilité.

En particulier M^r BOUKAIS Saïd trouve ici l'expression de notre profonde reconnaissance, ses précieux conseils et sa disponibilité pour mener à bien ce travail. Et qui nous fera l'honneur de participer au Jury de soutenance

Nos remerciements vont également aux enseignants : M^r MOULD OUALI, M^r ALMANSBA, qui nous ont largement rendu grâce de leurs profonde érudition avec le logiciel, d'avoir répondu à toutes nos interrogations et nous permettant ainsi de résoudre les problèmes rencontrés dans ABAQUS.

Nos remerciements vont aussi à M^r NEKMOUCHE, M^r KEZMANE, M^r BENSAAIDA, M^r ALLICHE, M^r CHIKHAOUI tous des doctorants, avec qui la majorité du travail s'est fait, pour la gentillesse et la patience qu'ils ont manifestée à notre égard durant ce mémoire, et pour tous les conseils. Ils nous ont consacré beaucoup de leurs temps et mis à notre disposition leurs connaissances dans le domaine. Nous ne savons comment exprimer notre gratitude à ces personnes autrement qu'en leur promettant d'agir comme eux avec des étudiants dans notre situation, si un jour l'occasion nous est donnée

Nous remercions tous ceux, sans qui cette thèse ne serait pas ce qu'elle est aussi bien par les discussions que nous avons eu la chance d'avoir avec eux, leurs suggestions ou contributions. M^r IFTEN, M^r CHARNAI, M^r BENTARCHA et tout le personnel de CR-Métal de Blida.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous feront l'honneur de juger et d'enrichir ce travail par leurs propositions

Que l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation et le personnel de l'institut de génie civil veuillent trouver ici l'expression de notre profonde reconnaissance

Sans oublier nous très chers amis de structure qui nous ont soutenu et encouragé pendant la réalisation de ce travail : Lyes, Lydia, Lynda azzaga, Nounouche, Lynda, Idir, Rachid, Samir Farouk el 'Bachir, Kaci, Malik Adel, Tahar, lounis, Yasmine, yuvassine, Sofiane le fou et l'adorable Mm koulak Lynda et Nacer, Souad, kahina, momohcherifi et Chabane, Tarik, farid hamoun, Nacera les autres se reconnaîtront.

Enfin, ces remerciements ne seraient pas complets sans mentionner toute la promo master 2. 2014 de génie civil de L'UMMTO.

Merci 

Résumé

Ce travail consiste en une étude comparative entre deux portiques réalisés avec un système d'assemblage spécifique mixte acier-béton. Le premier portique est réalisé avec des poteaux tubulaires en acier remplis de béton (MAB) et un deuxième portique simple est réalisé uniquement avec des poteaux tubulaires en acier (MSB). Par la suite des plaques métalliques de renforcement assurant la liaison entre les poteaux et les poutres sont introduites. Chaque portique est étudié avec et sans couronnes de renforcement. Il en découle par la suite une deuxième étude comparative entre les deux modèles.

Pour cela, nous avons utilisé une approche locale en modélisant les portiques sollicités sous chargement horizontal. Les calculs sont effectués en utilisant le modèle numérique à comportement élastique pour le béton. Le modèle est défini par une loi de comportement linéaire. Le modèle numérique utilisé pour les aciers est le modèle élasto-plastique à écrouissage linéaire pour les aciers. Les deux modèles sont implantés dans le logiciel de calcul par éléments finis "ABAQUS". Les modèles utilisés permettent de visualiser les dommages et de déterminer le mode de rupture. Les aspects numériques sont particulièrement détaillés. Pour terminer, les principales conclusions et les perspectives les plus pertinentes de ce travail sont données.

Mots clés : *Simulation, Portique, éléments finis, nœud (poutre-poteau), contraintes, déplacements.*

Liste des tableaux

Tab. II.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.....	53
Tab. II.2 : Principales caractéristiques géométriques.....	54
Tab. II.3 : Choix du diamètre des boulons.....	55
Tab. II.4 : Entraxes des boulons et pincés.....	56
Tab. II.5 : Hypothèses d'assemblage et d'analyse globale de la structure.....	66
Tab.III.1 : Tableau des unités correspond à ABAQUS.....	82
Tab. III.2 : Propriétés des aciers utilisés pour la simulation.....	92
Tab. III.3 : Valeur introduite dans Abaqus.....	92
Tab .III.4 : Propriétés du béton.....	92
Tab. III.5 : Propriétés géométriques du portique mixte.....	92
Tab. III.6 : Propriétés géométriques du béton.....	92

Liste des figures

Chapitre I

Fig. I.1	Structure mixte.....	6
Fig. I.2	Poutre mixte.....	10
Fig. I.3	Dalle mixte.....	11
Fig. I.4	Les poteaux mixtes.....	11
Fig. I.5	Exemples de poteaux mixtes.....	12
Fig. I.6	Courbe de traction pour un acier de construction.....	21
Fig. I.7	Comportement du béton en compression simple.....	23
Fig. I.8	Résultats de l'observation aux rayons X d'une éprouvette en compression.....	24
Fig. I.9	Comportement cyclique du béton en compression simple.....	25
Fig. I.10	Essai de compression hydrostatique du béton.....	26
Fig. I.11	Comportement de béton en traction simple.....	27
Fig. I.12	Comportement cyclique du béton en traction.....	28
Fig. I.13	Essai P.I.E.D comportement du béton sous chargement cyclique de traction compression.....	29
Fig. I.14	Types de poteaux mixtes avec raidisseurs longitudinaux.....	33
Fig. I.15	Détail des poteaux mixtes de section à barres croisées.....	34
Fig. I.16	Section droite des poteaux mixtes en double peaux.....	34
Fig. I.17	Sections droites des poteaux métalliques en I, ou en H enrobés de béton.....	35
Fig. I.18	Courbes de flambement des poteaux.....	38
Fig. I.19	Courbes contraintes déformations d'un béton confiné et non confiné...	42
Fig. I.20	Béton efficacement confiné pour les poteaux en béton armé par convention et poteaux mixtes remplis de béton.....	43
Fig. I.21	distribution de la pression latérale de confinement (a) dans la section circulaire et (b) dans la section rectangulaire.....	44
Fig. I.22	Effets de liaison dus (a) à la courbure et (b) aux variations de la forme du tube en acier (c) Micro-interlocking dû aux irrégularités extérieures.....	6
Fig. I.23	Charge appliquée : (a) la section entière, (b) la section béton et (c) section acier.....	46
Fig. I.24	(a) mode typique de rupture de cisaillement dans le poteau circulaire remplis de béton court, (b) cisaillement idéalisé modèle plat pour prévoir la charge résiduelle dans le noyau béton.....	47
Fig. I.25	mécanisme de transfert de cisaillement.....	47
Fig. I.26	Transfert de cisaillement entre le tube en acier et le noyau béton.....	50

Chapitre II

Fig. II.1	Boulon de charpente et boulon a haute résistance.....	52
Fig. II.2	Principales caractéristiques géométriques.....	54
Fig. II.3	Désignation des entraxes et des pinces en fonction de la direction de l'effort Préparation des plats pour soudures bout à bout à plein pénétration.....	56
Fig. II.4	Préparation des plats pour soudures bout à bout à plein pénétration...	57
Fig. II.5	Soudure d'angle.....	58
Fig. II.6	Soudure en bouchon et en entaille.....	59
Fig. II.7	Comportement des assemblages métalliques.....	60
Fig. II.8	Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique.....	61
Fig. II.9	Limites de classification de rigidité.....	62
Fig. II.10	Limites de classification en résistance.....	63
Fig. II.11	Classification des assemblages selon la capacité de rotation.....	64
Fig. II.12	Modélisation d'un assemblage.....	66
Fig. II.13	Idéalisations de courbes Moment-Rotation de l'assemblage.....	67

Chapitre III

Fig. III.1	Organigramme de résolution du schéma statique implicite.....	71
Fig. III.2	Organigramme de résolution d'un problème mécanique en utilisant un schéma dynamique explicite.....	73
Fig. III.3	Illustration de l'opérateur de différence centrale.....	74
Fig. III.4	Schéma de fonctionnement d'ABAQUS.....	76
Fig. III.5	Le portique étudié.....	77
Fig. III.6	Création du poteau circulaire.....	78
Fig. III.7	Création du béton.....	80
Fig. III.8	Création de l'IPE.....	81
Fig. III.9	Définition du comportement du béton.....	82
Fig. III.10	Définition du comportement de l'acier.....	83
Fig. III.11	Création du modèle finale.....	84
Fig. III.12	Définition du Step.....	85
Fig. III.13	Définition du contact acier béton.....	86
Fig. III.14	Définition des conditions aux limites.....	87
Fig. III.15	Définition du maillage du poteau.....	88
Fig. III.16	Présentation du maillage du portique.....	88
Fig. III.17	Définition du job.....	89
Fig. III.18	Quelques résultats tirés d'ABAQUS.....	90
Fig. III.19	Portique étudié.....	91
Fig. III.20	Chargement et conditions aux limites.....	93
Fig. III.21	Vérification de l'énergie potentielle et l'énergie cinétique pour les deux portiques.....	94
Fig. III.22	Vérification de l'énergie externe et l'énergie interne et l'énergie cinétique.....	94
Fig. III.23	Propagation des déplacements dans les portiques.....	96
Fig. III.24	Propagation des contraintes dans les aciers.....	98
Fig. III.25	Les contraintes en haut des portiques.....	99
Fig. III.26	Les contraintes à la base du portique.....	99

Fig. III.27	Propagation des contraintes dans le manchon.....	101
Fig. III.28	Propagation des contraintes dans le manchon sans plaque.....	103
Fig. III.29	Propagation des contraintes dans les portiques.....	104
Fig. III.30	Contraintes de cisaillements à la base et en haut des portiques.....	105
Fig. III.31	Propagation des déformations dans les portiques.....	107
Fig. III.32	Propagation des déformations le manchon avec plaque.....	109
Fig. III.33	Propagation des déformations dans le manchon sans plaque supérieure.....	111
Fig. III.34	Propagation des contraintes dans le béton.....	112
Fig. III.35	Propagation des contraintes dans le béton.....	113
Fig. III.36	Propagation des déformations.....	114
Fig. III.37	Propagation des déformations dans le béton.....	114
Fig. III.38	Propagation des déformations plastiques dans les portiques.....	116
Fig. III.39	Propagation des déformations plastiques à la base et haut du portique	117
Fig. III.40	Courbe force déplacement.....	118
Fig. III.41	Courbe contrainte- déformation à la base des deux modèles.....	119
Fig. III.42	Courbe contrainte- déformation en haut du portique.....	120
Fig. III.43	Courbe contrainte- déformation dans le manchon avec plaque.....	121
Fig. III.44	Contraintes déformations du manchon sans plaque.....	122
Fig. III.45	Courbe contrainte- déformation IPE.....	123
Fig. III.46	Déformation plastique en fonction du temps à la base du portique.....	124
Fig. III.47	Déformations plastiques en fonction du temps en haut du portique....	124
Fig. III.48	Contrainte plastique en fonction du temps au niveau de l'IPE.....	125
Fig. III.49	Déformation plastique du manchon avec plaque.....	126
Fig. III.50	Déformation plastique du manchon sans plaque.....	127

Table des matières

Remerciements	i
Résumé	ii
Liste des tableaux	iii
Liste des figures	iv
Table des matières	vii

Introduction : Positionnement du problème	1
--	---

Chapitre I

Comportement mécanique et expérimentale des structures mixtes

1 Introduction.....	5
2 Raisons d'utiliser des structures mixtes.....	7
2.1 Aspects architecturaux.....	7
2.2 Aspects économiques.....	7
2.3 Fonctionnalité.....	7
2.4 Equipements et utilisation flexible du bâtiment.....	8
2.5 Assemblage.....	8
2.5.1 Plate-forme de travail.....	8
2.5.2 Coffrage permanent.....	8
2.5.3 Armatures.....	9
2.5.4 Vitesse et simplicité de construction.....	9
3 Eléments de construction.....	9
3.1 Les Poutres mixtes.....	10
3.2 Les Dalles mixtes.....	10
3.3 Les Poteaux mixtes.....	11
4 Matériaux utilisés dans un élément mixte.....	13
5 Poteaux courts.....	13
5.1 Diagramme d'interaction.....	14
5.2 Eléments axialement chargé.....	14
6 Poteaux élancés.....	14
7 Études expérimentales.....	15
7.1 Poteaux mixtes remplis de béton.....	15
7.2 Poteaux mixtes enrobés de béton.....	17
8 Effets de l'élancement.....	18
9 Effets de chargement et de sollicitations extérieures.....	18

10 Matériaux utilisés.....	19
10.1 Tubes en acier.....	19
10.1.1 Performances et comportement mécaniques des aciers de construction.....	20
10.2 Comportement mécanique du béton.....	22
10.2.1 Comportement en compression.....	22
10.2.2 Comportement en traction.....	26
11 Codes de conception.....	29
11.1 Le code Américain du béton armé (ACI 318-89).....	30
11.2 Le code Américain des structures métalliques (AISC-lrfd).....	30
11.3 Le code Japonais (AIJ).....	30
11.4 Le code Britannique BS5400-partie 5.....	31
11.5 Code Européen EC4.....	31
11.6 Comparaison entre les codes de conception.....	31
12 Sections mixtes.....	32
13 Analyse de comportement mécanique des poteaux tubulaires remplis de béton.....	36
13.1 Comportement de l'acier.....	36
13.1.1 Flambement du poteau.....	36
13.1.2 Équation de calcul pour le flambement.....	39
13.1.2 Voilement des sections minces.....	39
13.2 Comportement du béton confiné.....	41
13.2.1 Confinement.....	41
13.3 Effet du béton sur l'acier.....	44
13.4 Interaction entre le noyau béton et le tube en acier.....	45
13.4.1 Mécanismes de transfert de charge.....	45
13.4.2 Implication de l'application de la charge pour le comportement mécanique.....	46
13.4.3 Résistance résiduelle en cas de rupture par cisaillement plane.....	47
13.4.4 Mécanismes de transfert de cisaillement.....	47
13.4.5 Adhérence.....	48
13.4.6 Résistance au cisaillement.....	49
Conclusion.....	50

Chapitre II

Généralités sur les assemblages dans les constructions mixtes

1 Introduction.....	51
2 Définition et rôle d'un assemblage.....	51
3 Mode d'assemblage.....	52
3.1 Le rivetage.....	52
3.1.1 Rivets à anneau.....	53
3.1.2 Le boulonnage.....	53
3.1.3 Caractéristiques géométriques.....	54
3.1.4 Choix du diamètre des boulons.....	54
3.2 Le soudage.....	57
3.2.1 Types de soudures.....	57
4 Fonctionnement des assemblages.....	60
5 Caractérisation du comportement des assemblages.....	60
6 Classification des assemblages métalliques.....	62

6.1 Classification des assemblages en rigidité.....	62
6.2 Classification des assemblages par la résistance.....	63
6.3 Classification des assemblages par capacité de rotation.....	64
7 Modélisation des assemblages en vue de l'analyse globale des structures.....	65
8 Modélisation des courbes Moment-Rotation.....	67
Conclusion.....	68

Chapitre 3

Simulation et discussion des résultats

Partie A : Etapes suivies pour la simulation sur ABAQUS

1 Introduction.....	69
2 Présentation du logiciel ABAQUS.....	69
2.1 ABAQUS/Standard.....	70
2.2 ABAQUS/Explicit.....	72
2.3 Le CAE (Complète Abaqus Environnement).....	75
3 Définition du modèle à simuler.....	76
3.1 Le modèle mécanique.....	76
3.2 Présentation des étapes suivies dans cette simulation pour le modèle.....	77
3.2.1 La géométrie du portique (module part).....	77
3.2.2 La géométrie du béton.....	78
3.2 Propriétés des matériaux (Module Property).....	81
3.2.1 Modèle pour le béton.....	81
3.2.2 Modèle pour l'acier.....	82
3.3 Assemblage du modèle (Module Assembly).....	83
3.4 Définition du « steps » et des variables à calculer.....	84
3.5 Définition du contact acier béton (Module Interaction).....	85
3.6 Définition des conditions aux limites (Module Load).....	86
3.7 Définition du maillage.....	87
3.8 Maillage du portique.....	88
3.9 Définition du job.....	89
3.10 Visualisation des résultats de l'analyse.....	89

Partie B : Résultats et interprétations

4 Etude comparative des résultats.....	91
4.1 Vérification des énergies.....	94
5 Présentation des résultats dans le repère global.....	95
5.1 Propagation des déplacements dans les deux portiques.....	95
5.2 Propagation des contraintes dans le portique.....	97
5.3 Propagation des contraintes dans le manchon avec plaque.....	100
5.4 Propagation des contraintes dans le manchon sans plaque supérieure.....	102
5.5 Propagation des contraintes dans les portiques.....	104
5.6 Contraintes de cisaillement.....	105
5.7 Propagation des déformations dans les portiques.....	106
5.8 Propagation des déformations dans le manchon avec plaque.....	108
5.9 Propagation des déformations dans le manchon sans plaque supérieure.....	110
5.10 Propagation des contraintes dans le béton.....	112

5.11 Propagation des déformations dans le béton.....	113
5.12 Propagation des déformations plastiques dans les portiques.....	115
6 Présentation des résultats dans le repère Local.....	118
6.1 Courbe force-déplacement.....	118
Conclusion.....	127
 Conclusion générale et perspectives.....	 128
Bibliographie.....	131

Introduction :

Positionnement du problème

Le béton est considéré comme le matériau de construction des ouvrages de génie civil par excellence. La plus grande partie des ouvrages de génie civil est conçue pour durer 100 ans en moyenne, mais le béton est un matériau relativement fragile, puisque environ 30% des ouvrages nécessitent une réparation pour assurer la sécurité des usagers avant d'arriver à leur limite de vie utile. De cela, l'idée d'introduire quelques barres en acier à l'intérieur du béton surgit et le problème de faible résistance en traction du béton fût ainsi résolu.

L'utilisation répandue du béton dans la construction provient de sa disponibilité et de son bas prix comparé à d'autres matériaux. L'économie, l'efficacité, la résistance et la rigidité du béton font de lui un matériau très populaire.

Malgré cette alternative, les ouvrages nécessitent une maintenance pour assurer la sécurité des usagers. Cette maintenance consiste à les protéger, en assurant une meilleure étanchéité et en limitant la corrosion, à les réparer en cherchant à compenser les pertes de rigidité ou de résistance dues à la fissuration, et à les renforcer en améliorant les performances et la durabilité des ouvrages.

Une des techniques de réparation qui a été utilisée consiste à placer des plaques en acier à l'extérieur des structures endommagées, malheureusement cette technique présente un inconvénient majeur, qui est la difficulté de manipulation des plaques en acier, compte tenu de leur poids, ainsi que le problème de corrosion.

Depuis plusieurs années, la réfection et le renforcement des ouvrages en béton armé prennent de plus en plus de l'importance dans la construction. Plusieurs facteurs font, qu'il peut être nécessaire de renforcer ou de réparer un ouvrage : la corrosion des armatures, la fissuration du béton, des changements d'affectation qui imposent de nouvelles charges, un mauvais dimensionnement, l'évolution de normes, des accidents (choc contre un élément de structure).....

Avec le développement industriel et l'expansion démographique, La construction de bâtiments est une des activités majeures de l'Homme ; l'intégration du développement durable à cette notion s'avère donc primordiale. En effet, la naissance d'un concept de "Construction Durable" s'est très vite installée et prend de plus en plus d'importance dans les projets d'aujourd'hui.

Concevoir et construire se font avec des matériaux et chacun d'entre eux a ses spécificités tant sur le plan conceptuel que technique, mécanique et formel. Matériau de structure, mais aussi de plancher, de façade, de couverture, de cloisonnement, d'aménagement, l'acier peut être partout présent dans un édifice et ce à des degrés très divers, en gros œuvre comme en second œuvre, suivant le désir des concepteurs et des

clients. Il représente un choix déterminant dès la conception, structurel notamment, qui exige rigueur et précision mais qui donne maîtrise du projet, liberté de création et choix de solutions adaptées [1].

Les recherches menées en constructions permettent de satisfaire les exigences structurales sur l'environnement (climatique, zone et site de construction). Plusieurs études ont été réalisées sur la protection, la conservation et le renforcement parasismique des bâtis.

Il existe trois systèmes de construction :

- construction mixte
- construction en béton armé.
- construction métallique.

Le système de construction en béton armé est le plus utilisé à l'échelle mondiale, il existe des normes de conception et de calcul des bâtiments et des structures de génie civil. Elles ont pour objet d'harmoniser les règles de conception et de calcul.

Dans les deux dernières décennies, le développement et l'application des sections mixtes a considérablement augmenté dans le monde entier. L'élément mixte est utilisé non seulement aux structures offshores et aux ponts, mais également aux gratte-ciel et aux grands ouvrages.

Dans la conception des bâtiments de grands efforts ont été fournis pour augmenter la flexibilité de la structure. Ceci a eu comme conséquence une demande de poteaux avec une section transversale réduite. L'augmentation de la résistance à la compression du béton permet l'utilisation de petites sections transversales du poteau, qui exige moins de matériau, ce qui réduit son poids propre et permet une surface au sol plus utilisable. Cependant, un des soucis principaux liés aux poteaux en béton armé est la fourniture des armatures transversales suffisante, afin de confiner le béton comprimé, et de ce fait, il y aura un écrasement et une rupture fragile. On a montré que les poteaux mixtes [2] se composant de tubes en acier remplis de béton, offrent une solution très concurrentielle aux poteaux en béton armé conventionnels. Depuis le tube en acier confine le noyau de béton entier, il peut être employé en tant qu'armature longitudinale et latérale comme qu'un coffrage permanent pendant la construction des éléments en béton. Les poteaux mixtes tubulaires remplis de béton sont devenus de plus en plus populaires dans les applications structurelles dans le monde. Ceci est dû à leur haute résistance, aussi bien qu'aux autres propriétés telles que la ductilité élevée, et la capacité portante.

Bien que le risque d'un tremblement de terre important en quelques pays soit petit, ce type de poteau peut offrir beaucoup d'autres avantages, par exemple la rapidité de la

construction, aspects de sécurité, et utilisation possible des assemblages normalisés simples. On peut indiquer qu'un poteau mixte fournit les économies d'un poteau en béton avec la rapidité de la construction d'un poteau en acier, ayant pour résultat des économies significatives dans la structure globale d'un projet de construction [2].

Le système de construction charpente métallique et mixte présente de nombreux avantages. Le secteur de la construction au sens large, emploie un acier standardisé et normalisé pour la réalisation d'ouvrages architecturaux et ouvrages d'art. Il est un élément essentiel qui sert pour former le squelette des bâtiments et renforcer les fondations. Il est utilisé pour la tuyauterie, il habille les façades et les toitures. La popularité de l'acier dans la construction résulte de sa polyvalence, sa résistance, sa durabilité, son potentiel esthétique, sa capacité à bien se comporter avec d'autres matériaux. Les recherches récentes menées sur une période de dix ans à l'Institut de recherche en construction (IRC) du CNRC [3], au moyen d'un grand nombre d'essais, ont montré qu'en remplissant de béton les poteaux d'acier, on augmente leur capacité portante et leur résistance au feu. Dans le même cadre des études réalisées par les chercheurs Algériens ont créé un système de construction en béton blindé [4].

1 Problématique

La conception de Haouam [4] est un système de construction comprenant deux pièces métalliques ou plaques de renforcement, soit carrés ou circulaires, percées sur les côtés en fonction du nombre de boulons à fixer. Ces plaques de renforcement sont percées en leur centre permettant à un tube métallique rond de différents diamètres de passer et s'emboîter dans un autre tube métallique rond de diamètre légèrement supérieur en amont ou en aval. Ces tubes ronds et métalliques constituent les piliers de l'ouvrage à bâtir. Ces deux plaques de renforcement sont fixées par boulons en fonction de la charge et de l'importance de l'ouvrage. Entre les deux plaques peuvent être également fixés des éléments de charpente métallique. En effet, dans ce travail deux portiques à un niveau sont étudiés. Un premier modèle en construction mixte avec des poteaux tubulaires remplis de béton (MAB) et un deuxième modèle uniquement en construction mixte (MSB) où la conception de Haouam [4] est introduite.

Par manque d'essais expérimentaux réalisés sur le système d'assemblage prévu dans le cadre de ce procédé et qui se trouve au niveau de la zone la plus critique dans la construction à savoir la zone nodale, certaines appréhensions se posent pour l'utilisation de ce procédé dans les zones à forte sismicité.

2 Objectif

Ce travail consiste en une étude comparative entre deux portiques à un niveau réalisés avec un système d'assemblage spécifique mixte acier-béton. Le premier portique est réalisé avec des poteaux tubulaires en acier remplis de béton (MAB), et un deuxième portique simple réalisé uniquement avec des poteaux tubulaires en acier (MSB). Par la suite des plaques métalliques de renforcement assurant la liaison entre les poteaux et les poutres sont introduites. Chaque portique est étudié avec et sans plaques de renforcement. Il en découle par la suite, une deuxième étude comparative entre les deux modèles.

3 Organisation du mémoire

Afin de réaliser cette étude, une analyse par éléments finis est utilisée pour comparer le système d'assemblage poteaux tubulaire en acier (avec béton et sans béton) issu du calcul numérique par le programme de calcul éléments finis "Abaqus".

Ainsi notre étude se compose :

D'une introduction générale, et de trois chapitres suivit d'une conclusion générale.

Le chapitre 1 débute par une synthèse bibliographique sur le comportement mécanique et expérimentale des structures mixtes.

Le chapitre 2, nous passons en revue les différents cas d'assemblages dans les constructions mixtes où les règles de conception et de calcul sont présentées. Les formulations sont issues de la bibliographie.

Le chapitre 3 concerne la simulation du comportement de deux portiques en construction mixte. Le premier portique à un niveau réalisé avec des poteaux tubulaires en acier remplis de béton (MAB) et le deuxième portique également à un niveau réalisé uniquement avec des poteaux tubulaires en acier (MSB). Par la suite les deux modèles sont renforcés par des plaques métalliques. Pour cela, nous avons utilisé une approche locale en modélisant les portiques sollicités sous chargement horizontal. Les calculs sont effectués en utilisant le modèle numérique à comportement élastique pour le béton. Le modèle est défini par une loi de comportement linéaire. Le modèle numérique utilisé pour les aciers est le modèle élasto-plastique à écrouissage linéaire. Les deux modèles sont implantés dans le logiciel de calcul par éléments finis "ABAQUS" [5]. Une étude comparative entre les deux modèles est alors présentée. Les modèles utilisés permettent de visualiser les dommages et de déterminer le mode de rupture. Les aspects numériques sont particulièrement détaillés.

Notre travail se termine par une conclusion générale et éventuellement quelques perspectives.

Chapitre I :

Comportement mécanique et expérimentale des structures mixtes

1 Introduction

L'association de l'acier et du béton est la combinaison de matériaux de construction la plus fréquemment rencontrée tant dans les bâtiments que dans les ponts.

Une structure mixte doit sa capacité portante à la collaboration structurale entre l'acier et le béton, qui exploite les caractéristiques favorables respectives de ces matériaux de façon optimale. Bien que ceux-ci soient de natures différentes, ils se complètent fort opportunément [2] :

- Le béton est tout indiqué pour résister à la compression tandis que l'acier est mieux adapté pour transmettre des efforts de traction.
- L'élancement des éléments en acier les rend sensibles au flambement par flexion, au flambement par flexion-torsion et au voilement local; tandis que la présence du béton permet de limiter l'apparition de ces formes d'instabilité.
- Le béton recouvrant l'acier met celui-ci à l'abri de la corrosion.
- Le béton constitue une bonne protection contre l'incendie car, grâce à la plus grande inertie thermique du béton, l'acier s'échauffe moins rapidement et une redistribution des efforts s'opère de l'acier (plus chaud) vers le béton (plus froid).
- Grâce à sa ductilité, l'acier confère à la construction mixte une très bonne capacité de déformation plastique [6].

Le dimensionnement des structures de bâtiments et de ponts est dominé principalement par la réalisation et le support de surfaces horizontales. Dans les bâtiments, les planchers sont généralement réalisés en béton armé par des armatures. Cependant lorsque les portées augmentent, il est plus économique de supporter la dalle, par exemple par des poutres, plutôt que d'épaissir le plancher. Dans les structures de bâtiments, le grillage de poutres est soutenu à son tour par des poteaux. Les poutres et les poteaux peuvent être réalisés en utilisant des sections d'acier, généralement des profilés laminés en I et en H respectivement. Il était usuel de dimensionner l'ossature métallique pour reprendre seule l'ensemble des charges. Depuis les années 50, il est devenu de plus en plus courant de connecter les dalles de béton aux poutres les supportant à l'aide de moyens mécaniques. Ces derniers éliminent ou du moins réduisent le glissement à l'interface acier béton de telle façon que la dalle et la poutre métallique agissent ensemble comme un élément unique,

communément appelé « poutre mixte ».

Pratiquement, la connexion est assurée par des goujons à tête ou d'autres connecteurs qui sont soudés ou fixés par pistolet à l'acier structural et ceinturé par le béton. Les éléments mixtes qui sont les poutres mixtes, les poteaux mixtes et les dalles mixtes avec tôle profilée sont utilisés depuis de nombreuses années. Des hypothèses simplificatrices sur l'interaction entre l'acier structural et la dalle de béton ont permis de considérer la construction mixte comme une simple extension de la construction métallique comme le montre la figure I.1. L'application de cette technologie ayant montré son efficacité, des projets de recherche à grande échelle ont démarré à l'échelle mondiale en vue d'améliorer les connaissances.



Fig. I.1 Structure mixte [6,7].

2 Raisons d'utiliser des structures mixtes

Tout dimensionnement, doit non seulement prendre en compte l'optimisation de la résistance aux charges, de la raideur et de la ductilité mais également les aspects architecturaux, économiques, de fabrication et d'utilisation des poutres, dalles et poteaux.

2.1 Aspects architecturaux

Les structures mixtes permettent de nombreuses variations architecturales pour combiner les différents types d'éléments mixtes.

En plus de réduire les dimensions des poutres, la construction mixte permet :

- Des portées plus importantes.
- Des dalles plus minces.
- Des poteaux plus élancés.
- Une grande flexibilité et de nombreuses possibilités lors de la conception.

2.2 Aspects économiques

L'intérêt économique des structures mixtes provient de dimensions plus réduites (la rigidité plus élevée entraîne des flèches plus faibles, des portées plus grandes et des hauteurs totales plus faibles) et d'une construction plus rapide.

Les rapports portée sur hauteur ($l/h=35$) des poutres sont faibles et peuvent présenter plusieurs avantages :

- La réduction des hauteurs permet de réduire la hauteur totale du bâtiment et permet dès lors une diminution de la surface de couverture.
- Les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de libérer des poteaux les pièces qui offrent alors plus de flexibilité.
- Pour une même hauteur totale de bâtiment, celui-ci peut présenter plus d'étages. Économie de coûts suite à la réalisation plus rapide du bâtiment. Coûts de financement plus faibles.
- Prêt à l'emploi plus rapidement et donc revenu d'utilisation plus élevé.

2.3 Fonctionnalité

Les structures métalliques traditionnelles présentent des systèmes de protection au feu qui permettent d'isoler l'acier de la chaleur due à l'incendie. Les structures métalliques et mixtes actuelles peuvent présenter une résistance au feu en utilisant les

principes des constructions en béton armé dans lesquelles le béton protège l'acier grâce à sa masse élevée et sa conductivité thermique relativement faible.

Tout comme les planchers mixtes qui peuvent résister au feu, les poutres mixtes peuvent également être utilisés sans protection des semelles mais avec un enrobage de béton armé entre les semelles. Ce béton ne sert pas uniquement à maintenir des températures relativement basses dans la semelle supérieure et dans l'âme mais également à apporter de la résistance flexionnelle compensant la perte de résistance de la semelle inférieure portée à haute température.

2.4 Equipements et utilisation flexible du bâtiment

Les structures mixtes s'adaptent aisément aux modifications susceptibles de se produire durant la vie d'un bâtiment. Cela est particulièrement le cas lorsque la dalle est en présence de structures en portiques. Il est alors toujours possible de créer une nouvelle cage d'escalier entre deux planchers en ajoutant simplement les poutres de renvoi nécessaires. Les évolutions récentes dans les technologies informatiques, de communication et d'information ont montré l'importance d'être capable de modifier rapidement l'organisation des équipements d'un bâtiment. De plus, dans les bâtiments commerciaux ou en copropriété, il doit être possible de modifier les équipements sans occasionner d'inconvénients aux autres occupants. Pour résoudre ces problèmes, les ingénieurs doivent choisir entre plusieurs solutions. Il y a généralement trois manières d'installer les équipements:

- Dans les faux plafonds
- Dans un faux-plancher
- Des caissons situés le long des murs.

L'espace entre la retombée et la semelle inférieure d'une poutre mixte constitue une zone idéale dans laquelle les équipements peuvent être installés [2].

2.5 Assemblage

Les planchers mixtes sont maintenant la solution privilégiée pour une grande variété de structures car ils offrent aux concepteurs et aux clients les avantages suivants :

2.5.1 Plate-forme de travail

Avant le bétonnage, la tôle profilée constitue une plate-forme de travail sûre et qui permet d'accélérer le processus de construction d'autres éléments.

2.5.2 Coffrage permanent

La tôle profilée porte de poutre à poutre et sert de coffrage permanent au béton tel que généralement des étais provisoires ne sont pas nécessaires. La tôle profilée est également une barrière efficace à la vapeur.

La retombée de la poutre reste propre après le bétonnage et l'utilisation de tôles peintes peut donner un bon aspect au plafond mais la peinture peut causer des difficultés en cas de soudage des goujons à travers la tôle.

2.5.3 Armatures

La section d'acier du profilé métallique est généralement suffisante pour résister au moment de flexion positif. Des armatures supplémentaires peuvent être présentes dans la dalle pour résister au retrait, aux mouvements dus à la température ou afin d'assurer une continuité aux appuis (moment négatifs). L'action mixte est obtenue grâce à la forme du profil ou à l'aide de moyens mécaniques tel que des indentations ou un bossage de la tôle profilée.

2.5.4 Vitesse et simplicité de construction

Les tôles profilées combinant une rigidité élevée et un faible poids rendent aisé le transport et le stockage du matériel sur chantier. Un camion est souvent capable de transporter jusqu'à 1500m² de plancher. Une équipe de quatre hommes peut installer 400m² de plancher par jour. Les panneaux sont légers et sont des éléments préfabriqués qui peuvent être aisément transportés et installés par deux ou trois hommes. Les éléments métalliques des structures mixtes sont fabriqués et contrôlés en usine. Cela permet l'établissement de procédures de qualités strictes qui diminuent l'incertitude liée au travail sur chantier. Le résultat en est une précision de construction plus élevée.

3 Eléments de construction

Un élément mixte est généralement porteur; il ne s'agit donc pas d'une simple juxtaposition d'éléments porteurs indépendants.

Dans la pratique courante de la construction mixte, on peut distinguer trois types principaux éléments mixtes :

- Les poutres mixtes.
- Les dalles mixtes.
- Les poteaux mixtes.

La section d'une poutre mixte ou d'une dalle mixte, est essentiellement sollicitée

par des efforts de flexion, alors que la section d'un poteau mixte est sollicitée en compression, souvent combinées avec la flexion.

3.1 Les Poutres mixtes

Les poutres mixtes acier-béton sont des éléments porteurs fléchis composés d'une poutre métallique et d'une dalle de béton; elles peuvent être :

- Des profilés métalliques plus des dalles coulées sur le coffrage.
- Des profilés métalliques plus des dalles partiellement préfabriquées.
- Des profilés métalliques plus des dalles complètement préfabriquées.

Il s'agit en général d'un profilé en acier connecté à une dalle de béton. Cette dalle peut être coulée sur un coffrage non permanent ou sur un coffrage permanent, comme par exemple une tôle profilée en acier, ou une série de prédalles comme montré sur la figure 2.

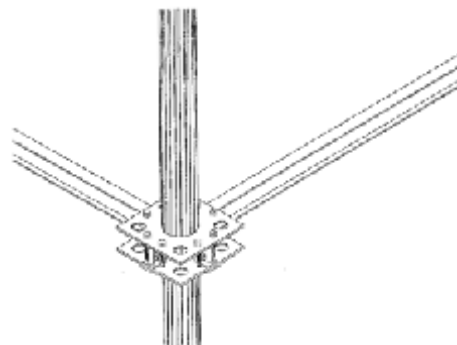


Fig. I.2 : Poutre mixte [6,7].

3.2 Les Dalles mixtes

Différentes dalles mixtes peuvent être utilisées en combinaison avec une poutre en acier (Fig. I.3). Il s'agit :

- Soit d'une dalle coulée in situ sur un platelage;
- Soit d'une dalle composée d'éléments préfabriqués en béton (predalles ou hourdis) et de béton coulé sur chantier.

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180mm; elle est fonction notamment de la résistance au feu exigée. La hauteur classique des nervures (de la tôle) est entre 40 et 85mm. Les entraxes varient de 150 à 300mm. L'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0.75 et 2mm.



Fig. I .3 : Dalle mixte [6].

3.3 Les Poteaux mixtes

Ce sont des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non. Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes (figure I.4) :

- Les poteaux enrobés de béton, que ce soit totalement ou partiellement.
- Les poteaux remplis de béton.



Fig. I .4 : Les poteaux mixtes [6].

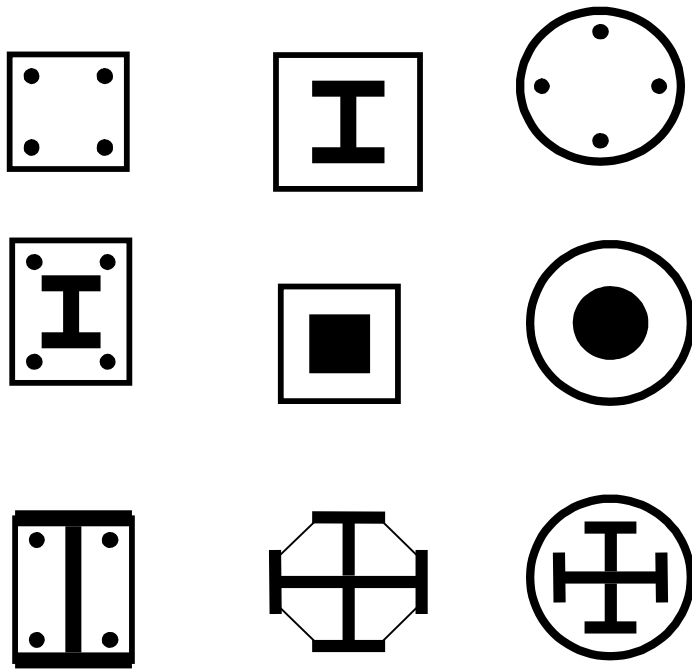


Fig. I.5 : Exemples de poteaux mixtes [2].

4 Matériaux utilisés dans un élément mixte

En génie civil, dans le domaine de la construction civile et industrielle, l'analyse d'une structure doit passer impérativement par la connaissance du comportement des matériaux le composant. Pour réaliser les différents éléments structuraux mixtes, on utilise généralement quatre matériaux de base :

- L'acier de construction.
- L'acier d'armature ou de renfort.
- Les tôles profilées en acier.
- Le béton.

Ces matériaux sont décrits dans différents codes. Certaines exigences essentielles sont abordées également dans des règlements comme les Eurocodes [8, 9,10]. Deux types de poteaux mixtes, ceux avec la section en acier enrobée de béton et ceux avec la section en acier remplie de béton sont généralement employés dans les bâtiments.

Les poteaux tubulaires en acier remplis de béton sont devenus la forme préférée pour beaucoup de structures en raison de leur utilisation très avantageuse et offrent une résistance supplémentaire contre l'incendie. Ils sont employés dans plusieurs types de structures, piliers de pont sujet à l'impact du trafic, poteaux pour soutenir les réservoirs de stockage, plates-formes des chemins de fer, poteaux dans les gratte-ciel et comme piles [11, 12, 13, 14,1].

5 Poteaux courts

Aux premières phases du chargement, le coefficient de Poisson du béton est inférieur à celui de l'acier, et le tube en acier n'a aucun effet sur le noyau béton. Par conséquent, l'expansion latérale du béton devient graduellement plus grande que celle de l'acier. Une pression radiale se développe à l'interface béton acier retenant de ce fait le noyau béton en développant une tension circulaire dans le tube. À ce stade, le noyau béton est soumis aux contraintes triaxiales et le tube en acier aux contraintes bi axiales, de sorte qu'il y ait un transfert de charge à partir du tube au noyau, sachant que le tube ne peut pas soutenir l'effort de flexion longitudinalement en présence d'une tension circulaire. La charge correspondant à ce mode de rupture peut être considérablement plus grande que la somme de celle de l'acier et du béton, mais la rupture de cisaillement peut intervenir avant que le transfert de charge soit complet [2].

5.1 Diagramme d'interaction

Quand un poteau mixte court est soumis à une petite charge axiale, la section composée est capable de soutenir un moment de flexion inférieur à son moment ultime de résistance, c'est semblable à l'effet d'une force de précontrainte sur la section de béton armé. Si la force axiale et le moment de flexion sont indépendamment appliqués à la section composée, il convient de noter que le déplacement de la charge axiale déstabilise la section quand le point correspondant sur le diagramme d'interaction chute en dehors de l'enveloppe de la rupture.

5.2 Eléments axialement chargé

La résistance plastique de la section transversale d'un poteau mixte avec un chargement concentré est donné par :

$$N_{pl,rd} = A_a f_{yd} + A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (I.1)$$

Où A_a , A_c , et A_s sont respectivement les sections de l'acier de construction, de béton et des armatures dans la direction axiale f_{yd} , f_{cd} et f_{sd} sont respectivement, les résistances caractéristiques de conception des matériaux correspondants.

Une augmentation de la résistance du béton est obtenue pour les tubes circulaires courts en acier remplis de béton mais pas pour les poteaux court construits des tubes en acier creux carrés ou rectangulaires remplis de béton, probablement parce que le béton est soumis à un état d'effort complexe tridimensionnel.

6 Poteaux élancés

Les poteaux élancés sont généralement soumis à la compression ou à la flexion. La rupture se produit quand les conditions de soumettre à une contrainte sous un équilibre stable ne sont plus possibles entre les forces internes et externes. En ce moment, pour la contrainte supplémentaire minimale, l'augmentation des moments de flexion externes est plus grande que la section peut prendre. L'effort critique de voilement élastique d'une colonne idéalement droite est écrit comme :

$$f_{cr} = \frac{N_{CR}}{A} = \frac{\pi^2 E}{(L/r)^2} \quad (I.2)$$

$$\text{on a:} \quad \bar{N} = \frac{f_{cr}}{f_y} = \frac{1}{\lambda^2} \quad (I.3)$$

$$\text{Où : } \lambda = \frac{(L/r)}{\lambda_E} \quad (I.4)$$

$$\text{et } \lambda_E = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \quad (I.5)$$

avec :

N_{cr} : la charge critique.

A : l'aire de la section droite.

L : longueur efficace.

f_y : contrainte limite.

E : module d'élasticité

r : rayon de giration de la section du poteau.

λ s'appelle le facteur d'élancement, en réalité les colonnes ne soutiendraient pas une contrainte supérieure à f_y ; si l'effet de l'écrouissage est ignoré. La courbe contrainte déformation non linéaire résultante peut être employée pour obtenir la charge critique non élastique du voilement d'un poteau.

7 Études expérimentales

Certains des premiers essais sur les poteaux mixtes ont été effectués par Burr [13], et ont été suivis depuis les années 20 par des études plus expérimentales [14, 15, 16, 17, 18] et puis théoriques [19, 20, 21] par d'autres chercheurs. Des expériences ont été entreprises pour obtenir l'information de base pour servir d'aide pour analyser, modéliser, ou pour formuler les critères de conception.

7.1 Poteaux mixtes remplis de béton

Wang 1998 [11] a fait l'étude sur plusieurs types de poteaux (poteaux de section carré remplie de béton, et sur des profilés métalliques) sous des charges de compression centrées et excentrées, dont le but est d'étudier l'efficacité des codes de calcul des poteaux mixtes élancés et l'exactitude de la nouvelle méthode proposée par le BS 5950 [22], comparée à celle de l'EC4[10], et de BS 5400[23]. Ils ont trouvé que l'exactitude de la méthode proposée était très semblable à celle d'EC4 et meilleure que celle du BS 5400. La méthode proposée donne une compréhension claire du comportement des sections mixtes, et qu'elle est beaucoup plus facile à employer que les deux autres méthodes (BS 5400 et EC4).

Kefeng, John, et Xincheng [15] ont étudiés les propriétés mécaniques des colonnes mixtes acier -béton. Vingt colonnes courtes en acier tubulaires de section circulaire remplis de béton avec rapport de la longueur au diamètre de 3,5 ont été remplies avec le béton de haute résistance. Les résultats expérimentaux ont montré que à l'aide d'un tube en acier comme confinement pour le noyau de béton peut de manière significative améliorer les propriétés mécaniques et la résistance à la compression de l'unité mixte comparée à une colonne de béton armé. L'importance de l'augmentation de résistance à la compression du noyau de béton était directement proportionnelle à l'index de confinement.

$$\Phi = A_s f_y / A_c f_c \quad (I.6)$$

$$\Phi = A_s / A_c \quad (I.7)$$

Les travaux de Mouli et Khelafi [17] sur poteaux rectangulaires remplis de béton léger ont donné des résultats satisfaisants en termes de résistance des poteaux mixtes chargés axialement en compression, les propriétés de béton de remplissage utilisé était le facteur important de l'étude qui a été basée sur des expérimentations, il en est de même pour les travaux de Dalin Liu[18], Ehab, Ben Young, et Dennis [24] qui ont pris pour leurs travaux des bétons de haute résistance.

Les poteaux mixtes de sections rectangulaires et carrées avec raidisseurs ont pris également une grande partie dans les projets de recherches avancés, dont le but de fournir une bonne compréhension du comportement de ces éléments sous différentes conditions de chargement en diminuant l'effet de voilement local des parois du tube en acier par soudure de raidisseurs longitudinaux aux parois de ces derniers [16, 25], ou dans la plupart des cas d'améliorer la résistance de l'élément du poteaux sous n'importe quel chargement [26]. Dans la pratique, des colonnes sont soumises à la compression axiale et aux moments de flexion. L'action de recourbement est introduite par des excentricités intentionnelles et involontaires de charge et par l'auto-rectitude de la colonne construite. En structures encadrées, des moments d'extrémités sont transférés aux poteaux des poutres et des systèmes adjacents de plancher. Tandis que la résistance de charge d'un poteau court peut être assumé pour quelle puisse être régie par la force de sa section transversale. La résistance de charge d'un poteau élancé (mince) dépend également de sa longueur et de sa rigidité à la flexion. Ainsi, non seulement les propriétés matérielles non linéaires doivent être prises en considération mais également les effets géométriques non linéaires.

En effet; un effet géométrique non linéaire typique est l'effet de l'élancement, qui cause des excentricités de charges supplémentaires, produites par la déformation qui se produit pendant le chargement [27].

7.2 Poteaux mixtes enrobés de béton

Deux séries d'essais ont été faites par Wang [11] sur les colonnes mixtes minces; huit essais sur les colonnes en acier creuses de sections rectangulaires remplies de béton et sept essais sur colonnes en acier enrobés de béton, toutes les deux avec des excentricités produisant des moments autres que le moment de flexion simple. Dans tous les essais, la résistance du béton était de catégorie C25/30 et la nuance de l'acier de catégorie S275. Les objectifs principaux de ces essais étaient doubles : d'abord, c'est de fournir les informations d'essai pour le calibrage d'Eurocode 4 contre le BS 5400 pour les colonnes mixtes minces comparés à la méthode proposée par le BS 5950.

Avec la méthode proposée par le BS 5950 partie 1, donnant des prévisions légèrement plus précises pour les colonnes remplies de béton, et légèrement moins précises pour les colonnes enrobés de béton, et évaluer deuxièmement l'exactitude d'une nouvelle méthode de conception pour les colonnes mixtes, basées sur la méthode BS 5950. Après comparaisons; ils ont conclu que la méthode proposée donne une compréhension claire du comportement des colonnes mixtes et elle est beaucoup plus facile à employer que celles du BS5400 et de l'EC4.

La forme structurale des colonnes mixtes de section en I ou en H laminée enrobée de béton est souvent employée comme colonnes de longueur intermédiaire, pour lesquelles le global et les charges locales de voilement sont étroits. L'interaction entre les deux modes de voilement est prise en compte dans la conception par une constante empirique d'interaction. La prévision Théorique/numérique d'une telle constante est présentée par Ever Barbero [12]. La théorie de stabilité est employée pour démontrer l'existence de l'interaction entre les modes de voilement. La méthode de suite est employée pour étudier la sensibilité d'imperfection des colonnes. Un rapport entre l'imperfection de colonne et la constante d'interaction est établi.

Marinopoulou, Balopoulos, et Kalfas [28] ont travaillé sur les sections mixtes partiellement enrobées, ils ont présenté une méthode pour simuler les colonnes mixtes acier béton des sections transversales doublement symétriques et partiellement enrobées, comme colonnes en acier équivalentes de sections transversales factices, pour les buts de l'analyse élastique linéaire. Les dernières comprennent la section transversale en acier réelle et deux paires supplémentaires de plaques, une perpendiculaire à l'enchaînement à mi-hauteur et une

perpendiculaire aux ailes horizontales à mi-largeur. Les dimensions de la plaque sont choisies pour assortir la résistance à la compression et la rigidité à la flexion principale de la section mixte. Les résultats d'équivalence de section dans trois équations algébriques pour les dimensions des plaques supplémentaires, en termes de géométrie de la section réelle et propriétés de matériaux acier, béton, et des barres d'armatures.

Ces équations sont résolues sous la forme fermée en négligeant une petite contribution à la rigidité de l'axe principal.

La méthode proposée combine l'exactitude, l'efficacité, et la convenance; elle tire profit largement du logiciel disponible pour la structure métallique élastique linéaire, l'analyse et obvie au besoin de simulation d'éléments finis.

8 Effets de l'élancement

Le moment de flexion qui est inévitablement présent dans n'importe quel poteau réel produit la déformation latérale de recourbement. Le moment de flexion provoqué par l'excentricité initiale, qui existe dans le poteau non déformé, désigné sous le nom du moment primaire. Ce moment cause la colonne à se déformée, qui augmente alternativement l'excentricité efficace de la charge appliquée et de ce fait le moment interne dans la section transversale critique. Le moment supplémentaire produit par la partie latérale le débattement, h à mi-hauteur de la colonne se nomme le moment secondaire [27].

