



FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire De Fin d'Etude

En Vu De L'obtention Du Diplôme

Master Académique En Génie Civil

Option: Structures et Matériaux

Thème

**Modélisation numérique du comportement
des voiles de contreventement en béton
armé couplés avec un profilé métallique**

Dirigés par(équipe de
recherche) :

Dr. BELAIDI O.
Pr. OULD OUALI M.
M^{me}. MADOUNI L.

Présentée par :

AIT OUFELLA Mellissa

PROMOTION 2015/2016

Remerciements

*Au terme de ce travail, je tiens à exprimer mes vifs remerciements à **M^{me} BELAIDI Ourdia** et à **M.OULD OUALI Mohand** pour avoir accepté de diriger ce travail, et pour leur aide, leur disponibilité, leurs orientations, leurs conseils et leur volonté.*

*Je remercie plus particulièrement **M^{me} MADOUNI Lylia** pour son aide précieux, pour sa disponibilité, ses encouragements et le soutien qu'il m'à accordé tout au long de cette étude et pour sa sollicitude particulière à mon égard.*

*Je tiens à remercier également **M.ZAROUKI Marzak**, pour son aide, sa disponibilité, et ses encouragements.*

Mes vifs remerciements iront aux membres de jury qui me fera l'honneur de juger et d'enrichir ce travail par leurs propositions.

Je remercie également tous les enseignants de génie civil qui m'ont suivi inlassablement durant tout mon cursus universitaire.

Merci.



DEDICACES

Je Dédie Ce Travail:

*A mes très chers parents "DJOUZA ET MOKHTAR",
sans eux je n'aurais pas abouti à ce stade d'étude, que dieu
puisse m'aider à les honorer, les servir et à aller au-delà de
leurs espérances et qu'il leur prête encore une longue vie de
paix, santé et du bonheur.*

*A mes très chères sœurs: RADIA, NAOUEL, ILHEM,
DILLA, CELIA*

A mes très chers frères: SAID, MOUMOUH

*A tous mes amis(es): HADI, NADJET, NADIA, FAZIA,
HAFIDJ, karina*

A toute la promotion de 2015-2016

MELISSA.A

Résumé

Dans les bâtiments élevés à plusieurs étages les systèmes de voiles couplés mixtes sont généralement utilisés dans les constructions sismiques. Ces systèmes sont construits sur toute la hauteur du bâtiment et sont disposées comme une série de voiles couplés par des poutres en acier avec des ouvertures pour accueillir des portes, des murs, des fenêtres d'ascenseur et les couloirs Dans ce travail, le comportement des systèmes de voiles couplés mixtes compte tenu des détails de connexion est examiné à travers les résultats d'un programme de recherche numérique effectué, où l'essai expérimental réalisé par PARK WAN-SHIN, YUN HYUN-DO est reproduit par un modèle d'éléments finis construits en utilisant le logiciel Abaqus. Le spécimen d'essai constitué de poutres de couplage en acier ancré dans un voile en béton renforcé. Les variables de test de notre étude sont les goujons de cisaillement et la résistance à la compression du béton dans le voile. Les résultats et la discussion présentés dans ce travail fournissent des données importantes pour le comportement systèmes de voiles couplés mixtes. Il est à noter que les goujons dans le profilé peuvent améliorer le transfert de cisaillement de la connexion, qui saura à son tour améliorer la performance du voile couplée. Les comparaisons entre les résultats expérimentaux et numériques indiquent que ces modèles peuvent être efficacement plus utilisés pour effectuer des études paramétriques approfondies.

Mots-clés: systèmes de voiles couplés, structures mixtes, poutres de couplage en acier, Abaqus, modèle éléments finis

Abstract

In high multistory buildings, hybrid coupled shear walls are usually used in seismic building. These systems are built over the whole height of the building and are laid out either as a series of walls coupled by steel beams with openings to accommodate doors, elevator walls, windows and corridors. In this work, the behavior characteristics of hybrid coupled shear wall system considering connection details is examined through results of a numerical research program, where experimental test carried by PARK WAN-SHIN, YUN HYUN-DO is reproduced by a finite elements model constructed using software Abaqus. Such connections details are typically employed in hybrid coupling wall system consisting of steel coupling beams and reinforced concrete shear wall. The test variables of this study are shear studs and concrete compressive strength in the wall. The results and discussion presented in this work provide important data for behavior of hybrid coupled shear wall systems. It is noted that shear studs in the steel beam profile can enhance the shear transfer of the connection, which will in turn improve the coupled wall performance. Comparisons between experimental and numerical results indicate that these models may be efficiently further used to perform extensive parameter studies.