9 Effets de chargement et de sollicitations extérieures

Le comportement d'un poteau mixte soumis à des sollicitations externes est conditionné par plusieurs facteurs citant : le type du poteau, son élancement, sa section droite, et le rapport entre la longueur du poteau et les dimensions de sa section droite. Dans la conception, le comportement interactif pour des poteaux de longueur intermédiaire est pris en considération par une constante empirique. La prévision de tels constantes en fonction de la géométrie, les propriétés de matériaux, et les imperfections du poteau était l'objet de recherche de Ever Barbero [12] qui a trouvé que les sections mixtes restent ainsi linéaires pour de grandes contraintes en tenant compte de l'interaction entre les différents modes de voilement [12], et également en tenant compte de l'élancement des poteaux.

Le comportement des poteaux est défini par l'approche d'EULER [29], si les imperfections sont négligés, quand on augmente la longueur du poteau on risque d'avoir un problème d'instabilité à cause de l'augmentation de la valeur du moment fléchissant secondaire à mi-hauteur, ce qui amène à la rupture du poteau par moment fléchissant, et non

pas par compression. L'influence des charges axiales de compression sur les sections droites des poteaux courts est moins importante comparée aux poteaux. Le poteau peut supporter le moment de flexion qui est plus grand que son moment de résistance ultime [30]. Actuellement, les poteaux mixtes de section circulaire sont de plus en plus employés dans la construction des bâtiments modernes. L'information disponible sur les modèles de ce type sous les différentes conditions de chargement est limitée. Des chercheurs ont examiné les poteaux mixtes de sections circulaires sous des charges axiales, et des charges de flexion cycliquement croissantes, plusieurs paramètres ont été inclus dans l'étude. Un modèle mécanique a été développé dans les poteaux [13], et ils ont développé une formule de calcul du coefficient de ductilité des poteaux mixtes sous chargement cyclique.

Kefeng, Jhon, et Xincheng [15] se sont concentrés sur les propriétés mécaniques des poteaux mixtes acier béton, ils ont pris des poteaux courts en acier tubulaires remplis de béton de haute résistance avec un rapport (longueur /diamètre) égale à 3.5 pour leurs travaux, les résultats expérimentaux ont montrés que le confinement du béton appliqué par le tube en acier peut améliorer la résistance mécanique à la compression des poteaux mixtes.

Les résultats de Zhong, Lin-Hai., et Zhi-Bin [16] ont montré que les poteaux mixtes tubulaires remplis de béton se comportent très bien comparés aux poteaux métalliques en termes de voilement local des parois de la section droite. La recherche a été principalement concentrée sur les poteaux carré de section creuse. Des sections rectangulaires ont été également examinées, des raidisseurs longitudinaux ont été soudés de chaque côté des poteaux carrées alors que seulement sur les côtés les plus longs pour les poteaux de sections rectangulaires. Les paramètres expérimentaux principaux considérés sont le rapport D/t , et la rigidité des raidisseurs.

10 Matériaux utilisés

10.1 Tubes en acier

La totalité des sections classiques des poteaux tubulaires remplis de béton sont produites de l'acier de différentes nuances, et limites élastiques. Dernièrement d'autres matériaux de construction ont été développés dont l'objectif est d'améliorer les propriétés physiques, chimiques, ainsi que comportement mécanique des tubes produits à base de ces matériaux. Les aciers de construction métallique sont essentiellement définis à travers leurs propriétés d'usage. Ces propriétés d'usage font l'objet de garanties. Ce sont :

- la limite d'élasticité à 20 °C, ReH exprimée en N/mm² ;
- la résistance à la traction à 20 °C, Rm exprimée en N/m ;
- l'allongement à rupture à 20 °C, A_l exprimé en % ;
- l'énergie de rupture en flexion par choc exprimée en Joule ;

Les mesures de ces propriétés sont effectuées sur des éprouvettes de différentes géométries normalisées prélevées dans les produits à tester. Les conditions de prélèvement sont définies par les normes et il ne faut jamais oublier que les résultats obtenus correspondent à la localisation ainsi imposée. Le niveau des propriétés peut varier d'un point à un autre du produit et suivant l'orientation considérée ; l'utilisateur doit être attentif à ces risques afin de ne pas généraliser outre mesure les résultats obtenus. Mais, en pratique, le constructeur exige que, dans différentes situations les aciers puissent :

- assurer leur service à la température ambiante ;
- résister à basse température (température inférieure à l'ambiante) ;
- assurer leur service à chaud (température supérieure à l'ambiante) ;
- résister à d'éventuelles sollicitations en fatigue ;
- éventuellement résister à la corrosion atmosphérique.

10.1.1 Performances et comportement mécaniques des aciers de construction

Les performances mécaniques d'un acier à la température ambiante sont appréciées fondamentalement à travers les valeurs que prennent sa limite d'élasticité (ReH) et sa résistance à la rupture en traction (Rm) à 20 °C. Ces deux caractéristiques sont déterminées au cours d'un essai de traction. Cet essai permet de tracer la « courbe de traction » de l'acier (Fig. I.6), qui représente les variations de la charge unitaire (effort de traction F rapporté à la section initiale S_0 de l'éprouvette) en fonction de l'allongement relatif (allongement de la base de mesure rapporté à la longueur initiale de cette base et exprimé en %) imposé à l'éprouvette. Cette courbe met en évidence deux comportements intéressants de l'acier :

✓ La première partie OA (Fig. I.1a et Fig. I.1b) correspond au domaine dans lequel l'acier est élastique, c'est-à-dire que, soumis à un effort, il se déforme mais reprend sa géométrie initiale lorsque l'on supprime l'effort (la déformation disparaît, elle est réversible). C'est le domaine normal de travail de l'acier ; son comportement est alors régi par la loi de Hooke :

$$F/S_0 = E \Delta l/l_0 \quad (I.8)$$

Qui introduit le module d'élasticité E dit aussi module de Young. Mais cet allongement dans la direction de l'effort uniaxial de traction s'accompagne d'une contraction Δl_t dans le plan perpendiculaire à cet effort (de longueur initial l_{t0}). Ce retrait est proportionnel à l'allongement longitudinal mais de signe opposé ; cette dépendance est traduite par le coefficient ou nombre de Poisson ν :

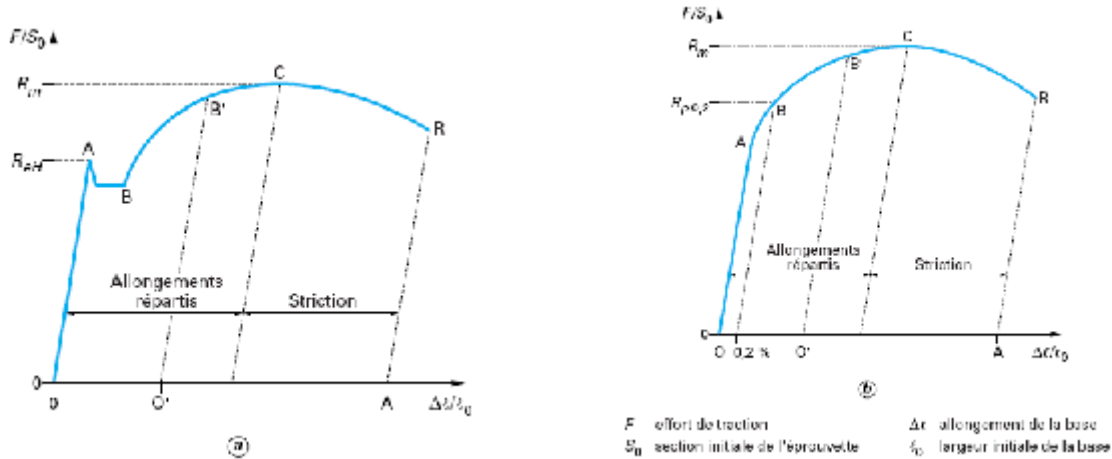


Fig. I.6: Courbe de traction pour un acier de construction [31].

✓ La deuxième partie AC correspond au domaine dans lequel le métal est plastique, c'est-à-dire que, soumis à un effort, il se déforme mais ne reprend pas sa géométrie initiale lorsque l'on supprime l'effort (une partie de la déformation subsiste, elle est irréversible et dite « plastique »). Dans ce domaine, il est important de noter qu'au cours de la déformation plastique (de B à C pour la Fig. I.1a et de A à C pour la Fig. I.1b) la limite d'élasticité de l'acier augmente. Si, par exemple, on supprime l'effort appliqué en B', le métal revient au point O' (la déformation plastique est égale à OO') et son nouveau domaine élastique s'étend ensuite de O' à B'. O'B' est ainsi plus grand qu'OA. Cette augmentation est dite consolidation ou, encore, écrouissage (et parfois raffermisssement). Sa conséquence pratique intéressante est qu'elle provoque une adaptation de l'acier face à une surcharge accidentelle ; c'est donc un facteur de sécurité en service.

L'importance de la plasticité du métal pour la sécurité d'emploi fait qu'à travers l'essai de traction on tente aussi d'apprécier la réserve de plasticité (ou ductilité) sur laquelle peut compter l'utilisateur. Pour ce faire, on mesure l'allongement à rupture A de l'éprouvette qui est actuellement la caractéristique de ductilité qui fait l'objet d'une garantie. Rapporté à la longueur initiale de la base de mesure (A_l / l_0), il traduit le résultat de deux déformations successives :

- **L'allongement uniforme (ou réparti)** qui commence dès la sortie du domaine élastique et s'étend sur toute la période de consolidation jusqu'à ce que la charge unitaire atteigne le niveau de la résistance à la traction (point haut de la courbe de traction). Durant toute cette période, la partie calibrée de l'éprouvette se déforme uniformément (d'où l'appellation d'allongement réparti) ;
- **L'allongement localisé dans la zone de striction** qui représente la déformation de la partie dans laquelle apparaît la striction, c'est-à-dire la diminution localisée de la section S de l'éprouvette avec, bien entendu, une augmentation de la contrainte vraie locale mais, compte tenu des performances des machines d'essai, une diminution de l'effort total appliqué à l'éprouvette dont la zone hors striction cesse de se déformer et subit un retrait élastique. Cette déformation localisée dépend de la géométrie de l'éprouvette et surtout de sa section.

10.2 Comportement mécanique du béton

Dans ce qui suit, on présente un aperçu du comportement mécanique du béton à température ambiante sous divers types de sollicitations, en passant en revue son comportement sous sollicitation de compression simple et cyclique, traction simple et cyclique. Cette partie a pour but de mettre en évidence le lien entre la fissuration et l'endommagement. L'essai de traction-compression cyclique, par contre, a pour but de mettre en évidence l'effet de la refermeture de fissures (effet unilatéral).

10.2.1 Comportement en compression

10.2.1.1 Comportement en compression uniaxial

L'essai de compression uniaxial est un essai qui a largement été étudié afin de connaître la résistance en compression. En général, les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées, appelées 16 32, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et diamètre de 16 cm avec une aire de 200cm^2 . L'allure générale de la courbe contrainte-déformation est donnée par la Fig. I.7.

Nous observons les quatre phases suivantes :

- ✓ La réponse est linéaire jusqu'à 30% - 50% de la limite en compression f_c .
- ✓ La courbe devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 75% - 90% de la limite f_c . Apparition de l'irréversibilité (déformations permanentes).
- ✓ La courbe présente un pic suivi d'une branche post-pic correspondant à un comportement adoucissant. Le coefficient de Poisson évolue (Fig. I.7a).

- ✓ La rupture apparaît progressivement au-delà du pic par coalescence de microfissures et augmentation de volume ($\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ sont les déformations principales); (Fig. I.7b).

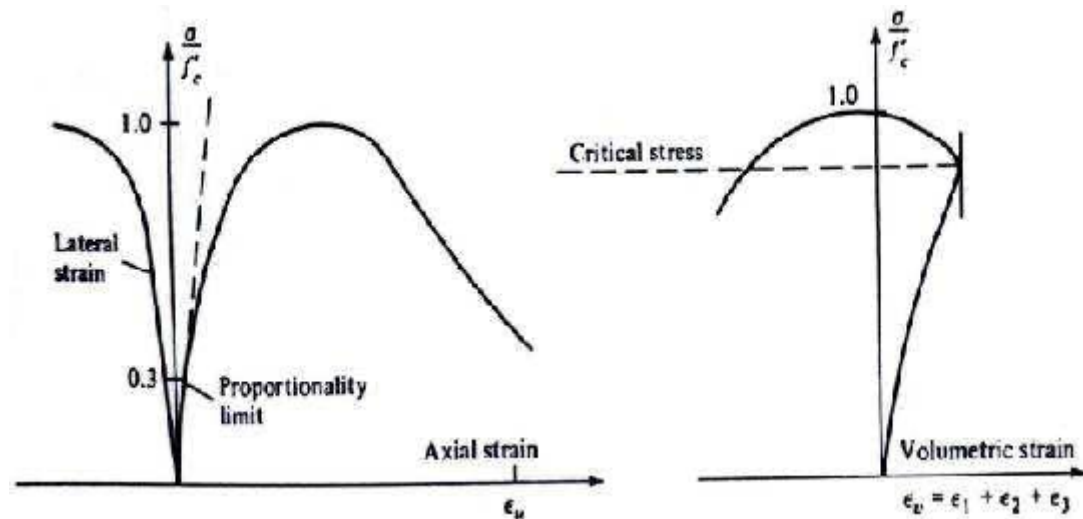


Fig. I.7 : Comportement du béton en compression simple [32].

L'interprétation micromécanique de ce comportement a fait l'objet de nombreux travaux [33, 34,35] et il est maintenant bien admis que la dégradation est essentiellement liée au développement de microfissures. Le développement des microfissures est lié selon plusieurs auteurs, [33,34] à l'effet des extensions (déformations positives). Des observations au microscope optique sur des tranches de matériaux présollicités ont montré que l'orientation privilégiée des microfissures est perpendiculaire aux directions d'extensions, créant dans un premier stade une anisotropie du comportement du béton, et dans un stade ultime des surfaces de rupture de même sens (Fig. I.8). De plus, il a été montré que les déformations se localisent dans l'éprouvette au pic d'effort, ce qui montre que le comportement post-pic observé est celui d'une structure dans laquelle le matériau ne répond pas d'une manière homogène [36].

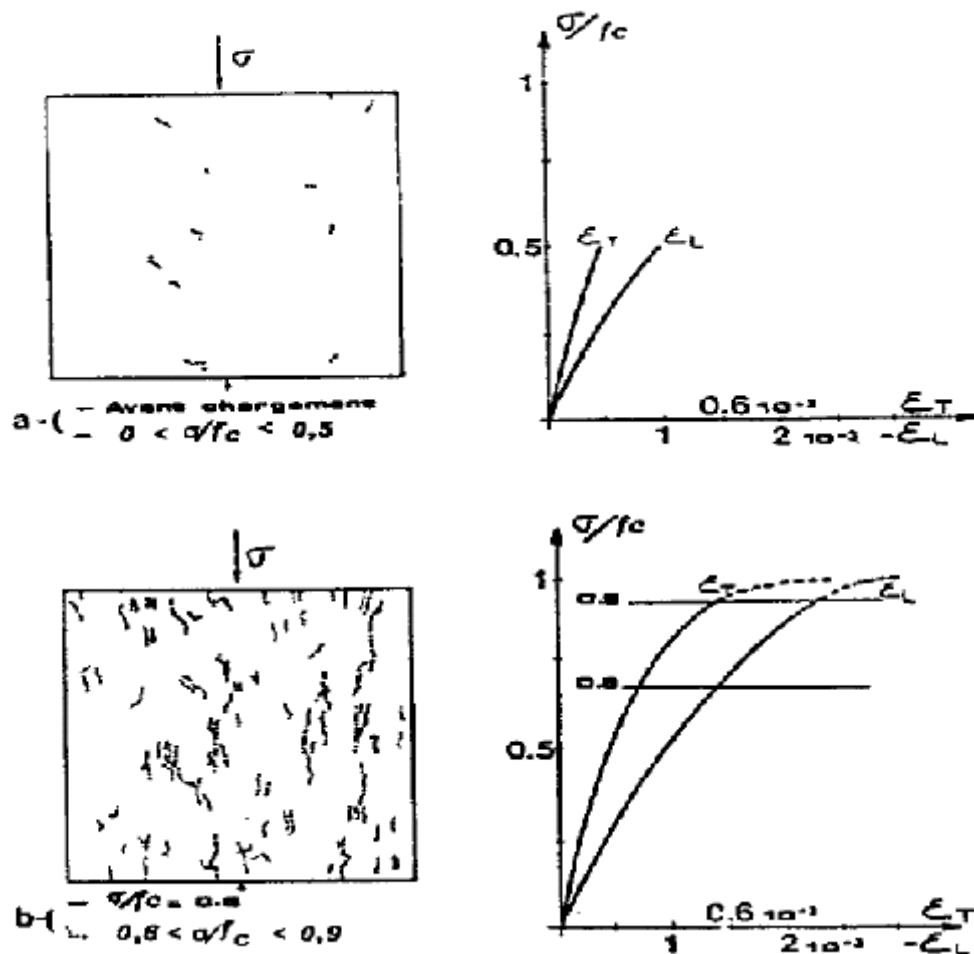


Fig. I.8: Résultats de l'observation aux rayons X d'une éprouvette en compression [37].

10.2.1.2 Comportement en compression cyclique

L'essai cyclique en compression simple présenté à la Fig. I.9, permet d'obtenir d'autres renseignements sur le comportement du béton. D'une part, il permet de confirmer le rôle prépondérant du développement de la microfissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau, et d'autre part, de mettre en évidence le développement de déformations permanentes. Celles-ci sont le plus souvent expliquées par l'effet de frottement entre surfaces des microfissures et le non refermeture complète des microfissures après déchargement. Un autre renseignement peut être tiré de cette figure, il concerne le développement de boucles d'hystérésis. Ce phénomène peut être lié à deux aspects: d'une part, au frottement entre lèvres de microfissures en cours de refermeture ou réouverture de celles-ci, et d'autre part, au mouvement de l'eau dans la structure microporeuse de la pâte de ciment hydratée.

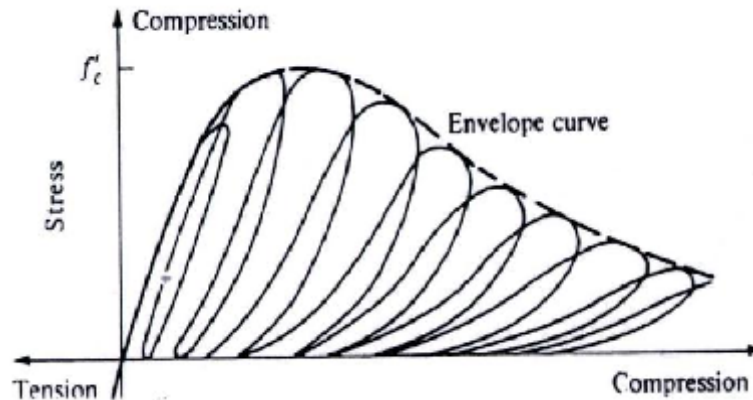


Fig. I.9: Comportement cyclique du béton en compression simple [32].

10.2.1.3 Comportement sous charge hydrostatique

En ce qui concerne le comportement du béton sous chargements hydrostatiques, le béton présente un comportement non linéaire. La Fig. I.10, présente le comportement expérimental dans le cas d'une compression hydrostatique [32]. On remarque sur cette figure trois phases de comportement :

- Une phase élastique linéaire.
- Une phase d'assouplissement correspondant à l'effondrement progressif de la structure microporeuse de la pâte de ciment hydraté.
- Une phase de raidissement liée à l'augmentation des contacts au sein de la matière qui est une conséquence de la destruction des pores.

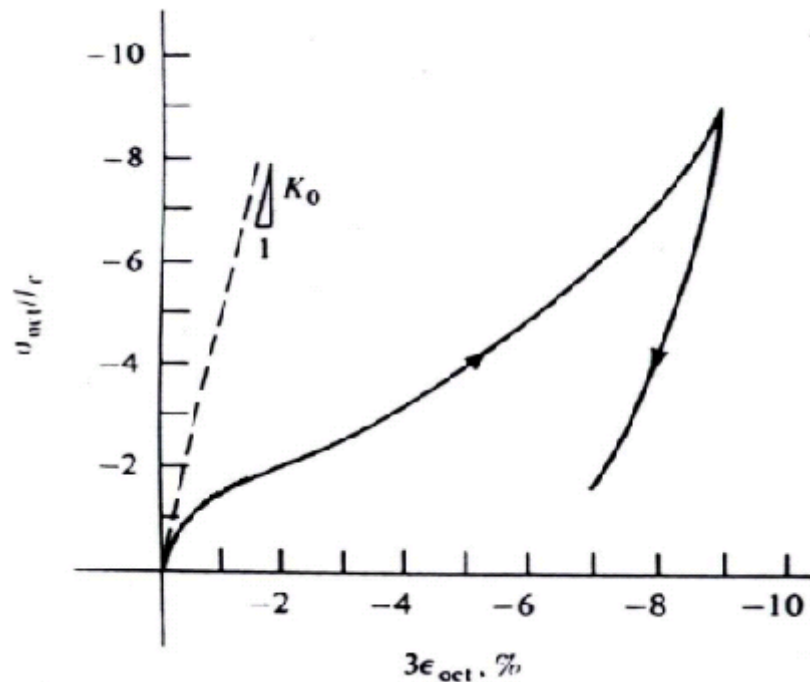


Fig. I.10: Essai de compression hydrostatique du béton [32].

10.2.2 Comportement en traction

Bien que le béton soit principalement conçu pour résister à la compression, la connaissance de ses propriétés en traction est importante pour une description complète de son comportement matériel. On peut faire la remarque ici sur la difficulté de la réalisation de ce type d'essais, c'est pourquoi on fait souvent appel à des essais indirects pour déterminer ce comportement.

10.2.2.1 Comportement en traction simple

La Fig. I.11, présente la courbe contrainte-déformation pour le béton en traction simple (essai de traction directe). Dans cette figure, on peut distinguer deux phases importantes du comportement du béton:

- ✓ Dans une première phase, le comportement est quasiment élastique linéaire avec une légère perte de raideur juste avant d'atteindre le pic ($\sigma < f_t$ f_t étant la limite en traction).
- ✓ Une deuxième phase (phase adoucissante), après le pic, est caractérisée par une chute presque brutale de la contrainte. Durant cette phase, les micro fissures bifurquent dans la pâte de ciment et se propagent en mode I essentiellement pour constituer une fissure continue perpendiculaire à l'extension principale.

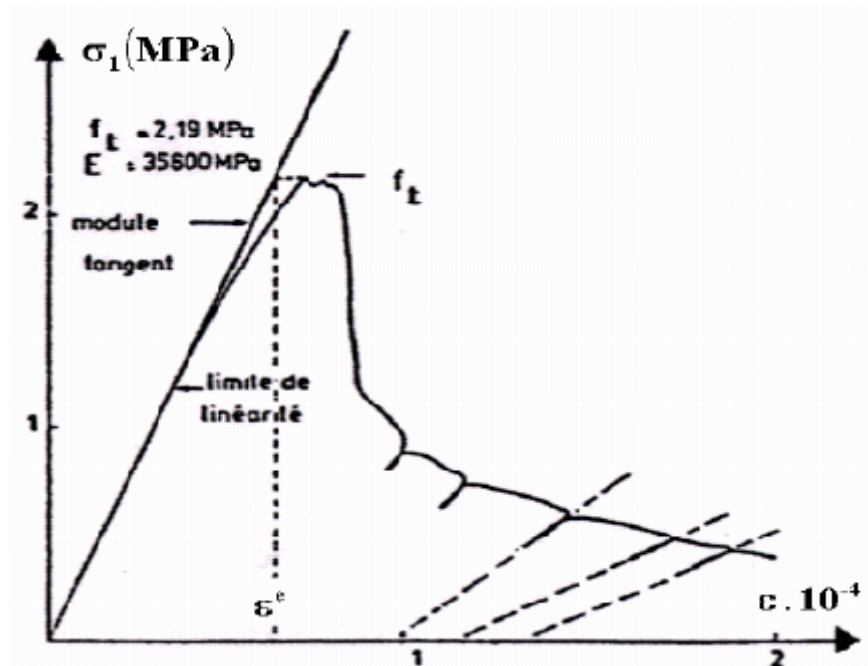


Fig. I.11: Comportement de béton en traction simple [36].

Les cycles charge-décharge permettent de constater :

- Une chute importante de la raideur en fin d'essai ($E \approx E_0/2$) ;
- Apparition de déformation résiduelle ;

Dans son état ultime, l'essai de traction directe conduit à une fissure unique, localisée et perpendiculaire à la direction d'extension.

10.2.2.2 Comportement en traction cyclique

L'essai de traction cyclique présenté à la Fig. I.12, permet de confirmer le rôle prépondérant du développement de la microfissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. On note sur la Fig. I.13 que les boucles d'hystérésis sont très faibles.

Ceci paraît logique si l'on admet qu'elles sont principalement dues à des phénomènes de frottement entre lèvres de microfissures ; phénomènes peu importants qu'en compression.

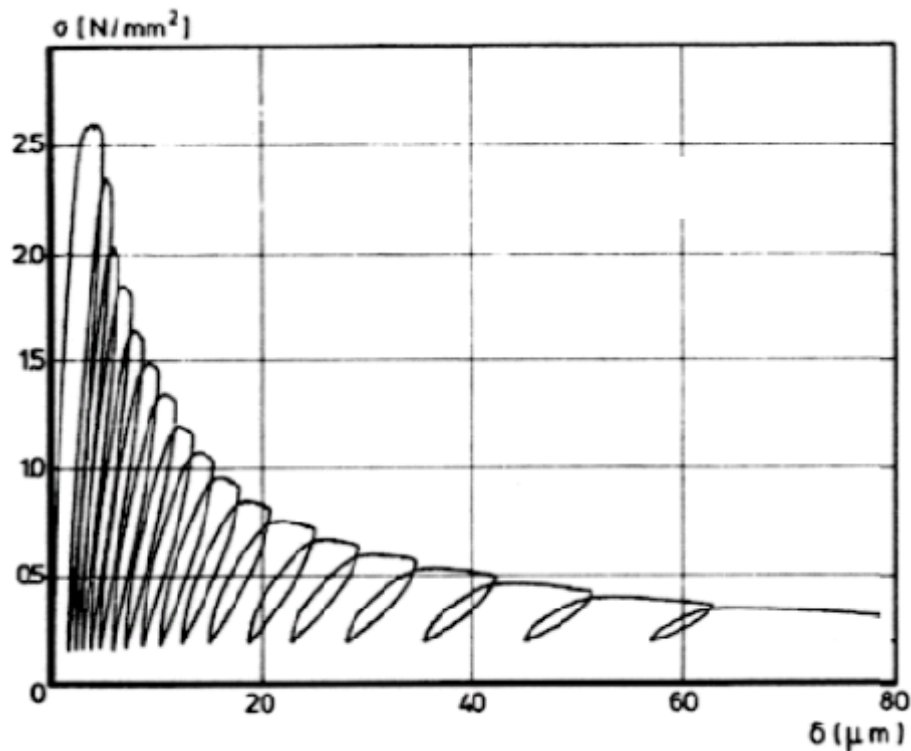


Fig. I.12: Comportement cyclique du béton en traction [38].

10.2.2.3 Comportement cyclique traction-compression

Un essai de compression axiale, sur une éprouvette endommagée en traction, met en évidence une propriété importante du comportement du béton, c'est le caractère unilatéral. On constate que la raideur du béton préalablement endommagé en traction augmente très rapidement pour atteindre une valeur proche de celle du matériau non endommagé. Ce phénomène de restauration de raideur initiale lie à la refermeture progressive des microfissures du matériau endommagé. Il y a lieu également donc d'effet de cumul de dommage en changeant le sens de la sollicitation. Il y a lieu également de constater une élasticité bilinéaire du comportement.

Ce comportement a été mis en évidence par [36] pour le cas particulière de rupture localisée en une seule macro fissure. Il a été par la suite confirmé par le cas d'une distribution diffuse des macros fissures.

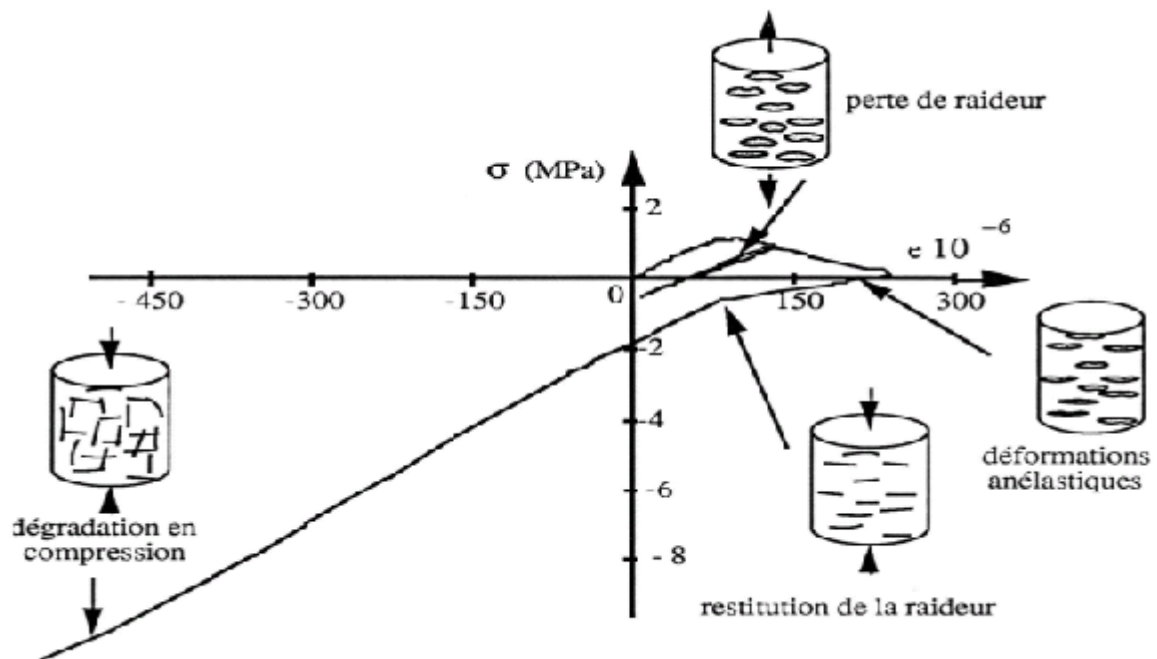


Fig. I.13: Essai P.I.E.D comportement du béton sous chargement cyclique de traction compression [38].

Cet essai met en évidence différents phénomènes :

- La dégradation du matériau est accompagnée d'une perte de raideur ainsi que de la création de déformations anélastiques.
- La raideur se restaure lorsque le matériau dégrade par une sollicitation de traction est soumis en compression.

11 Codes de conception

Pendant les deux dernières décennies, les chercheurs ont suggéré des méthodes analytiques et des procédures de conception pour les colonnes mixtes et des codes de conception ont été formulés.

Chacun de ces codes est écrit au sujet de réfléchir les philosophies de conception et les pratiques en matière de conception dans les pays respectifs. Pendant les deux dernières décennies, différents codes du spécifique pour la conception des colonnes tubulaires en acier remplis de béton ont été employées.

11.1 Le code Américain du béton armé (ACI 318-89) [39]

Selon ACI 318-89, une colonne mixte est une colonne en béton armé avec une forme ou une Tuyauterie d'acier de construction en plus des barres de renforcement (armatures). Considérant Les effets de l'élancement, un rayon de giration équivalent et une rigidité à la flexion sont employés avec un paramètre de rapport de charge, et par conséquent sans charge, le rayon de giration devrait être pris égal à zéro. L'épaisseur limite du tube en acier pour empêcher le voilement local est basée sur l'atteinte de la contrainte limite élastique dans un tube en acier creux sous un effort axial monotone pour lequel n'est pas une condition nécessaire pour la colonne mixte remplies de béton. Un paramètre pour l'influence du fluage du béton qui est soumis au chargement compressif est inclus.

11.2 Le code Américain des structures métalliques (AISC-lrfd) [40]

Ce code est basé sur les mêmes principes que d'ACI. La conception est basée sur des équations des colonnes métalliques. La force nominale est estimée à base de la résistance ultime de charge, et les facteurs de réduction sont alors appliqués. La capacité axiale nominale de charge est réduite selon le rapport de l'élancement. Ni l'ACI-318 ni l'AISC LRFD ne considèrent explicitement les dispositions des effets de confinement sur la résistance ou la ductilité du membre analysé. Les dispositions de l'ACI pour calculer l'interaction de résistance entre les efforts axiaux et les moments de flexion sont essentiellement identiques à ceux pour les colonnes en béton armé, tandis que l'AISC-LRFD est basés sur les formules bilinéaires d'interaction qui ont la même forme que ceux des colonnes métalliques. Dans les méthodes de conception ci-dessus, la rigidité à la flexion est sous-estimée et l'effet de confinement du tube en acier sur le noyau de béton est ignoré. L'influence du fluage est ignorée pour le béton dans les colonnes mixtes selon des spécifications d'AISC-LRFD

11.3 Le code Japonais (AIJ) [41]

Un système structural composé en utilisant le béton et la forme d'acier qui s'appelle (Steel Reinforced Concrete) (SRC) au Japon. La conception permise d'effort est principalement utilisé, dans lequel des contraintes dus aux travaux sont calculées en se basant sur la rigidité élastique des membres et force permise par les formules superposées de résistance. La résistance de la section droite est calculée en superposant la résistance des

sections de l'acier et du béton, en négligeant de ce fait l'interaction entre l'acier et le béton et l'effet de confinement. La charge de voilement d'Euler est employée avec une rigidité de béton réduite ainsi que les facteurs de sécurité pour le béton et l'acier. La méthode est applicable aux sections non symétriques et aux colonnes sous flexion bi axiale.

11.4 Le code Britannique BS5400-partie 5 [23]

Des dispositions de code dans BS 5400 sont basées sur les états limites de conception avec des facteurs de chargement et des facteurs de sécurité de matériaux utilisés. Le moment ultime est calculé à partir de la distribution des contraintes plastiques de la section transversale, et une approximation pour la courbe d'interaction pour les efforts axiaux et les moments de flexion est employée. Des propriétés de béton réduites sont employées pour tenir compte des effets de fluage et de l'utilisation des sections de béton non éclatés dans le calcul de la rigidité. Cette méthode est applicable aux sections symétriques seulement et limité au la gamme des sections couvertes dans les courbes européennes de flambement. Elle sous-estime la capacité de colonnes mixtes remplies de béton de haute résistance.

11.5 Code Européen EC4 [10]

L'EC4 traite les sections mixtes totalement et partiellement enrobés de béton ainsi que celles remplis de béton avec ou sans armature. Ce code emploie les concepts des états limites. Pour atteindre l'objectif de l'utilité et de la sécurité en appliquant les facteurs de sûreté partiels aux charges et aux propriétés des matériaux. Basé sur des résultats expérimentaux, on lui a recommandé que les règlements d'EC4 au sujet du facteur de 0,85 ne doivent pas être appliqués aux sections tubulaires remplies de béton de haute résistance. C'est le seul code qui traite les effets du chargement à long terme séparément.

Tous les codes assument la pleine interaction, mais certains imposent des restrictions à l'effort de cisaillement à l'interface acier-béton. Il est fiable d'utiliser des connecteurs de cisaillement, si l'effort de cisaillement limite est très grand.

11.6 Comparaison entre les codes de conception

Les charges expérimentales de rupture sont comparées aux prévus valeurs en utilisant les dispositions dans l'EC4, l'ACI et l'AISC. On a conclu que chacun des trois codes de conception est conservateur pour prévoir les capacités portantes des poteaux mixtes. Parmi ces codes, l'ACI et l'AISC donnent respectivement, le calcul exact des

charges de rupture par 9 et 11%. La méthode d'EC4, d' autre part est plus précise que celle de l'ACI et l'AISC avec un rapport moyens de 1,01 et un coefficient de variation de 0,04. Les résultats indiquent que l'EC4 peut être prolongé à la conception de poteaux de section rectangulaire remplis de béton de haute résistance soumis au chargement concentrique. [18].

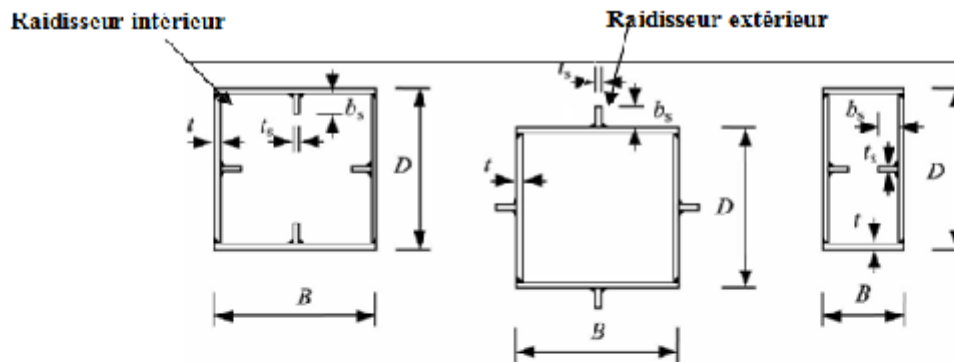
Des résultats d'essais sur les poteaux mixtes enrobés de béton [42] ont montrés que l'ACI était plus précise que l'AISC, en prévoyant les capacités portantes des poteaux et leurs modes de rupture.

12 Sections mixtes

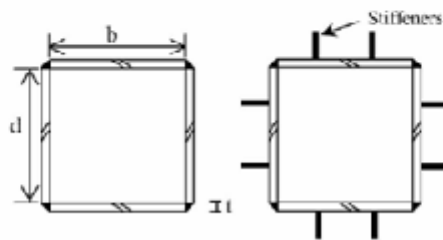
En raison du développement dans le domaine de la construction mixte, plusieurs recherches dont le but est d'améliorer le comportement des poteaux mixtes sous différents cas de chargement, on a créés des sections dont les propriétés sont différentes de celles des sections classiques connues (circulaire, carré, rectangulaire, et section en I ou en H). L'utilisation des poteaux tubulaires en acier remplies de béton est devenue de plus en plus populaire en structures de génie civil.

En Chine, on signale que plus de trente bâtiments élevés et deux cents ponts de voûte ont été construits grâce à leur haute résistance et ductilité, aussi bien que la grande capacité d'absorption énergie.

Le perfectionnement des poteaux dans es propriétés structurales peut être atteint parce que le tube en acier fournit le confinement pour le béton, et le noyau du béton peut empêcher le voilement centripète du tube. Cependant, beaucoup d'études ont prouvé que la performance d'une section remplie de béton ou le tube en acier soit carré ou rectangulaire n'est pas aussi bon que ses contre- parties circulaires. Avec le développement de l'acier de haute résistance [16], il est devenu extrêmement attrayant d'employer des tubes à parois minces quand le voilement local est éliminé dans une conception de poteaux. En conséquence, des mesures de raidissement adéquates pour les tubes remplis de béton carrés ou rectangulaires sont fortement souhaitables quand les tubes à parois minces sont employés (Fig. I.14).



(a) poteaux mixtes avec 1 raidisseur de chaque côté [16].



(b) Poteaux mixte avec 2 raidisseurs de chaque côté [25].

Fig. I.14: Types de poteaux mixtes avec raidisseurs longitudinaux.

Le nombre de raidisseurs est un paramètre très important qui influe sur le comportement du poteau mixte ainsi que la forme de section (carrée ou rectangulaire), le type de soudure des plats de profilé, et le type de raidisseurs (soudés intérieurement ou extérieurement). Dans le passé, les effets des raidisseurs longitudinaux sur le comportement de des poteaux mixtes remplis de béton ont été expérimentalement étudiés. Les résultats d'essai préliminaires ont démontré l'efficacité des raidisseurs dans le retardement du voilement local du tube. Comparé aux poteaux mixtes remplis de béton traditionnels, on prévoit également que les poteaux mixtes remplis de béton avec raidisseurs auront une résistance au cisaillement plus élevée, une plus haute résistance au glissement entre le tube en acier et le noyau de béton, aussi bien que des résistances plus élevées au feu si les raidisseurs sont soudés intérieurement [16].

Les travaux de Muhammad, Fan, et Nie [26] ont présentés une étude expérimentale sur le comportement à la rupture des poteaux mixtes tubulaires remplis de béton axialement chargés en compression, plusieurs sections transversales ont été examinées pour étudier la capacité portante de charge des poteaux non seulement remplis de béton mais armés de

barres métalliques superposées croisées comme l'indique la Fig.I.15 suivante :

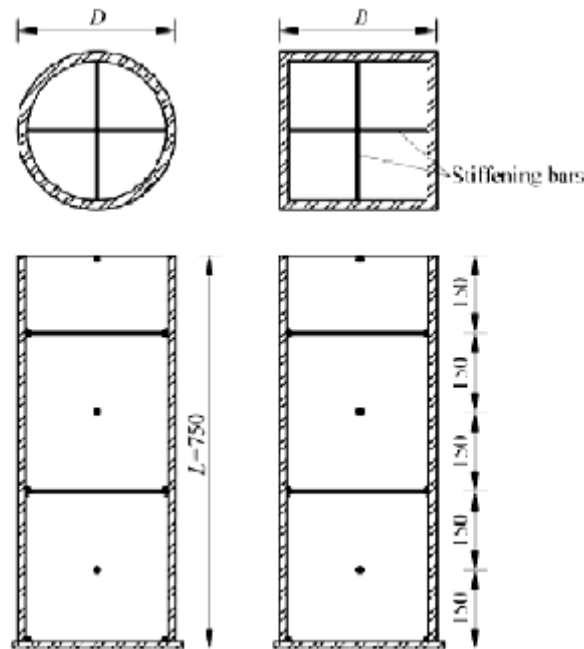


Fig. I.15 : Détail des poteaux mixtes de section à barres croisées.

En 2004 Teng [43] a récemment proposé la nouvelle pièce FRP de charpente tubulaire hybride en double-peau acier béton. Le nouveau membre hybride se compose d'un tube en acier à l'extérieur, d'un tube de FRP à l'intérieur, et du béton à l'intermédiaire. Le vide intérieur peut être rempli de béton si désiré. Le tube de FRP est équipé de fibres qui sont principalement orientées dans la direction circulaire pour fournir le confinement au béton. Le nouvel membre hybride est une tentative de combiner les avantages de chacun des trois matériaux constitutifs et ceux de la forme structurale de DSTC, afin de réaliser une nouvelle pièce de charpente structurale à rendement élevé du membre mixte (Fig. I.16).

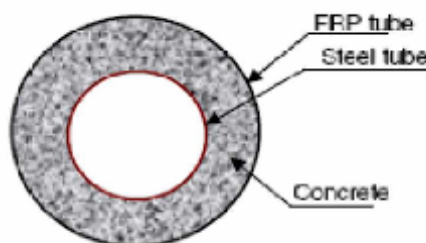


Fig. I.16 Section droite des poteaux mixtes en double peaux [43].

Ceci est censé pour avoir la bonne performance sismique, aussi bien que beaucoup d'autres avantages. Tandis qu'un tel membre peut être employé comme poutre, ses avantages sont les plus évidents une fois utilisés car une colonne FRP tubulaire hybride de double-peau acier- béton (DSTC).

Un modèle analytique pour déterminer le comportement axial et la capacité portante des poteaux mixtes enrobés de béton est proposé par Cheng et Nan [44] (Fig. I.17). On conclut qu'en plus des armatures latérales, la section d'acier de construction peut fournir un effet de confinement sur le béton et augmenter la résistance axiale du poteau et sa capacité portante.

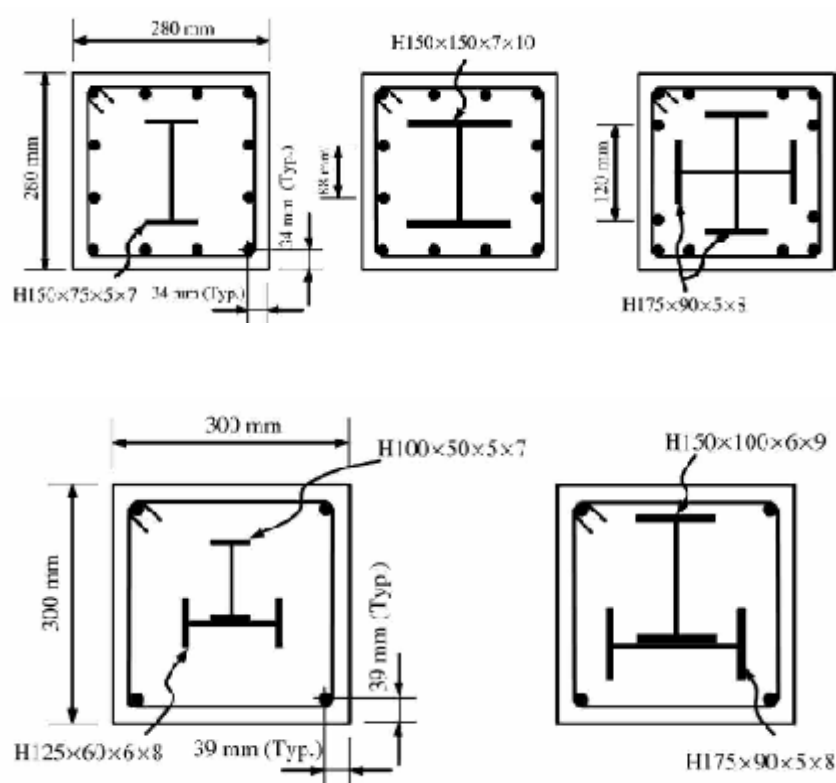


Fig. I.17 : Sections droites des poteaux métalliques en I, ou en H enrobés de béton [44].

Ces sections ont un comportement un peu identique à celui des poteaux tubulaires remplis de béton à cause des contraintes de confinement fournies par les profils métalliques à la section du béton.

13 Analyse de comportement mécanique des poteaux tubulaires remplis de béton

Les colonnes mixtes sont habituellement classées par catégorie comme courtes ou minces. Ces limites ne réfèrent pas à l'aspect physique, ou au rapport des dimensions latérales à la longueur, mais plutôt à leurs modes de rupture. La résistance de charge d'une colonne remplie de béton courte est régie par la résistance de la section, qui est la capacité de la section transversale de résister aux charges axiales appliquées et aux moments ; et est basés purement sur la force matérielle de la section.

La résistance de charge d'une colonne remplie de béton TFC mince est régie par ce qui se nomme résistance élémentaire reflétant le fait que la résistance de charge dépend non seulement des propriétés matérielles, mais également des propriétés géométriques du membre entier. Si la résistance de charge est sensiblement réduite par les moments du second ordre, provoqués par des déformations de poteau, la colonne est classifiée comme mince; autrement elle est classifiée en tant que courte. Les discussions au sujet du comportement des colonnes TFC dans les sections suivantes, et l'information plus détaillée peuvent être trouvées dans la suite de notre travail.

13.1 Comportement de l'acier

La section mixte est l'assemblage de deux matériaux différents de comportement. La ruine d'un poteau d'acier peut survenir selon trois types de mécanisme de rupture. Ces trois mécanismes sont le flambement du poteau, le voilement des sections minces et la plastification totale de la section. Les deux premiers mécanismes représentent respectivement un comportement global et local du poteau. Le troisième mécanisme n'est obtenu que pour des poteaux courts et trapus.

13.1.1 Flambement du poteau

Le flambement est un phénomène global qui apparaît sur l'ensemble du poteau et non à un endroit localisé comme le voilement. Il est caractérisé par un déplacement hors plan de l'ensemble de la section. Il est influencé par les caractéristiques globales du poteau telles que la rigidité de la section, la hauteur et les conditions de retenue aux appuis. La contrainte de flambement critique théorique associée à un poteau parfaitement droit, ne comportant ni contraintes résiduelles ni défauts de rectitude. En compression pure on classifie le flambement en deux catégories, soit le flambement élastique ou le flambement inélastique.

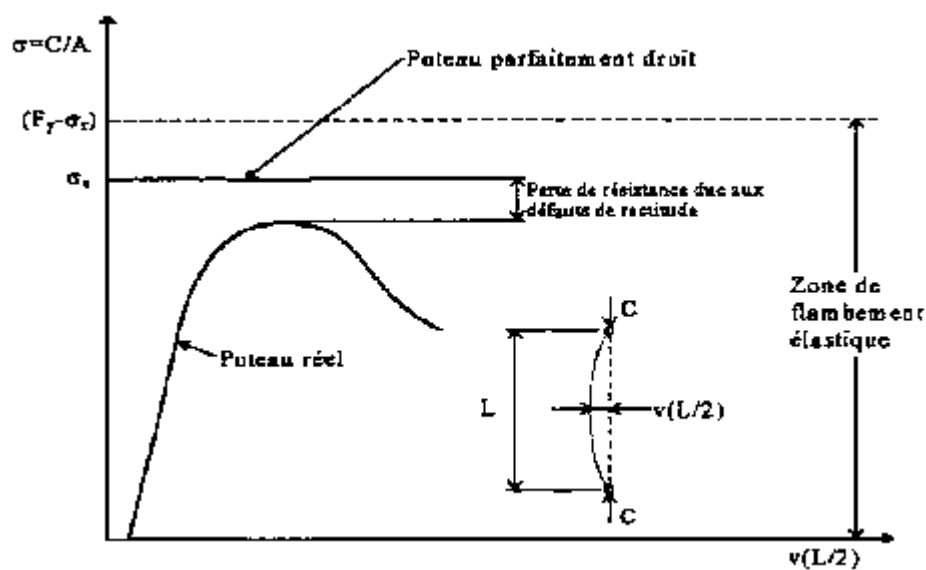
Le flambement est qualifié d'élastique lorsqu'il ne se produit aucune plastification du poteau avant sa rupture. Ceci survient lorsque la contrainte critique de flambement est inférieure à la limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de compression. Dans ce cas, le flambement n'est pas fonction de la limite élastique de l'acier mais de l'élancement du poteau ainsi que du module d'élasticité de l'acier. Ce type de flambement ne survient que pour des poteaux très élancés.

Le flambement est qualifié d'inélastique lorsque le poteau subit une plastification avant d'atteindre sa charge ultime. Ceci se produit lorsque la contrainte critique de flambement n'est pas inférieure à la Limite élastique de l'acier mais supérieure à la limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de compression.

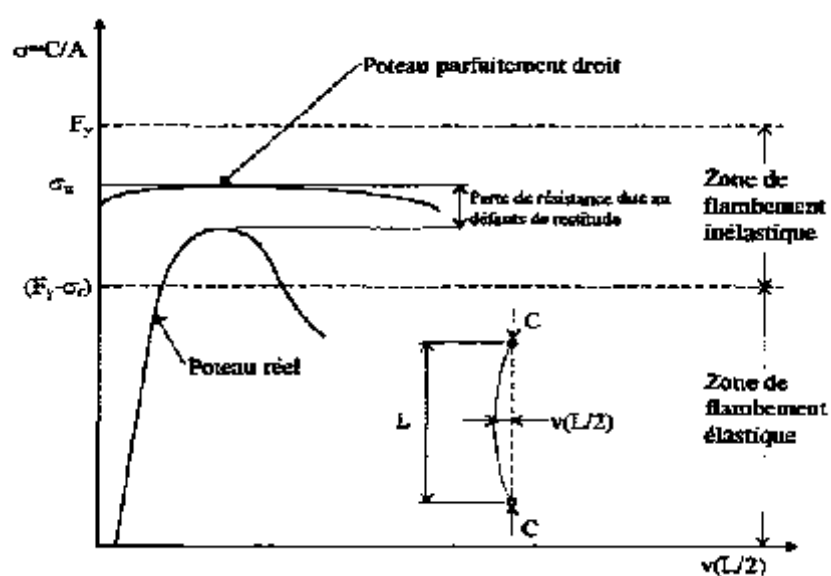
En pratique, selon l'élancement du poteau, la charge critique théorique ne peut pas être atteinte à cause de la présence des défauts de rectitude et des contraintes résiduelles. Une pièce parfaitement droite soumise à un chargement ne subit aucune déformation transversale avant le point de bifurcation ou la charge ultime est atteinte. Au-delà de ce point, la pièce subit soudainement de grandes déformations transversales qui entraînent sa rupture. La présence de défauts de rectitude modifie ce comportement en initiant la déformation transversale. L'augmentation de la déformée transversale au milieu du poteau cause un moment qui augmente les contraintes dû à la charge axiale et entraîne ainsi une rupture prématurée.

Les sections soumises à des contraintes résiduelles de compression se plastifient à une contrainte de chargement inférieure à la limite élastique de l'acier. Cette plastification hâtive amène une diminution de rigidité flexionnelle de la section et, par ce fait, une diminution de la charge critique. La zone de flambement élastique est ainsi diminuée par la présence des contraintes résiduelles. Le flambement devient ainsi inélastique à partir d'une contrainte correspondant à la contrainte élastique de l'acier auquel on soustrait la valeur de l'amplitude des contraintes résiduelles en compression.

La Fig. I.18.a présente les courbes contraintes axiales-flèche à mi-portée d'un poteau parfaitement droit dans le domaine de flambement élastique et d'un autre poteau réel comportant des défauts de rectitude et des contraintes résiduelles pour qui le flambement devient inélastique. La Fig. I.18.b présente les courbes contraintes axiales flèche à mi-portée dans le domaine de flambement inélastique d'un poteau parfaitement droit avec contraintes résiduelles et d'un poteau réel comportant des défauts de rectitude et des contraintes résiduelles.



(a) dans le domaine élastique



(b) le domaine inélastique

Fig. I.18: Courbes de flambement des poutres [19].

13.1.2 Équation de calcul pour le flambement

L'approche de conception de l'EC4 [10] pour le flambement d'un poteau est donnée par l'équation I.9 suivante :

$$S_d \leq \chi \quad N_{pl, Rd} \quad (I.9)$$

Où la valeur de χ , coefficient de réduction relatif au plan de flambement considéré est donné en fonction de l'élancement $\bar{\lambda}$ et de la courbe européenne de flambement appropriée.

Le coefficient de réduction au flambement est calculé suivant

$$\chi = \frac{1}{\Phi + [\Phi^2 - \lambda^{-2}]^{1/2}} \leq 1 \quad (I.10)$$

$$\text{où} \quad \Phi = 0,5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (I.11)$$

Où α est le paramètre d'imperfection généralisée, qui couvre les effets défavorables du défaut de rectitude initial et des contraintes résiduelles.

13.1.2 Voilement des sections minces

Lorsqu'une section est composée de plaques dont les dimensions sont importantes par rapport à leurs épaisseurs, il peut survenir un voilement des plaques. Le voilement est un phénomène local qui survient lorsque la plaque est comprimée. Il est caractérisé par de grandes déformations hors plan de la plaque qui mènent à la ruine de la pièce. La rupture de la section soit par voilement successif des autres plaques ou par flambement global du poteau.

Les phénomènes de flambement et de voilement ne sont donc pas toujours indépendants. Dans ce cas ; on peut parler d'instabilité couplée, où le voilement d'une plaque amène une diminution de rigidité de la section qui est suivie du flambement du poteau. Pour des cas simples, on peut déterminer la contrainte de voilement théorique d'une plaque. Celle-ci dépend des conditions d'appui, des propriétés de l'acier, du type de chargement ainsi que des dimensions de la plaque. Le voilement est classé en deux catégories, soit le voilement élastique et le voilement inélastique.

Le voilement est qualifié d'élastique lorsque la contrainte de voilement théorique est inférieure à la limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de compression est qualifié d'inélastique ; lorsque cette dernière est inférieure à la limite élastique de l'acier mais supérieure à la limite élastique de l'acier moins l'amplitude des contraintes résiduelles de compression Le voilement est affié par les défauts

de rectitude et les contraintes résiduelles de la même manière que décrit dans la section sur le flambement.

La contrainte de voilement élastique d'une plaque soumise à un effort de compression uniforme est obtenue à l'aide de l'équation de stabilité des plaques (Salmon et Johnson, 1990):

$$\sigma_v = K \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)(B_0/t)^2} \quad (I.12)$$

Où :

σ_v : Contrainte de voilement élastique;

K: Coefficient de voilement des plaques, fonction des dimensions, des conditions de frontières et du type de chargement;

E: Module d'Young du matériau;

ν : Coefficient de Poisson du matériau;

B_0/t : Rapport d'élancement d'une plaque.

Dans le cas des poteaux mixtes enrobés de béton, le voilement de l'aile sera le mode de rupture envisagé pour l'acier puisque la grande inertie de la section limite le flambement et que le voilement de l'âme est empêché par la présence du béton. Le mode global de voilement (d'Euler) se produit dans les colonnes minces comporte un déplacement latéral soudain sans déformation de la section transversale [12].

L'équation de voilement d'Euler est donnée par l'équation I.13 suivante :

$$P_E = (EI)/(KL/\pi)^2 \quad (I.13)$$

Selon l'équation empirique, la charge de voilement de la colonne est donnée par :

$$P_C = K_i P_L \quad (I.14)$$

Où P_L est la charge de la colonne courte, et le facteur de résistance k_i dans l'équation dû au mode d'interaction est donnée par l'équation I.15 suivante :

$$K_i = k_\lambda - \sqrt{K_\lambda^2 - \frac{1}{C-\lambda^2}} \quad (I.15)$$

Où K_λ est un coefficient introduit pour la convenance qui est donnée par l'équation I.16 ; et c la constante d'interaction empirique.

$$K_\lambda = (1 + 1/\lambda^2)/2C \quad (I.16)$$

Et λ est l'élancement défini par :

$$\lambda = KL/\pi \sqrt{P_L/(EI)} \quad (I.17)$$

L'objectif de l'étude d'Ever.J.Barbero [12] est de déterminer le coefficient d'interaction des modes de voilement.

Les poteaux mixtes circulaires à parois minces utilisés beaucoup en constructions doivent être conçus pour expliquer l'effet de confinement de béton contre le voilement local du tube en acier. La conception de l'enveloppe en acier en utilisant une analyse raisonnable pour le voilement local mènerait à l'économie considérable sur le coût matériel. Un tube en acier rempli de béton a une capacité de voilement local d'environ 50% davantage que celle pour un tube en métallique [13].

13.2 Comportement du béton confiné

La présence du béton entre les ailes des poteaux ou à l'intérieure de la section en acier donne lieu à un comportement complexe entre l'acier et le béton. En effet, la présence de l'acier tend à confiner le béton en l'empêchant de se dilater transversalement lors de l'application du chargement. Par contre, ce même phénomène induit dans l'acier des efforts transversaux supplémentaires à ceux causés par le chargement axial. Ce qui a pour effet de réduire la résistance aux charges axiales.

13.2.1 Confinement

Lorsque les déformations transversales associées au coefficient de Poisson d'un béton chargé axialement ne sont pas libres de prendre place due à une retenue latérale, on remarque une augmentation de la résistance en compression du béton. Ce phénomène est communément appelé confinement du béton. En empêchant le béton de se déformer transversalement [19,20,27,45,21,46,47,20]. L'acier applique des efforts latéraux sur le béton qui créent la pression de confinement. De façon générale L'augmentation de résistance due à la pression de confinement d'un cylindre de béton peut être représentée grâce à l'équation I.18 suivante (Richard et al-, 1928) :

$$f_{cc} = f_{c0} + 4,1f_1 \quad (I.18)$$

Où:

f_{cc} : Résistance à la compression uni-axiale du béton confiné

f_{c0} : Résistance à la compression uni-axiale du béton non confiné

f_1 : Pression de confinement latérale

La Figure.I.19 présente les courbes typiques contraintes déformations pour des bétons confinés et non confinés. Cette figure met en évidence les différences de comportement entre ces deux bétons. Le confinement augmente en général deux caractéristiques du béton : la résistance en compression ($f_{cc} > f_{c0}$) et la déformation correspondant à la contrainte ultime de compression ($\epsilon_{cc} > \epsilon_{c0}$) [19,44,24,48].

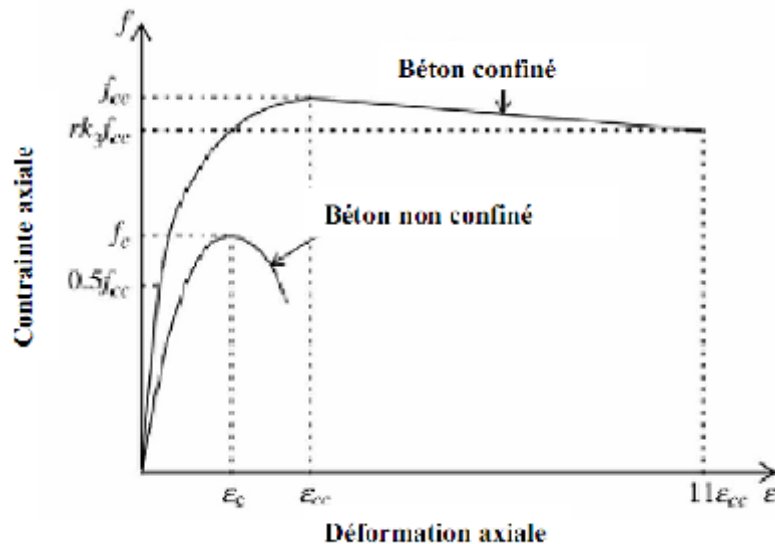


Fig. I.19: Courbes contraintes déformations d'un béton confiné et non confiné [24].

Pour un poteau en béton armé par convention sous l'effort axial concentrique, la couverture en béton est non confinée et devient inefficace après que sa résistance à la compression est atteinte. En fait, le volume du béton qui est efficacement confiné est moins que le noyau lié par la ligne centrale des étriers, et est déterminée par la configuration et l'espacement d'étrier. Le béton efficacement confiné peut être représenté par la région du noyau de béton où la contrainte de confinement a été complètement développée en raison de l'action de flambement (Fig. I.20) [20].

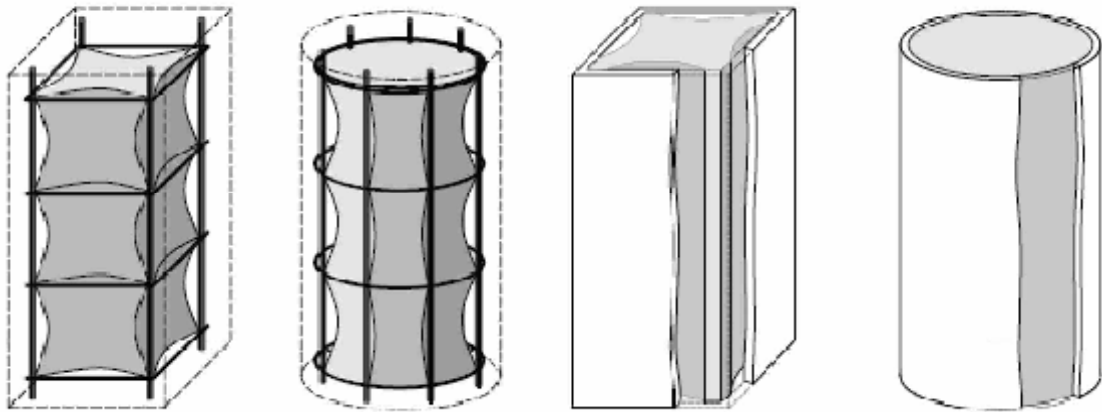


Fig. I.20 : Béton efficacement confiné pour les poteaux en béton armé par convention et poteaux mixtes remplis de béton [20].

Le béton dans la compression est habituellement caractérisé avec un rapport de contrainte déformation obtenu par des essais de compressibilité standard uniaxial. Cependant, la plupart des éléments de structure en béton sont soumis à un état multiaxial de contrainte. On l'a noté qu'une petite pression de confinement d'environ 10% de la résistance uniaxiale d'un cylindre à la compression était suffisante pour augmenter la capacité portante du spécimen pas moins de 50%. D'autre part, un petit effort de traction latéral d'environ 5 % de la résistance uniaxiale à la compression était suffisant pour réduire la capacité par la même quantité [20].

Richart en 1928 [19] était le premier à observer que le béton confiné montrait une augmentation considérable de la résistance maximale à la compression, une rigidité accrue, et une déformation prolongée à laquelle la déformation max a été atteinte. Le béton peut soutenir une grande déformation sans une réduction substantielle de la capacité portante et échoue graduellement d'une manière malléable. Le nombre d'études expérimentales et théoriques sur le béton de résistance normale soumis à des états multiaxiaux d'effort ont été exécutés [46,47,20].

Les sections circulaires peuvent développer une tension circulaire efficace pour fournir une distribution uniforme de pression latérale de confinement (Fig. I.21a). Les côtés plats des sections rectangulaires ne sont pas très raides contre la perpendiculaire de pression à leur rabot, de sorte que seulement le centre et les coins d'une section rectangulaire subissent la plus haute pression de confinement (Fig. I.21b).

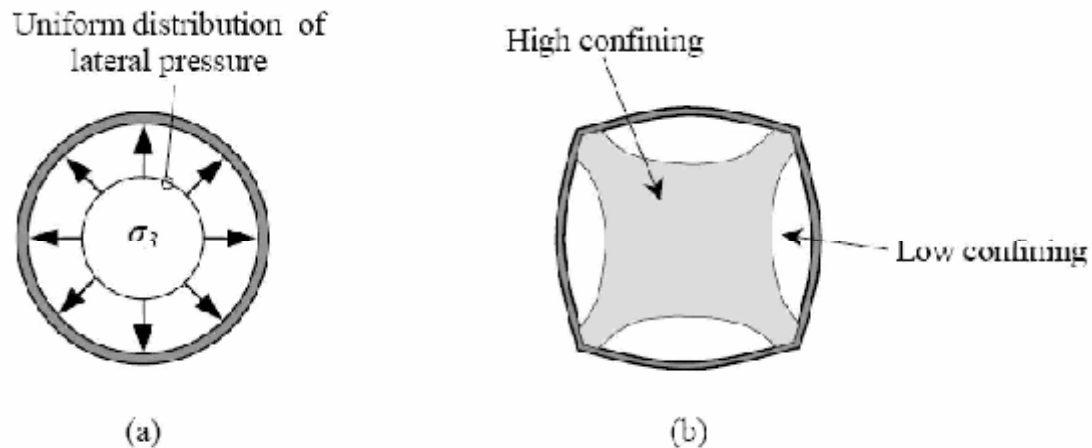


Fig. I.21 : distribution de la pression latérale de confinement (a) dans la section circulaire et (b) dans la section rectangulaire.

13.3 Effet du béton sur l'acier

Lorsque le béton tend à prendre de l'expansion dans la direction transversale au chargement dû à l'effet de Poisson, il engendre des efforts dans l'acier qui s'opposent à cette expansion. Le confinement qui est bénéfique pour le béton peut donc se révéler néfaste pour la section d'acier. Dans le cadre de la plupart des projets de recherches, le niveau de confinement que fournit la section d'acier au béton est complexe car il n'est pas uniforme, variant selon les directions. Il dépend également d'un ensemble de paramètres pouvant varier selon le niveau de chargement. Il n'existe donc pas de solution simple pour évaluer ce niveau de confinement et son influence sur l'acier.

Les sections creuses circulaires fournissent une quantité significative de confinement tandis que cet effet est négligeable dans le cas des sections rectangulaires. La force supplémentaire se produit en raison de l'augmentation de la résistance à la compression du noyau béton qui est retenu latéralement par le tube en acier. Cette augmentation de résistance de béton est supérieure à la réduction de la résistance limite de l'acier dans la compression verticale due à la traction due au confinement pour contenir le béton. L'effet d'emprisonnement n'est pas présent dans les sections creuses rectangulaires remplies de béton, excepté dans les régions de coin, où une tension de cercle se développe sur les murs latéraux [19].

Dans les sections circulaires remplies de béton, l'influence de la retenue est

réduite quand les moments de flexion sont appliqués. Ceci est dû à la contrainte de compression moyenne dans le béton (et à l'expansion latérale associée) qui est alors réduite. Le confinement peut se produire dans les poteaux à l'écrasement du béton avant le voilement local de l'acier et cela vaudrait généralement pour des poteaux où la limite de l'élancement est petite.

13.4 Interaction entre le noyau béton et le tube en acier

13.4.1 Mécanismes de transfert de charge

Dans le type de structures étudiées par Johanson [20], les tubes en acier sont remplis de béton. Il est de grand intérêt pratique et économique de ne pas avoir tous connecteurs mécaniques de cisaillement dans l'interface entre le noyau béton et le tube en acier. Par conséquent, la charge doit être transférée avec une certaine manière directement au-dessus des surfaces du noyau béton et du tube en acier. Une demande était toujours la plus grande dans les régions de la discontinuité géométrique comme des raccordements et des appuis de base. Moins de contraintes d'adhérence ont été exigées dans les raccordements là où les éléments pénètrent le noyau béton que dans un raccordement fixé juste à l'acier.

Kennedy en 1984 [20] a identifié la façon dont la charge a été transférée entre le noyau béton et le tube en acier, se composant de quatre mécanismes différents. Ils ont été ensemble référés comme mécanisme de transfert de charge et ont été définis comme suit :

- Adhérence due aux réactions et/ou aux forces chimiques d'aspiration le long de l'interface, résultant de l'action capillaire pendant le processus d'hydrations. 'Micro-interlocking' entre le béton et l'acier dus aux irrégularités extérieures du tube en acier.
- Frottements entre le noyau béton et le tube en acier dus aux forces normales.
- Effets de liaison ou de courbure qui résultent des déformations globales compatibles imposantes.

Le mécanisme de liaison signifie que la charge est transférée entre le noyau béton et le tube en acier parce qu'ils sont liés ensemble par des déformations globales compatibles imposantes. La courbure et les variations de la forme du tube en acier peuvent être définies comme mécanismes de liaison (Fig. I.22). Cet effet obligatoire est une fonction de la charge, de la courbure et de la longueur du poteau, et le mouvement relatif du béton en ce qui concerne l'acier. L'effet de ce mécanisme diminue pendant que la longueur de colonne devient plus courte et augmente quand l'excentricité des charges appliquées

augmente. Ce mécanisme est le mécanisme dominant de transfert de charge pour les membres de poteaux soumis à ou un état de flexion pure [20].

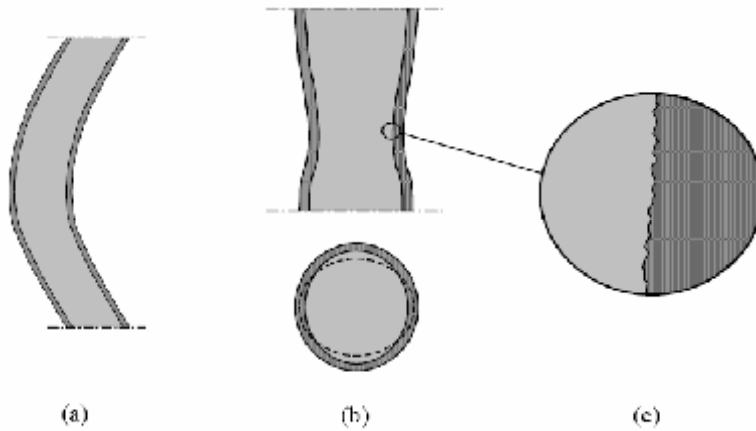


Fig. I.22 : Effets de liaison dus (a) à la courbure et (b) aux variations de la forme du tube en acier (c) Micro-interlocking dû aux irrégularités extérieures.

13.4.2 Implication de l'application de la charge pour le comportement mécanique

Comme indiqué dans la section antérieure, l'efficacité de confinement passif dépend de la différence dans l'expansion latérale du tube en acier et du noyau béton. Cette expansion est liée à la répartition de la charge entre le tube en acier et le noyau béton. En conséquence, le comportement mécanique d'un poteau rempli de béton, court axialement chargé changera selon la méthode dans laquelle les extrémités du poteau sont chargées. Essentiellement, il y a trois méthodes fondamentalement différentes d'appliquer la charge : à la section entière, seulement à la section du béton, et seulement à la section en acier (Fig. I.23) [27].

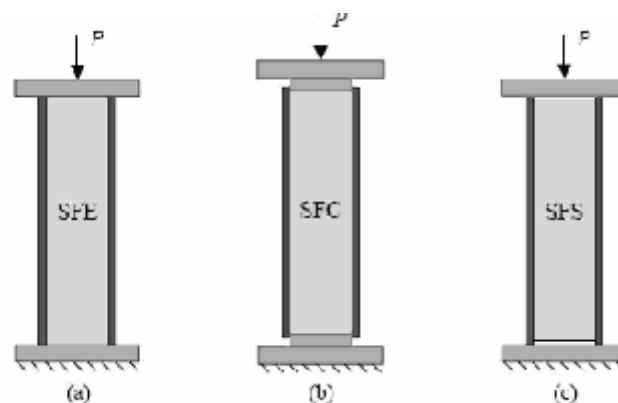


Fig. I.23 : Charge appliquée : (a) la section entière, (b) la section béton, et (c) section acier.

13.4.3 Résistance résiduelle en cas de rupture par cisaillement plane

La rupture des poteaux remplis de béton de haute résistance est caractérisée par la formation d'un plan incliné de rupture de cisaillement, séparant le noyau béton dans deux cales latéralement retenues par le tube en acier (Fig. I.24) [27].

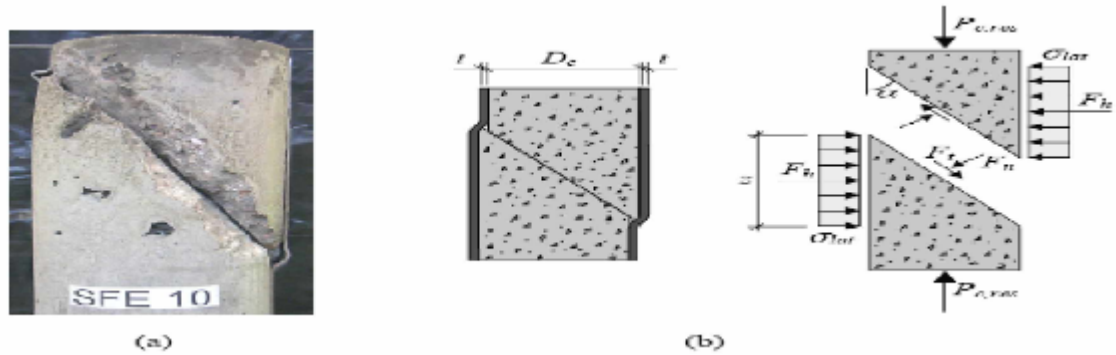


Fig. I.124 : (a) mode typique de rupture de cisaillement dans le poteau circulaire remplis de béton court, (b) cisaillement idéalisé modèle plat pour prévoir la charge résiduelle dans le noyau béton [27].

13.4.4 Mécanismes de transfert de cisaillement

Les mécanismes par lesquels des efforts de cisaillement peuvent être transférés sur l'interface entre le tube en acier et le noyau du béton sont l'adhérence, enclenchée d'interface, et le frottement (Fig. I.25). Ces trois mécanismes désignés souvent sous le nom du lien normal. Les deux derniers peuvent être considérés comme le même type de phénomène, et la résistance au cisaillement par ces deux derniers peut être additionnée. Si le lien normal n'est pas assez pour atteindre la résistance au cisaillement exigée, il est possible d'utiliser les connecteurs mécaniques de cisaillement. Le comportement du transfert de cisaillement dans l'interface entre le béton et l'acier dans un poteau mixte ; le plus souvent ; est basé sur charge – glissement ; relations obtenues à partir des essais de poussée.

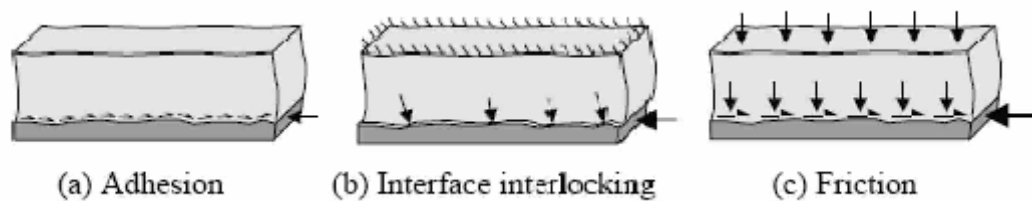


Fig. I.25: mécanisme de transfert de cisaillement [27].

13.4.5 Adhérence

Le lien initial est fourni par adhérence entre l'acier et le béton (Fig. I.25a); ceci se nomme souvent liaison chimique. C'est un mécanisme fragile élastique de transfert de cisaillement qui est actif principalement à la première partie du chargement quand les déplacements relatifs sont petits, et à une force maximum d'environ 0,1MPa. On a constaté que sa contribution pour transférer des efforts de cisaillement peut être négligée pour les poteaux mixtes, puisque l'effort d'adhérence est excédé à une valeur de glissade moins de 0,01 millimètres. En outre, le rétrécissement du noyau béton a un effet nuisible sur le développement des efforts d'adhérence. Le développement de l'adhérence dépend de la combinaison du rétrécissement et du déplacement radial du tube en acier dû à la pression du béton humide pendant le bâti. Pour réaliser le plein effet de l'adhérence, la pression doit persister à l'interface après que le rétrécissement est accompli. Cependant, ceci exige les hautes pressions, il est peu susceptible de se produire que dans la plupart des conditions pratiques; le rétrécissement dominera et l'adhérence sera réduite significativement.

13.4.5.1 Contact d'interface

Le contact d'interface ou microlocking se relie à la rugosité extérieure du tube en acier. Ce mécanisme de transfert de cisaillement résulte d'un contact mécanique entre le béton et les irrégularités extérieures de l'acier. Cependant, le mécanisme sera seulement d'importance quand les deux surfaces sont attachées ensemble; autrement, il y a une tendance pour les deux surfaces à séparer et monter au-dessus l'une de l'autre quand un déplacement de cisaillement est appliqué. Depuis; le tube en acier enferme le noyau béton dans un poteau tubulaire remplis de béton, la séparation est empêchée. Le tube induira les forces normales à travers l'interface quand le béton essaye de monter au-dessus des irrégularités dans la surface en acier (Fig. I.25b). Par conséquent, le contact d'interface est partiellement un phénomène de friction. Le contact d'interface contribue à une rigidité initiale typique partie de la relation charge glissement obtenue à partir des essais de poussée. Selon Viridi et Dowling [20], la rupture de ce mécanisme de transfert de cisaillement est liée à l'écrasement local du béton près de l'interface, la rupture se produit quand l'interface béton atteint une contrainte locale de près de 3,5%. En outre, pas étonnamment, Viridi et Dowling ont constaté qu'une surface en acier plus approximative a causée plus de contact et a en conséquence augmentée la résistance au cisaillement. Quant à l'adhérence, le retrait a un effet nuisible également sur le contact d'interface. Cependant, le facteur essentiel influençant

l'effet le microlocking, peut-être le tassement du noyau béton.

Un tassement bien exécuté a comme conséquence une meilleure condamnation du béton entre les irrégularités dans la surface en acier.

13.4.6 Résistance au cisaillement

L'utilisation des connecteurs mécaniques peut être nécessaire dans des circonstances spéciales ou l'effort d'adhérence est susceptible d'être excédé par exemple en présence du cisaillement transversal significatif sur le poteau, et également dans le cas de chargement dynamique et sismique. Pour une surface d'acier doux, la résistance mécanique est moins importante que pour une surface d'acier en relief ou irrégulière. L'influence d'une pression d'interface sur le transfert de force est donc plus importante pour une surface en acier lisse trouvée dans les poteaux mixtes que pour une surface avec des gravures en relief ou des irrégularités. Le béton sans armatures n'aura aucune résistance au cisaillement après flexion ou cisaillement écrasant, à moins qu'il soit confiné sur une longueur relativement courte à l'intérieur du tube d'acier. Il n'y a aucune méthode bien établie pour calculer l'effort de cisaillement longitudinal à l'interface.

Par conséquence, la conception est habituellement basée sur l'effort de cisaillement moyen trouvé par la division de force de cisaillement par un secteur assumé d'interface de transfert de cisaillement. Ce secteur est indiqué par le périmètre de la section U_a et la longueur de transfert (Fig. I.26) [47]. L'effort de cisaillement de conception est donné par l'équation I.19 suivante :

$$\tau_{sd} = \frac{N_{c,sd}}{u_a l_v} \quad (I.19)$$

Où $N_{c,sd}$ est la résistance du béton de calcul selon l'équation I.20 suivante :

$$\frac{N_{c,sd}}{N_{sd}} = 1 - \frac{A_a f_y}{N_{sd}} \quad (I.20)$$

Avec :

$$N_{sd} = N_{PL,rd}$$

$$N_{c,sd} = N_{PLc,rd}$$

$$N_{a,sd} = N_{PLa,rd}$$

$$\tau_{sd} = \tau_{pl,rd}$$

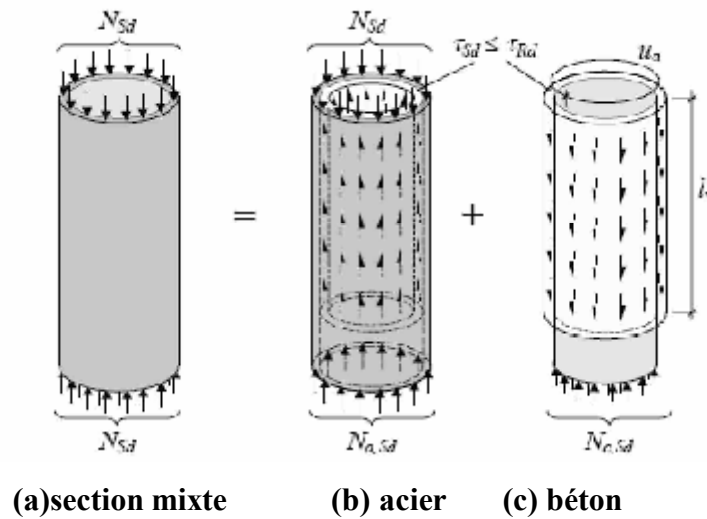


Fig. I.26 : Transfert de cisaillement entre le tube en acier et le noyau béton [47].

Conclusion

L'utilisation de la construction mixte devrait se renforcer pour prendre une place importante à côté de la construction métallique traditionnelle à l'aide des Eurocodes, des documents d'application nationale, comme supports additionnels.

De nombreuses recherches partout en Europe ont amélioré les systèmes existants de constructions mixtes et ont mené au développement de nouvelles technologies comme les planchers slim-floor avec des assemblages semi-continus aux poteaux, des nouveaux profilés métalliques ou des systèmes minimisant les temps d'érection et d'assemblage.

Pour comprendre le comportement d'une pièce mixte ; il est nécessaire de comprendre le comportement des différents matériaux qui la compose ; notamment l'acier et le béton. Le comportement mécanique du béton et de l'acier sont étudiés, relié à leur fonction dans un poteau mixte. En conclusion, les mécanismes du transfert d'effort de cisaillement à l'interface entre le noyau béton et le tube en acier sont détaillés.

Une section d'un poteau tubulaire en acier remplie de béton est principalement soumise aux charges de compression. Mais, il peut également exister des moments dus à l'excentricité de charge, aux effets du second ordre et aux moments d'extrémités. Cependant, le but primaire est que le béton porte les forces de compression et que le tube en acier agit en tant qu'armatures longitudinales et latérales du noyau de béton, bien que le tube en acier, puisse aussi porter une grande partie de la charge de compression.

Chapitre II :

Généralités sur les assemblages dans les constructions mixtes

1 Introduction

Ce chapitre est consacré aux généralités sur les assemblages rencontrés dans les ossatures de bâtiments métalliques et mixtes. Dans un premier temps, on définit le rôle et l'importance d'un assemblage dans ce type de construction, ensuite nous présentons les différentes formes d'assemblages rencontrés ainsi que les différents moyens utilisés. Une description des différentes configurations d'assemblages poutres- poteaux est présentée [49].

2 Définition et rôle d'un assemblage

Les assemblages de structures en acier ou structures mixtes permettent d'assurer la continuité entre les éléments, tels que les poteaux et les poutres. Ces assemblages, qui constituent des zones de discontinuité, ont une influence sur le comportement global de la structure. La caractérisation du comportement des assemblages n'est pas aisée à cause de leur complexité géométrique et mécanique. Cette complexité résulte du nombre d'éléments intermédiaires utilisés (boulons, platine, cornière...) ainsi que des formes géométriques variées et des propriétés matérielles différentes. Elle engendre de fortes discontinuités et conduit à un comportement global non linéaire de l'assemblage.

Traditionnellement, les assemblages sont considérés rigides ou articulés. En réalité, les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une rotation relative des pièces assemblées. La prise en compte de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans l'approche de calcul des structures. Ce concept qui permet d'approcher le comportement réel des assemblages dans l'analyse des structures offre une très grande souplesse dans le choix des assemblages et du dimensionnement.

La construction métallique et mixte utilise principalement deux types d'assemblages : les assemblages soudés et les assemblages boulonnés. Les assemblages boulonnés par platine d'about sont largement utilisés dans les structures métalliques (Trahair 2007, Owens 1989, Kulak 1987) [55,56]. En général, ces assemblages boulonnés par platine d'about ont des configurations géométriques variées du fait de la variation du nombre de rangées de boulons, de l'espacement des boulons, des dimensions de la platine d'about qui peut-être débordante ou non débordante, de la présence des raidisseurs, des dimensions des poteaux et des poutres, de la force de précontrainte dans les boulons, des propriétés mécaniques de l'acier et des surfaces de contact. Ces détails de conception entraînent des variations des caractéristiques de l'assemblage et affectent leur comportement, ce qui rend leur analyse extrêmement complexes.

Bien que dans la dernière décennie, plusieurs travaux de recherches expérimentales, analytiques et numériques ont été effectués pour étudier l'influence des détails d'assemblages sur leur comportement, ils ne fournissent, dans certains cas, que des informations limitées vu le nombre de paramètres à considérer.

3 Mode d'assemblage [53]

Les différentes formes d'assemblage sont généralement réalisées par les principaux modes d'assemblages suivant :

3.1 Le rivetage

Les rivets ont été le premier moyen d'assemblage utilisé en construction métallique. Actuellement, l'emploi des rivets est limité et on préfère, dans la plupart des pays industrialisés, les boulons et la soudure. On les rencontre donc essentiellement dans des structures anciennes, datant du début de ce siècle. Leur diamètre varie généralement de 10 à 28mm (Figure 3.1).

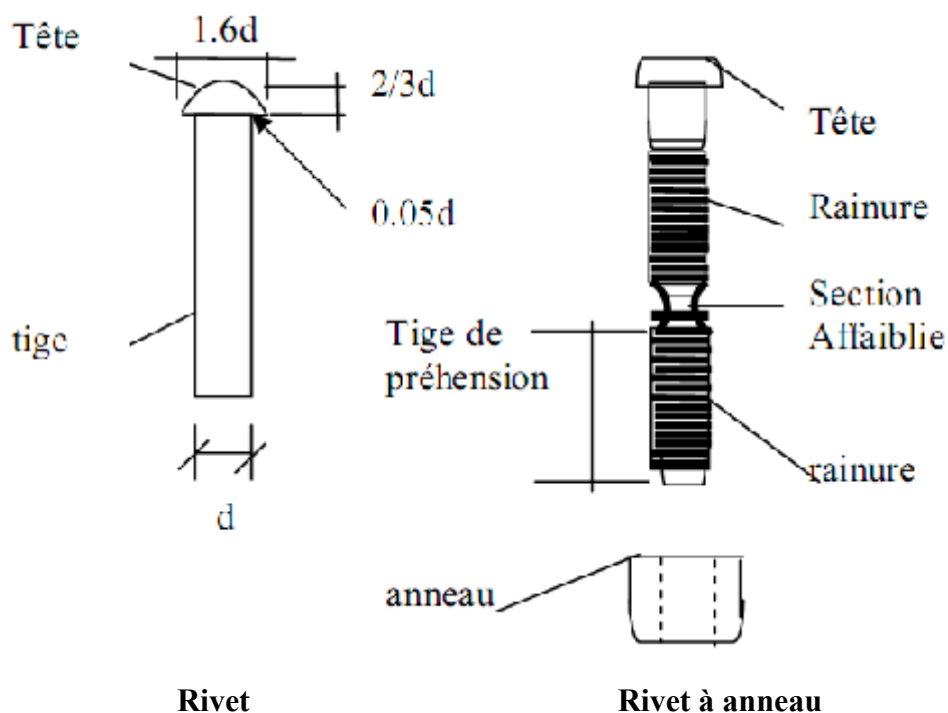


Fig. II.1: Rivet et rivet à anneau [53].

3.1.1 Rivets à anneau

Les rivets à anneau (rivelons) sont des éléments de connexion mécanique qui tiennent à la fois du rivet (dans la mesure où il a une même forme de tête et qu'il introduit

une force de précontrainte) et du boulon (car une partie de sa tige est rainurée). Les principales caractéristiques : la tige se compose de deux parties rainurées (et non pas filetées), séparées par une portion de tige dont la section est affaiblie. L'acier des rivets à anneau est un acier à haute résistance de type.

3.1.2 Le boulonnage

Les caractéristiques des différents types d'aciers utilisés pour les boulons représentées sur le tableau II.1 présentent les valeurs de la limite d'élasticité f_{yB} et la résistance à la traction f_{uB} des quatre classes de qualité d'acier utilisées pour les boulons.

boulons	Classe De qualité	$f_{yB} (N / mm^2)$	$f_{uB} (N / mm^2)$
De charpente	4.6	240	400
	5.6	300	500
A haute résistance	8.8	640	800
	10.9	900	1000

Tab. II.1: Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons [51].

Ce tableau montre également que l'on distingue deux types de boulons, qui se différencient par leurs caractéristiques mécaniques plus ou moins élevées :

- ✓ **les boulons de charpente métallique** (aciers 4.6 et 5.6).
- ✓ **les boulons à haute résistance** (aciers 8.8 et 10.9).

Les boulons de charpente métallique s'emploient couramment pour réaliser les assemblages faiblement sollicités des halles et des bâtiments. Les boulons à haute résistance s'utilisent en général pour les assemblages de ponts, ainsi que pour les assemblages fortement sollicités ou soumis à des effets dynamique. Seuls les boulons à haute résistance peuvent être précontraints, L'Eurocode 3 [9] ajoute les classes de qualité 4.8, 5.8 et 6.8 à celles données dans le tableau et utilise la notion de boulon ordinaire à la place de boulon de charpente.

La figure II.2 montre les différentes parties composant un boulon de charpente et un boulon à haute résistance. Ces derniers se distinguent des boulons de charpente métallique par l'inscription de la classe de qualité de l'acier du boulon sur leur tête et leurs rondelles, Il faut toujours prévoir une rondelle sous partie qui sera tournée lors de mise en place du boulon(en général l'écrou, parfois la tête, souvent les deux) pour placer des boulons dans les ailes des profilés.

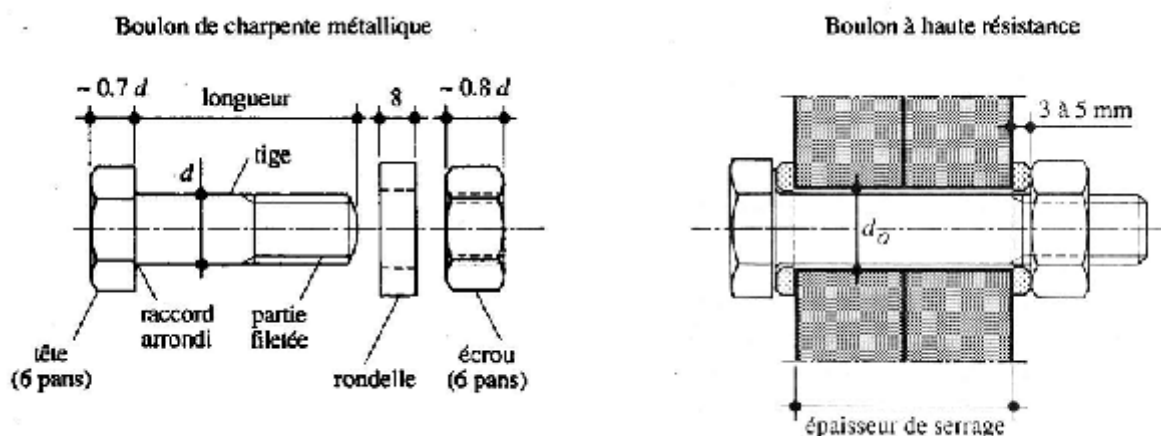


Fig.II.2 : boulon de charpente et boulon a haute résistance [52].

3.1.3 Caractéristiques géométriques

Plusieurs caractéristiques géométriques sont indispensables à la conception et la vérification des assemblages boulonnés. Pour les diamètres les plus utilisés, les caractéristiques principales sont données dans le tableau II.2 suivant :

Diamètre nominal d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou d_0 (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	28	30	33
Ø rondelle (mm)	10	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Épaisseur rondelle (mm)	2,5	2,5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur d'écrou (mm)	8,8	8,4	10,8	12,8	14,8	16,8	18	19,4	21,5	23,8	25,8
Hauteur de tête (mm)	5,3	6,4	7,5	8,8	10	11,5	12,5	14	15	17,5	19
Section nominale A_n (mm ²)	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section résistante A_s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	453	561

Tab. II.2 : principales caractéristiques géométriques [50].

3.1.4 Choix du diamètre des boulons

Le choix des diamètres des boulons se fera en déterminant leur résistance ou celle des pièces assemblées sur la base d'une bonne estimation des efforts à transmettre. Comme le diamètre d des boulons et l'épaisseur ' t ' des pièces à assembler ne sont pas totalement indépendants, le domaine d'utilisation des différents types de boulons est donnée sur le tableau II.3 suivant :

Diamètre du boulon d (mm)	Tôles pour profilés d'épaisseur (mm)	Cornières de largeur d'aile (mm)	Ailes de U de hauteur (mm)	Ailes de profilé en H de dimensions nominales (mm)
8	2	30		
10	3	35		
12	4	40-45	80	
14	5	50	100 à 130	100 et 120
16	6	60	140 à 160	140
18	7	70	175 et 180	150 et 160
20	8	80-90	200 et 220	180
22	10 à 14	100-120	240 à 300	200 à 240
24	> 14	> 120		> 240

Tab. II.3 : Choix du diamètre des boulons [52].

➤ **Longueur des tiges**

L'extrémité du boulon doit au minimum dépasser de deux filetages la face externe de l'écrou.

➤ **Diamètre des trous**

Quel que soit le type de boulon, le jeu normal entre la tige du boulon et le trou des pièces à assembler est fixé à 2mm pour le diamètre des boulons d inférieurs ou égaux à 24mm et 3mm pour le diamètre des boulons égaux ou supérieurs à 27 mm . Le diamètre d_0 du trou vaut donc :

$$d_0 = d + 2\text{mm} \quad \text{pour } d \leq 24$$

$$d_0 = d + 3\text{mm} \quad \text{pour } d \geq 24$$

L'Eurocode 3 [9] propose les mêmes diamètres de trous, sauf pour les diamètres de boulon $d \geq 14$ mm.

$$d_0 = d + 1\text{mm} \quad \text{pour } d \leq 14$$

Dans certains cas, un jeu plus petit peut être exigé. On parle de boulon ajustés, lorsque le jeu est de 0.03 mm seulement. L'emploi de ce dernier offre l'avantage de créer des assemblages avec un mouvement relatif possible très petit, donc des structures très peu déformable.

➤ Disposition des boulons

Les distances entre les axes des boulons (entraxe p) ainsi qu'entre les axes des boulons et le bord de la pièce (pince e) doivent être comprises entre certaines limites pour les raisons suivantes :

- Valeurs minimales : pour permettre la mise en place des boulons (outillage) et pour éviter la rupture de la tôle lorsque la pince est faible (Figure II.3).
- Valeurs maximale : pour qu'il existe toujours un contact entre les pièces de l'assemblage et pour éviter de réaliser des assemblages trop longs (Figure II.3).

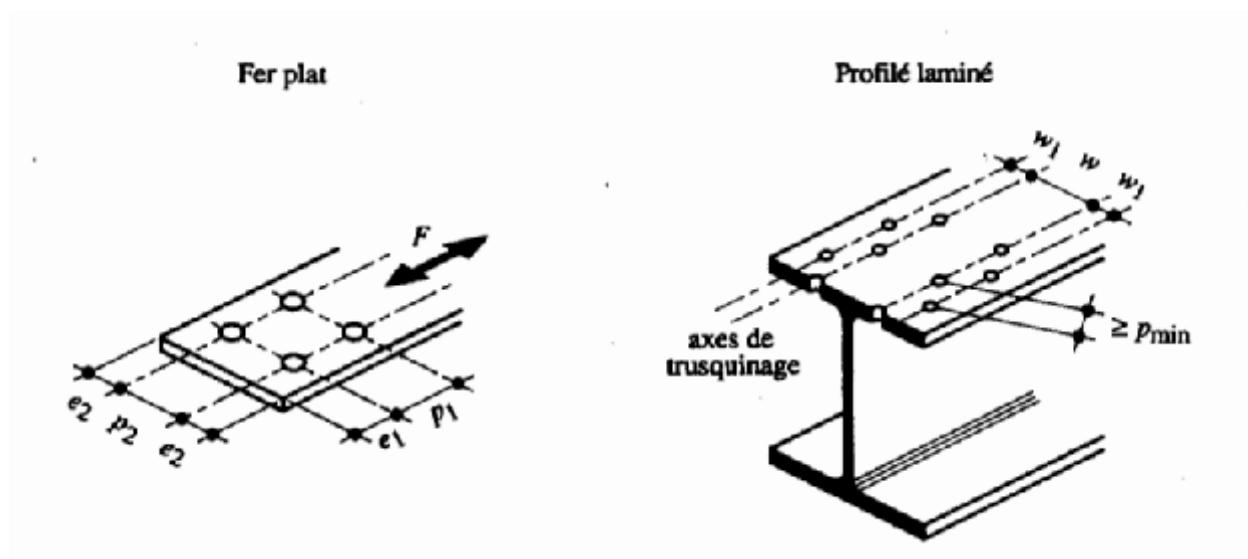


Fig.II.3 : Désignation des entraxes et des pincés en fonction de la direction de l'effort [52].

Le tableau II.4 donne les indications sur les valeurs usuelles (entraxe $p_1=3 d$ et pince $e_1=2 d$) et minimales ($e_1=1.4 d$) à donner à l'entraxe des boulons et à la pince. Il faut de plus tenir compte des exigences particulières pour la mise en œuvre, ou autrement dit prévoir une place suffisante pour manœuvrer les clés de serrage.

Boulons	Valeurs usuelles [mm]			Valeurs minimales [mm]		
	p_1, p_2	e_1	e_2	p_1, p_2	e_1	e_2
M 12	40	25	20	35	20	15
M 16	50	35	25	40	25	20
M 20	60	40	30	45	30	25
M 24	70	50	40	55	35	30
M 27	80	55	45	65	40	35

Tab.II.4 : Entraxes des boulons et pincés [52].

L'Eurocode 3[9] donne les valeurs minimales suivantes (d_0 le diamètre de trou) :

$$e_1 = 1.2 d_0, e_2 = 1.5 d_0, p_1 = 2.2 d_0, p_2 = 3.1 d_0.$$

3.2 Le soudage [43]

Le soudage est un procédé, qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification.

3.2.1 Types de soudures

Dans la construction de bâtiments, 80% environ des soudures sont des soudures d'angle et 15% des soudures sont des soudures bout à bout. Les 5% restants sont des soudures en bouchons, en entaille et par point.

✓ *Soudures bout à bout*

Pour les soudures bout à bout, une distinction est faite entre (Figure II.4) :

- la soudure bout à bout à pleine pénétration pour laquelle la pénétration et la fusion de la soudure et du métal de base sont complètes sur l'épaisseur de l'assemblage,
- la soudure bout à bout à pénétration partielle pour laquelle la pénétration de la soudure ne s'étend pas à l'épaisseur totale de l'assemblage,
- Une soudure bout à bout est réalisée sur l'épaisseur des plats aboutés dans un assemblage bout-à-bout ou en T. En règle générale, les bords des plats doivent être préparés avant soudage. Dans certains cas, lorsque l'épaisseur des plats est inférieure à 5 mm, on peut se dispenser de cette préparation.