Keywords: Hybrid coupled shear wall, Steel coupling beams, Composite structures, Abaqus, finite element model

Liste des figures

Chapitre I: Généralités sur les structures mixtes

Figure I.1: Structures mixtes	2
Figure I.2: Eléments De Construction.....	5
Figure I.3: Poutres mixtes.....	5
Figure I.4: Différentes formes de poutres mixtes.....	6
Figure I.5: Exemple de types de profilés métallique.....	6
Figure: Dalle Mixte Acier-Béton.....	7
Figure I.6 : Dalles Mixtes Avec Tôles Profilées Collaborantes.....	8
Figure I.7: Exemples Types De Sections Transversales De Poteaux Mixtes.....	9
Figure I.8: Exemples De Poteaux Mixtes Partiellement Ou Totalelement Enrobées De Béton.....	9
Figure I.9: Exemples De Poteaux Mixtes Remplis De Béton.....	10
Figure I.10 : Millennium Tower Vienne (Autriche), vue en plan.....	12
Figure I.15 : Vue Générale Du Parking «DEZ».....	13
Figure I.12: Citibank Duisburg (Allemagne).....	14
Figure I.13: Différents Des Types D'assemblages Dans Une Ossatures De Bâtiments.....	16
Figure I.15: Assemblage Poutre-Poutre.(B).....	17
Figure I.16 : Assemblage Poteau-Poutre. (A).....	18
Figure I.18: rivet et rivet à anneau	19
Figure I.20: Boulon De Charpente Et Boulon De Haute Résistance.....	21
Figure I.22: Désignation Des Entraxes Et Des Pincés En Fonction De La Direction De L'effort....	23
Figure I.23: Préparation Des Plats Pour Soudures Bout A Bout A Plein Pénétration.....	24
Figure I.24: Soudure D'angle.....	25
Figure I.25: Soudure En Bouchon Et En Entaille.....	26

Chapitre II : Notions générales sur les structures en voiles

Figure II.1: Comportement Du Béton En Compression Simple.....	29
Figure II.2: Comportement Cyclique Du Béton En Compression simple.....	30
Figure II.3: Essai De Compression Triaxial.....	30
Figure II.4: Essai De Compression Hydrostatique De Béton.....	31
Figure II.5 : Comportement De Béton En Traction Simple.....	32
Figure II.6 : Comportement Cyclique Du Béton En Traction.....	32
Figure II.7: Essai P.I.E.D Comportement Du Béton Sous Chargement Cyclique De Traction....	33
Figure II.8 : Comportement De L'acier En Traction Simple.....	34
Figure II.9 : représentation de la loi élasto-plastique parfait pour l'acier.....	34
Figure II.10: Coupe De Voile En Elévation.....	36
Figure II.11: Coupes De Voiles En Plan.....	36
Figure II.12: Différent Type Des Voiles.....	37
Figure II.13: Structures Mixtes Avec Des Murs Porteurs Couplé A Des Portiques.....	38
Figure II.14: Structures A Noyau Central.....	39
Figure II.15: Structure Uniquement A Mur Porteur.....	39
Figure II.16: Modes De Ruptures Des Voiles Elancé En Flexions.....	41
Figure II.17: Rupture Par effort Tranchant Des Voiles Elancé.....	42
Figure II.18: Rupture Par Flexion-effort Tranchant (Mode EFT) D'un Voile Elancé.....	42
Figure II.19: Modes De Ruptures Des Voiles Courts.....	43
Figure II.20: Mode De Rupture Des Voiles Courts.....	43
Figure II.21 : Murs Mixtes (1 Et 2).Murs Mixtes Ou En Béton Armé Couplé Par Des Poutres Aciers Ou Mixtes(3).....	44
Figure II.22: Représentation D'un Mur Ou Voile De Contreventement Avec Ouverture.....	45
Figure II.23: Reprise du moment de renversement globale.....	46
Figure II.24: Poutres De Couplage Avec Armature Conventionnelle Et Diagonale.....	46