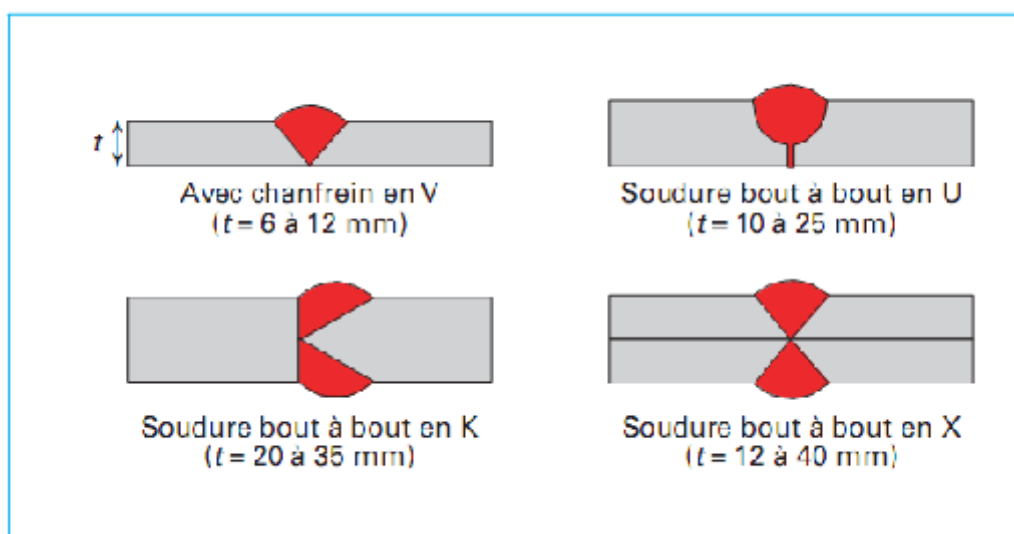


Fig.II.4 : Préparation des plats pour soudures bout à bout à pleine pénétration [53].

✓ Soudures d'angle

Une soudure d'angle est une soudure dont la section transversale est approximativement triangulaire et qui est déposée à la surface des plats assemblés. Aucune préparation des bords n'est requise. Les soudures d'angle sont donc généralement moins onéreuses que les soudures bout à bout.

Selon la position relative des pièces à assembler, trois types de dispositions des soudures d'angle peuvent être envisagés (Figure II.5) :

- Assemblage à recouvrement dans lequel les pièces à souder se trouvent dans des plans parallèles ;
- Assemblage cruciforme ou en T dans lequel les pièces à souder sont plus ou moins perpendiculaires l'une par rapport à l'autre ;
- Assemblage d'angle dans lequel les pièces sont plus ou moins perpendiculaires l'une par rapport à l'autre. Afin d'améliorer la résistance et la rigidité de l'assemblage, des soudures bout à bout sont généralement préférées.

Les soudures d'angle qui peuvent être déposées en un seul passage sont particulièrement économiques. En atelier, cela signifie que l'épaisseur de la soudure ne doit pas excéder 8 mm. Sur chantier, cette valeur doit être réduite, par exemple à 6 mm.

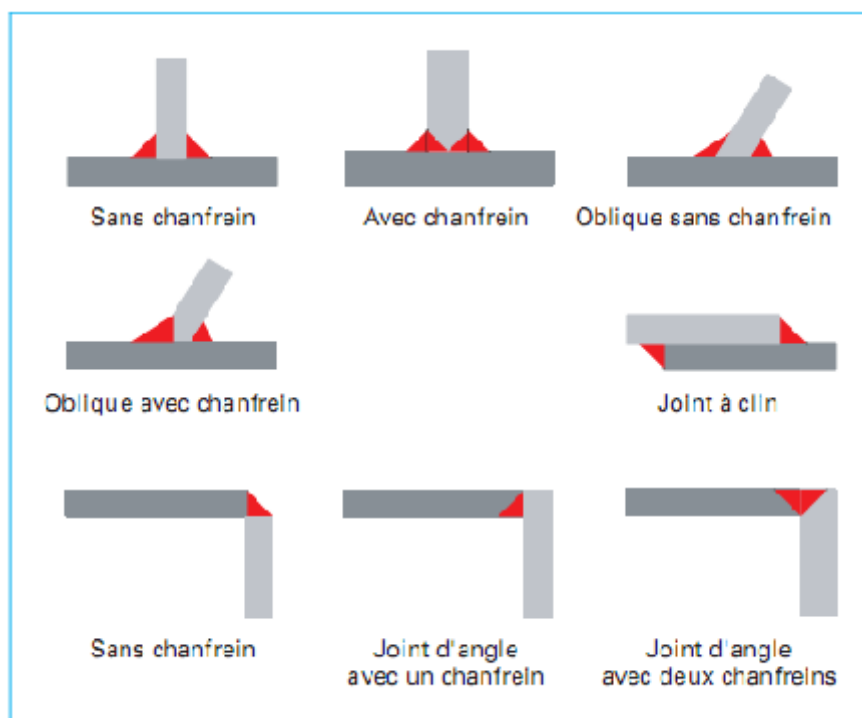


Fig.II.5 : Soudure d'angle [53].

✓ *Soudures en bouchon et en entaille*

Les soudures en entaille et en bouchon (Figure II.6) sont rarement utilisées dans les structures de bâtiment. Elles ont pour fonction principale d'empêcher le voilement ou la séparation des plats qui se recouvrent.

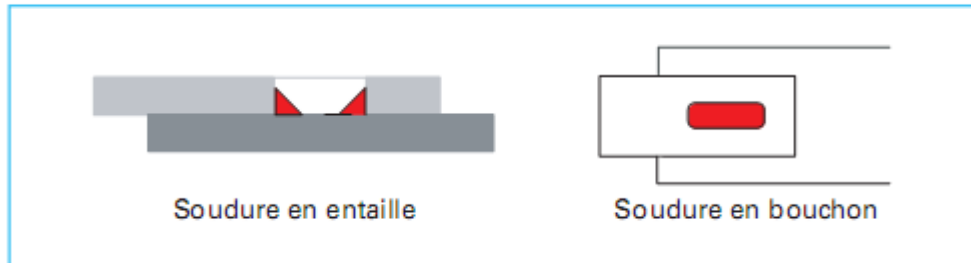


Fig.II.6 : Soudure en bouchon et en entaille [53].

✓ *Soudures par points*

Les soudures par points sont rarement utilisées dans les structures de bâtiment sauf pour assembler des éléments minces. Les pièces à assembler sont mises en contact par l'intermédiaire de deux électrodes. Un courant qui passe au travers des électrodes fait fondre localement les pièces ce qui, grâce à la pression de contact entre les plats, crée un point de fusion commun aux pièces assemblées. Un ensemble aligné de points de fusion finit par constituer un assemblage.

4 Fonctionnement des assemblages [49]

- **Fonctionnement par obstacle** : c'est le cas des boulons ordinaires, non précontraints dont les tiges reprennent les efforts et fonctionnement en cisaillement.
- **Fonctionnement par adhérence** : dans ce cas, la transmission des efforts s'opère par adhérence des surfaces des pièces en contact. Cela concerne le soudage, et le boulonnage par boulons HR.
- **Fonctionnement mixte** : c'est le cas du rivetage (et dans les cas extrêmes, du boulonnage HR) à savoir que les rivets assurent la transmission des efforts par des pièces jusqu'à une certaine limite, qui lorsqu'elle est dépassée, fait intervenir les rivets par obstacle, au cisaillement.

5 Caractérisation du comportement des assemblages

Lors de l'analyse structurale, les assemblages entre les éléments structuraux sont traditionnellement modélisés comme rigides ou articulés. Les nœuds articulés ne transmettent aucun moment de flexion et n'empêchent pas la rotation des éléments assemblés. Quant aux nœuds rigides, ils interdisent toute rotation relative entre les éléments assemblés et assurent ainsi la transmission intégrale des efforts appliqués [54]. Toutefois, le comportement réel des assemblages est situé entre les deux cas extrêmes, généralement supposés rigides ou articulés. Les assemblages les plus flexibles sont capables de transmettre un certain moment de flexion tandis que les assemblages les plus rigides autorisent toujours une certaine rotation relative des pièces assemblées [55, 56, 57, 58, 59,60]. L'acceptation de cette réalité a conduit à l'introduction du concept de la semi-rigidité dans les approches de calcul et de dimensionnement des structures [9]. Ce concept permet de tenir compte du comportement réel de l'assemblage situé entre l'articulation et l'encastrement (Figure II.7). Il est modélisé au moyen d'un ressort en rotation placé au point d'intersection entre les axes de la poutre et du poteau.

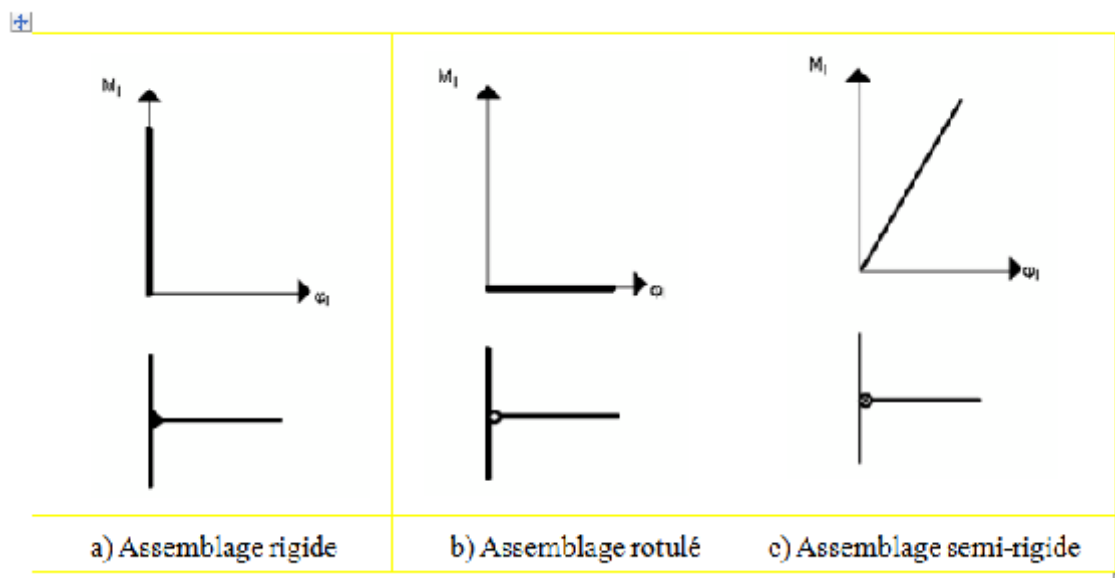


Fig.II.7 : Comportement des assemblages métalliques [49].

La rigidité S_j de ce ressort caractérise la rigidité en rotation de l'assemblage soumis à un moment fléchissant. Une rigidité S_j nulle (ou très petite) correspond à un assemblage simple (rotule) qui ne transmet pas de moment fléchissant de la poutre au

poteau. Au contraire, une rigidité S_j infiniment grande (très grande) correspond à un assemblage continu (rigide). Selon l'EC3, le comportement mécanique d'un assemblage est caractérisé par trois caractéristiques principales à savoir : le moment résistant ($M_{j,Rd}$), la rigidité ($S_{j,ini}$ ou S_j) et la capacité de rotation (Φ_{cd}). Ces caractéristiques sont obtenues à partir de la courbe moment-rotation comme représenté sur la figure II.8.

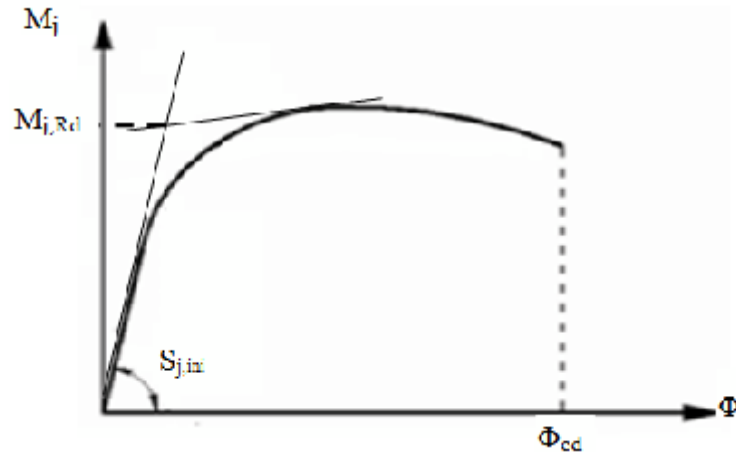


Fig.II.8 : Courbe moment-rotation d'un assemblage métallique [49].

Il a été démontré [61,62] que l'introduction du concept d'assemblage semi-rigide dans les ossatures permettait par un calcul plus précis et plus réaliste, d'effectuer une vérification plus sûre des critères de dimensionnement de l'ossature et d'aboutir à une configuration structurale moins coûteuse.

Les propriétés de la loi moment-rotation d'un assemblage peuvent être théoriquement définies selon l'EC3 par une classification en rigidité, résistance et capacité de rotation de ces assemblages.

6 Classification des assemblages métalliques

Selon l'EC3, les assemblages doivent être modélisés en vue d'une analyse globale de la structure. Le type de modélisation des assemblages à adopter dépend de la classification en termes de rigidité (rigide, semi-rigide et articulé), de résistance (résistance complète ou partielle) et de capacité de rotation. Les critères de cette classification sont décrits ci-dessous.

6.1 Classification des assemblages en rigidité

La rigidité initiale d'un assemblage qui caractérise sa réponse élastique peut influencer d'une manière significative la réponse en déformation de la structure entière. L'EC3 offre une classification pratique des assemblages du point de vue de leur rigidité initiale. Il permet de classer les assemblages en trois grandes catégories selon leur rigidité (articulé, rigide ou semi-rigide) (Figure II.9).

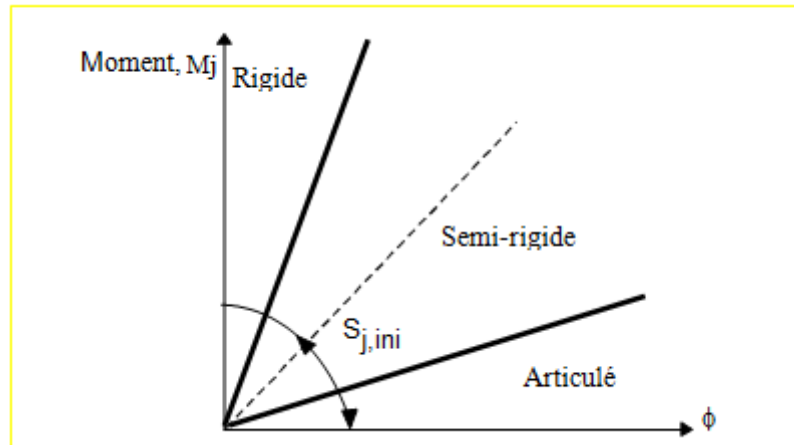


Fig.II.9 : Limites de classification de rigidité [57].

En outre, l'EC3 permet un calcul analytique de la rigidité à l'aide de la méthode des composantes. Cette méthode suppose que chaque composante est représentée par un ressort qui travaille en compression ou traction, avec une rigidité propre. Pour obtenir la rigidité globale de l'assemblage, ces ressorts sont groupés en série ou en parallèle selon le type d'assemblage concerné.

Les limites de la rigidité sont déterminées de manière à permettre une comparaison directe avec la rigidité de l'assemblage, quel que soit le type d'idéalisation utilisé dans l'analyse. Pour des raisons de simplicité, les limites ont été déterminées de manière à permettre une comparaison directe entre la rigidité initiale de calcul de l'assemblage et la rigidité de la poutre assemblée qui dépend de son moment d'inertie de flexion ($E.I_b$) et de sa longueur (L_b). Les valeurs limites de rigidité sont les suivantes :

- L'assemblage est considéré comme rigide si $S_{j,mi} \geq \frac{8.E.I_b}{L_b}$ Ossatures contreventées

$$\frac{S_{j,mi}}{I_{th}} > \frac{25.E.I_b}{I_{th}} \text{ Ossatures non contreventées}$$

- L'assemblage est considéré comme articulé si $S_{j,mi} < \frac{0,5.E.I_b}{L_b}$

Le cas intermédiaire est considéré comme assemblage semi-rigide.

6.2 Classification des assemblages par la résistance

La classification par la résistance fait apparaître les notions d'assemblage à résistance complète, à résistance partielle ou articulé (Figure II.10) :

- Un assemblage à résistance complète possède une résistance plus grande que la résistance des éléments structuraux assemblés. Autrement dit, une éventuelle rotule plastique se formera plutôt dans les éléments structuraux (poutre, poteau).
- Un assemblage articulé possède une faible résistance, au maximum 25% de la résistance minimale requise pour avoir un assemblage à pleine résistance.
- Un assemblage à résistance partielle représente la solution intermédiaire.

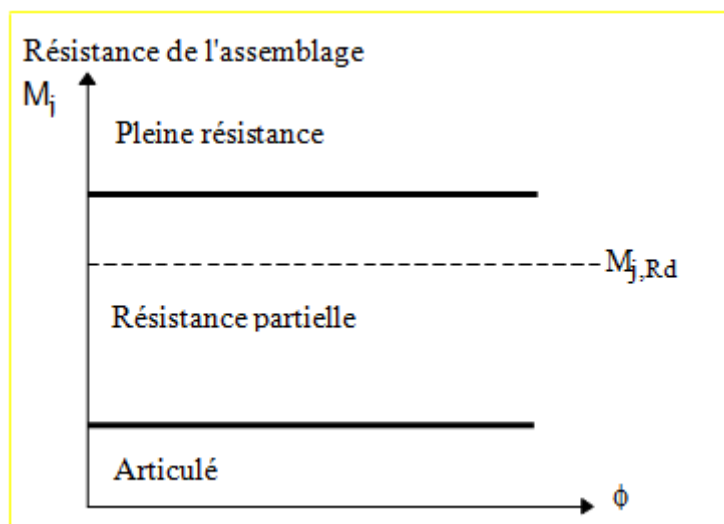


Fig.II.10 : Limites de classification en résistance [49].

La classification en résistance est plutôt utile pour l'analyse rigide-plastique de structure dans laquelle la procédure se réfère à la formation des rotules plastiques.

L'assemblage doit posséder une ductilité suffisante qui assure sa déformation lors de la formation de la rotule plastique. Même un assemblage à résistance complète, dont la résistance est inférieure à 1,2 fois celle de la poutre attachée, doit posséder une ductilité suffisante nécessaire, au cas où, pour des raisons de sur-résistance (over-strength), la rotule se formerait dans l'assemblage. En effet, si le matériau des éléments attachés a des résistances beaucoup plus élevées que les valeurs nominales, le calcul conduit alors à la sous-estimation de la résistance des éléments structuraux assemblés (poutre, poteau) et donc à l'éventuelle formation, en réalité, de la rotule plastique dans l'assemblage alors qu'on l'attend dans la poutre, par exemple.

6.3 Classification des assemblages par capacité de rotation

Les assemblages peuvent être classifiés en fonction de leur ductilité ou capacité de rotation. Cette classification constitue une mesure de leur aptitude à résister à une rupture fragile ou à une instabilité locale prématurée. Une application pratique de cette classification des assemblages consiste à vérifier si une analyse globale plastique peut être conduite jusqu'à la formation d'un mécanisme d'effondrement plastique dans la structure pouvant impliquer des rotules plastiques dans certains assemblages. Certains auteurs [63, 64, 54] ont classifié les assemblages selon leur capacité de rotation qui dépend de rotation de l'assemblage par rapport à celle de la poutre. Trois classes ont été définies à savoir: ductile, semi-ductile et fragile (Figure II.11).

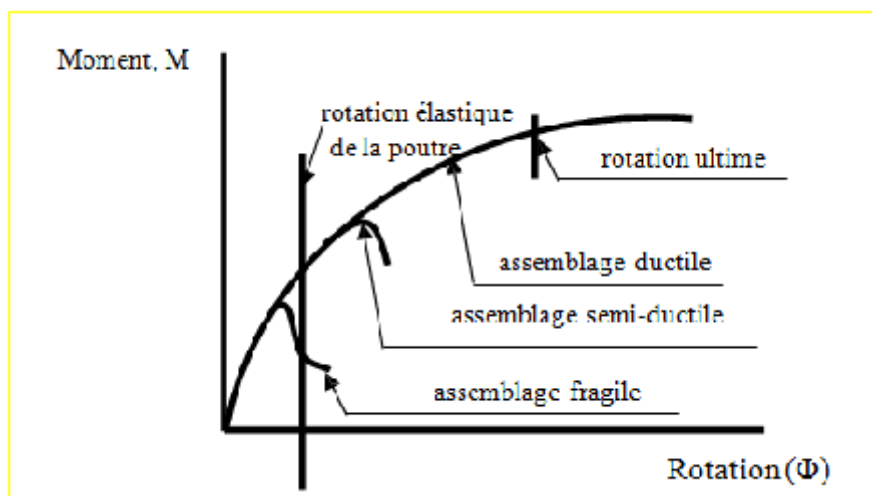


Fig.II.11 : Classification des assemblages selon la capacité de rotation [49].

Un comportement fragile est caractérisé par une rupture, avec une rotation limitée, généralement sans déformation plastique. Le comportement ductile est caractérisé par une non-linéarité bien distinguée de la courbe moment-rotation avec un plateau étendu avant la rupture. Ce plateau indique généralement l'apparition de déformations plastiques. La semi-ductilité se situe entre les comportements fragile et ductile.

7 Modélisation des assemblages en vue de l'analyse globale des structures

Le comportement des assemblages affecte le comportement global des structures. La prise en compte du comportement des assemblages permet d'avoir différents types de modèles de structures à savoir les structures simples, continues et semi-continues correspondant respectivement aux modèles d'assemblages articulés, rigides et semi-rigides.

Actuellement, dans la pratique courante, les assemblages sont considérés dans le calcul des structures comme rigides ou articulés. A cet effet, ils doivent être calculés pour satisfaire les classifications des assemblages rigides ou articulés. Réellement, les assemblages sont semi-rigides. Ils peuvent être modélisés sous forme de ressorts en spirale présentant des relations moment-rotation pouvant aller du type linéaire élastique au type non linéaire qui tient compte de la capacité de rotation (Fig. II.13). L'utilisation d'un modèle d'analyse globale de la structure linéaire élastique impose une modélisation linéaire élastique des assemblages. Pour l'analyse élastique parfaitement plastique, un modèle d'assemblage bilinéaire est nécessaire. Par conséquent, le type d'analyse de la structure utilisé a un effet direct sur le degré de complexité du modèle d'assemblage à considérer, particulièrement lorsqu'une analyse plastique est utilisée et que la formation de rotules dans les assemblages est autorisée.

Dans le cas d'une analyse globale élastique de la structure, seules les caractéristiques de rigidité sont utilisées pour la modélisation des assemblages. Dans le cas d'une analyse rigide plastique, la caractéristique principale est la résistance. Dans tous les autres cas, ce sont à la fois les caractéristiques de rigidité et de résistance qui gouvernent la manière dont il convient de modéliser les assemblages. Ces possibilités sont illustrées dans le tableau II.5 suivant :

Analyse globale	Types d'assemblages utilisés		
Elastique	Articulation	Rigide	Semi-rigide
Rigide-plastique	Articulation	Résistance complète	Résistance partielle
Elastique-plastique	Articulation	Rigide et résistance complète	- Semi rigide et résistance partielle - Semi rigide et résistance totale - Rigide et résistance partielle
Modélisation de structure	Simple	Continue	Semi-continue

Tabl.II.5 : Hypothèses d'assemblage et d'analyse globale de la structure [57].

En vue d'une analyse globale de la structure, trois types de calcul peuvent être effectués. Ils sont liés à la classification de l'assemblage : un assemblage rigide assure la continuité des moments de la liaison, un assemblage semi-rigide assure seulement une continuité partielle et un assemblage articulé n'assure pas de continuité entre les éléments. Les assemblages rigide et articulé sont les cas conventionnels qui conduisent à un calcul simple mais les assemblages réels sont situés entre ces deux cas. Ainsi, pour une analyse élastique-plastique globale de la structure, l'assemblage peut être représenté par un ressort flexionnel [65] qui tient compte de ses sources de déformabilité (Fig. II.12).

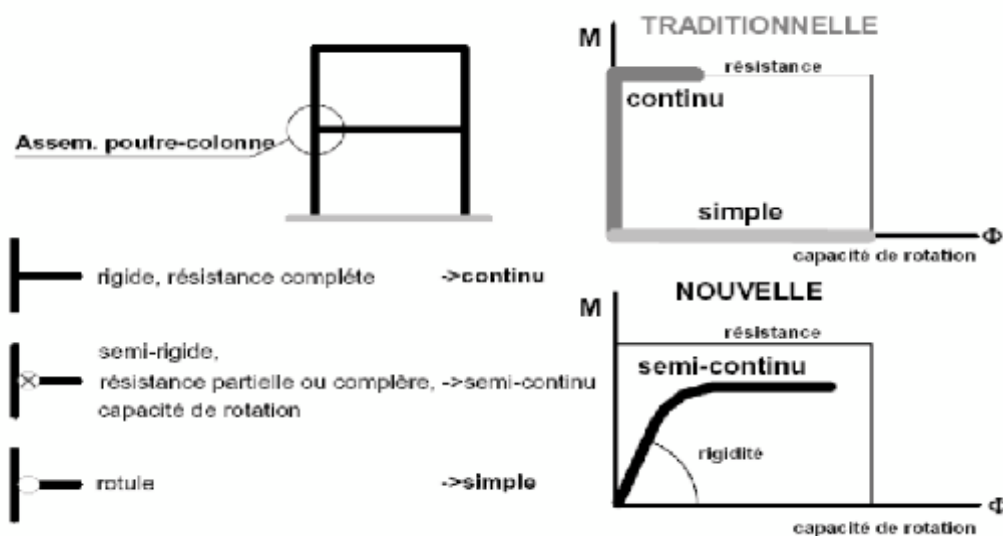


Fig. II.12 : Modélisation d'un assemblage [65].

8 Modélisation des courbes Moment-Rotation

Le comportement moment-rotation des assemblages est généralement décrit à l'aide d'une courbe non-linéaire (Figure II.13). Cependant, l'utilisation de ce type de courbes demande des programmes d'analyse de structures sophistiqués. Afin de permettre un calcul simple des structures, les courbes moment-rotation des assemblages peuvent

être idéalisées, selon l'EC3, par des modèles tri linéaires, bilinéaires ou linéaires. Le choix d'une idéalisation est lié à la méthode d'analyse utilisée et aux outils de calcul disponibles : analyse élastique, analyse rigide-plastique ou analyse élastique-plastique (Figure II.13). Cependant, l'idéalisation bilinéaire est la solution la plus utilisée.

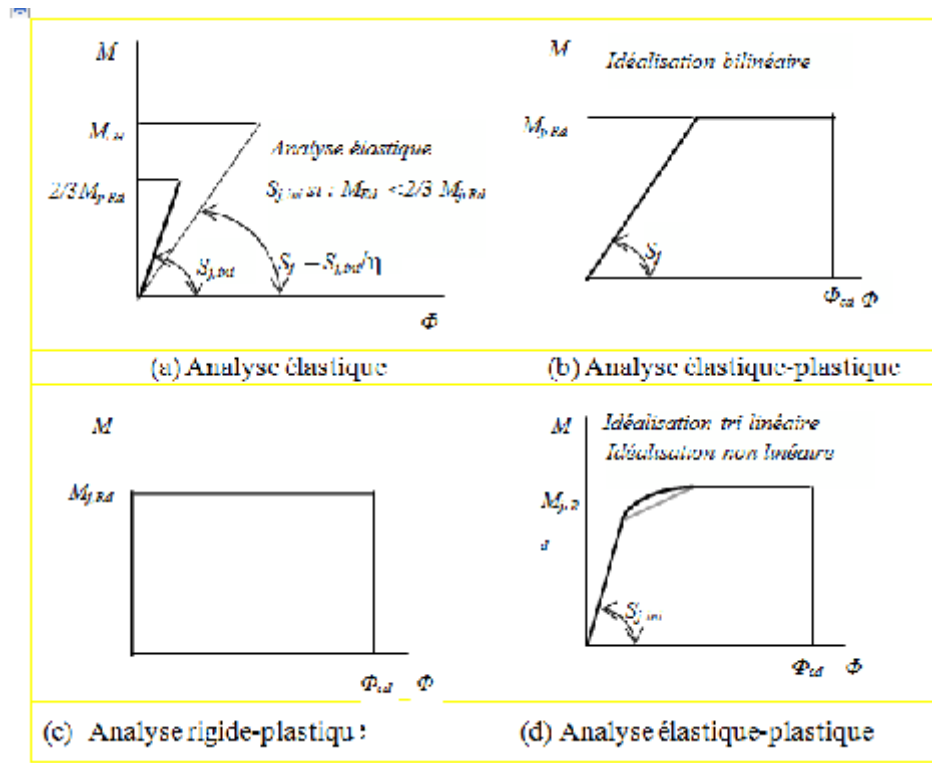


Fig.II.13 : Idéalisations de courbes Moment-Rotation de l'assemblage [49].

Il est à signaler que η est le coefficient de modification de la rigidité ($\eta = 2$ pour les assemblages poutre-poteau). Il permet de déterminer la rigidité sécante qui correspond au moment résistant de l'assemblage à partir de sa rigidité initiale. Dans une analyse élastique-plastique, l'EC3 propose une courbe de comportement global $M-\Phi$ constituée de trois parties. La première partie représente le comportement élastique en considérant les valeurs du moment inférieures à $2/3 M_{j,Rd}$. La deuxième partie de la courbe représente le comportement non linéaire jusqu'à la valeur du moment résistant $M_{j,Rd}$. Dans la troisième partie, un palier plastique est considéré. La deuxième partie non linéaire de la courbe $M-\Phi$, comprise entre $2/3 M_{j,Rd}$ et $M_{j,Rd}$ est définie. Ainsi, l'évaluation de la rigidité initiale et du moment résistant, sans écrouissage, permet de déterminer la courbe moment-rotation de l'assemblage par platine d'about.

Conclusion

D'une manière générale, la construction mixte et les avantages qu'elle offre ne sont plus à démontrer, elle ouvre une large porte vers la modélisation et l'industrialisation de la construction, elle est appréciée et recherchée dès que des grandes portées ou des grandes hauteurs s'imposent.

Cependant ce type de construction repose principalement sur les assemblages des différents éléments nécessitant une précaution supplémentaire, d'où les méthodes avancées de calcul qui considère l'assemblage comme un élément séparé.

Chapitre III :

Simulation et discussion des résultats

PARTIE A: Etapes suivies pour la Simulation sur Abaqus

1 Introduction

L'avenir est à l'outil numérique et à la réalité virtuelle. La simulation et l'analyse numérique se sont développées ces dernières années dans la recherche industrielle privée ou publique (constructeurs automobile, aéronautique, spatial...) améliorant ainsi la productivité des industriels et la vie de tous les consommateurs.

La solution d'analyse par éléments 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...).

La simulation et l'analyse numérique ont un impact direct sur la qualité et le temps de mise sur le marché des produits ; de plus, elles accroissent les performances des solutions de gestion du cycle de vie du produit. Elles sont apparues, dans le désir de minimiser le coût d'une étude avec un nombre d'essais optimisés. La difficulté est de créer un modèle C.A.O. se rapprochant au maximum de la réalité (matériaux, conditions aux limites...). L'étude ne sera validée qu'à partir d'essais physiques entraînant des mesures pour la comparaison entre la réalité et la simulation [66].

ABAQUS est une suite puissante de logiciels de simulation technique, basée sur la méthode des éléments finis, qui peut résoudre des problèmes allant des analyses relativement simples à des simulations non linéaires les plus complexes. ABAQUS contient une vaste bibliothèque d'éléments qui peuvent pratiquement modéliser n'importe quelle géométrie. Il a une vaste liste de modèles et peut simuler le comportement de l'ingénierie des matériaux les plus typiques, y compris les métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé et les matériaux géotechniques telles que les sols et roches [5].

2 Présentation du logiciel ABAQUS

Ce logiciel est une suite puissante des programmes de simulation créée en 1978, basée sur les méthodes numériques approchées par éléments finis. Le code de calcul ABAQUS est particulièrement réputé pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Il s'est imposé comme partie intégrante des processus de conception de sociétés de renommée mondiale dans tous les secteurs industriels. Il offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites et dynamiques. ABAQUS a une bibliothèque

étendue des éléments qui peuvent modéliser n'importe quelle géométrie. Il a une liste également étendue de modèles matériels qui peuvent simuler le comportement de la plupart des matériaux typiques de technologie comprenant les métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé, et les matériaux géotechniques comme les sols et la roche. Il peut simuler des problèmes dans des secteurs divers, comme : la mécanique, le transfert thermique, électrique, problèmes couplés (piézo et thermique), l'acoustique et la mécanique des sols....

Dans la plupart 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 constitutifs, ses états de frontière, et les charges appliquées. ABAQUS peut simuler n'importe quelle géométrie telles que : poutres, plaques, coques et éléments spéciaux (ressorts, masses...) en deux dimensions ou en trois dimensions.

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 sont à accomplir : générer le fichier de données (cela s'appelle aussi effectuer le prétraitement), et exploiter les résultats contenus dans le fichier .odb (ou post traitement). La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux, des chargements, etc..., suivant une syntaxe précise. Il faut savoir que le prétraitement et le post traitement peuvent être effectués par d'autres logiciels.

ABAQUS se divise en trois grands codes [67] :

- **ABAQUS/Standard**: résout par un algorithme statique implicite.
- **ABAQUS/Explicit** : résolution par un algorithme explicite.
- **ABAQUS/CAE**: fournit un environnement complet de modélisation et de visualisation pour des produits d'analyse d'ABAQUS.

2.1 ABAQUS/Standard : est un solveur généraliste qui recourt à un schéma traditionnel d'intégration implicite (résolution par un algorithme statique implicite) (Figure III.1).

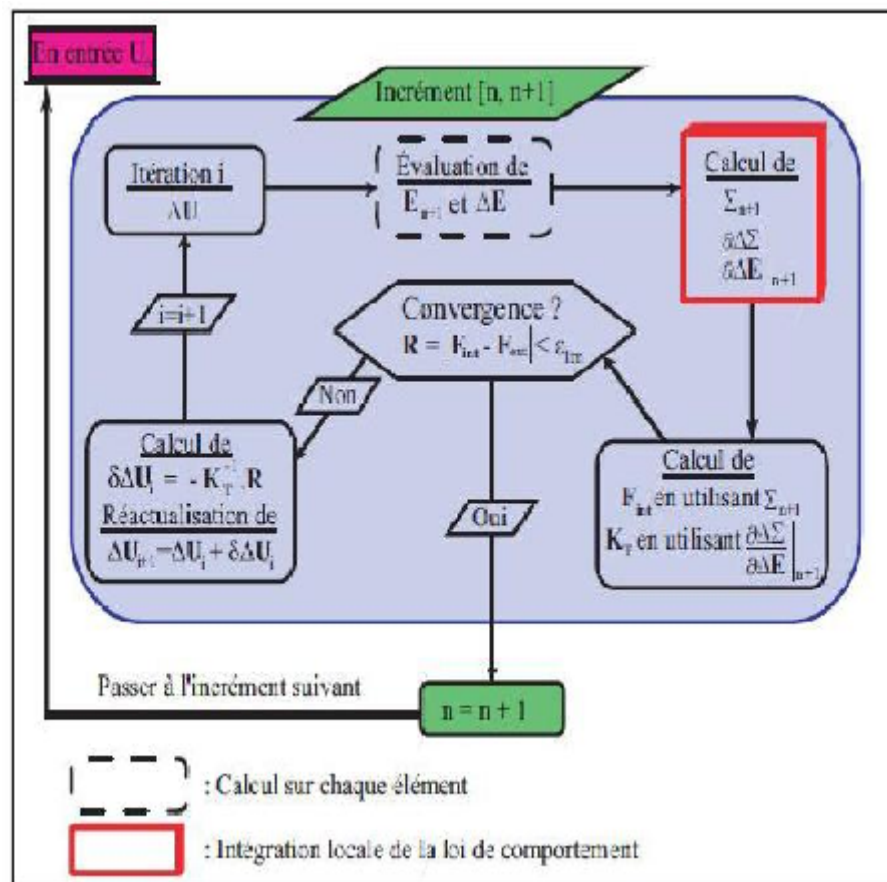


Fig. III.1: Organigramme de résolution du schéma statique implicite [5].

ABAQUS/Standard 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. La base du formalisme de cette méthode est la suivante : considérons qu'après i itérations sur l'incrément de temps, l'approximation de la solution est $u(i)$. La différence entre la solution exacte et la solution après i itérations est notée $c(i+1)$. La solution exacte est donc donnée par l'équation III.1 suivante:

$$U = u(i) + c(i+1) \quad (\text{III.1})$$

En écrivant symboliquement le principe des travaux virtuels par une équation implicite, $F(u) = 0$. Cela signifie l'équilibre par rapport à la variable nodale considérée. Cette équation implicite peut être développée en série de Taylor en $u(i)$, ce qui donne l'équation III.2 suivante :

$$F[u(i)] + (\partial F[u](i)) * c(i+1) + \left(\frac{\partial^2 [u(i)]}{\partial(i)}\right) * c^2(i+1) \quad (III.2)$$

Si l'approximation est proche de la solution $u(i)$, alors $c(i+1)$ est petit et l'équation (1) peut être réduite à ces deux premiers termes donnant ainsi l'équation III.3 suivante :

$$(\partial F[u(i)]/\partial u(i)) * c(i+1) = -F[u(i)] \quad (III.3)$$

L'équation (III.3) permet de déterminer $c(i+1)$ pour calculer l'approximation suivante $u(i+1)$

Par :

La Figure III.2 illustre la méthode de Newton dont le but est de déterminer u tel que $F(u)=0$.

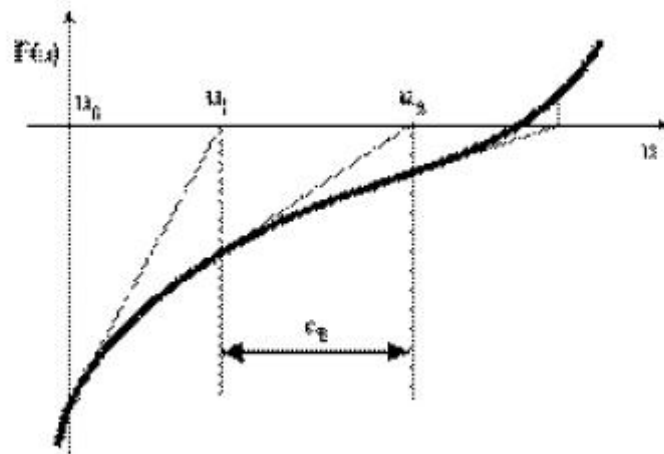


Fig. III.2 : Illustration de la méthode de Newton [5]

Sur la figure III.2, on observe que la valeur nodale de l'incrément suivant utilise la matrice jacobéenne comme une pente, en partant de la valeur courante. La convergence de cette méthode est quadratique, donc rapide. Cependant, la matrice jacobéenne $(\partial F[u(i)]/\partial u(i))$ peut présenter des problèmes d'existence et de singularité. Auquel cas, l'équation (III.3) est insoluble.

2.2 ABAQUS/Explicit : emploie un schéma d'intégration explicite pour résoudre des problèmes dynamique ou quasi-statique non-linéaires (résolution par un algorithme explicite) (Figure III.3).

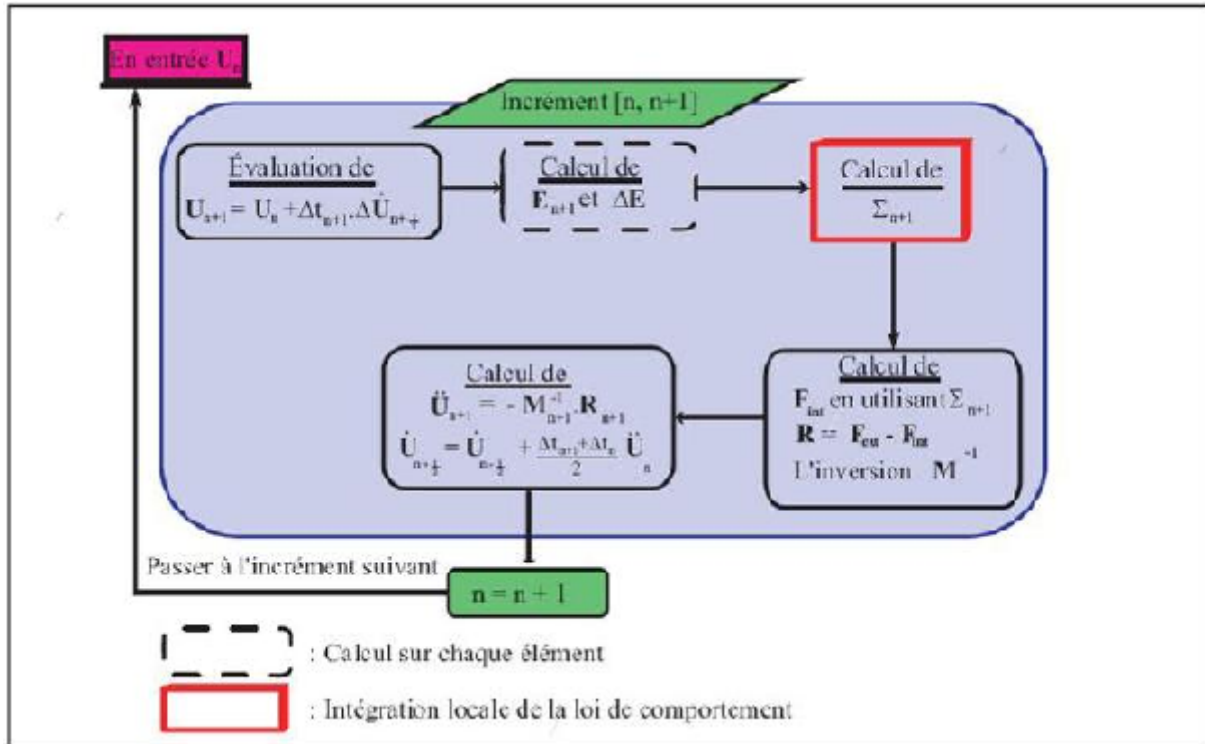


Fig.III.3: Organigramme de résolution d'un problème mécanique en utilisant un schéma dynamique explicite [5].

ABAQUS/Explicit : La version explicite est entièrement vectorisée afin d'utiliser les supercalculateurs multiprocesseurs. Bien que l'analyse soit dynamique, elle peut être utilisée moyennant quelques précautions pour accomplir des analyses quasi-statiques. Le schéma explicite implanté au sein d'Abaqus conduit à des temps de calcul plus faibles comparativement au schéma implicite nommé ABAQUS/Standard. L'algorithme explicite assure une certaine robustesse, il est plus efficace pour aboutir à un calcul complet que Abaqus/Standard. Ce code présente une bonne résolution des contacts ce qui est un autre intérêt vis-à-vis de la simulation du procédé. ABAQUS/Explicit met en œuvre un schéma d'intégration par différences centrales exprimé par les équations (III.4) et (III.5).

$$\frac{du(i+1/2)}{dt} = \frac{du(i-1/2)}{dt} + \left[\frac{(\Delta t(i+1) + \Delta t(i))}{2} \right] * \frac{d^2u(i)}{dt^2} \quad (\text{III.4})$$

$$u(i+1) = u(i) + \left[(\Delta t(i+1) * \frac{du(i+1/2)}{dt}) \right] \quad (\text{III.5})$$

Les équations (III.4) et (III.5) sont illustrées sur la Figure. III.4 suivante :

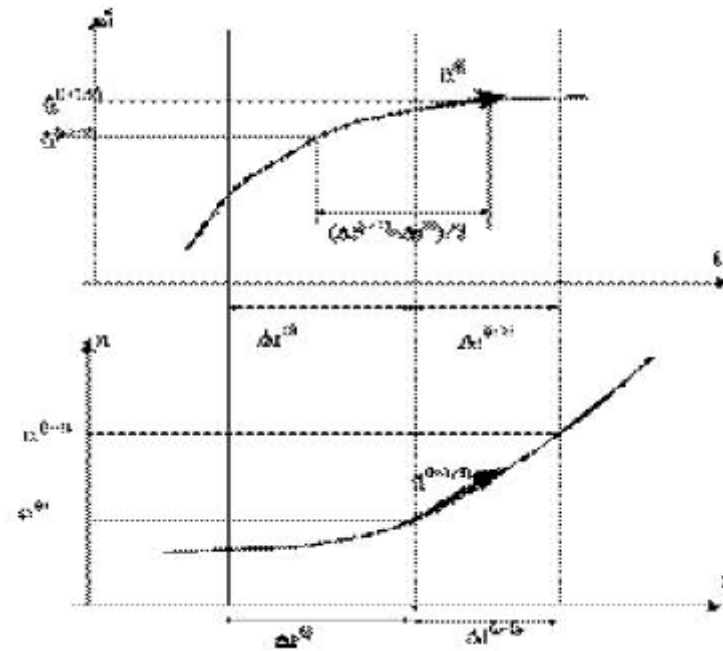


Fig. III.4: Illustration de l'opérateur de différence centrale [5].

Ce seul schéma d'intégration est combiné à une procédure dynamique. La clef de l'efficacité calculatoire de la procédure explicite provient de l'utilisation d'une matrice de masse diagonale. Une telle forme permet un calcul rapide de l'inverse de cette matrice notamment utilisée pour la détermination de l'accélération de l'équation (III.6).

$$d^2u(i)/dt^2 = M^{-1} * (F(i) - I(i)) \quad (III.6)$$

Où M est la matrice de masse diagonale, F est le vecteur des charges appliquées et I est le vecteur des forces internes. Ainsi, la procédure explicite ne requiert ni itération ni matrice tangente de rigidité. La procédure explicite intègre par rapport au temps en utilisant beaucoup de petits incréments de temps. Or, l'opérateur de différences centrales est conditionnellement stable. La limite de cette stabilité pour cet opérateur est donnée en termes de plus grande valeur propre du système par l'équation III.7 suivante :

$$\Delta t \leq \frac{2}{W_{max}} \quad (III.7)$$

Une estimation de la plus petite valeur propre du système peut être obtenue en déterminant le mode maximum des éléments du maillage. Ainsi, l'incrément de

temps permettant la stabilité est donnée par : $D_t = \min (L_e / C_d)$

Où L_e est la dimension caractéristique des éléments et C_d est la vitesse des ondes en dilatation dans le matériau. Cette vitesse est donnée par l'équation III.8 suivante :

$$C_d = \sqrt{[(\lambda + U) / \rho]}$$

$$\lambda = K - \left(\frac{2}{3}\right) * \mu$$

$$\Delta p = -k \Delta \varepsilon_{ed}$$

$$\Delta S = 2 * \mu * \Delta P$$

Le tenseur S est le tenseur des contraintes déviatrices et p est le tenseur des déformations déviatrices. ρ est la masse volumique du matériau. Ainsi, la procédure explicite dynamique peut effectuer un grand nombre de petits incréments pour un temps de calcul raisonnable.

2.3 Le CAE (Complexe Abaqus Environnement)

Le CAE représente l'interface graphique interactive idéale pour la modélisation, la gestion et le post traitement des modèles Abaqus. 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, comme montré sur la figure III.5 [67].

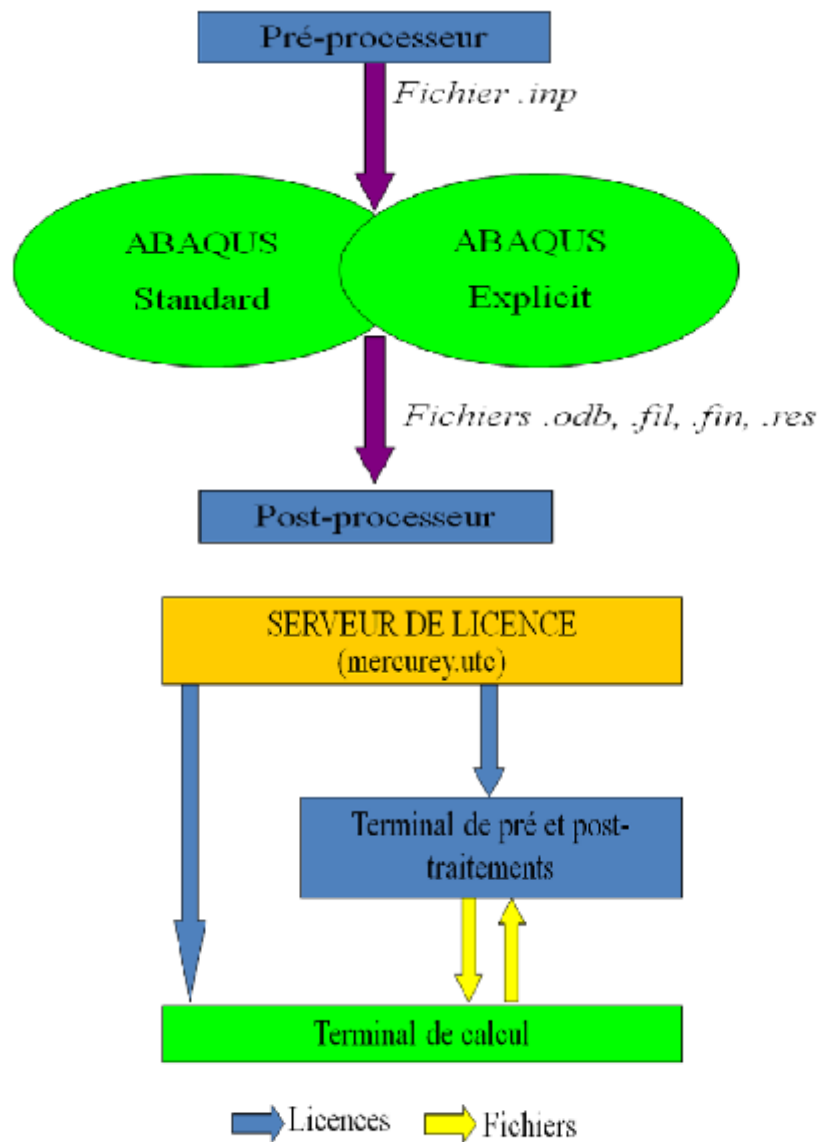


Fig. III.5 : Schéma de fonctionnement d'ABAQUS [5].

3 Définition du modèle à simuler

Cette partie consiste en une étude comparative entre deux portiques réalisés avec un système d'assemblage spécifique mixte acier-béton. Le premier portique est réalisé avec des poteaux tubulaires en acier remplis de béton (MAB) et le deuxième portique est un modèle simple réalisé uniquement avec des poteaux tubulaires en acier (MSB). Par la suite des couronnes métalliques de renforcement assurant la liaison entre les poteaux et les poutres sont introduites et ceci afin d'évaluer la performance, et d'étudier le comportement à savoir la naissance successive des rotules plastiques au niveau des sections critiques des deux modèles

sous chargement horizontal. Les résultats du modèle (MAB) étudié seront comparés au modèle simple (MSB).

3.1 Le modèle mécanique

On a à simuler deux portiques mixtes acier-béton (Figure III.6).

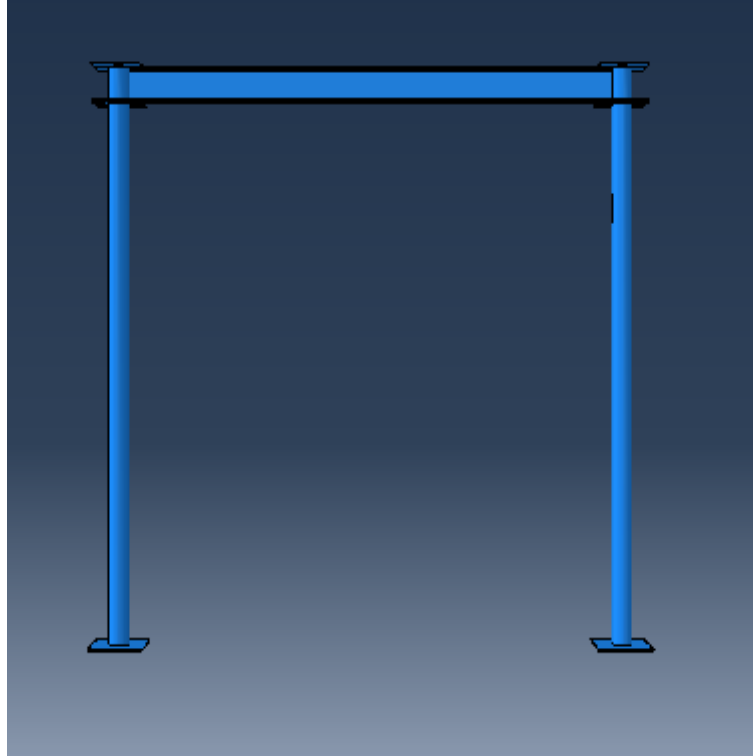


Fig. III.6 : Le portique étudié.

3.2 Présentation des étapes suivies dans cette simulation pour le modèle

ABAQUS comporte en tout huit modules pour la modélisation et introduction des données et un neuvième module qui sert à visualiser les résultats ; qui sont :

- Module Part;
- Module Property;
- Module Assembly;
- Module Step;
- Module Interaction;
- Module Load;
- Module Mesh ;
- Module Job ;
- Module de visualisation.

3.2.1 La géométrie du portique (module part)

On a créé la géométrie du portique dans le module part en utilisant des coordonnées des points en deux dimensions et on a créé la 3^{ème} dimension par extrusion. On a utilisé un Shell déformable en 3D (Figure III.7).

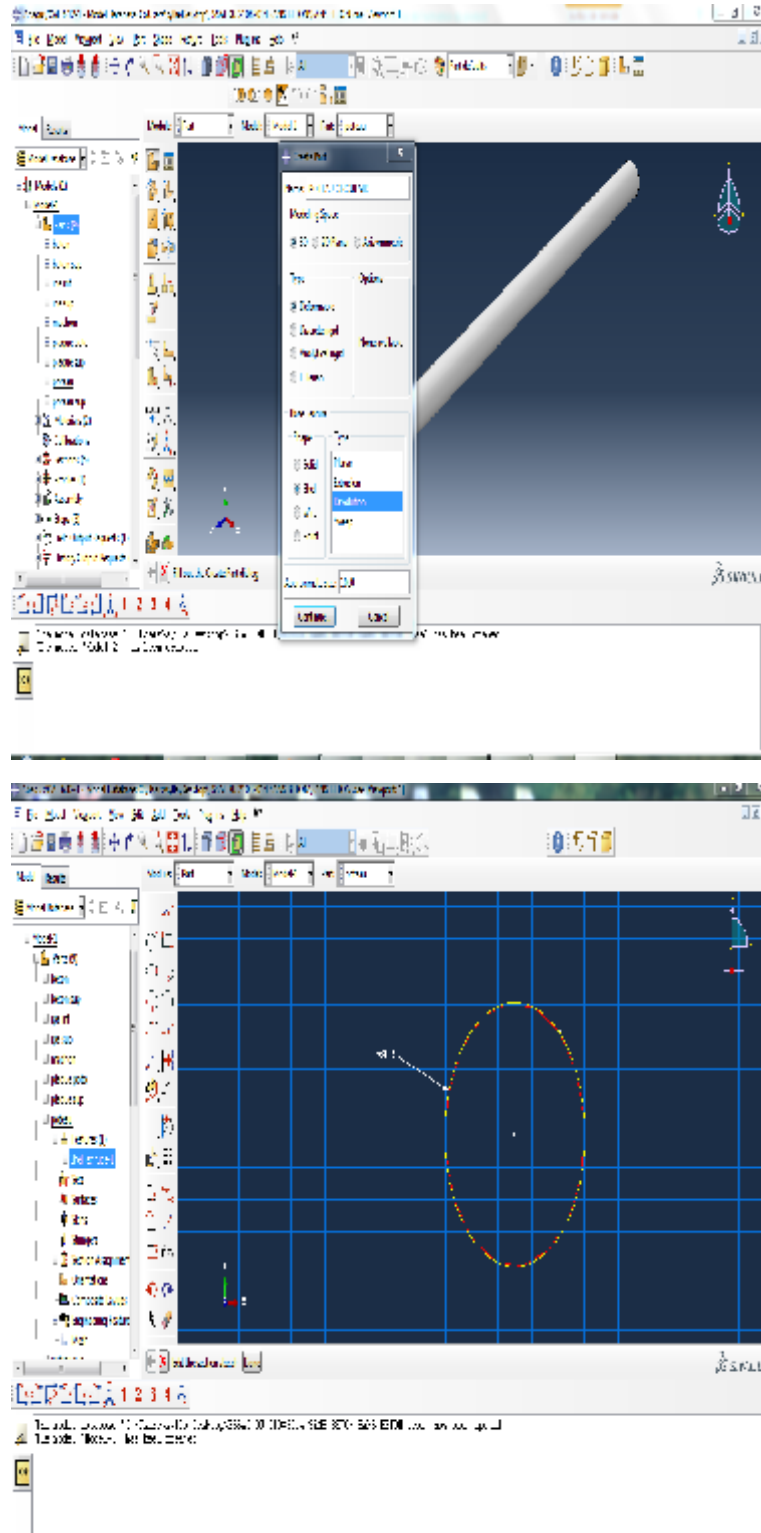
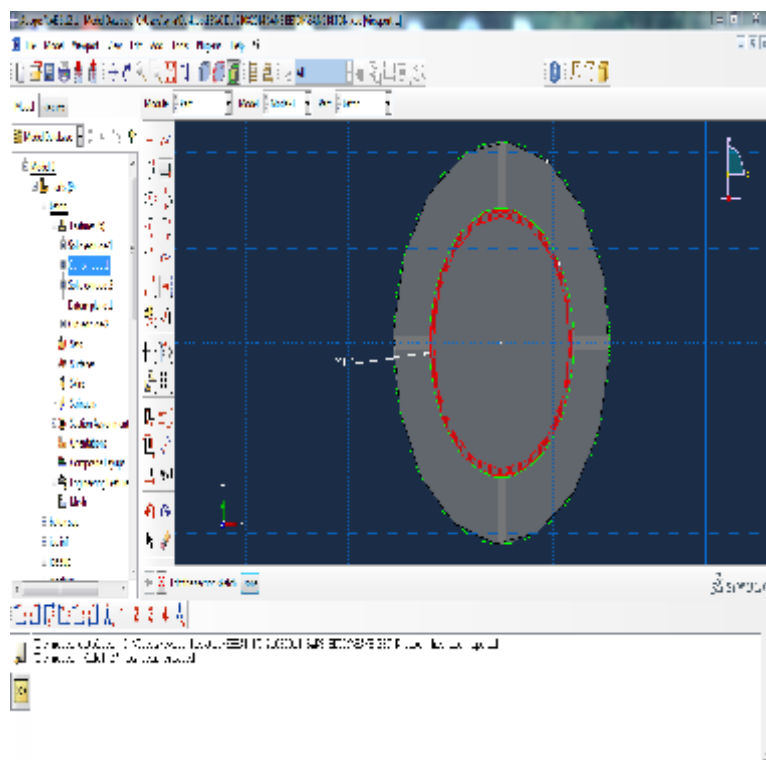
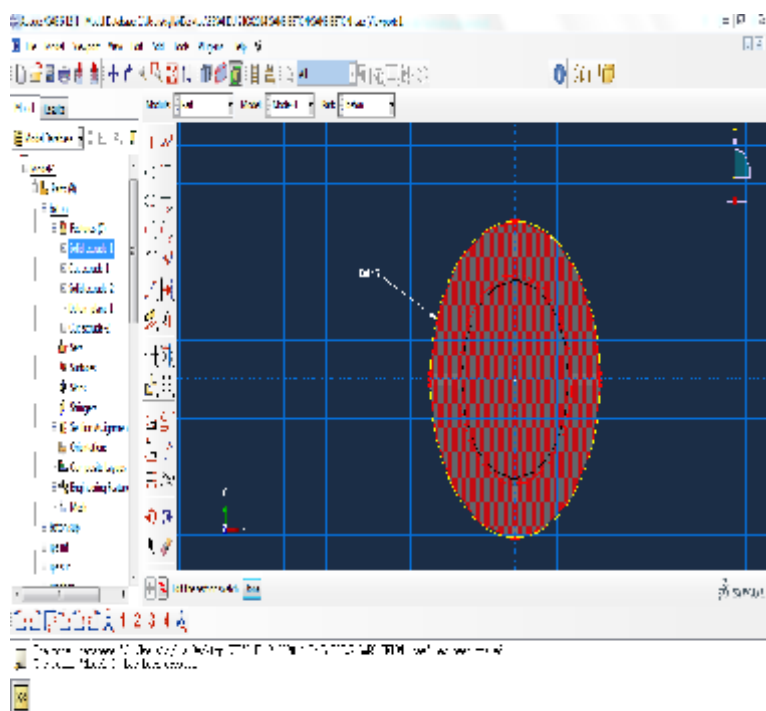


Fig. III.7 : Création du poteau circulaire.

3.2.2 La géométrie du béton

Le béton se crée avec un modèle 3D déformable solide ensuite dessiner avec creat lignes et dimensionner par la suite (Figure III.8).



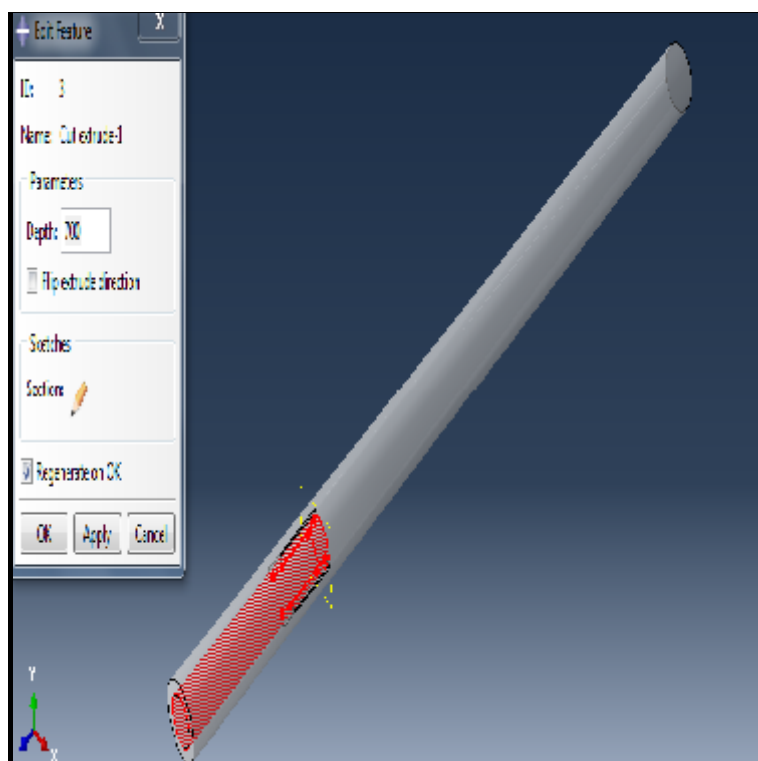
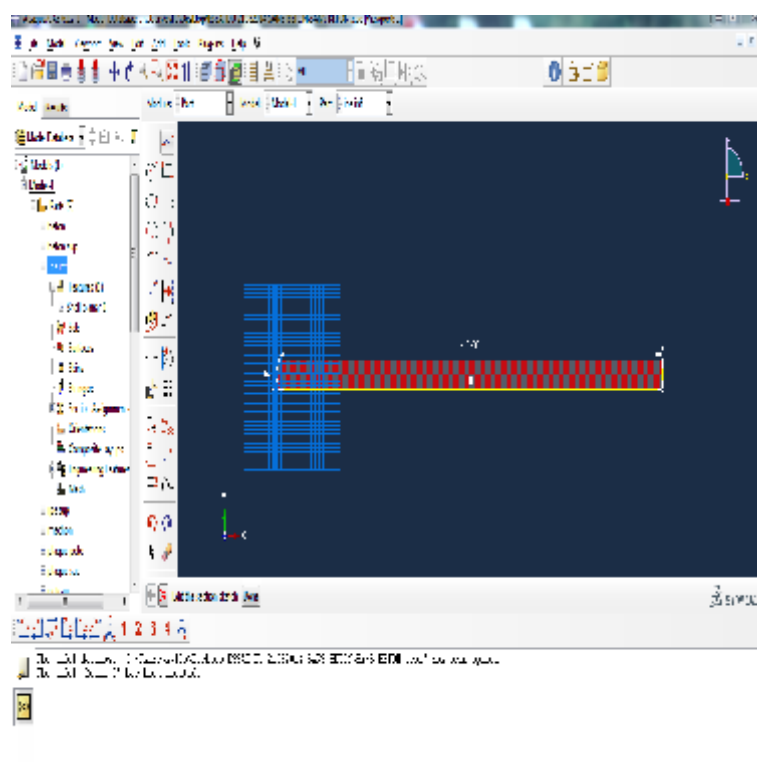


Fig. VI.8 : création du béton.

✓ La géométrie de l'IPE



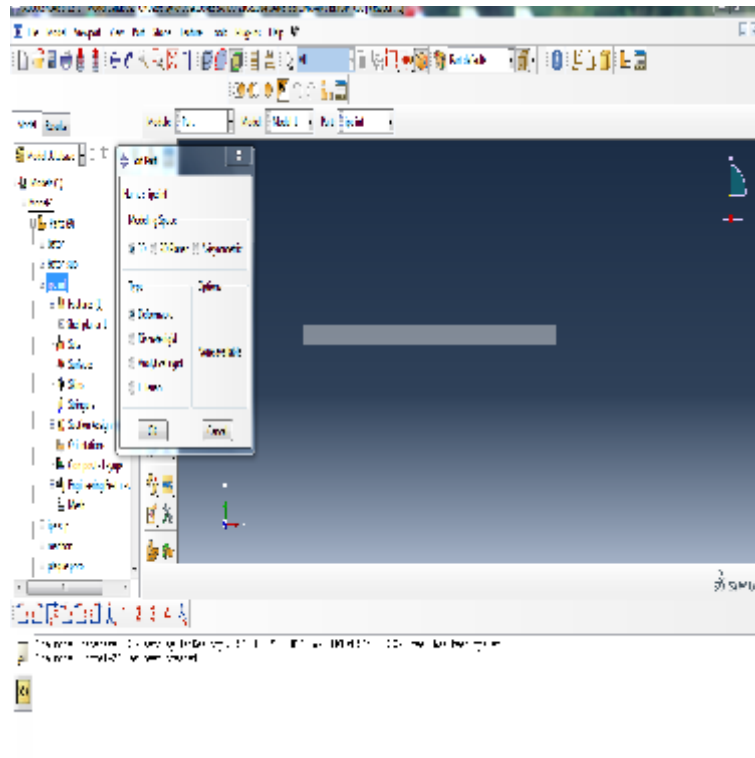


Fig. III.9 : Création de l'IPE.

3.2 Propriétés des matériaux (Module Property)

Avant toute simulation il faut définir le matériau à simuler. Dans notre cas, on a deux matériaux dont le béton et l'acier. Il faut introduire toutes les données suivantes qui nous permettent uniquement de lancer un calcul élastique.

- la masse volumique.
- le module de Young.
- le coefficient de poisson.

Pour faire une analyse non linéaire, on doit introduire les lois de comportement non linéaire des deux matériaux.

Pour notre travail, on a utilisé deux modèles numériques intégrés dans ABAQUS, un modèle pour les aciers et un modèle pour le béton.

3.2.1 Modèle pour le béton

Un comportement élastique est utilisé pour modéliser le comportement du béton. Le modèle est défini par une loi de comportement linéaire qui sont introduites aussi par des courbes contrainte- déformation.

Les unités correspond à ABAQUS sont représentées sur le tableau III.1 suivant :

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

Tab.III.1 : Tableau des unités correspond à ABAQUS.

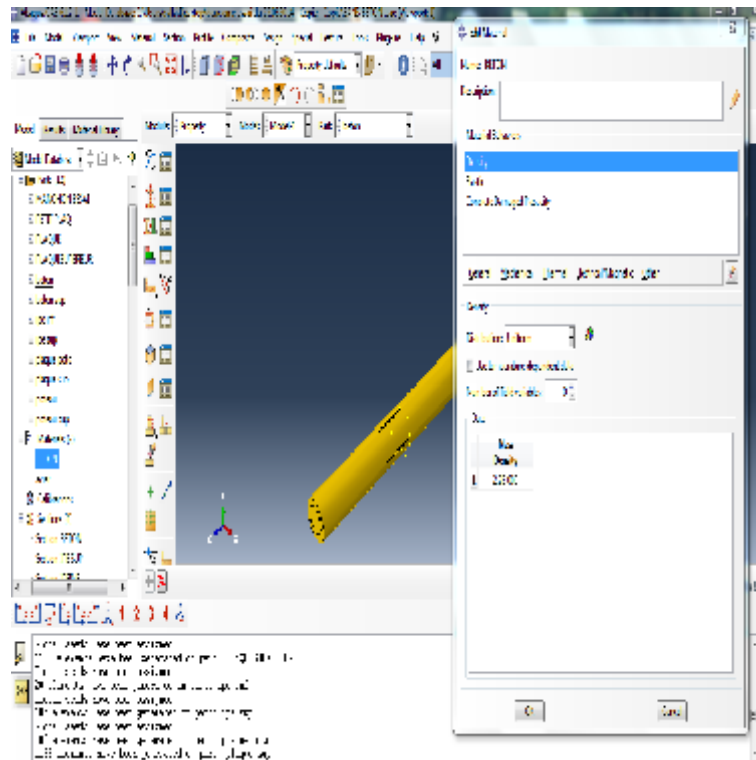


Fig. VI.10 : Définition du comportement du béton.

3.2.2 Modèle pour l'acier

Un comportement élasto-plastique parfait et isotrope est utilisé pour modéliser le comportement de l'acier. Le modèle est défini par une courbe contrainte-déformation plastique introduite dans ABAQUS sous forme d'un tableau.

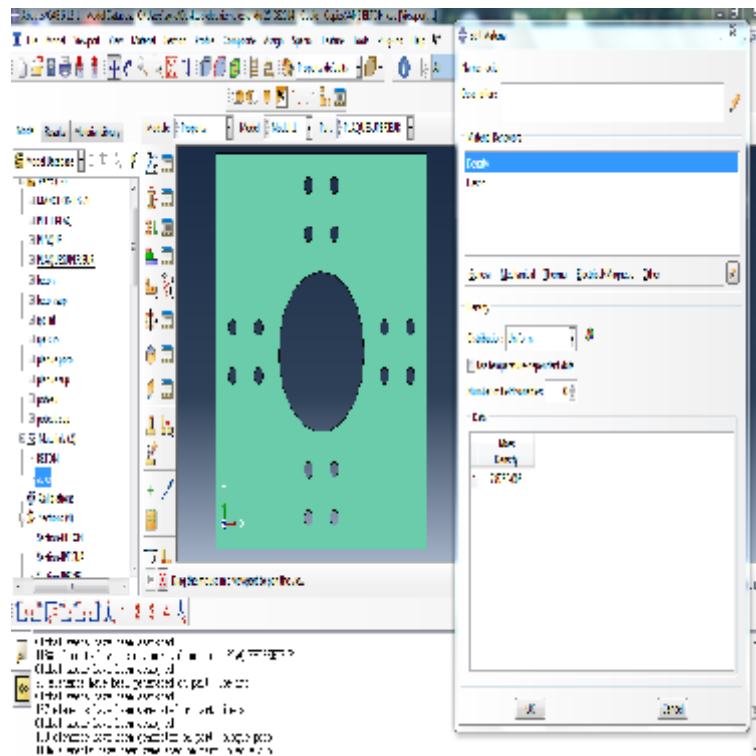
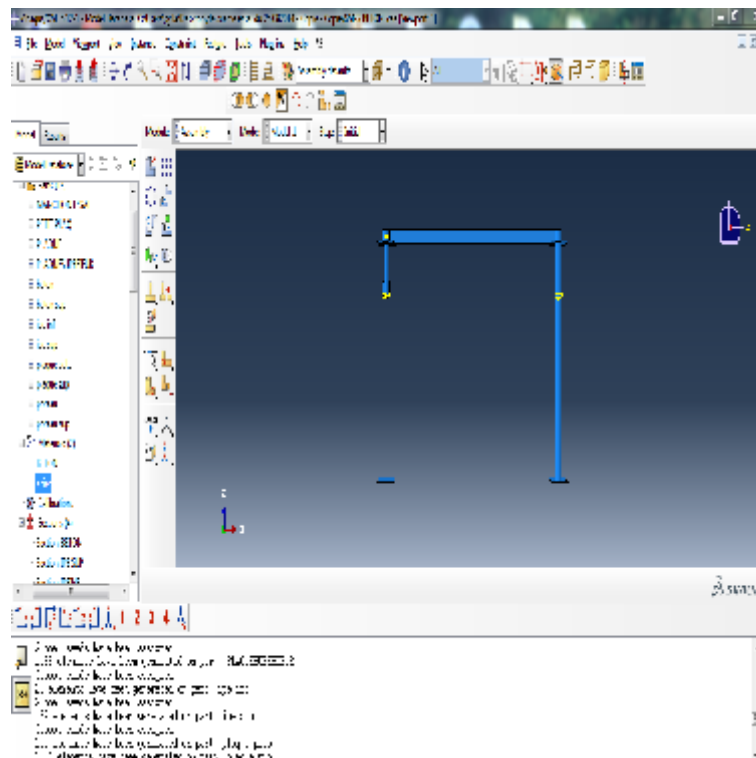


Fig.III.11 : Définition du comportement de l'acier.

3.3 Assemblage du modèle (Module Assembly)

Dans cette partie on peut répéter chaque part crée plusieurs fois et lui faire des rotations s'il est nécessaire et le translaté à sa place jusqu' à voir notre modèle (Figure III.12).



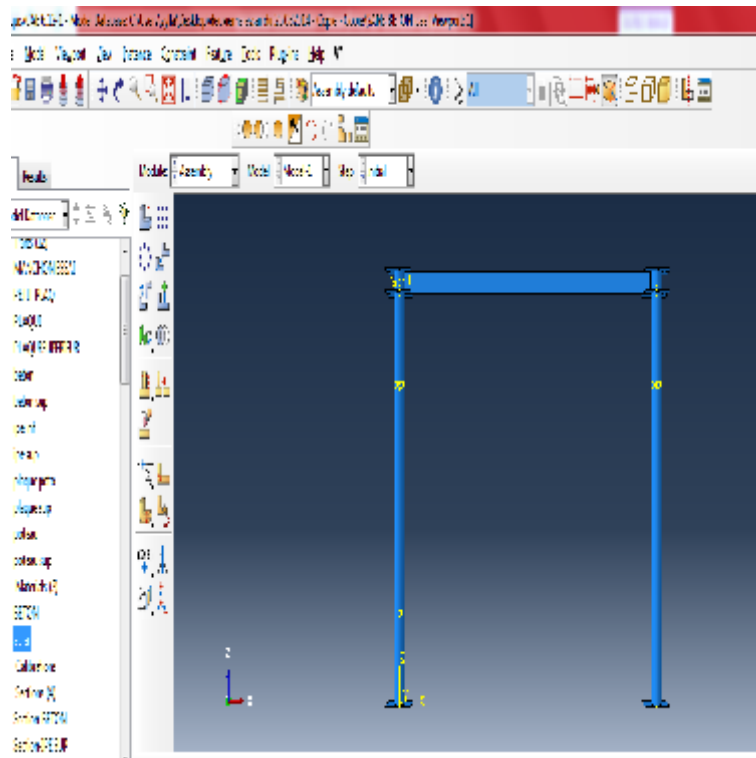


Fig.III.12: Création du modèle finale.

3.4 Définition du « steps » et des variables à calculer

L'utilisateur 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 (Figure III.13).

Pour notre simulation, on a choisi un calcul explicite car il est plus efficace et plus rapide dans le calcul. On a travaillé avec une période $= 2s$, déterminée en vérifiant le critère énergétique pour un chargement statique.

Pour être en statique, il faut que l'énergie potentielle soit supérieure au moins de 10 fois de l'énergie cinétique sinon on sera plus proche de la dynamique.

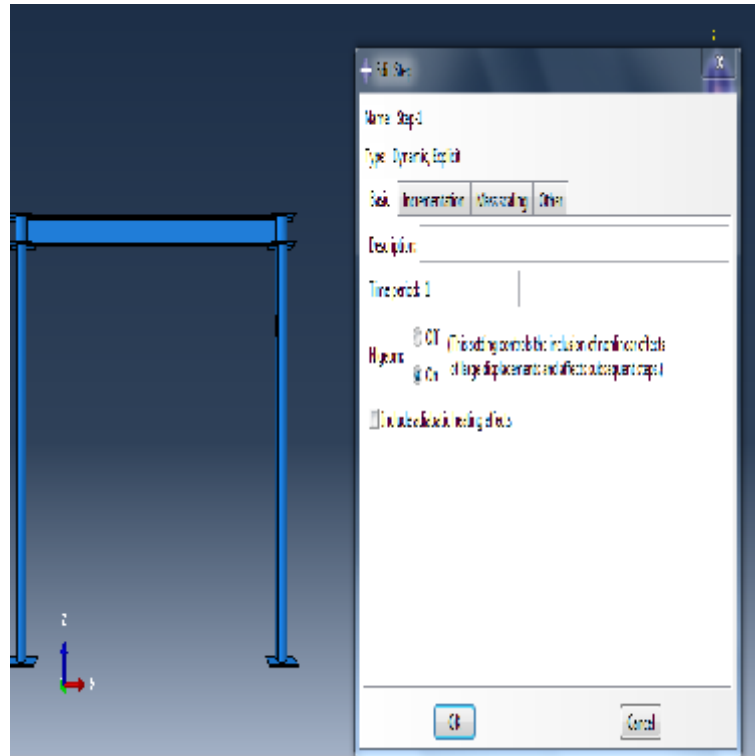


Fig. III.13 : Définition du Step.

3.5 Définition du contact acier béton (Module Interaction)

Il définit les interactions entre chaque pièce et introduit les premières hypothèses portant sur les contacts, les contraintes et les connections éventuelles. Dans cette simulation, on a considéré un contact parfait entre l'acier et le béton, on la définit avec « TIE » qui veut dire, inclure l'armature dans le poteau en acier est avoir une adhérence presque parfaite (Figure III.14).

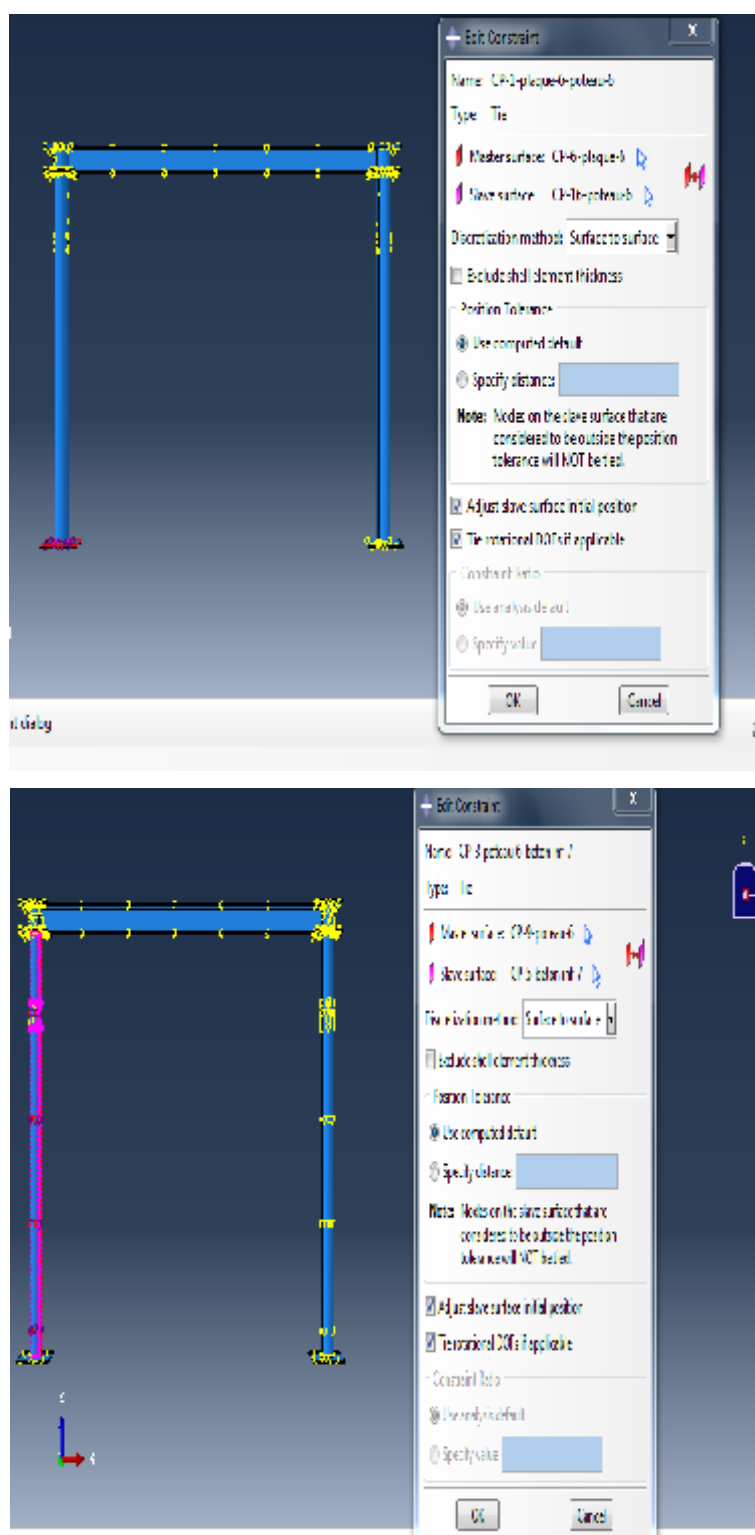


Fig. III.14 : Définition du contact acier béton.

3.6 Définition des conditions aux limites (Module Load)

Les conditions aux limites à appliquer sont les suivantes (Figure III.15). :

- Encastrer la fondation.

- Appliquer un chargement statique latéral piloté en déplacement multiplié par l'amplitude qu'on a défini pour avoir un chargement statique.

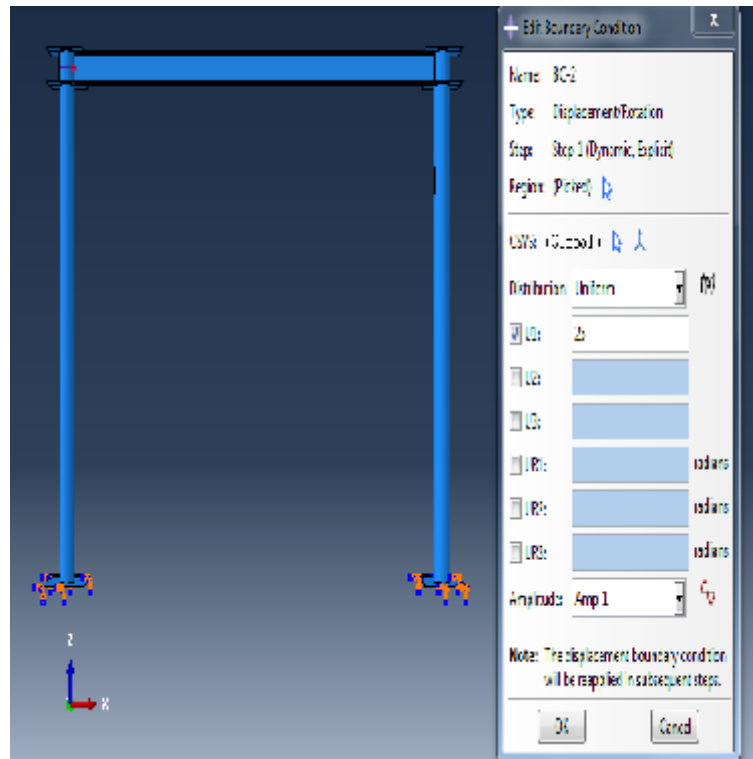


Fig. III.15: Définition des conditions aux limites.

3.7 Définition du maillage

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...

Pour notre cas on a choisi des éléments tétraèdres à 4 nœuds, puis donner une taille approximative pour l'élément (Figure III.16).

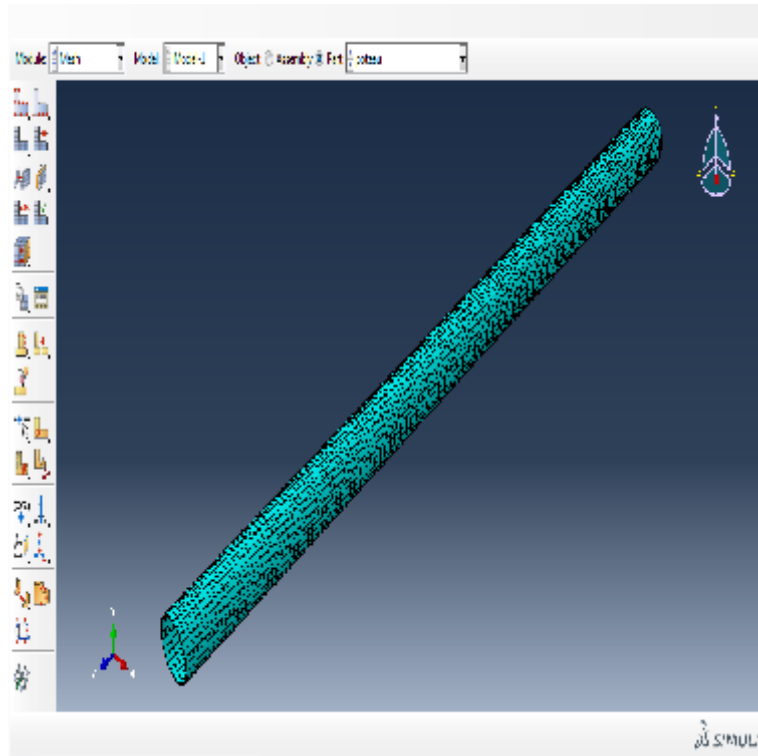


Fig. III.16 : Définition du maillage du poteau.

3.8 Maillage du portique

Pour le maillage du portique on a utilisé des éléments quadratiques à 8 nœuds avec une taille approximative de façons à avoir un maillage stable et symétrique pour s'approcher des résultats réels et la symétrie pour éviter le voilement (Figure III.17).

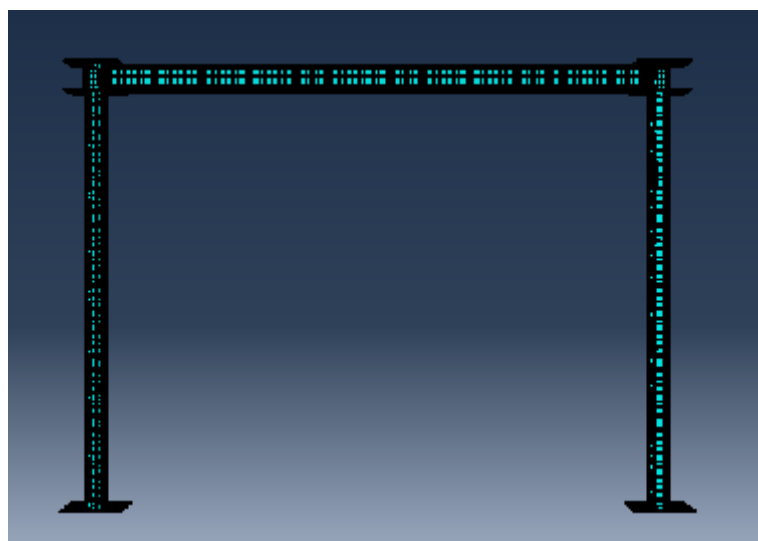


Fig. III.17 : Présentation du maillage du portique.

3.9 Définition du job

Une fois que, tout le modèle à simuler est défini (géométrie, matériaux, lois de comportements, les chargements...), on lance le calcul après la définition d'un job, en cliquant sur "submit" (Figure III.18).

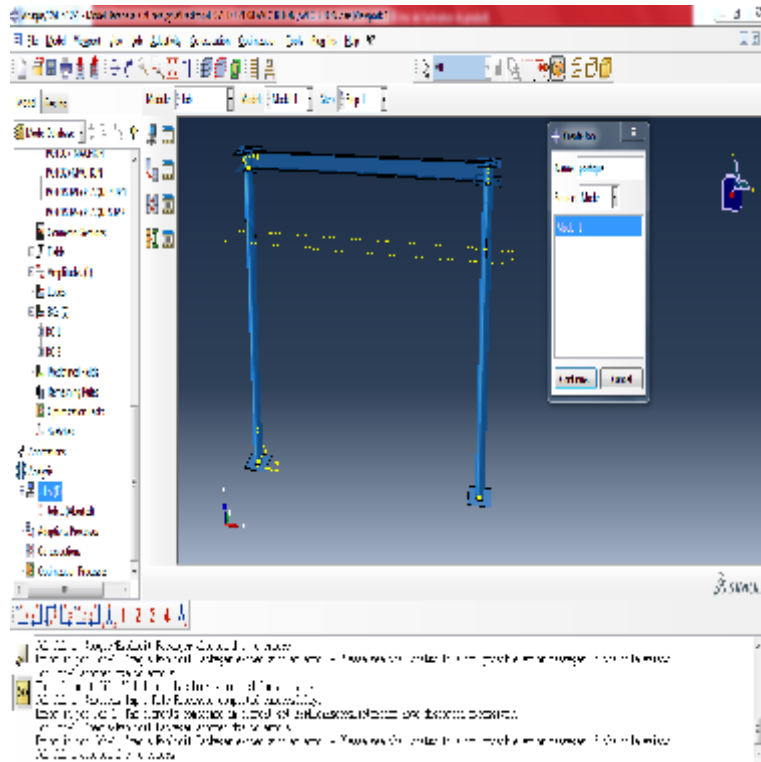


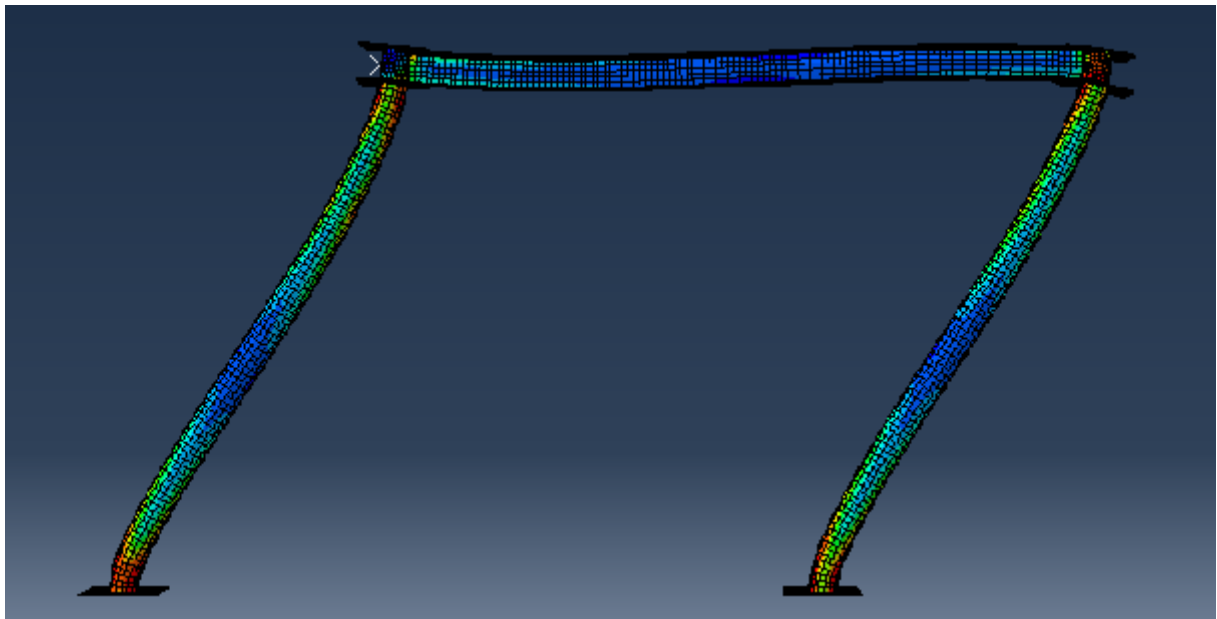
Fig. III.18 : Définition du job.

3.10 Visualisation des résultats de l'analyse

Dans ce module, on peut visualiser plusieurs résultats, forces, déplacements, contraintes, déformations ...etc. En cliquant sur , comme on peut visualiser la forme déformée du modèle, en cliquant sur .

ABAQUS nous permet de voir la propagation des contraintes ou déformations en fonction du temps de calcul, aussi de tracer n'importe quelle courbe, soit une variable en fonction du temps ou bien en fonction d'une autre variable.

Si on veut travailler avec un chargement statique dans ABAQUS il faut vérifier le critère énergétique avant de voir les résultats pour s'assurer qu'on est en statique.



Déplacement du portique

Fig.III.19 : Quelques résultats tirés d'ABAQUS.

Dans notre travail, lors de l'exploration des résultats de nos modèles, on a été amené à utiliser plusieurs variables qui décrivent le comportement de nos éléments, on les citera ci-dessous :

DAMAGEC → un paramètre qui décrit les dommages en compression, avec possibilité de tracer son évolution en fonction du temps (ou d'un autre paramètre, la charges par exemple) pour un élément (une maille).

DAMAGET → les dommages en traction.

PE → déformations plastiques.

RF → force de réaction dans un nœud.

RF3 → force de réaction dans un nœud dans le sens de l'axe Z-Z.

S → Contraintes

S:Mises → contraintes de Von mises.

U → déplacement des nœuds.

U3 → déplacement des nœuds dans le sens de l'axe Z-Z.

LE → déformations logarithmiques

Dans Abaqus, on ne peut pas extraire les déformations réelles, des relations existent entre les déformations réelles et les déformations logarithmiques.

PARTIE B : Résultats et interprétations

4 Etude comparative des résultats

Dans cette partie, on s'intéresse aux résultats des deux modèles simulés. La zone étudiée est représentée dans sur la figure III.20. Nous avons pris des éléments qui coïncident avec le nœud.

Notre travail consiste à étudier cette zone en terme de :

- Déplacements ;
- Contraintes ;
- Déformations ;
- Déformations plastiques ;
- Contraintes-déformations ;

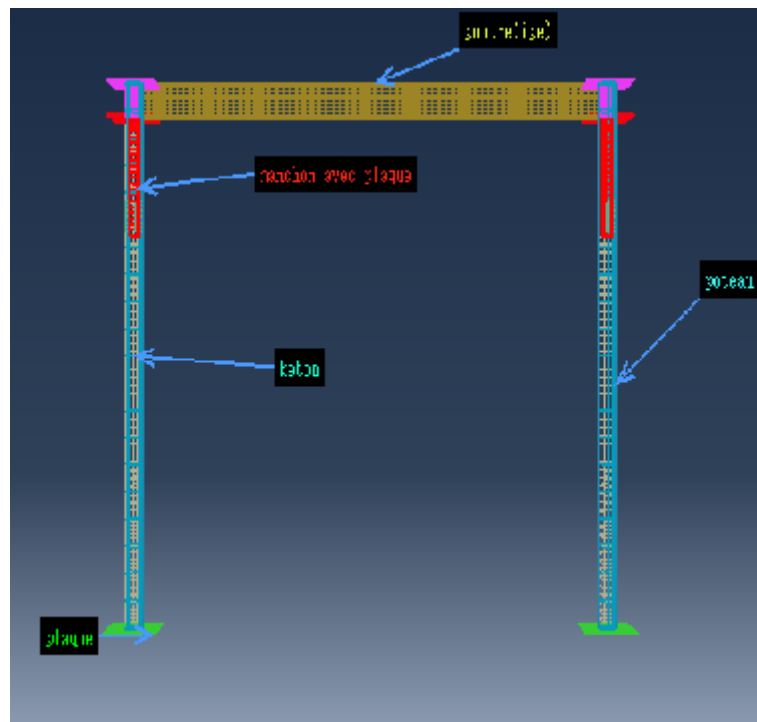


Fig. III.20: Portique étudié.

Le portique avec béton (MAB) et le portique sans béton (MSB) sont sollicités par un effort horizontal au sommet du portique. Le chargement, les conditions aux limites sont représentés sur la figure III.21.

Le modèle utilisé pour la simulation des deux portiques, comme déjà cité, est le modèle élastique pour le béton, et le modèle élasto-plastique parfait pour les aciers. Les deux modèles sont implantés dans le logiciel de calcul par éléments finis Abaqus [5].

Un chargement horizontal est imposé au sommet de chaque portique en

statique explicite. Les paramètres des modèles utilisés sont regroupés dans le tableau III.2, le tableau III.3 et le tableau III.4 suivants :

- **Caractéristiques mécaniques de l'acier**

Module de Young E	210000MPa
Coefficient de Poisson ν	0,3
La densité ρ	7,85E-006
Limite d'élasticité	450MPa

Tab. III.2: Propriétés des aciers utilisés pour la simulation.

Contrainte	Déformation
0.004	0
400	0.002
450	0.008

Tab. III.3 : Valeur introduite dans Abaqus.

- **Caractéristiques mécaniques du béton**

Module de Young E	32000MPa
Coefficient de Poisson ν	0,18
La densité ρ	2,4 E -006

Tab .III.4 : Propriétés du béton.

Les Propriétés géométriques du portique sont résumées dans le tableau III.5, le tableau III.6 et le tableau III.7 suivants :

	MACHON	POTEAU
Hauteur (mm)	700	3060 ET 200
Diamètre int(mm)	108.3	162.30
Diamètre exter (mm)	114 .3	168.30

Tab. III.5 : Propriétés géométriques du portique mixte.

	Béton
Longueur (mm)	3260
Diamètre	162.3

Tab. III.6 : Propriétés géométriques du béton.

Désignation	Dimensions						Dimensions de construction					Surface	
G kg/m	h mm	b mm	t _w mm	t _f mm	r mm	A _c mm ²	h _i mm	d mm	Ø	p _{min} mm	p _{max} mm	A _L mm ² /m	A _G mm ² /t
IPE 200 22.4	200	100	5.6	8.5	12	23.48	183	159	M10	54	58	0.768	3436

Tab. III.7 : Propriétés géométriques de l'IPE.

Point
d'application de
l'effort

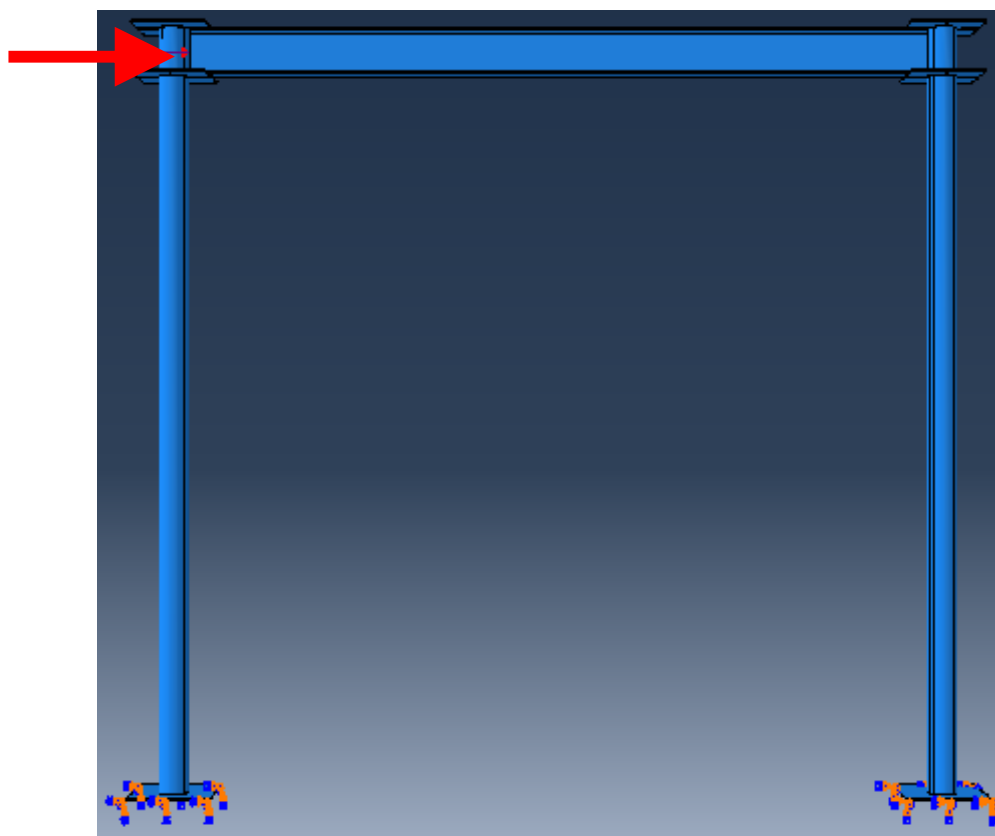


Fig. III.21 : Chargement et conditions aux limites.