Figure II.25 : Poutre DeCouplage En Acier.....	47
Figure 25: City Tower Houston, 1981.....	48
Figure 26:"Renaissance", San Diego Ca, 2002	48
Figure 27: "One union square", Seattle, 1981.....	48
Figure 28: "Savoy", Vancouver, 1999.....	48
Figure II.29:Détails De dimensionnement du voile mixte (mm).....	49
Figure II.30 : Propriétés Du Matériau Béton.....	51
Figure II.32: Propriétés De La Poutre De Couplage En Acier; Semelles, L'âme Et .Raidisseurs.....	52
Figure II.33: Diagramme Schématique De L'essai.....	52
Figure II.34 : Courbe Force-Déplacement Issu De L'essai Expérimental.....	53

Chapitre III : Etude numérique

Figure III.1:Principe De Fonctionnement d'Abaqus.....	55
Figure III.2: interface d'Abaqus.....	56
Figure III.3 : contraintes – déformations en traction simple du modèle « CDP ».....	57
Figure III.3 : contraintes – déformations en traction simple du modèle « CDP ».....	57
Figure III.4 : contraintes – déformations en compression simple du modèle « CDP ».....	58
FigureIII.5: Récupération De Rigidité EnCompression.....	60
Figure III.6 :Modèle Elasto-Plastique Simplifié : Comportement De L'acier Sous Chargement Monotone.....	61
Figure III.7 : écoulement isotrope.....	62
Figure III.8 : écoulement cinématique.....	62
Figure III.10 : Modèle Elasto-Plastique Parfait.....	62
Figure III.11 : Le Voile Couplé Etudié.....	63

Figure III.12 : Le Voile Couplé Utilisé Dans Cette Etude.....	63
Figure III.13 : dimensions et géométries des blocs constituant le modèle étudié.....	64
Figure III.14: Ferrailage Du Modèle Du Voile.....	65
Figure III.15: définition Des conditions aux limites et chargement.....	65
Figure III.16:Module PART.....	67
Figure III.17: Module PROPERTY.....	69
Figure III.18: interaction des instances pour l'assemblage (Module ASSEMBLY).....	69
Figure III.19: Création des steps (Module STEP).....	69
Figure III.20: Créations Des Interactions (Module INTERACTION).....	70
FIGURE III.21: Définition Des Conditions Aux Limites(Module LOAD).....	70
Figure III.22: Définition Des Maillages (Module MESH).....	71
Figure III.23: création du job (Module JOB).....	71
Figure III.24: Visualisation Des Résultats(Module VISUALISATION).....	72

Chapitre IV : Résultats et interprétations

Figure IV.1: Courbe forces-déplacements issus par le programme expérimental	79
Figure IV.2: Courbe forces-déplacements obtenue par l'étude numérique.....	79
Figure IV.3: Superposition des courbes forces-déplacements (Expérimentale et Numérique).....	80
Figure VI.4:Vérification du critère énergétique du modèle.....	81
Figure IV.5: Superposition des courbes forces-déplacements des deux modèles (MAG, MSG).....	82
Figure IV.6: Comparaison des schémas de fissuration obtenus expérimentalement et numériquement au niveau du voile.....	83
Figure IV.7:Présentation des dommages en compression pourlesdeux modèles (MAG, MSG).....	84
Figure VI.8: Présentation des dommages en tractions pour lesdeux modèles (MAG, ...	85
Figure VI.9:Distribution des contraintes dans le profilé métallique.....	87
Figure IV.10: Distribution des contraintes dans les goujons.....	89
Figure IV.11:Courbe forces-déplacements (RCB20, RCB30 et RCB50).....	90
Figure IV.12 : Distribution des dommages en compression, et en fonction des différentes valeurs de la résistance à la compression du béton(RCB20, RCB30 et RCB50).....	91
Figure IV.13 : Distribution des dommages en traction, eten fonction des différentes valeurs de la résistance à la compression du béton (RCB20, RCB30 et RCB50).....	93