4.1 Vérification des énergies

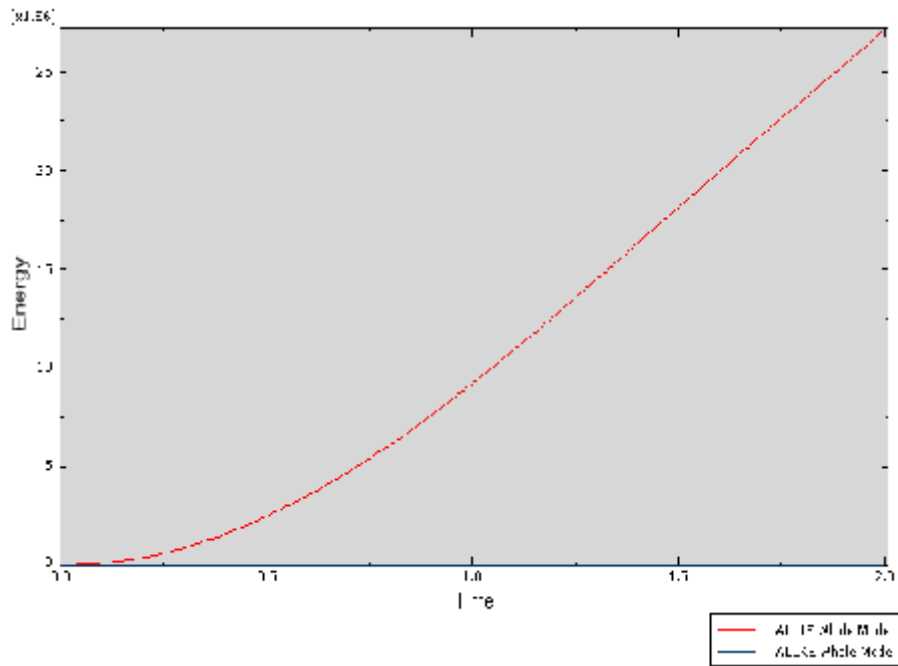


Fig. III.22 : Vérification de l'énergie potentielle et l'énergie cinétique pour les deux portiques.

La figure III.22 montre clairement que l'énergie cinétique est insignifiante comparant à l'énergie potentielle, qui est supérieure de plus de 10 fois, cela nous permet de dire que nous sommes en statique.

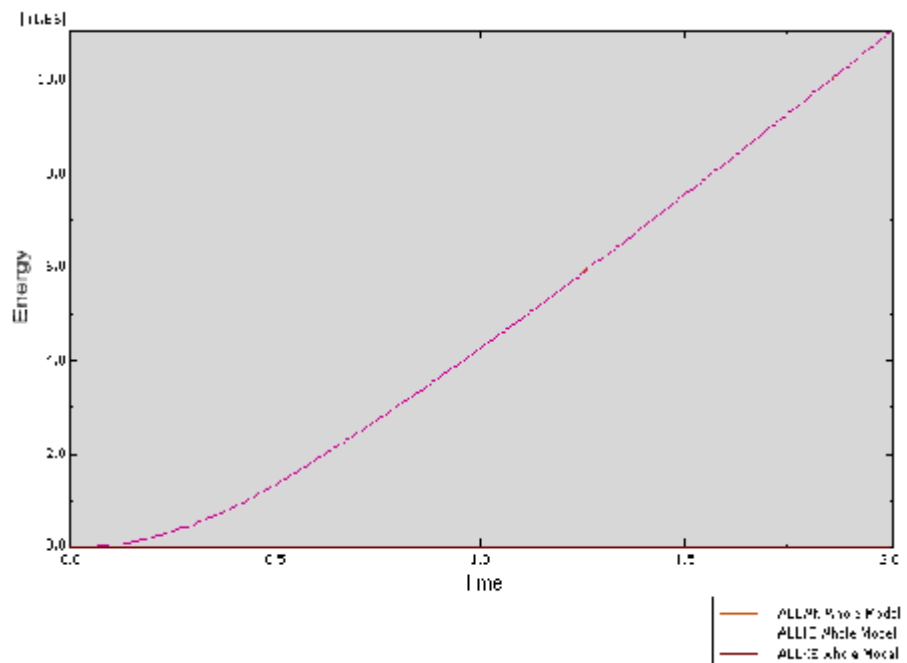
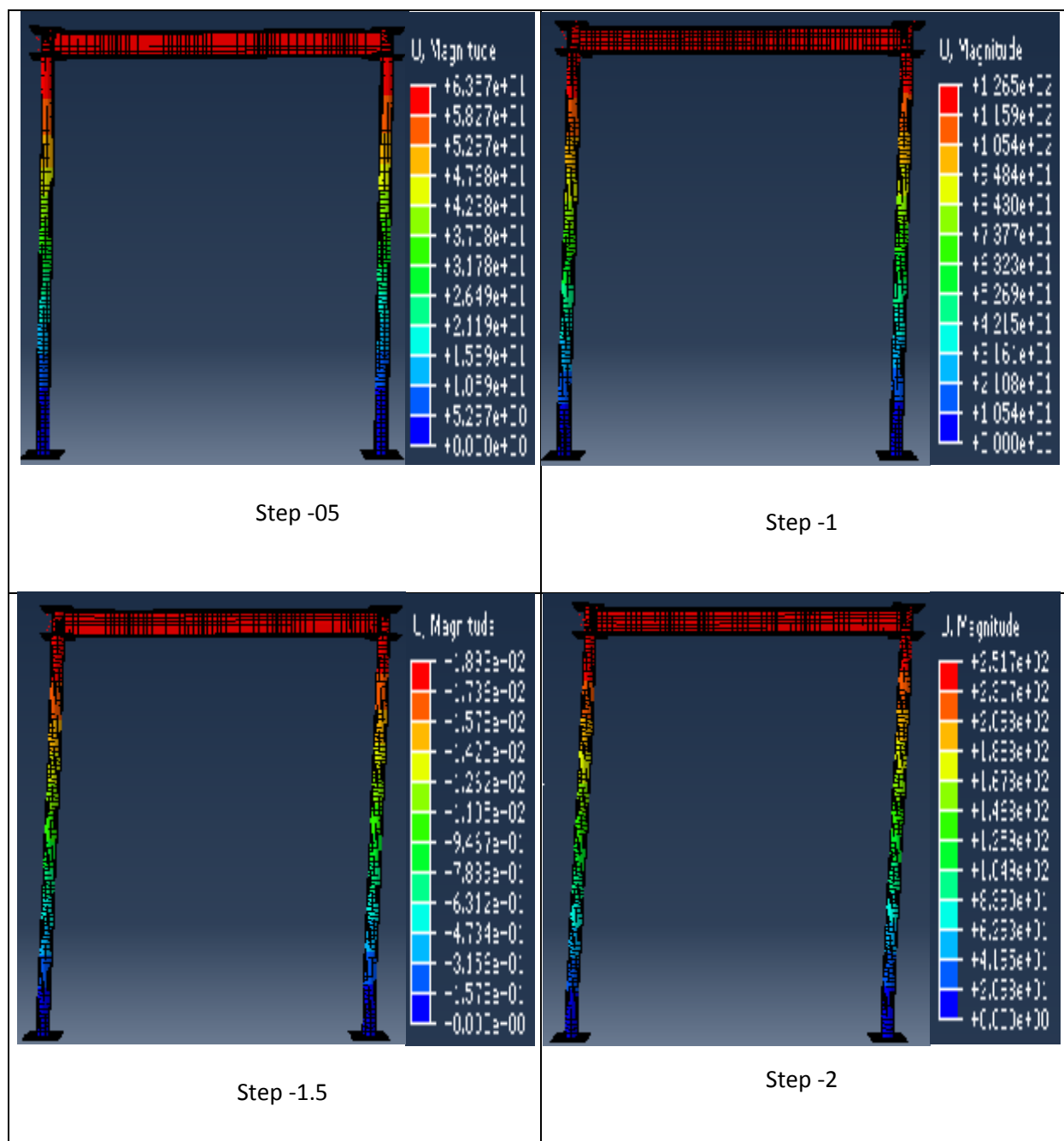


Fig. III.23: Vérification de l'énergie externe et l'énergie interne et l'énergie cinétique.

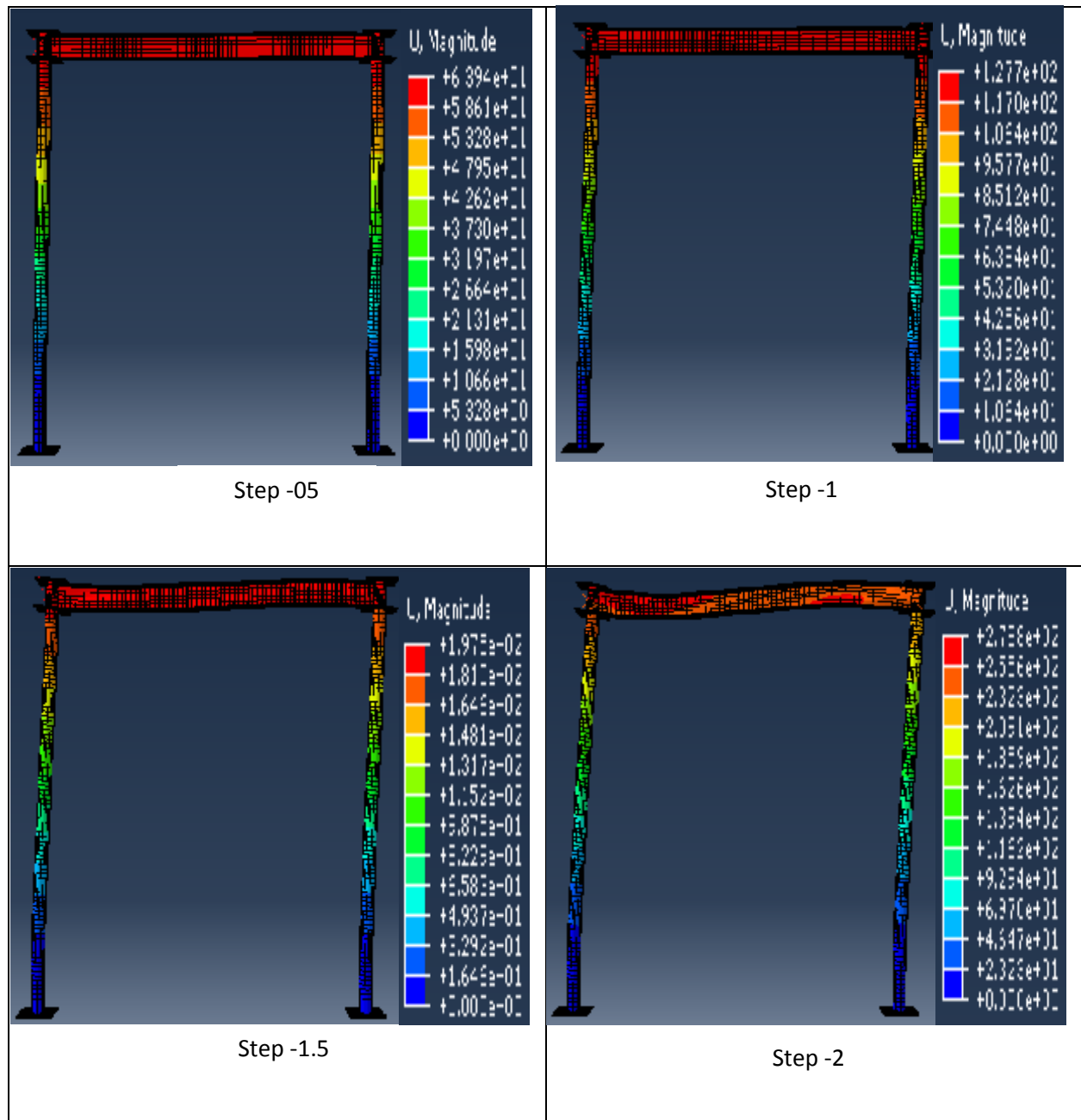
5 Présentation des résultats dans le repère global

5.1 Propagation des déplacements dans les deux portiques

La figure III.24 représente la propagation des déplacements dans les deux portiques étudiés.



a) MSB.



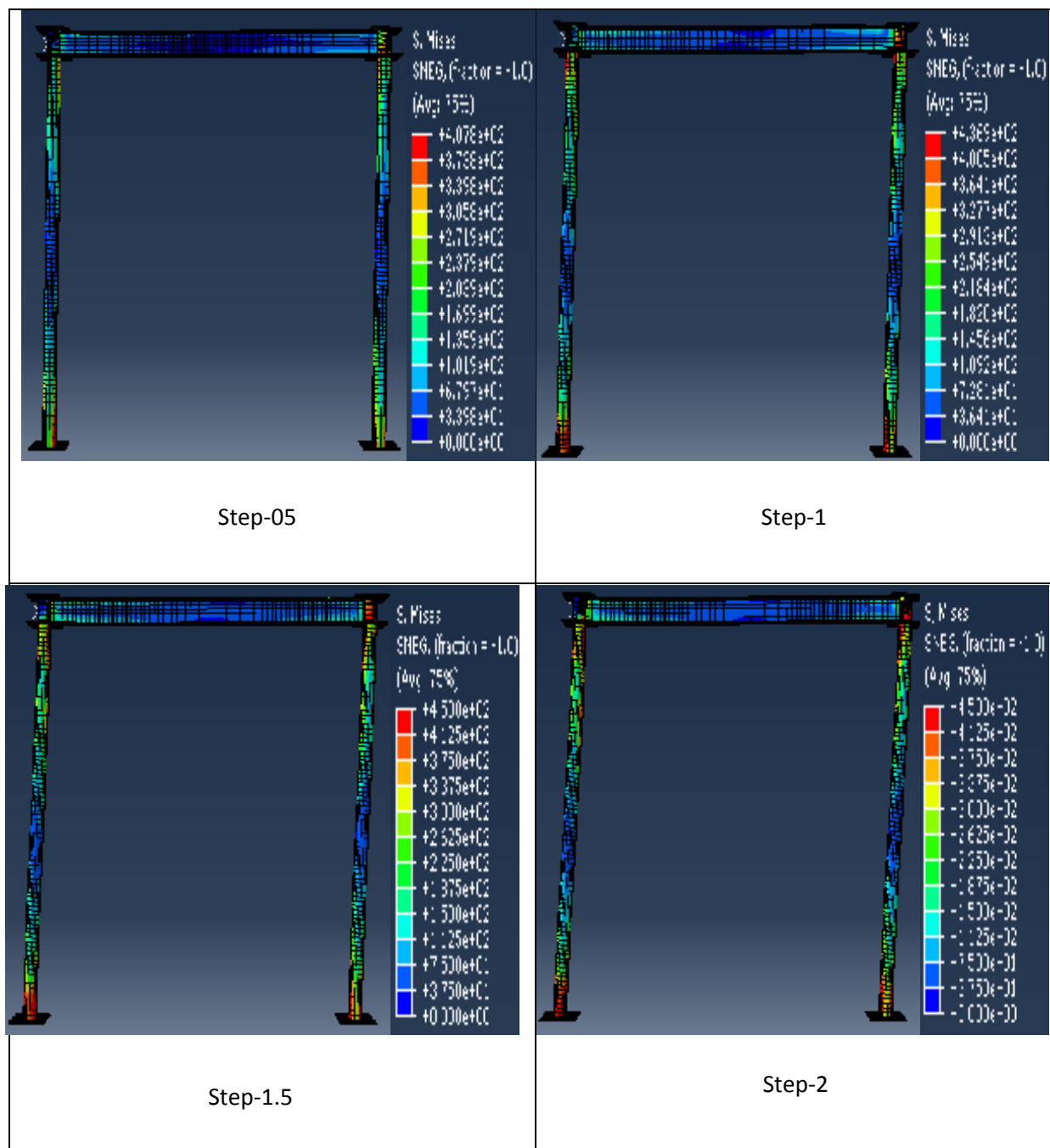
b) MAB.

Fig. III.24 : Propagation des déplacements dans les portiques.

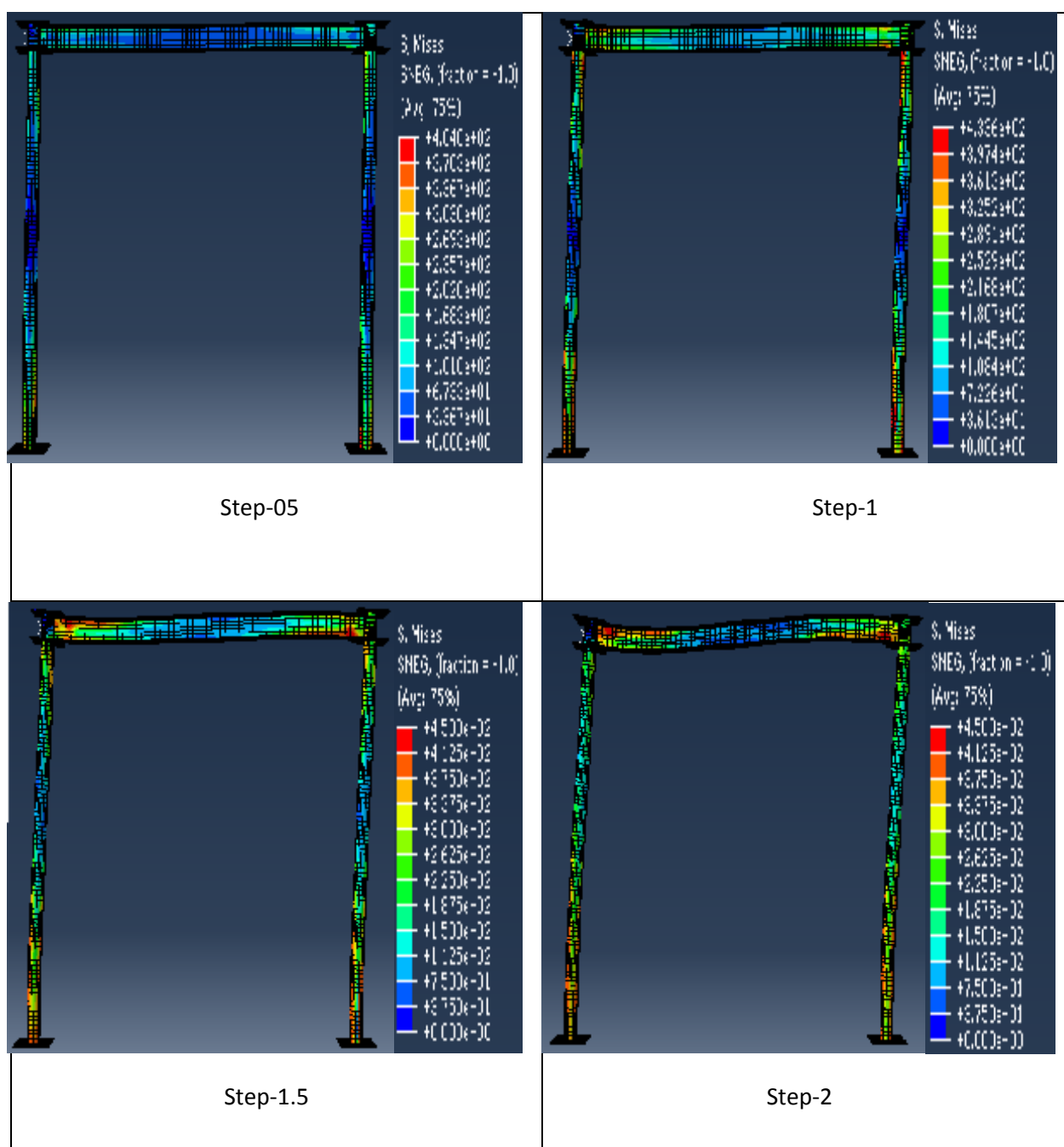
D'après la figure III.24, dans les deux cas, les portiques atteignent le déplacement imposé (25Millimètre), voir plus au dernier incrément de chargement. On remarque la déformation dans la poutre est beaucoup plus importante dans le portique avec béton (MAB).

5.2 Propagation des contraintes dans le portique

La figure III.25 représente la propagation des contraintes dans les deux portiques étudiés.



a) MSB.



b) MAB.

Fig. III.25: Propagation des contraintes dans les aciers.

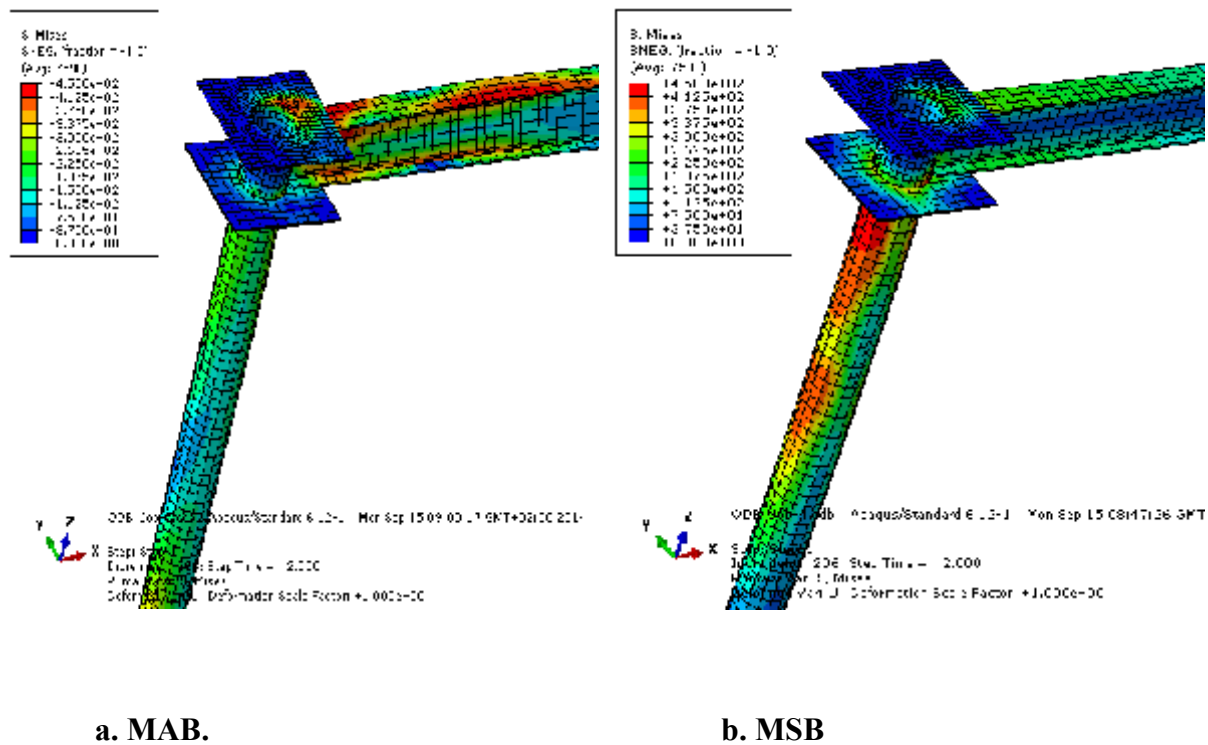


Fig. III.26 : Les contraintes en haut des portiques.

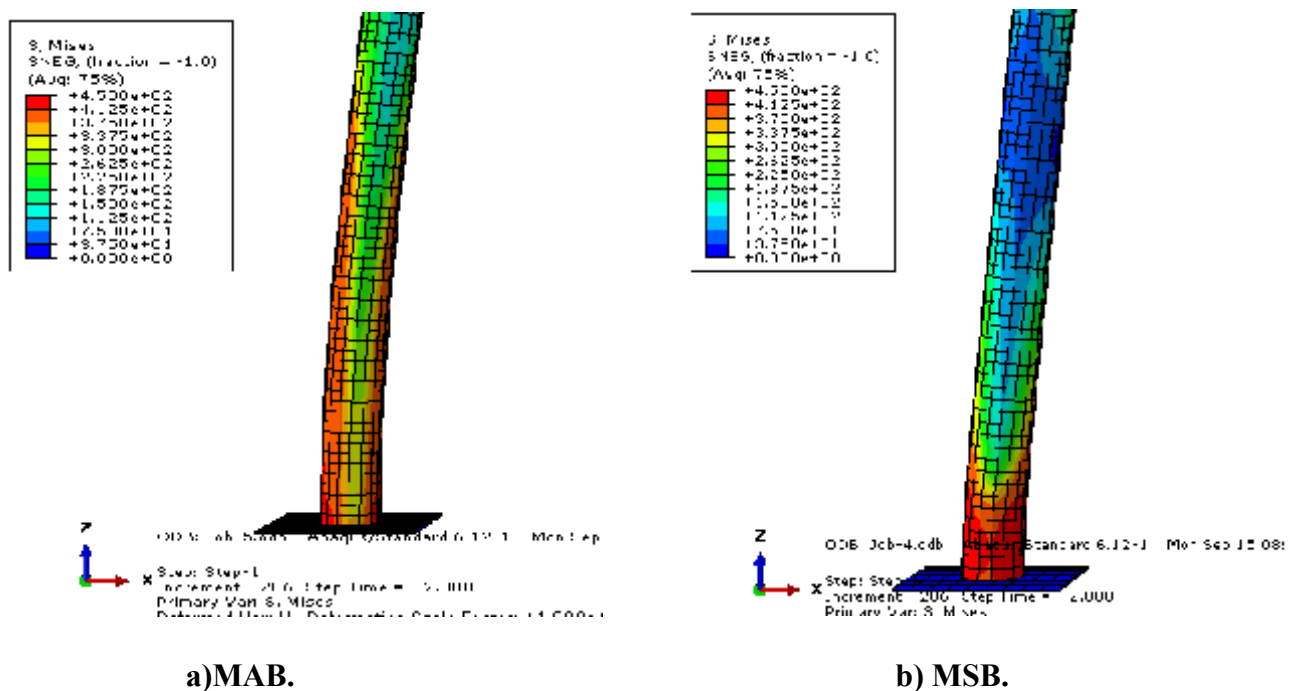
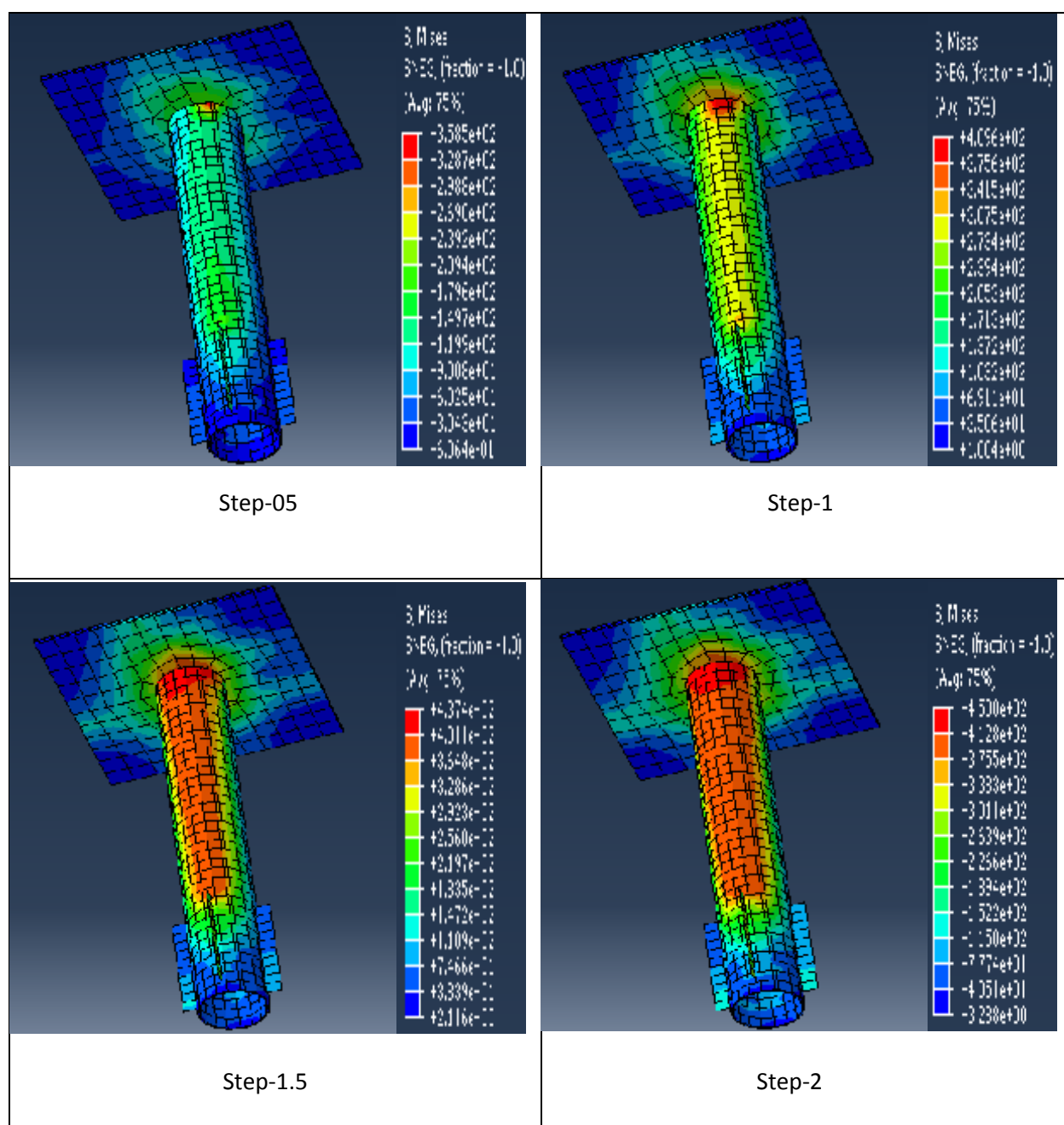


Fig. III.27 : Les contraintes à la base du portique.

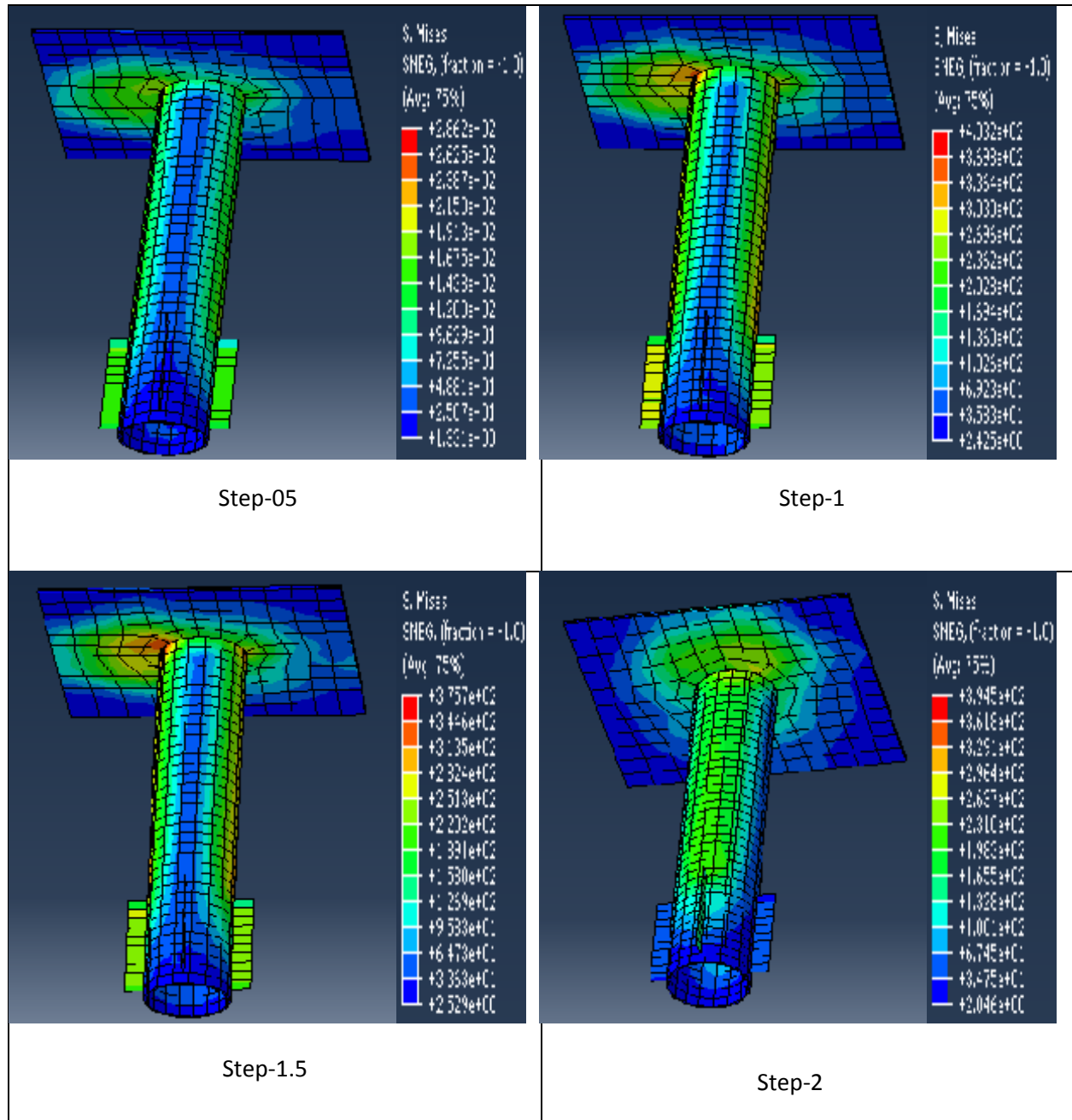
D'après les figures III.25, III.26 et III.27, on remarque que les deux portiques atteignent leurs limites de 450 MPa en termes de contrainte. Dans le MAB les contraintes sont plus importantes aux niveaux de la poutre et à la base du portique. Par contre dans le MSB les contraintes sont importantes aux niveaux des nœuds et à la base.

5.3 Propagation des contraintes dans le manchon avec plaque

La figure III.28 représente la propagation des contraintes dans le manchon avec plaque.



a)MSB.



b) MAB.

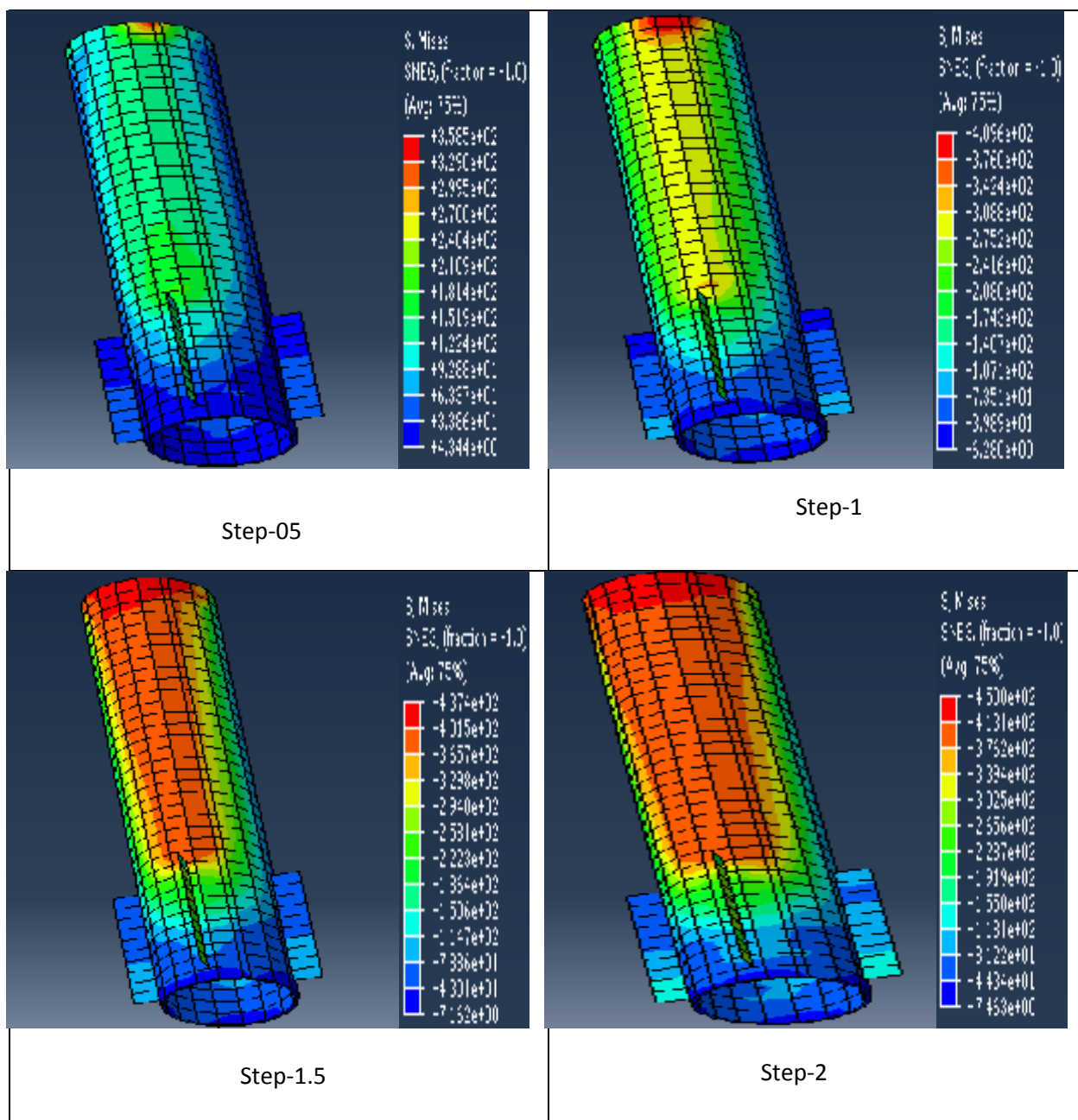
Fig. III.28: Propagation des contraintes dans le manchon.

La figure III.28 montre que les contraintes sont poussées vers la limite imposée dans le manchon du modèle sans béton. Or pour le manchon du modèle avec béton, il atteint une contrainte maximale de 403.2 MPa.

Ce qui nous mène à dire que le manchon du modèle(MSB) se rompt en premier.

5.4 Propagation des contraintes dans le manchon sans plaque supérieure

La Propagation des contraintes dans le manchon sans plaque est représentée sur la figure III.29 suivante :



a)MSB

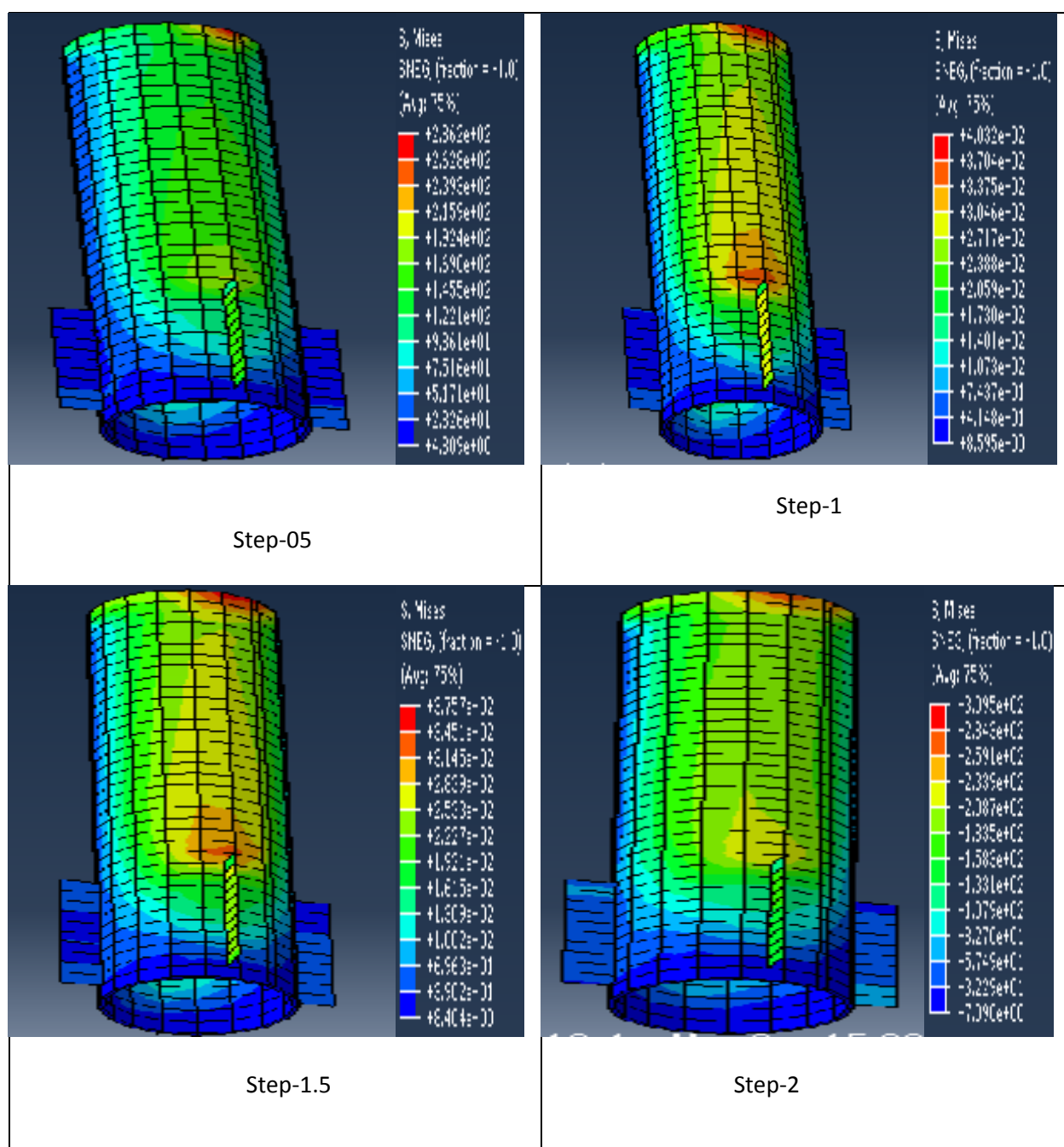
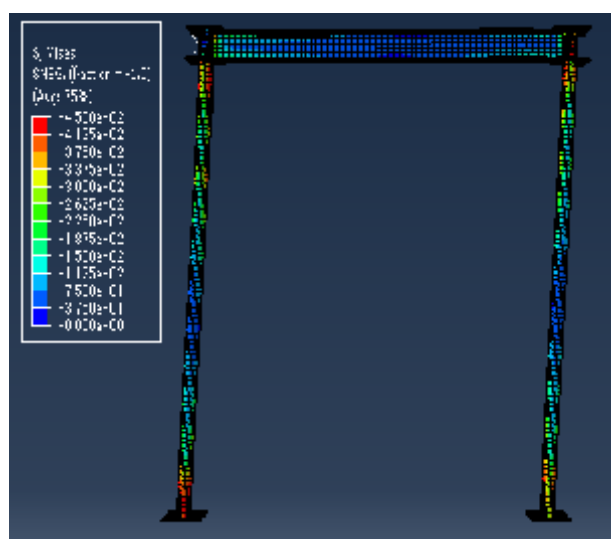


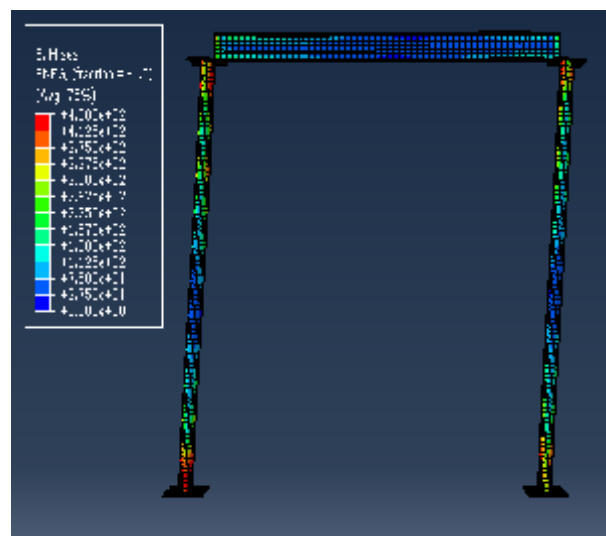
Fig. III.29: Propagation des contraintes dans le manchon sans plaque.

2.5 Propagation des contraintes dans les portiques

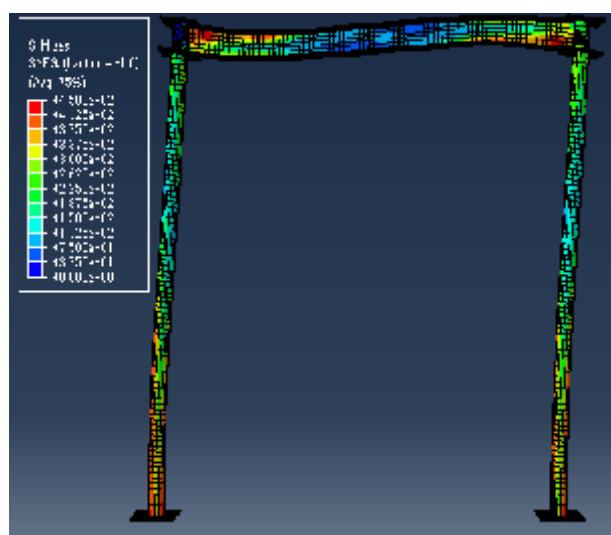
La Propagation des contraintes dans les portiques est donnée sur la figure III.30.



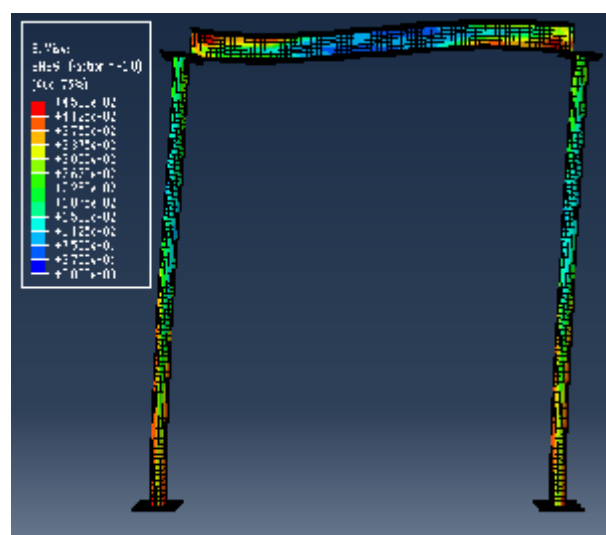
a. MSB, APS



b. MSB, APS.



A) MAB, APS.

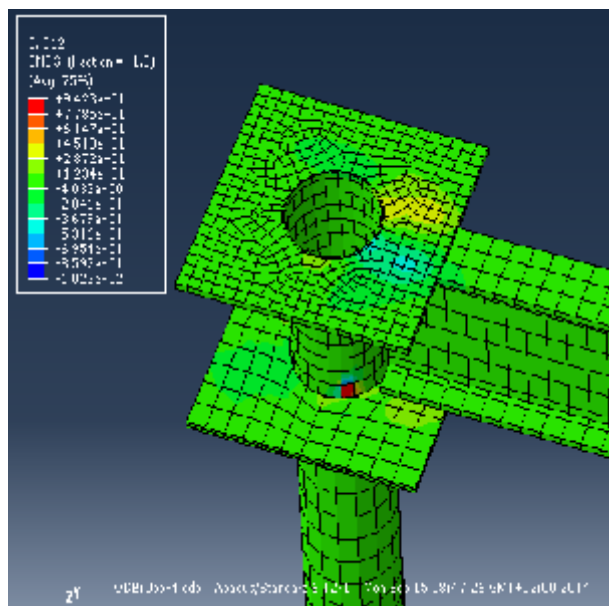


b) MAB, APS.

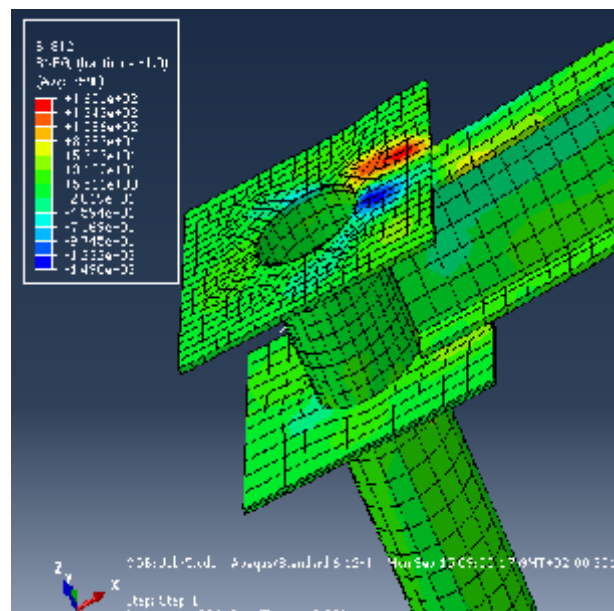
Fig. III.30 : Propagation des contraintes dans les portiques.

5.6 Contraintes de cisaillement

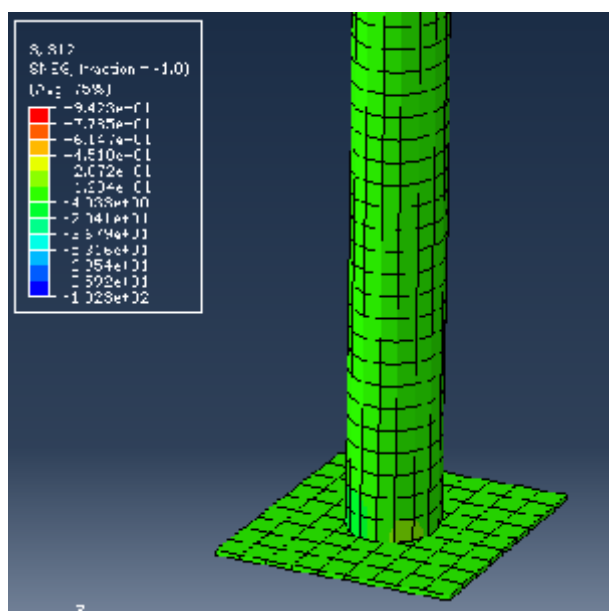
La Propagation des contraintes de cisaillement dans les portiques est donnée sur la figure III.31.



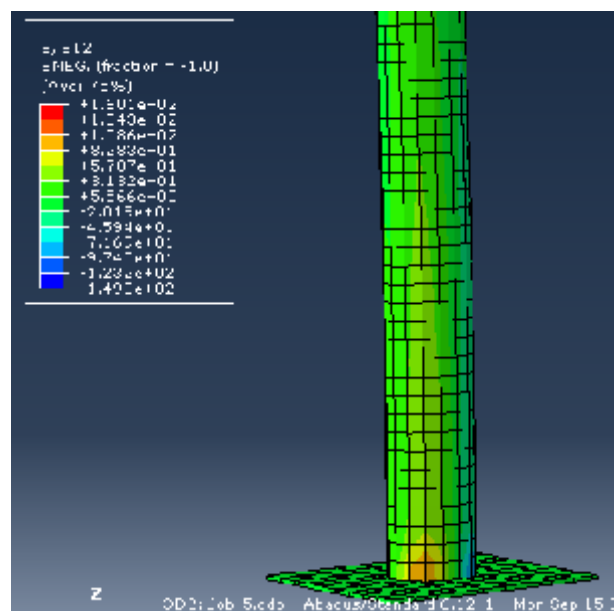
a) MSB.



b) MAB.



a) MSB.

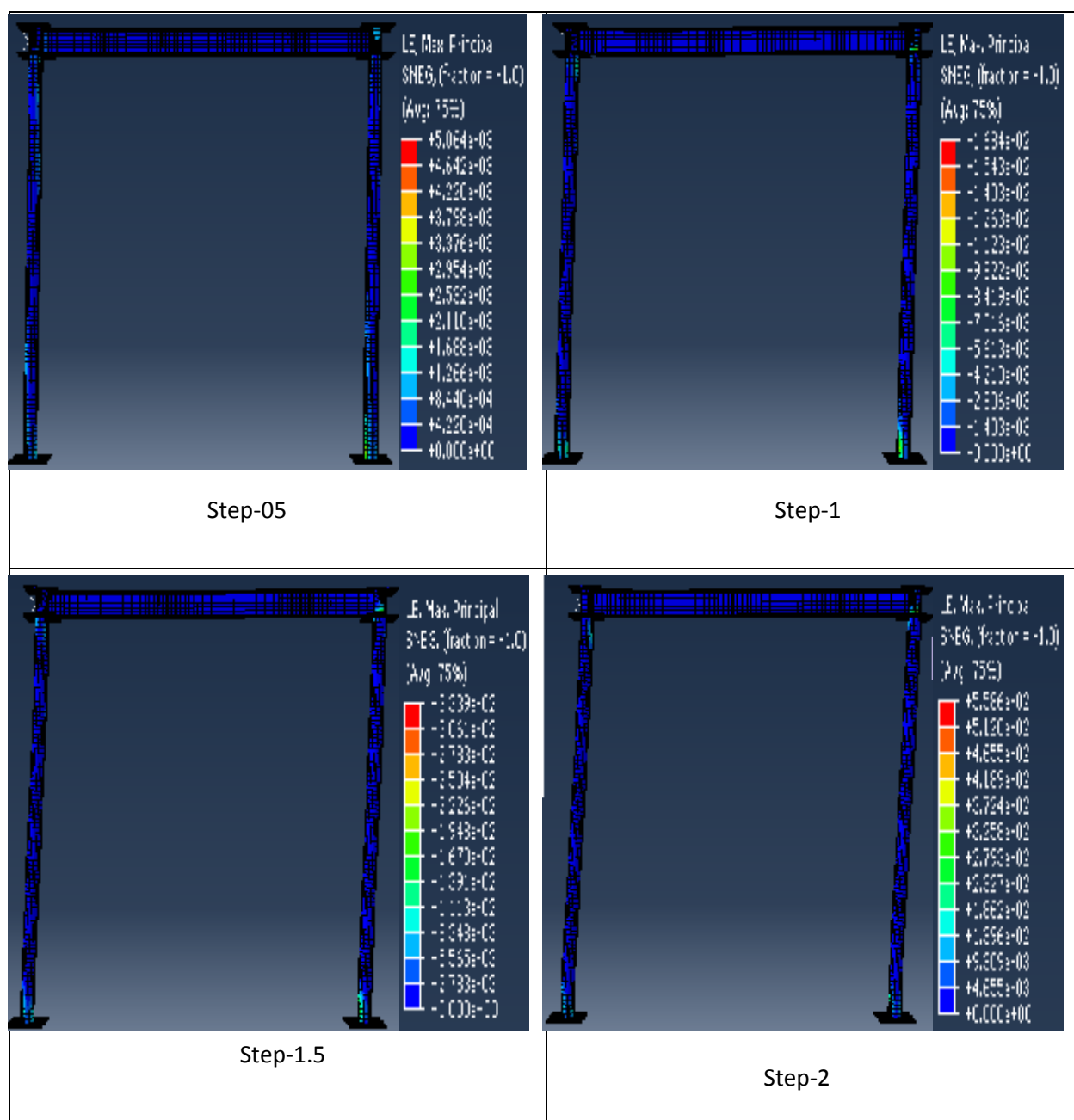


b) MAB.

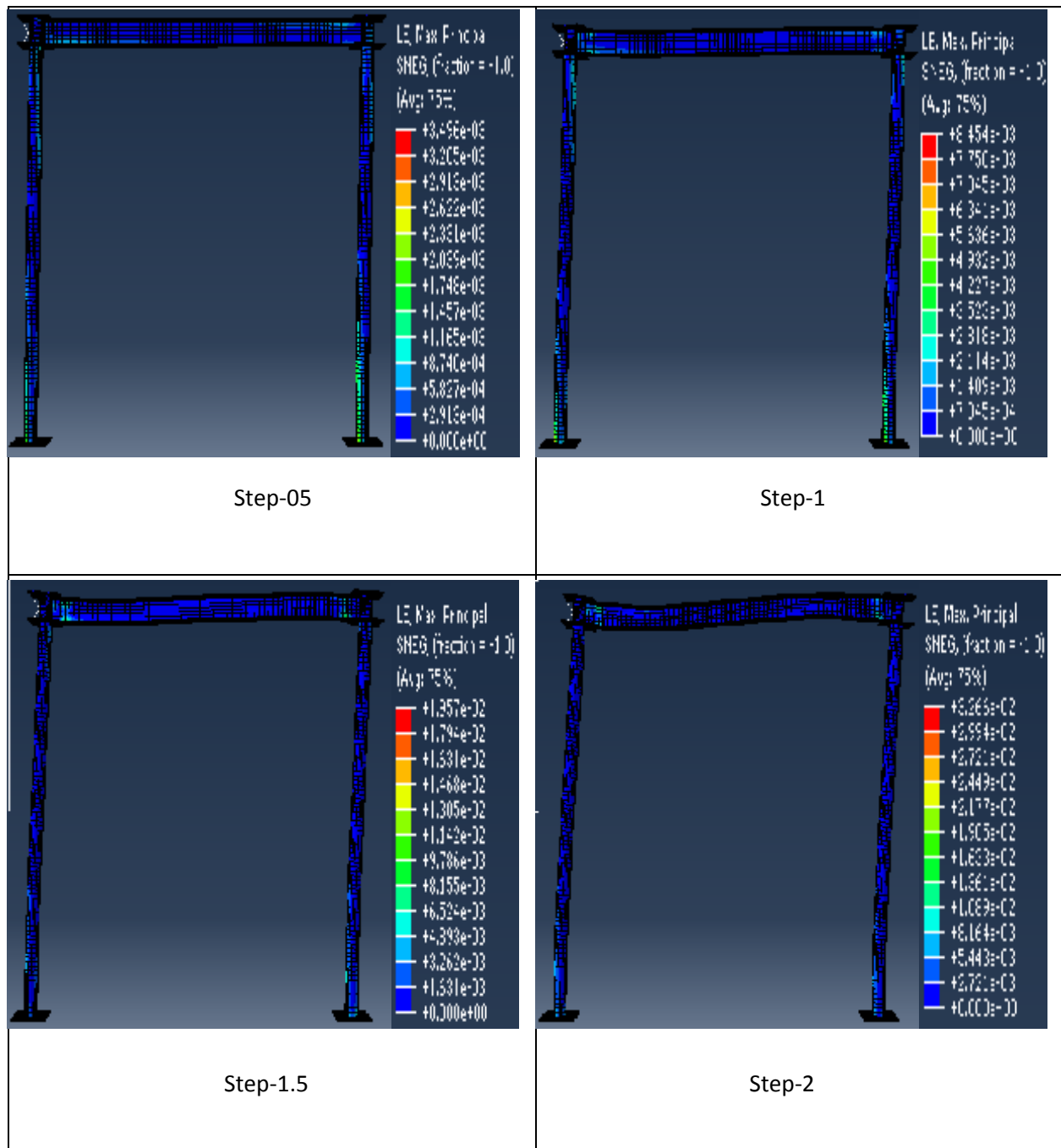
Fig. III.31 : Contraintes de cisaillements à la base et en haut des portiques.

5.7 Propagation des déformations dans les portiques

La Propagation des déformations dans les portiques est donnée sur la figure III.32.



a)MSB



b) MAB.

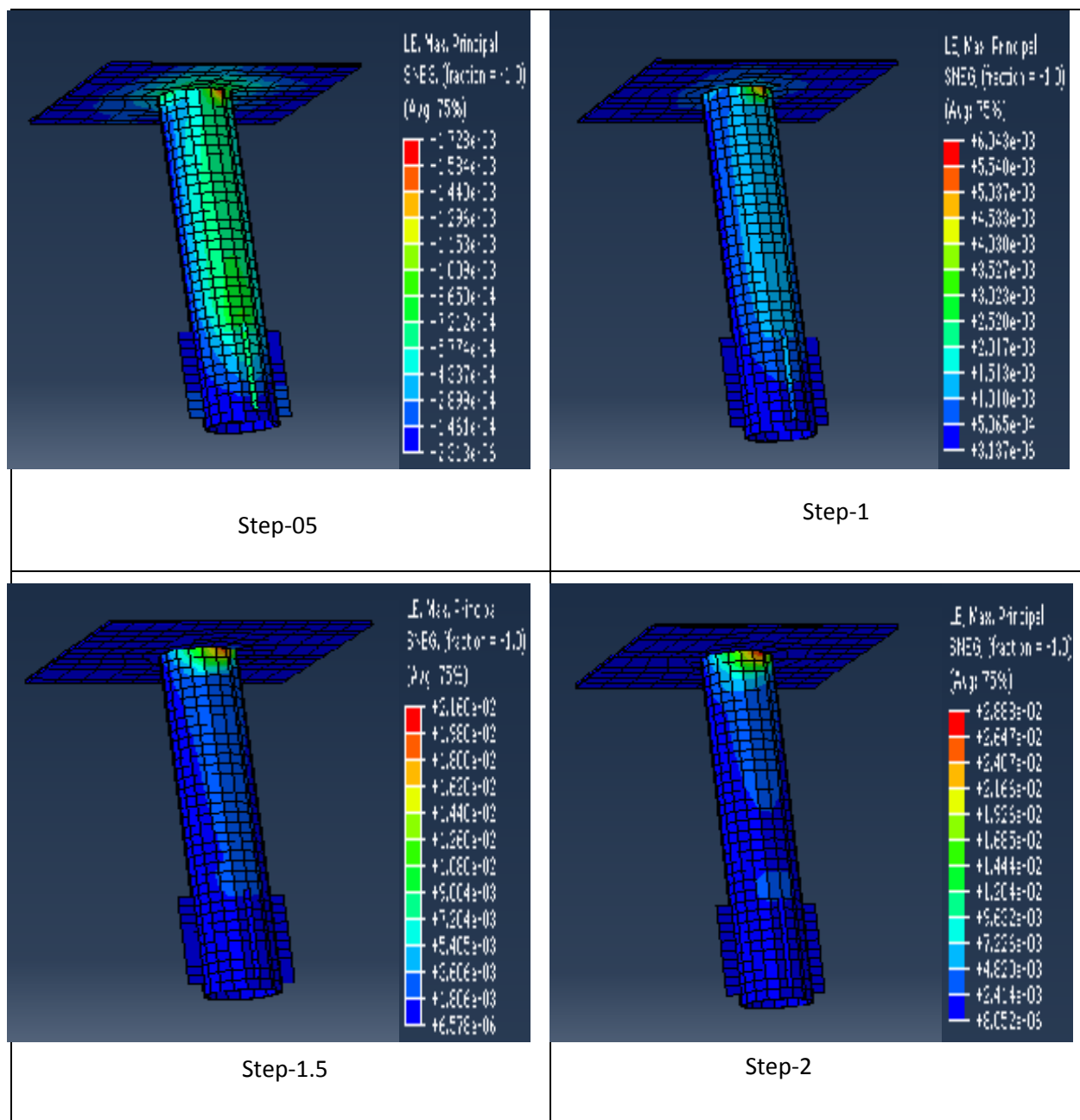
Fig. III.32: Propagation des déformations dans les portiques.

En observant la figure III.32, nous constatons que la valeur maximale de la déformation atteinte par le portique avec béton est de 0.03266, alors que le portique sans béton, la déformation est de 0.05586.

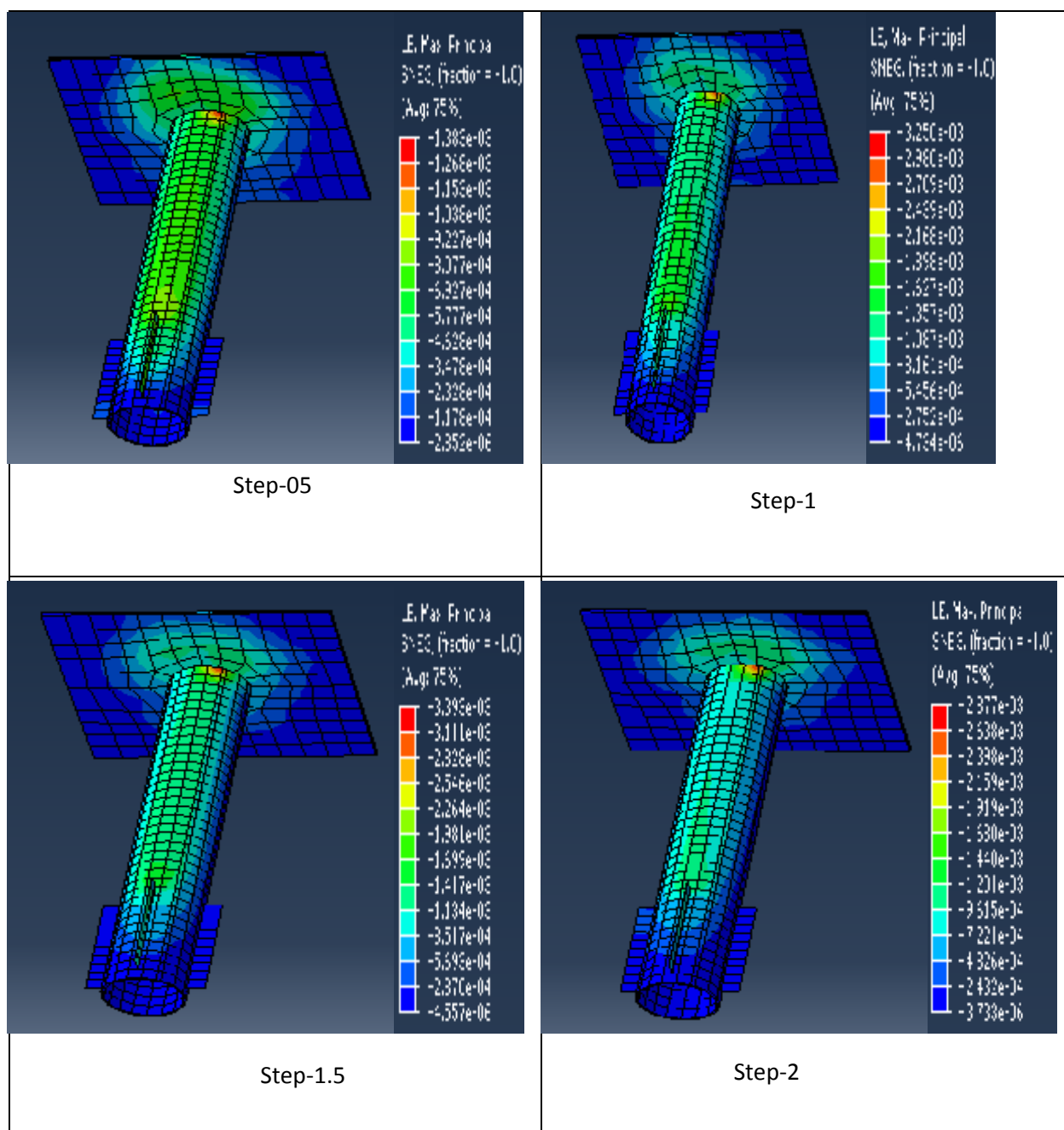
On remarque également que les déformations sont concentrées dans les zones où se produisent les rotules plastiques. Cela nous permet de dire qu'à un certain moment, l'apparition de ces rotules est possible.

5.8 Propagation des déformations dans le manchon avec plaque

La Propagation des déformations dans le manchon avec plaque est donnée sur la figure III.33.



a)MSB.

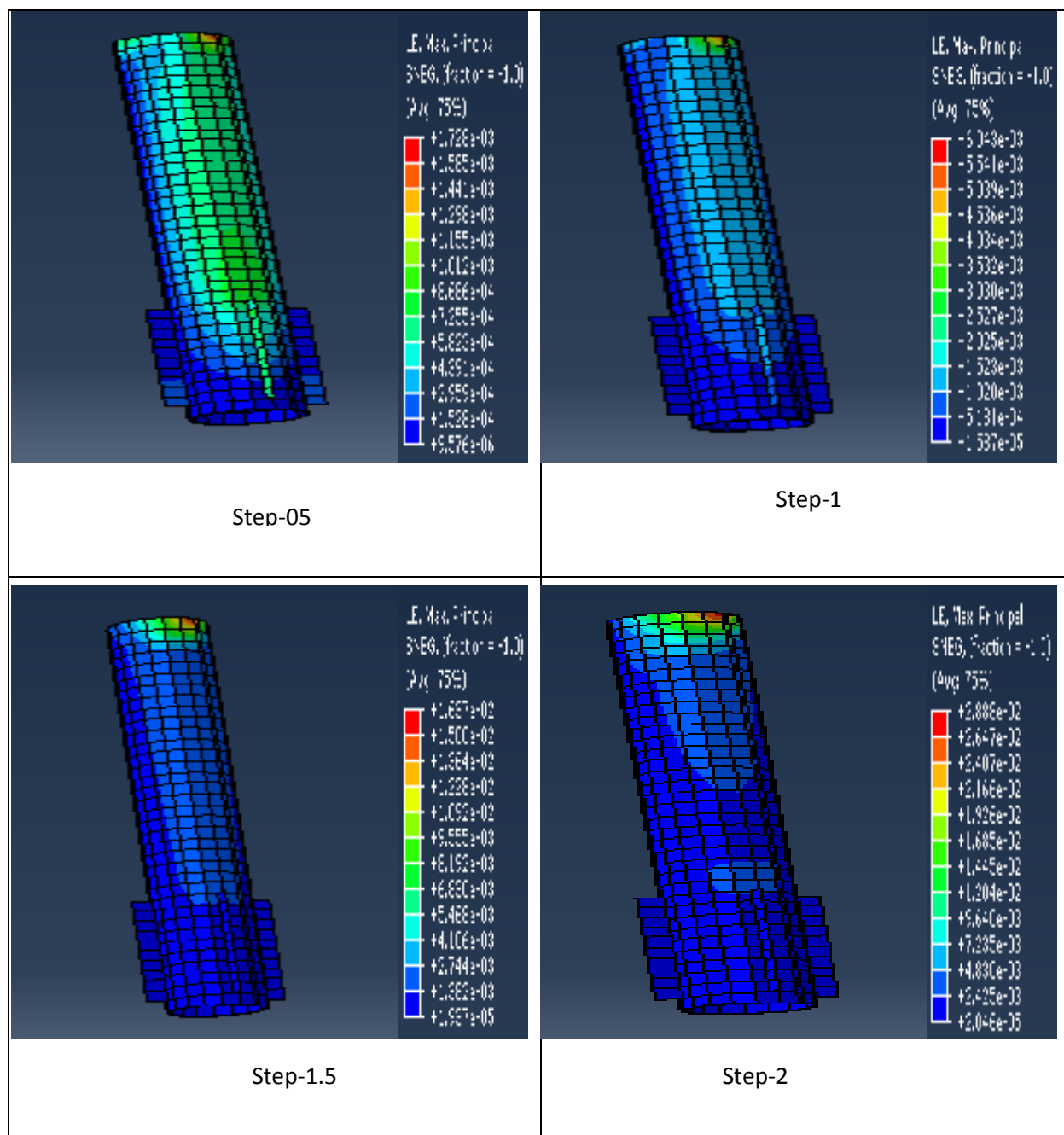


b) MAB.

Fig. III.33 : Propagation des déformations le manchon avec plaque.

5.9 Propagation des déformations dans le manchon sans plaque supérieure

La Propagation des déformations dans le manchon sans plaque supérieure est donnée sur la figure III.34.



a)MSB.

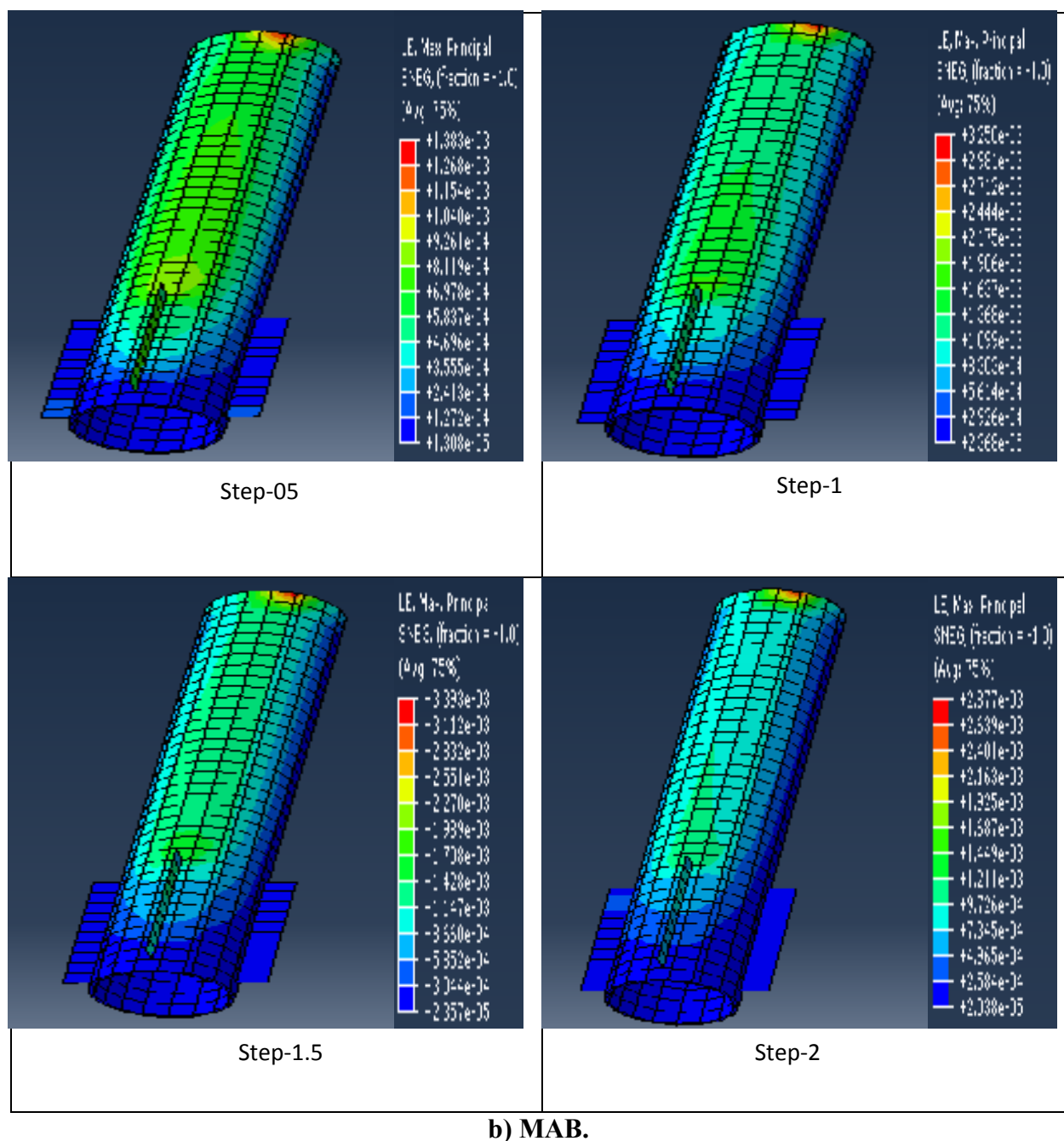


Fig. III. 34 : Propagation des déformations dans le manchon sans plaque supérieure.

5.10 Propagation des contraintes dans le béton

La propagation des contraintes dans le béton est représentée sur la figure III.35 et sur la figure III.36.

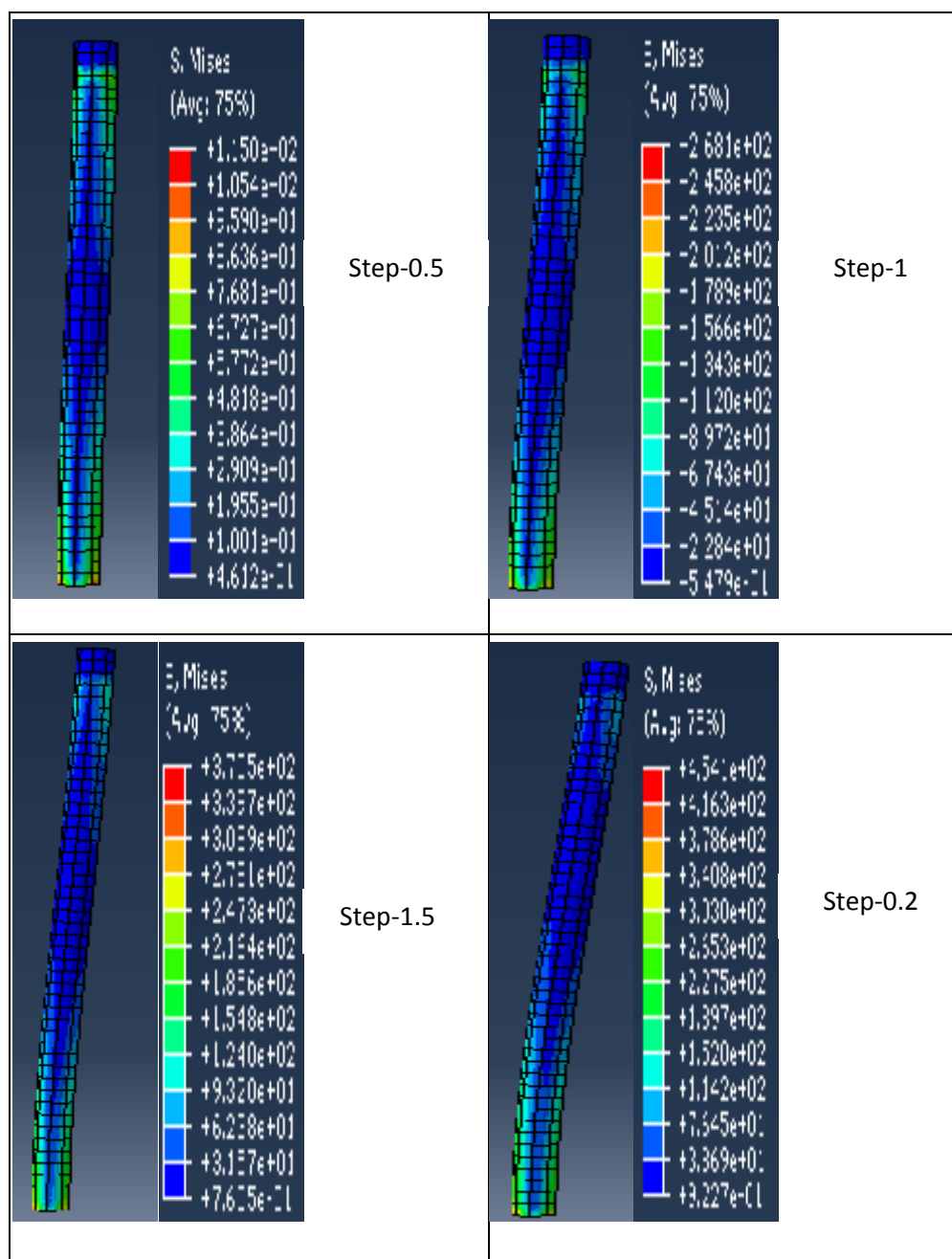
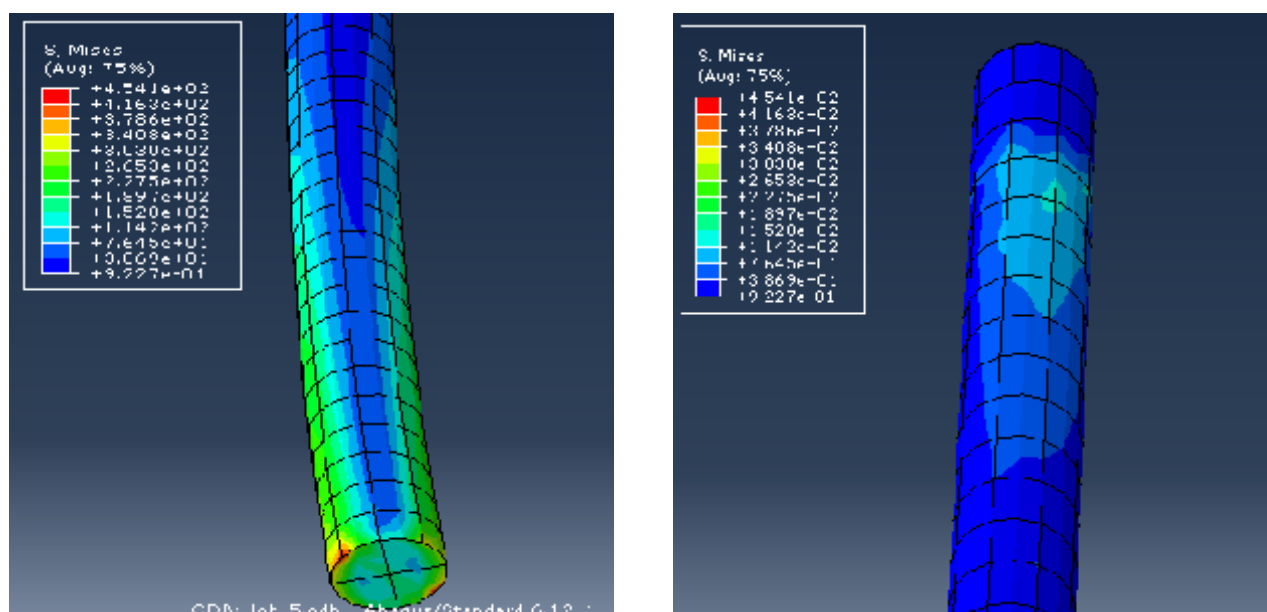


Fig. III.35 : Propagation des contraintes dans le béton.



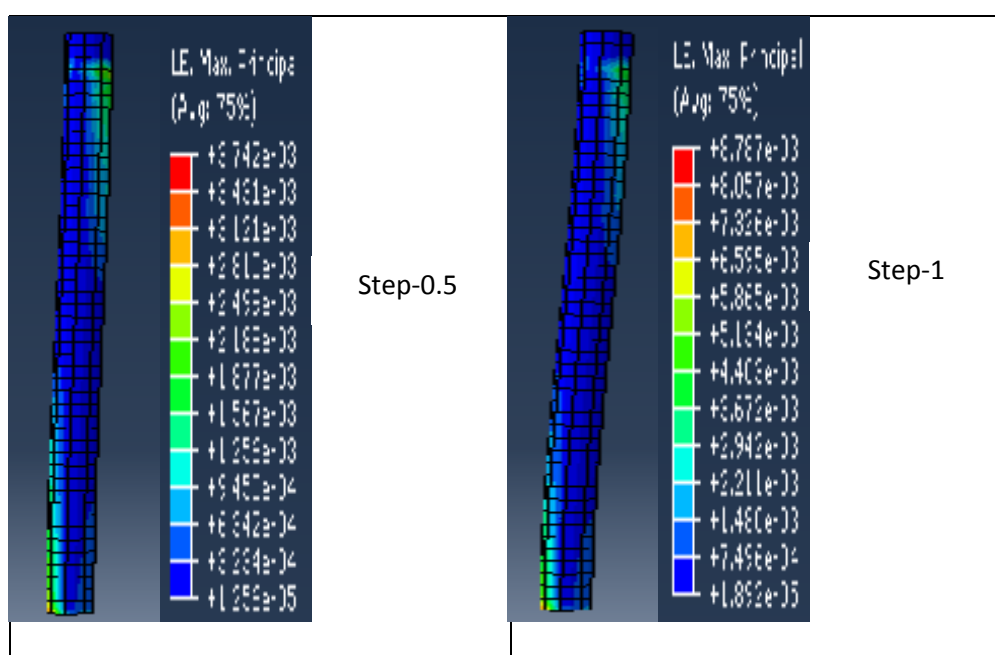
a) A la base du poteau.

b) En haut du poteau.

Fig. III.36 : Propagation des contraintes dans le béton.

5.11 Propagation des déformations dans le béton

La propagation des déformations dans le béton est représentée sur la figure III.37 et sur la figure III.38.



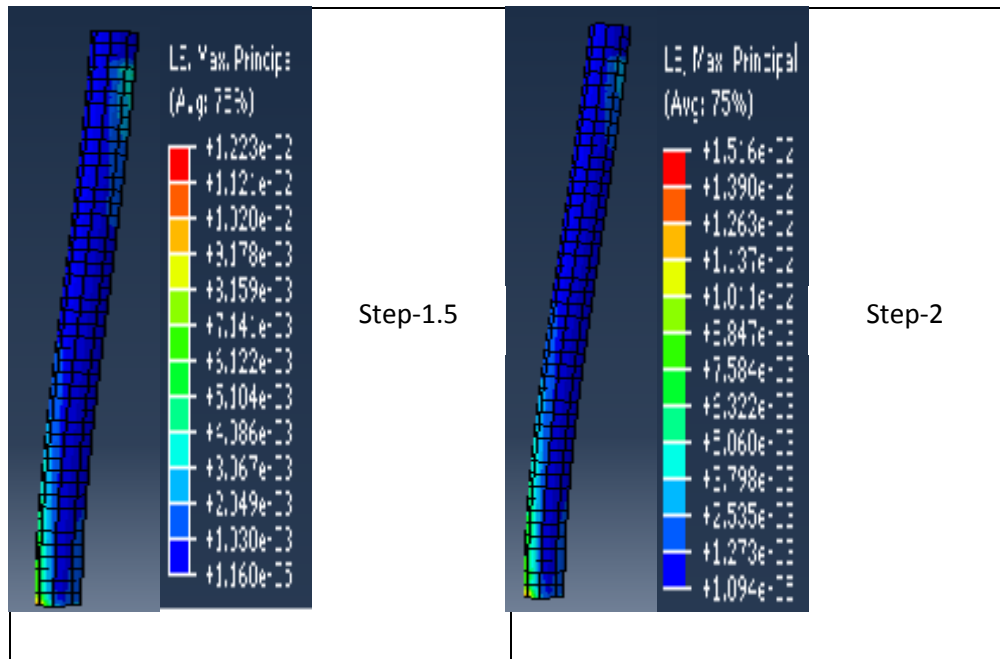
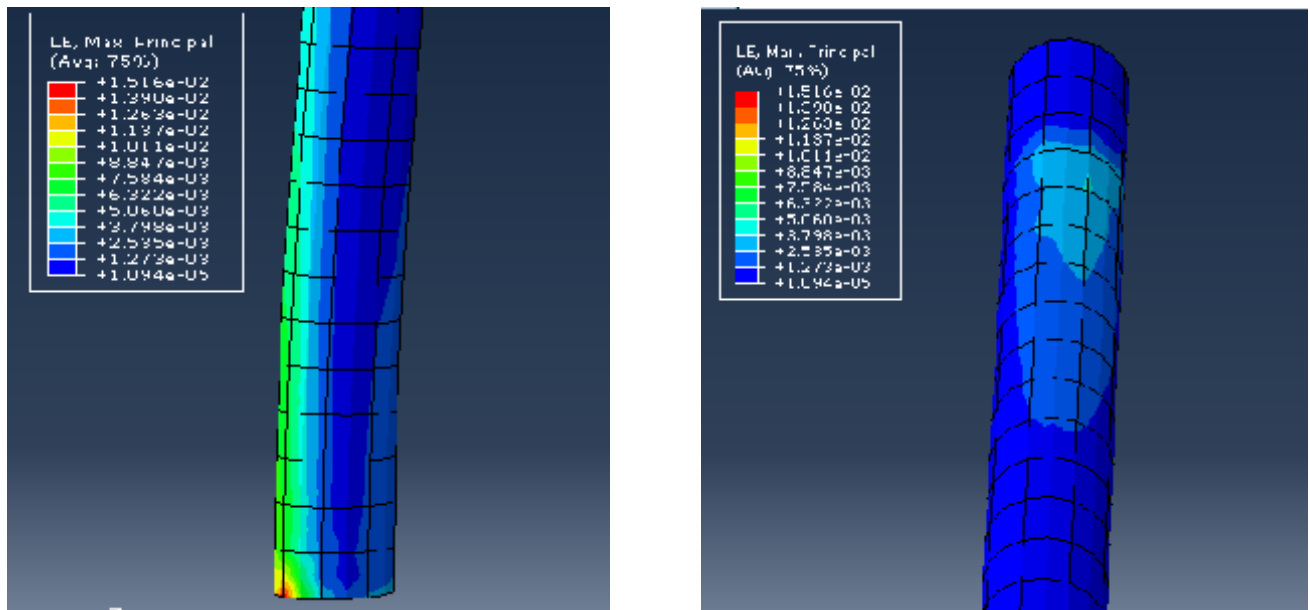


Fig. III.37 : Propagation des déformations.



a) à la base du poteau.

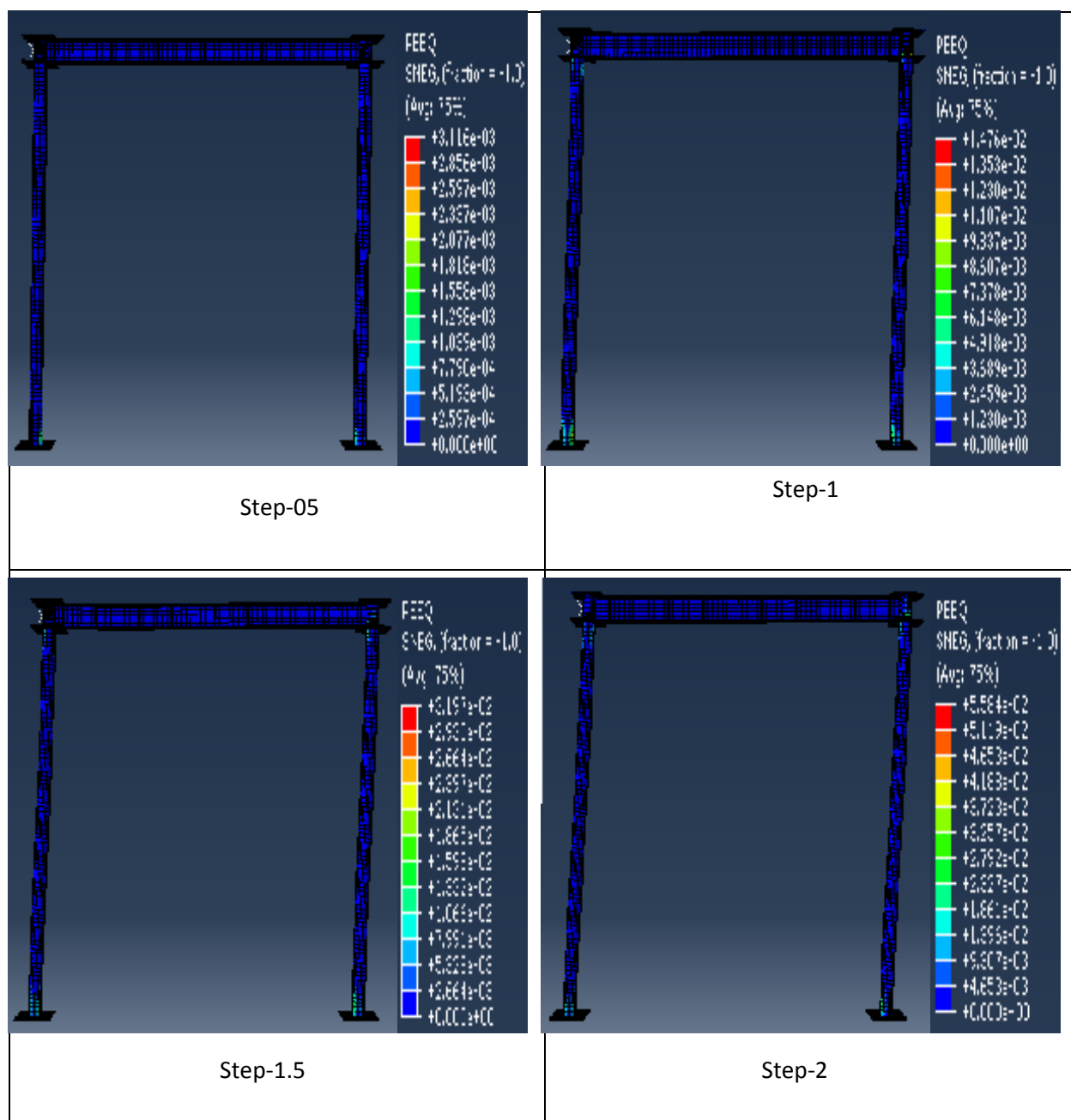
b) en haut du poteau.

Fig. III.38 : Propagation des déformations dans le béton.

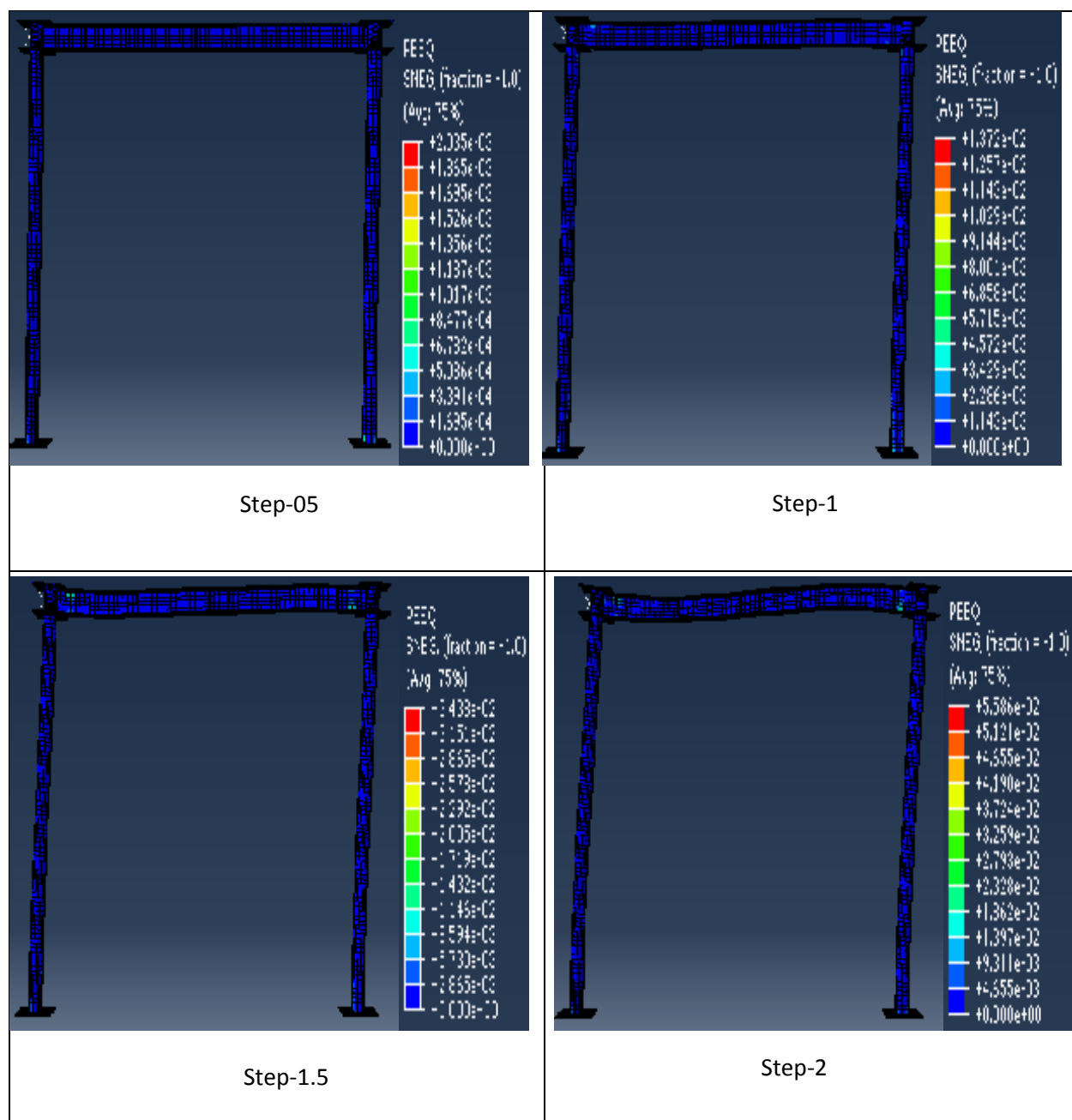
D'après la figure III.38, on constate que les déformations sont concentrées en bas du poteau en béton, où elle atteint une déformation maximale de 0.01516. Les déformations correspondantes au Step-2 sont concentrées dans la zone critique.

5.12 Propagation des déformations plastiques dans les portiques

La Propagation des déformations plastiques dans les portiques est représentée sur la figure III.39 suivante :



a)MSB.



b) MAB.

Fig. III.39 : Propagation des déformations plastiques dans les portiques.

La Propagation des déformations plastiques à la base et haut du portique est représentée sur la figure III.40

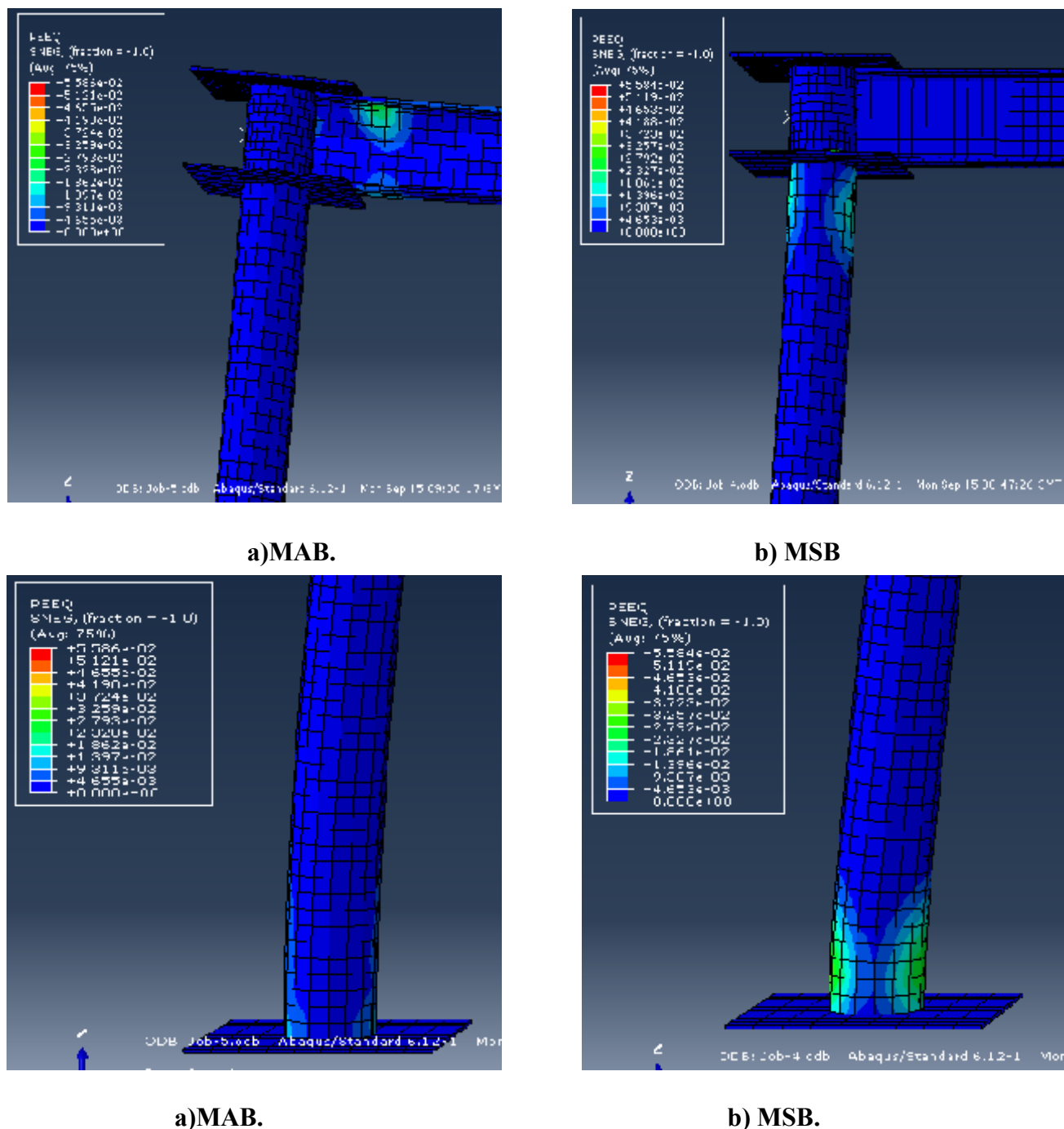


Fig. III.40 : Propagation des déformations plastiques à la base et haut du portique.

6 Présentation des résultats dans le repère Local

6.1 Courbe force-déplacement

La courbe force déplacement pour les deux modèles est donnée sur la figure III.41.

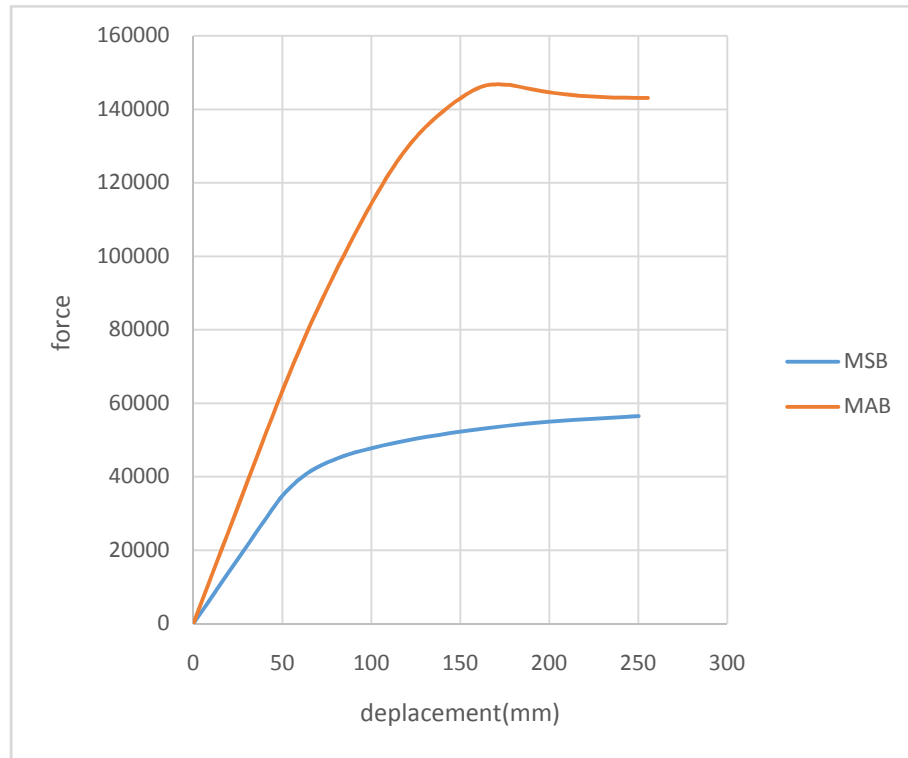


Fig. III.41 : Courbe force déplacement.

La figure III.41 montre que le portique sans béton (MSB) a une réponse linéaire jusqu'à un déplacement de 50mm, au-delà, il rentre dans son domaine inélastique où il subit des déformations permanentes. Il atteint sa capacité maximale de 56.413kN. Cette valeur qui reste presque constante, mais les déplacements augmentent (comportement ductile) jusqu'au déplacement imposé (Palier plastique).

Pour le modèle avec béton (MAB), Le domaine élastique est prolongé pour un déplacement de 163.06mm. Il atteint sa capacité maximale de 146.686 kN. On note un gain de capacité de 160%. La transmission des efforts aux aciers a engendré une divergence de ces courbes relevant l'apport du béton dans le comportement du portique. Car les efforts sont repris par le béton, Cela explique que ce renforcement est efficace, Le domaine élastique pour ce portique est prolongé par ce renfort.

Le modèle sans béton (MSB) nous montre un comportement ductile, par contre le

modèle avec béton (MAB) est beaucoup plus rigide. Le béton améliore le comportement du portique en termes de rigidité, capacité portante et ductilité. Dans cette comparaison la différence de capacité est importante entre le MAB et le MSB, alors on peut dire que MAB est le plus efficace.

La figure III.42 représente la courbe contrainte- déformation à la base des deux modèles.

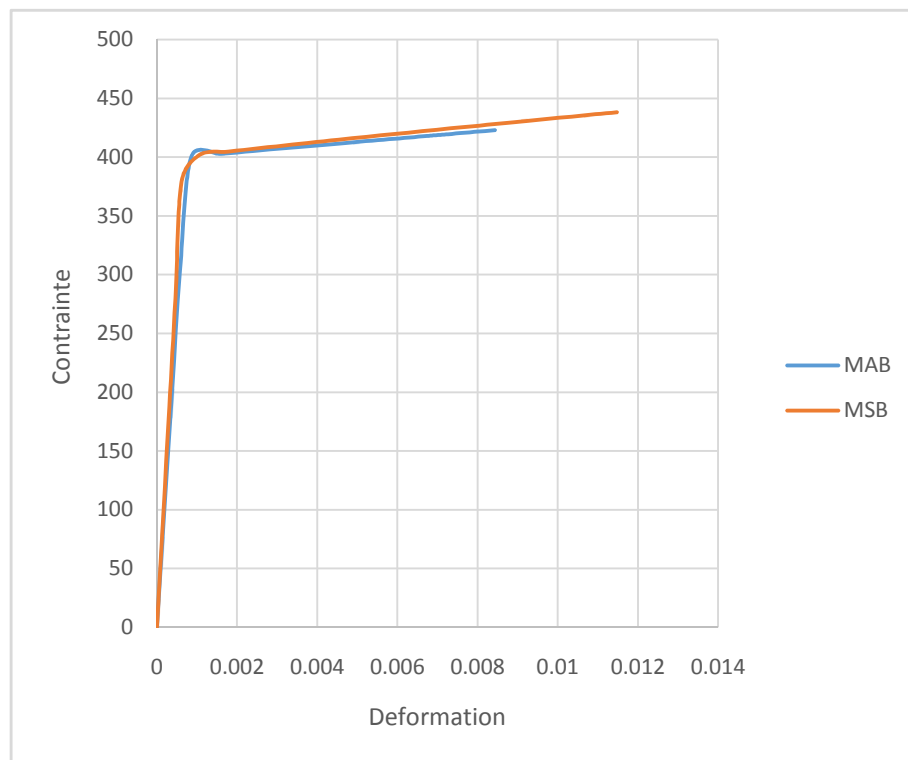


Fig. III.42 : Courbe contrainte- déformation à la base des deux modèles.

D'après la Figure III.42, initialement, les courbes "contraintes-déformations" ont une allure linéaire jusqu'à une valeur proche de 370 MPa pour les deux modèles, ce qui signifie qu'ils travaillent dans le domaine élastique. Les deux poteaux ont le même comportement élastique pour un taux de déformation qui est proche de 0.001.

On remarque qu'à partir d'une contrainte qui est proche de 400MPa, les efforts sont repris par le portique. Pour une contrainte de 450MPa les efforts sont constants.

Donc on déduit qu'à partir d'un certain seuil de contraintes, les efforts sont véhiculés par le béton.

La figure III.43 représente la courbe contraintes- déformations en haut du portique pour les deux modèles.

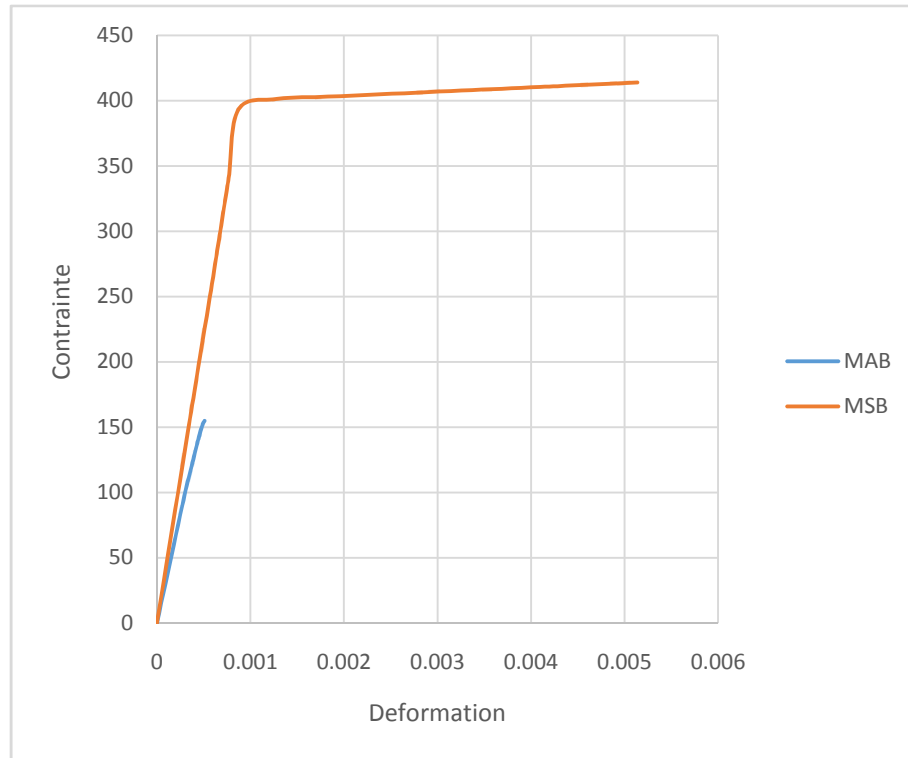


Fig. III.43 : Courbe contrainte- déformation en haut du portique.

Pour un taux de déformation inférieurs à 0.0015, on constate que les courbes suivent une relation linéaire (domaine élastique) pour les deux modèles. Pour un taux de déformation de 0.0015 à 0.0038, le modèle avec béton est dans le domaine plastique où il atteint une contrainte proche de 400 MPa, où la rupture est atteinte. Par contre le portique sans béton continue à se déformer jusqu'à ce que la limite de plasticité soit atteinte.

La figure III.44 représente la courbe contrainte- déformation dans le manchon avec plaque pour les deux modèles.

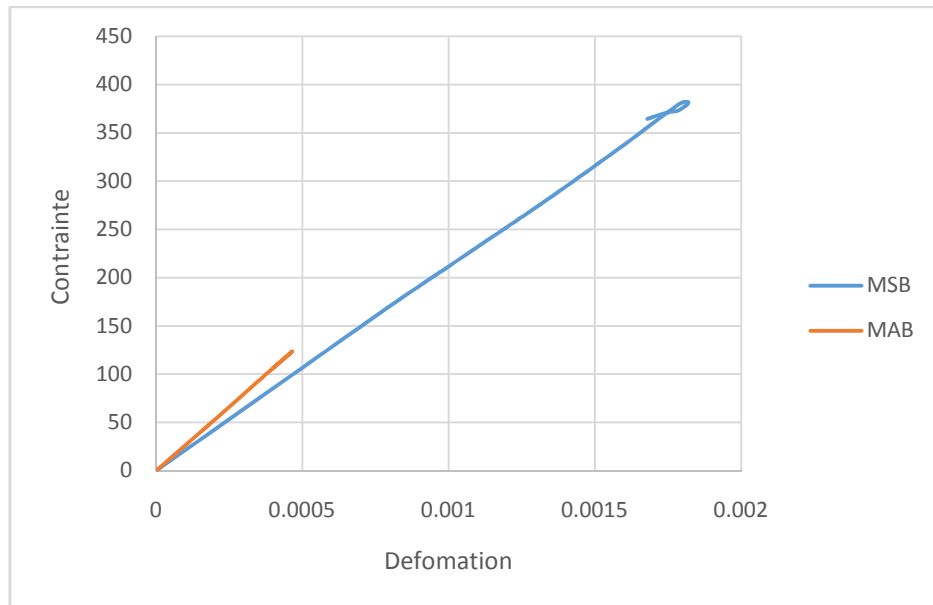


Fig. III.44 : Courbe contrainte- déformation dans le manchon avec plaque.

D'après la figure III.43, le manchon avec béton travaille toujours dans le domaine élastique, et atteint une contrainte limite de 105.041MPa pour une déformation de $1.67862 \cdot 10^{-3}$. Pour le manchon sans béton, il atteint la contrainte de 427.556MPa pour une déformation $0.39513 \cdot 10^{-3}$. Le manchon travaille dans le domaine élastique non linéaire.

La figure III.45 représente la courbe contrainte- déformation dans le manchon sans plaque et cela pour les deux modèles.

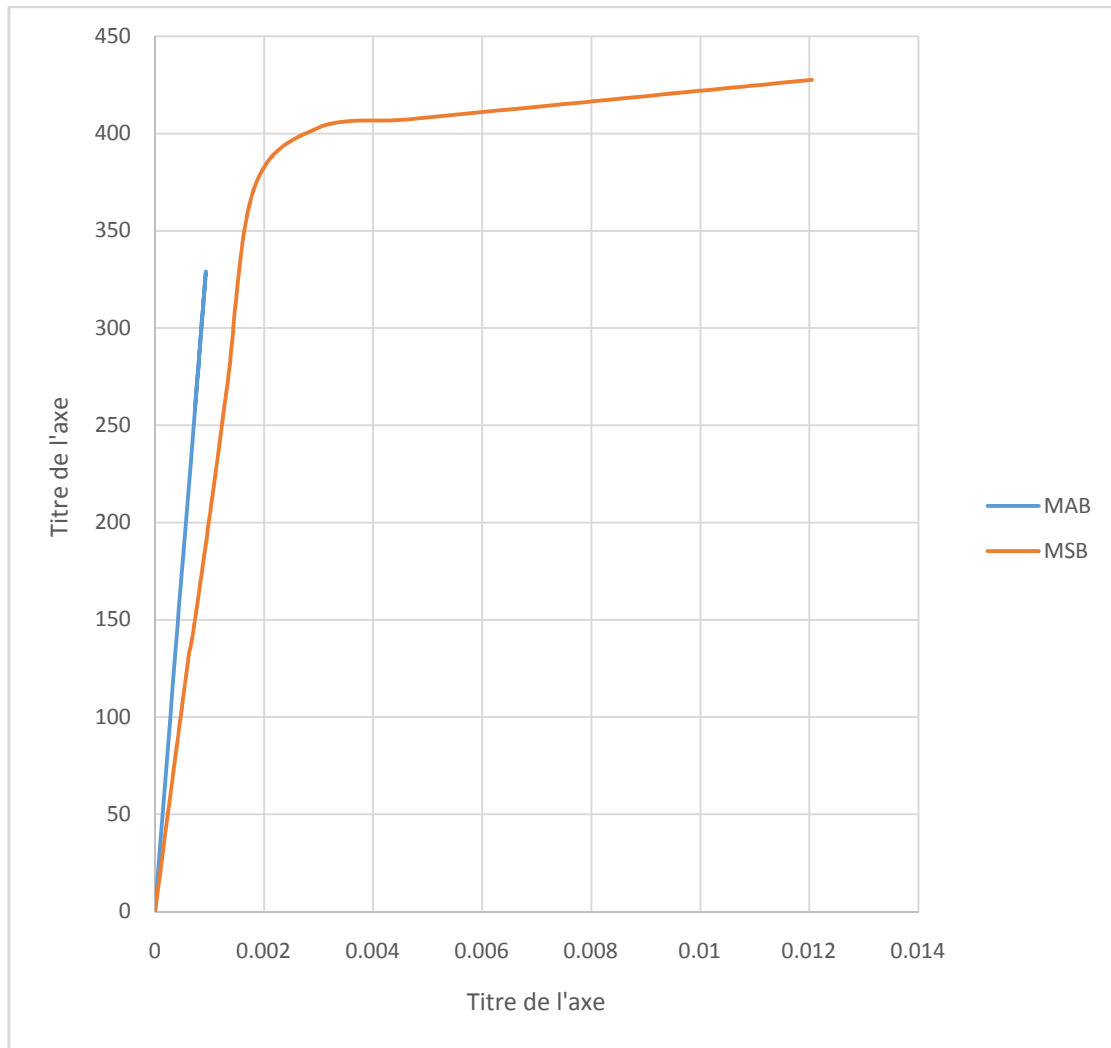


Fig. III.45 : Contraintes déformations du manchon sans plaque.

Dans ce cas et dans le modèle MSB, on atteint la contrainte ultime qui vaut 427.556MPa contrairement aux MAB où la contrainte est de l'ordre de 257.77MPa. Les rotules plastiques (flexion et cisaillement) apparaissent dans le modèle MSB et dans le modèle MAB, ces rotules sont éliminées par le béton.

La figure III.46 représente la courbe contrainte- déformation au niveau de L'IPE et cela pour les deux modèles.

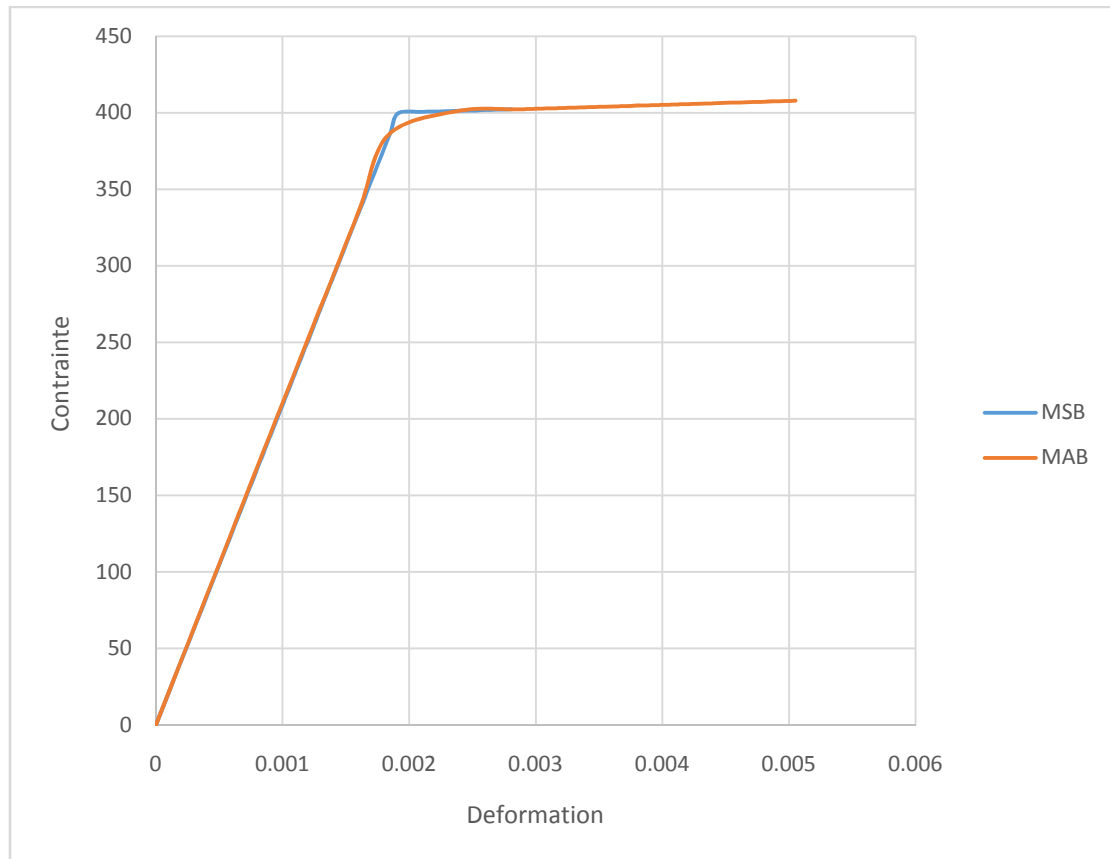


Fig. III.46 : Courbe contrainte- déformation IPE.

D'après la figure III.46 pour une déformation de 0.002, la poutre dans le portique avec béton atteint une contrainte de 325 MPa (limite élastique). Au-delà de cette valeur le portique se déforme d'une manière plastique irréversible.

Dans la poutre du portique sans béton, la contrainte maximale est de 75 MPa, a un comportement élastique fragile.

La figure III.47 et la figure III.48 représentent respectivement la contrainte plastique en fonction du temps à la base et en haut du portique pour les deux modèles.

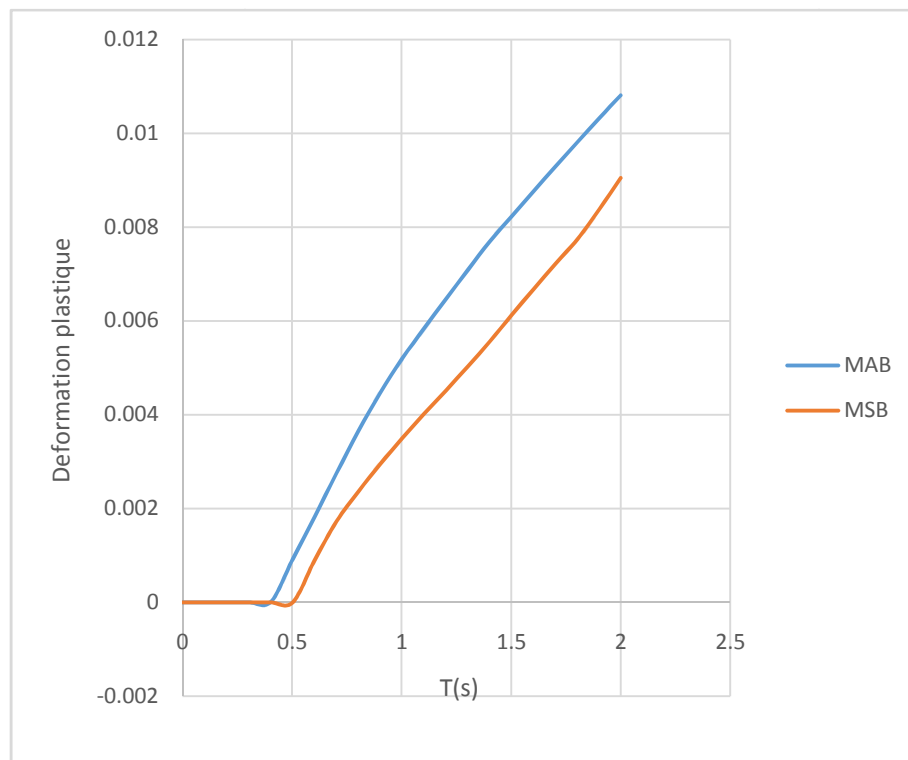


Fig. III.47 : Contrainte plastique en fonction du temps à la base du portique.

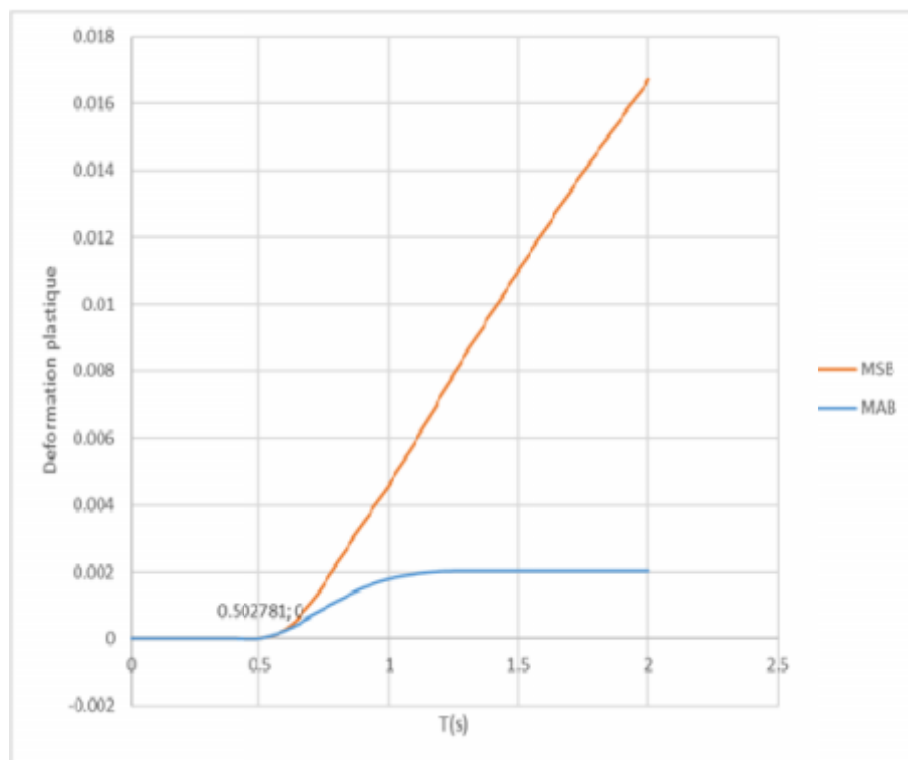


Fig. III.48 : Déformations plastiques en fonction du temps en haut du portique.

Sur la figure III.47 et pour le MSB les déformations plastiques ont pris naissance à partir d'un chargement correspond à 0.50278s du chargement (limite du domaine élastique). Pour le MSB la variation est linéaire jusqu'à 2s qui a une élasticité progressive au cour du temps, de même que pour le MAB qui a une élasticité progressive au cour du temps. Les déformations sont réduites de 15% pour le MAB et de 85% pour le modèle sans béton, ce qui peut modifier le comportement plastique.

Sur la figure III.48 et pour le MAB les déformations plastiques ont pris naissance à partir d'un chargement correspond à 0.502781s du chargement (limite du domaine élastique). Pour le MAB la variation est linéaire jusqu'à 1s plastification progressive au cour du temps, contrairement au MSB qui a une élasticité progressive au cour du temps. Les déformations sont réduites de 85% pour le MAB et de 15% pour le modèle sans béton ce qui peut modifier le comportement plastique.

La figure III.49 représente la contrainte plastique en fonction du temps au niveau de l'IPE pour les deux modèles.

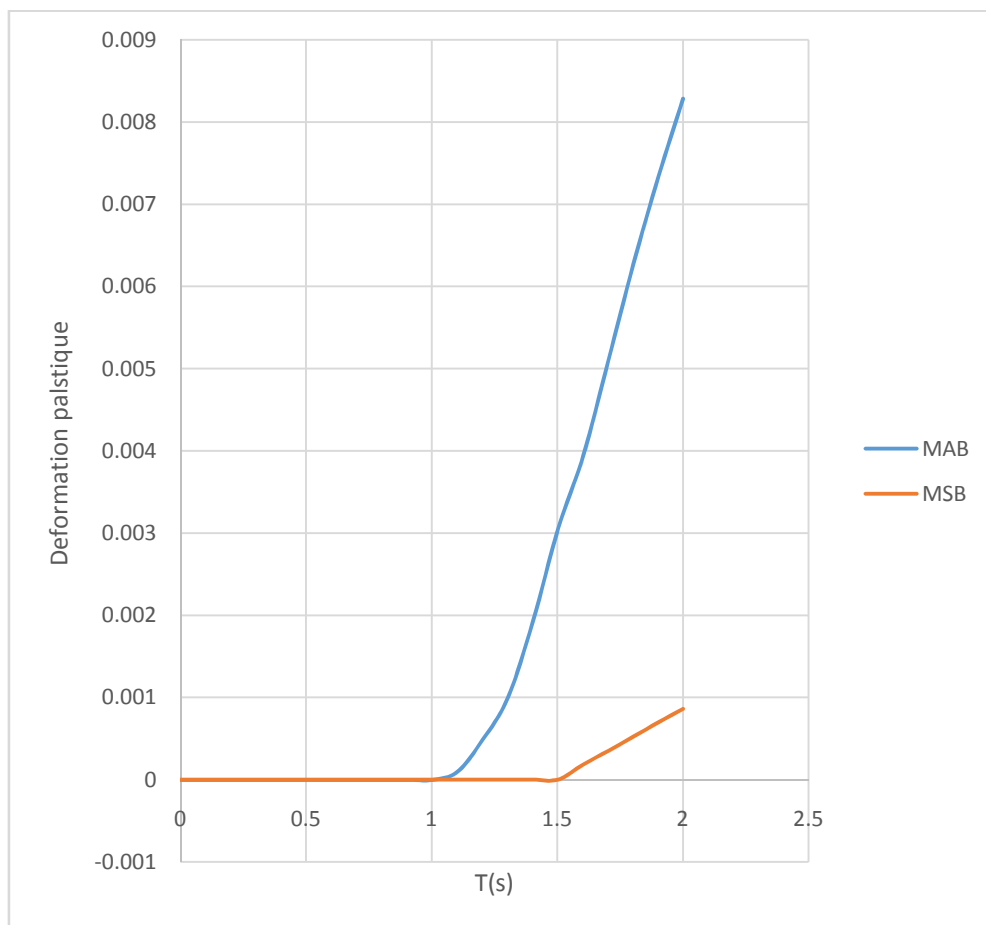


Fig. III.49: Contrainte plastique en fonction du temps au niveau de l'IPE.

D'après la figure III.49 et pour un temps d'incrément, le comportement du modèle sans béton est linéaire et travaille dans le domaine élastique (portique ductile). De 0 à 0.75s le modèle avec béton est dans le domaine élastique, au-delà de cette déformation il se plastifie (portique rigide).

La figure III.50 et la figure III.51 représentent respectivement la déformation plastique du manchon avec plaque et la déformation plastique du manchon sans plaque pour les deux modèles.

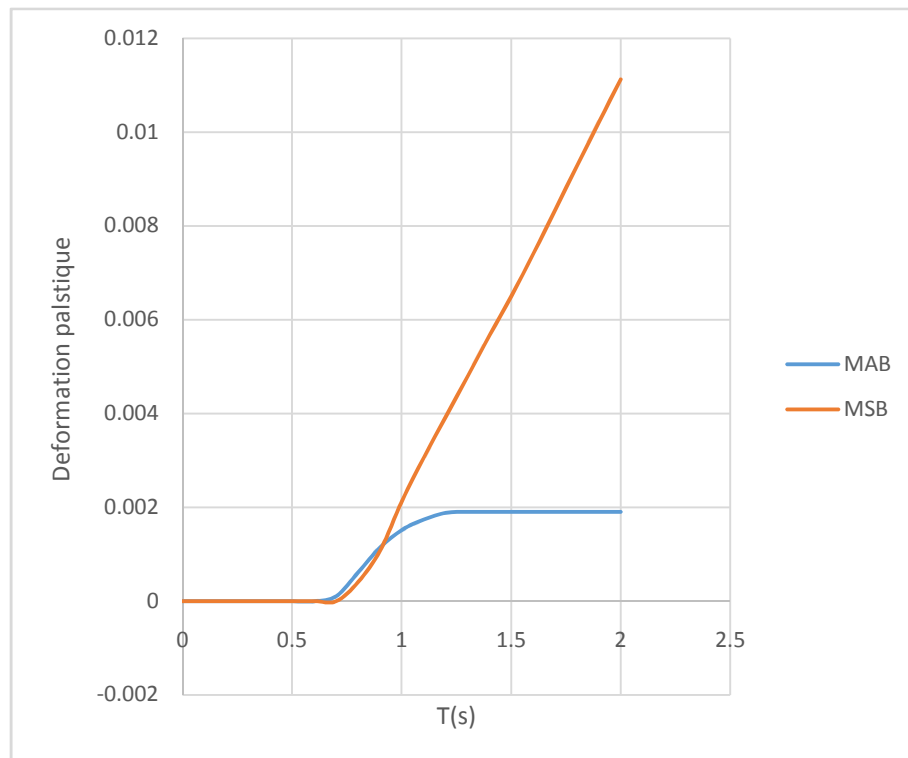


Fig. III.50 : Déformation plastique du manchon avec plaque.

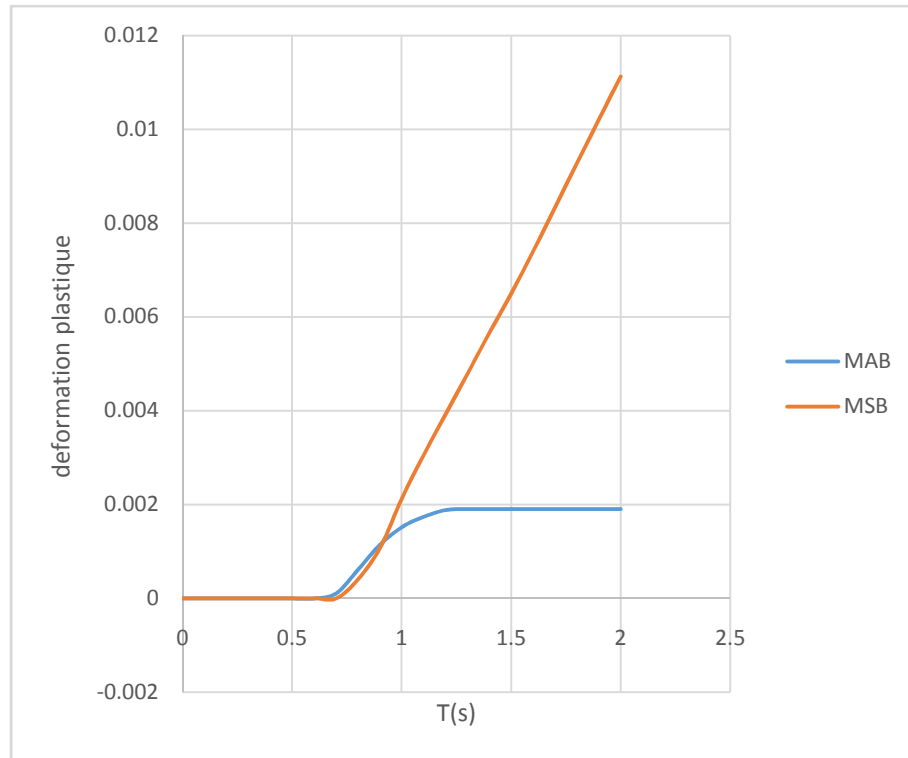


Fig. III.51 : Déformation plastique du manchon sans plaque.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présentés la simulation de deux portiques le premier portique est en construction mixte avec des poteaux circulaires remplis de béton. Le deuxième portique en charpente métallique. Les calculs sont effectués en utilisant le modèle élastique pour le béton et le modèle élasto-plastique parfait pour les aciers. Les deux modèles sont implantés dans le logiciel de calcul par éléments finis 'ABAQUS'. A la lumière des résultats obtenus, nous pouvons dire que le modèle renforcé de béton 'MAB' présente un comportement rigide par contre le modèle sans béton 'MSB' présente un comportement ductile.

Conclusion générale et perspectives

Par manque d'essais expérimentaux réalisés sur le système d'assemblage, l'objectif de ce travail est de réaliser une étude comparative d'un portique avec un système d'assemblage spécifique mixte acier-béton (MAB) et un portique simple en acier (MSB) où un chargement horizontal est imposé.

La simulation du nœud (poutre-poteau) nous a permis de découvrir l'analyse non linéaire à travers le logiciel ABAQUS, en termes de contraintes, de déformations, de déplacements. Et mettre en évidence l'apport de ce renfort sur le portique.

Sur la base des résultats obtenus, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

Comparaison locale

➤ En bas du portique

Les contraintes dans les aciers du modèle (MAB) est de l'ordre de 422.779MPa, par contre dans le modèle (MSB), les contraintes atteignent une valeur de 437.98MPa. Ce qui signifie qu'il y'a une réduction de 3.47%.

En termes de déformations, on a une baisse de 26.53% dans le modèle (MAB). Par contre en termes de déformations plastiques, une augmentation de 19.44% dans le modèle (MAB).

➤ En haut du portique

Une baisse de 62.6% des contraintes dans les aciers dans le modèle avec béton (MAB). Une baisse de 90.1% des déformations, et une baisse de 87.73% en termes de déformations plastiques.

Les rotules plastiques (flexion-cisaillement) qui apparaissent clairement dans le modèle (MSB) sont éliminées par le béton dans le cas du modèle (MAB).

➤ Au niveau du manchon

En termes de contraintes, nous avons observé une baisse de 67.6% dans le modèle (MAB). Une réduction de 74.41% en termes de déformations, et une baisse de 82.87% en termes de déformations plastiques pour le modèle (MAB).

➤ Au niveau de la poutre (IPE)

Nous avons observé une augmentation de contrainte de 1.4% de plus pour le modèle (MSB), pour une augmentation de 79.91% en termes de déformations pour le modèle (MAB). Les déformations plastiques sont trop élevées.

Comparaison global

➤ En termes de déplacements

Le renforcement du portique avec du béton modifie fortement le comportement du nœud. Ainsi, par rapport au modèle de référence, on note un déplacement du portique de 10%.

➤ En termes de contraintes

Le modelé (MAB) a permis une réduction de la contrainte de 12.41% par rapport au modèle sans béton (MSB). En termes de déformations, une baisse 41.53% pour le (MAB). Les déformations plastiques sont réduites de 40.32% avec l'incorporation du béton.

Les déformations dans le modèle (MAB) sont de l'ordre de $3.266 \cdot 10^{-2}$, par contre dans le modèle (MSB), les déformations sont de l'ordre de $5.586 \cdot 10^{-2}$.

Dans les deux cas, on est dans le cas des petites déformations. Ces déformations se propagent de la poutre vers le poteau.

Pour le modèle avec béton (MAB), Le domaine élastique est prolongé pour un déplacement de 163.06mm. Il atteint sa capacité maximale de 146.686kN. On note un gain de capacité de 160%. La transmission des efforts aux aciers a engendré une divergence de ces courbes relevant l'apport du béton dans le comportement du portique, car les efforts sont repris par le béton, cela explique que ce renforcement est efficace. Le domaine élastique pour ce portique est prolongé par ce renfort.

Le modèle sans béton (MSB) nous montre un comportement ductile, par contre le modèle avec béton (MAB) est beaucoup plus rigide. Le béton améliore le comportement du portique en termes de rigidité, capacité portante et ductilité. Dans cette comparaison la différence de capacité est importante entre le MAB et le MSB, alors on peut dire que MAB est le plus efficace.

D'après les résultats obtenus, le modèle (MAB) a une influence sur le comportement dans le nœud du portique.

Ces conclusions nous amènent à dire que le comportement du nœud est positif, soit en termes de capacité, de contraintes ou de déformations. Le travail que nous avons réalisé pourrait être complété et poursuivi sous différents aspects.

Perspectives

Afin de compléter les résultats obtenus et de mieux cerner le comportement mécanique du modèle, nous envisageons les perspectives suivantes :

- Effectuer des essais expérimentaux sur des structures mixtes de différentes longueurs pour mieux appréhender le comportement mécanique de la structure mixte.
- Tester des (poteaux- poutres) assemblées par différents système de connexions. Ces essais nous permettrons de montrer le comportement sous les différents types de systèmes d'assemblages, et d'opter pour le meilleur d'entre eux.
- Faire d'autre essais où, on peut entrer d'autres paramètres qui gouvernent le comportement des systèmes mixtes (effets du fluage, la température....)

Notamment, Il serait intéressant de refaire cette étude d'un autre point de vu, en jouant sur la limite d'élasticité de la poutre et du poteau et d'étudier toutes les zones critiques du portique pour avoir le comportement global de la structure et en prenant en considération beaucoup d'éléments. On peut aussi varier le diamètre des poteaux tubulaires pour avoir d'autres résultats et d'autres pourcentages. Toutefois il reste toujours de nombreux point à éclaircir par des études théoriques et expérimentales, afin de pouvoir définir la technique judicieuse.

Bibliographie

- [1] **LANDOWSKI Marc, LEMOINE Bertrand**, Mémentos « acier Concevoir et construire en acier»,2005.
- [2] **MBELOUNIS Radia**, Ingénieur en génie civil. Mémoire de magister en génie civil « ETUDE DE LA PERFORMANCE DES POTEAUX MIXTES ACIER-BETON SOUS DIFFERENTES SOLLICITATIONS. ». (2008).
- [3] **A.K. Kim, *Ph.D.* et G.D. Lougheed**, Ph.D, sont agents de recherche supérieurs au sein du Programme gestion des risques d'incendie, à l'Institut de recherche en construction du Conseil national de recherches. CNRC- Conseil national de recherches du Canada ISSN 1206-1239. 1997.
- [4]**HAOUAM, Noureddine**, «System for building in steel-reinforced concrete», "WO/2010/048966", (Cité du 08 Mai 1945 Bat 35 N° 04 Bab-Ezzouar, Alger, 16110, DZ)",(2010).
- [5] **ABBAS Mickaël**, «Présentation du logiciel ABAQUS Principes et fonctionnement », Université de Technologie de Compiègne Laboratoires Roberval / UMR UTC- CNRS.
- [6] **RENE Maquoi, RIK Dubruykere, JEAN-FRANÇOIS Demonceau et LincyPyl** « Guide de construction métallique (construction mixte) ».
- [7] **IFTEN** Construction en béton blindé (structure mixte).Photos. . bouhalfa.tizi-ouzou 2012
- [8] **EUROCODES 2** « Structuraux Bases de calcul des structures : Eurocode- Basis of structural design D : Eurocode - Grundlagen de Tragwerksplanung ».
- [9] **EUROCODE 3** «Calcul des structures en acier» et Document d'Application.
- [10] **EUROCODE 4**. « Design of Composite Steel and Concrete Structures». Section 1. General Rules and Rules for Buildings. PrEN 1994-1-1. : Part 1.1, Brussels: CEN, European Committee for Standardisation, Final Draft, (2003).
- [11] **WANG.Y.C**, «Tests on slender composite columns» .Journal of Constructional Steel Research 49, 25–41. (1999).
- [12] **EVER.J.BARBERO**. «Prediction of buckling mode interaction in composite columns».ACI Journal December 10, (1999).
- [13] **SHANMUGAN. N.E, .Lakshmi B**, « State of art report on steel Concrete composite columns». Journal of Constructional Steel. Research 57, 1041–1080, (2001).
- [14] **LIN-HAI HAN, YOU-FU Yang**, «Cyclic performance of concrete- filled steel CHS columns under flexural loading». Journal of Constructional Steel». Research 61, 423–452. (2005).

- [15] **KEFENG.T, JOHN.M.N, XINCHENG.P.** «Mechanical properties of high strength concrete filled steel tubular columns»; Part1: Concentrically loaded”.ACI Journal 22 April 2003.
- [16] **ZHONG.T, LIN.HAI.H, ZHI-BIN.Wang** , «Experimental behaviour of stiffened concrete filled thin walled hollow structural (HSS) stub column» ;Journal of Constructional Steel. Research 61, 962–983. (2005).
- [17] **MOULI. M, KHELAFI .H.** « Strength of short composite rectangular hollow section columns filled with lightweight aggregate concrete». Engineering Structures, doi:10.1016/j.engstruct.2006.10.00, (2006).
- [18] **DALIN Liu**, «Tests on high-strength rectangular concrete-filled steel hollow section stub columns. Journal of Constructional Steel». Research 61 ,902–911. (2005).
- [19] **MARANDA Richard** , «Analyse par éléments finis de poteaux mixtes avec section d’acier en I de classe 4».Mémoire présentée en vue de l’obtention du diplôme de maîtrise des sciences appliquées (génie civil) . Département des génies civil, géologique, et des mines, Ecole polytechnique de MONTRÉAL. (1998).
- [20] **JOHANSSON Mathias**, «Composite Action and Confinement Effects in Tubular Steel-Concrete Columns». Steel and Composite Structures.
- [21] **JOHANSSON M. and ÅKESSON. M**, «Finite Element Study of Concrete-Filled Steel Tubes Using a New Confinement-Sensitive Concrete Compression Model». Nordic Concrete Research, Publication No. 27, 2/2001, Oslo, 43-62. January 2002.
- [22] **Provisions for Structural Steel Buildings.** AISC 97, American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, (1997).
- [23] **David Nethercot** - 2003 - Technology & Engineering British Standards Institution (1994) BS 5950: Part 4, Structural Use of Steel in Building. Code of Practice for Design of Composite Slabs with Profiled Steel Sheeting, 5 Zandonini, R. (1989) Semi-rigid composite joints, in Connections: Stability ... (1978) BS 5400: Part 5, Steel Concrete and Composite Bridges, London. Steel Concrete and Composite Bridges Code of Practice for Design. British Standards Institution, BS 5400 Part 5 B S, London, (1989).
- [24] **ELLOBODY Ehab, Ben Young, Dennis**, «Lam Behaviour of normal and high strength concrete-filled compact steel tube circular stub columns». Journal of Constructional Steel Research 62, 706–715. (2006).
- [25] **MURSI Mohanad, UY Brian**, «Strength of slender concrete filled high strength steel box columns».Journal of Constructional Steel Research 60, 1825–1848. (2004)
- [26] **NASEEM BAIG Muhammad, FAN Jiansheng, NIE Jianguo**, «Strength of Concrete Filled Steel Tubular Columns». ISSN 1007-0214 05/15 pp657-666 Volume 11, Number 6, December 2006.

- [27] **JOHANSSON.M. And GYLLTOFT. K**, « Mechanical Behaviour of Circular Steel-Concrete Composite Stub Columns». *Journal of Structural Engineering*, Vol. 128, No. 8, ASCE, 1073-1081. (2002).
- [28] **MARINOPOULOU.A.A, BALOPOULOS.V.D, Kalfas.C.N**, «Simulation of partially encased composite steel–concrete columns with steel columns». *Journal of constructional Steel Research*, (2006).
- [29] **N.E.Shanmugan, B.Lakshmi** “State of art report on steel –concrete composite columns”. *Journal of Constructional Steel. Research* 57 (2001) 1041–1080
- [30] **AZZOUZ Assia**, « Etude comparative relative au ferrailage sur des voiles moyennement élancés en béton armé », Master 2 Génie Civil, (2014).
- [31] **AMRANI Djamil**a, «Influence du ferrailage sur le comportement des voiles élancés », Master 2 Génie Civil, (2013).
- [32] **CHEN W.F**, «Plasticity in reinforced concrete». New York: McGraw-Hill Bookstore, 456p, (1982).
- [33] **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).
- [34] **BERTHAUD Y**, « Mesure de l’endommagement du béton par une méthode ultrasonore ». Thèse de Génie Civil : Université de Paris 6, 1988. 175p, (1988).
- [35] **LORRAIN M.**, « Contribution à l’étude de la micromécanique des matériaux granulaires cohérents - Application au béton ». Thèse de doctorat, Université de Toulouse, (1974).
- [36] **TERRIEN M.**, « Emission acoustique et comportement mécanique post critique d’un béton sollicité en traction » *Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées* numéro 106, pp. 65-72. [1980].
- [37] **ROBINSON S.R.** «Methods of detecting the formation and propagation of microcracks in concrete Proceedings», (1965).
- [38] **RAMTANI .S.** « Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral ». These de doctorat. (1990).
- [39] **MacGregor** Limit States Design of Concrete Structures. ACI 318, American Concrete Institute, (1999).] Reinforced concrete: mechanics and design concrete

- [40] **Seismic Provisions for Structural Steel Buildings**. AISC 97, American Institute of Steel Construction, Inc. Chicago, Illinois, USA, (1997).
- [41] **Federico Mazzolani** - 2000 - Technology & Engineering Design and Reliability .Standard for Limit State Design of Steel Structures (draft). Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1990 (AIJLSD-90). ... The definition of seismic action is treated scarcely (AIJLSD-90)). AIJLSD-90, Architectural Institute of Japan, Tokyo, 1990 AIJ 90.
- [42] **WENG .C.C, YEN S.I**, « Comparisons of concrete-encased composite column strength provisions of ACI code and AISC specification». Engineering Structures 24, 59–72. (2002).
- [43] **Yu.T, WONG.Y.L, TENG.J.G and DONG.S.L**, «Structural Behaviour of Hybrid FRP-Concrete-Steel Double-Skin Tubular Columns». The Hong Kong Polytechnic University (Project No: 1-ZE06) the National Science Foundation of China (Project No. 50329802).
- [44] **Cheng-Chih Chen, Nan-Jiao Lin**. «Analytical model for predicting axial capacity and behaviour of concrete encased steel composite stub columns». Journal of Constructional Steel Research 62, 424–433. (2006).
- [45] **JOHANSSON M. and GYLLTOFT K**. «Structural Behaviour of Slender Circular Steel-Concrete Composite Columns under Various Means of Load Application”. Steel and Composite Structures, Vol. 1, No. 4, Techno-Press, 393-410, (2001).
- [46] **Johansson M**, «The Efficiency of Passive Confinement in CFT Columns .Steel and Composite Structures», Vol. 2, No. 5, Techno- Press, 379-396. (2002).
- [47] **JOHANSSON M**; «Composite Action in Connection Regions of Concrete-Filled Steel Tube Columns». THESIS FOR THE DEGREE OF DOCTOR OF PHILOSOPHY Department of Structural Engineering, Concrete Structures, CHALMERS UNIVERSITY OF TECHNOLOGY, Göteborg, Sweden 2002.
- [48] **Ehab Ellobody, Ben Young**, « Nonlinear analysis of concrete- filled steel SHS and RHS columns». Thin-Walled Structures 44 919–930, (2006).
- [49] **ABIDELAH Anis** , « Analyse numérique du comportement d’assemblages métalliques—Approche numérique et validation expérimentale », (2009) .
- [50] **JEAN-MOREL**, « Calcul Des Structures Métallique Selon l'Eurocode 3 », 1994.

- [51] **JEAN-pierre muzeau**, « Manuel de construction métallique, Edition Eyrolles, 2012.
- [52] **Caractéristiques Essentielles des Ossatures Métalliques ???????**
- [53] **MANFRED.A, HIRT ROFT BEZ**, « Traite De Génie Civil De L'école polytechnique Fédérale De Lausanne Volume 10 ». (1994).
- [54] **JASPART J.P.**, « General report: session on connections, Journal of Constructional Steel Research 55, p.p. 69–89». (2000).
- [55] **TRAHAIR N.S., BRADFORD M.A, NETHERCOT D.A. and GARDNER L.** « The behaviour and design of steel structures to EC3». 4th edition British, London, Spon Press. (2007).
- [56] **OWENS, G. W. AND CHEAL, B. D.** « Comprehensive coverage of several aspects of connection behaviour and design Structural Steelwork Connections», 1st Edition. (1989).
- [57] **KULAK G.L., FISHER J.W. and STRUIK J.H.A.**, «Guide to design criteria for bolted and riveted joints», 2nd edition, New York, John Wiley and Sons. (1987).
- [58] **ATTIOGBE E. and MORRIS G.** «Moment–rotation functions for steel connections». Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, N° 6, pp. 1703–1718. (1991).
- [59] **CHEN W.F. and LUI F.M.**, «Stability design of steel frames», Boca Raton (FL): CRC Press. (1991).
- [60] **CHEN W.F.**, « Practical analysis for semi-rigid frame design», Singapore, World Scientific. (2000).
- [61] **American institute of steel construction (AISC)**, «Load and resistance factor design specification for structural steel buildings». Chicago. (1986).
- [62] **Colson A and Bojorhovde R.** «Intérêt économique des assemblages semi-rigide, » Construction Métallique N° 2, pp. 37-41. (1992)
- [63] **GOMES F.C.T., KUHLMANN U., DE MATTEIS G. And MANDARRA A.**, « Recent developments on classification of joints- COST C1», Int. Conf., Liege, Belgium, September (17-19), pp. 10. (1998).
- [64] **DA SILVA L. S., A. SANTIAGO and VILA REAL P.**, «Post-limit stiffness and ductility of end- plate beam-to-column steel joints», Computers and Structures 80, pp.515–531. (2002).

[65] JASPAR J.P., « Élément de stabilité des structures de bâtiments métalliques», notes destinées aux étudiants de CUST de Clermont-Ferrand. (1998).

[66] KEZMANE ALI, « Etude d'un voile renforcé avec des barres diagonales internes par Abaqus», thèse M2 structures et matériaux, UMMTO, 2010.

[67] JULIEN BRICHE, Introduction à la CAO sur le logiciel ABAQUS.