Liste des tableaux

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons.....	20
Tableau I.2: Principales Caractéristiques Géométriques.....	21
Tableau I.3 : Choix du diamètre des boulons.....	22
Tableau I.4 : Entraxes des boulons et pincés.....	23
Tableau III.1: Les Variables Et Les Détails Utilisé Dans Les Essais.....	50
Tableau III.2: Propriétés Du Matériau Béton.....	50
Tableau III.3: Prospérités Des Barres D'armatures Et De L'acier.....	51

Table des Matières

Remerciements	i
Dédicaces	ii
Résumé	iii
Liste des figures	iv
Liste des tableaux	viii
Table de matières	ix

Introduction générale

Chapitre I

Généralités sur les structures mixtes

I.1 Introduction.....	3
I.2 Raisons d'utiliser Des Structures Mixtes.....	3
I.2.1 Aspects architecturaux.....	3
I.2.2 Aspects économiques.....	4
I.2.3 Fonctionnalité	4
I.2.4 Equipement et utilisation flexible du bâtiment.....	4
I.3 Eléments de construction.....	5
I.3.1 Les poutres mixtes.....	5
I.3.2 Les dalles mixtes.....	6
I.3.3 Les poteaux mixtes.....	8
I.4 Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes.....	10
I.4.1 Pour les dalles mixtes.....	10
I.4.2 Pour les poutres mixtes.....	11
I.4.3 Pour les poteaux mixtes.....	11
I.5 Exemples de constructions mixtes.....	11

I.5.1 MILLENIUM TOWER(VIENNE-AUTRICHE).....	11
I.5.3 CITIBANK DUISBURG (DUISBURG-ALLEMANGNE).....	13
I.5.3 CITIBANK DUISBURG(DUISBURG-ALLEMANGNE).....	14
I.6 Assemblage.....	15
I.6.1 Définition Et Rôle d'un Assemblage.....	15
I.6.2 Différentes Formes d'assemblage	16
I.7 Mode d'assemblage.....	19
I.7.1 Le Rivetage.....	19
I.7.1.1 Rivets à Anneau	19
I.7.1.2 Le boulonnage.....	20
I.7.2.1 Caractéristiques géométriques.....	21
I.7.2.2 Choix du diamètre des boulons.....	22
I.7.4 Le Soudage.....	24
I.7.4.1 Types de soudures.....	24
Conclusion.....	26

Chapitre II

Notions générales sur les structures en voiles

Partie I: Comportement Mécanique des matériaux

II.1 Introduction	27
II.2 Composition du matériau béton	27
II.2.1 Le ciment.....	27
II.2.2 Les granulats	27
II.2.3 L'eau.....	28
II.2.4 les adjuvants	28
II.3 comportement mécanique du béton.....	29
II.3.1 Comportement en compression.....	29
II.3.1.1 Comportement en compression uniaxial.....	29
II.3.1.2 Comportement en compression cyclique.....	30

II.3.1.3 Comportement sous une contrainte de confinement.....	30
II.3.1.4 Comportement sous une charge hydrostatique.....	31
II.3.2 Comportement En Traction.....	31
II.3.2.1 Comportement en traction simple.....	31
II.3.2.2 Comportement en traction cyclique.....	32
II.3.3 Comportement cyclique traction-compression.....	32
II.4 comportement mécanique de l'acier.....	33
Conclusion.....	34

Partie II: voile en béton armé couplé

II.1 Introduction.....	35
II.2 Définition d'un voile.....	35
II.3 Rôles des voiles de contreventement.....	35
II.4 Dimension d'un voile d'après rpa99/2003.....	36
II.5 Classification des types des voiles.....	37
II.6 Classification des structures avec voiles.....	38
II.6.1 Structure «mixtes» avec des murs porteurs associés a des portiques.....	38
II.6.2 Structure a noyau central.....	39
II.6.3 Structures uniquement a murs porteurs.....	40
II.7 Comportement des voiles.....	40
II.7.1 Les principaux paramètres influant sur le comportement des voiles.....	40
II.7.2 mode de rupture selon l'élancement	41
II.7.2.1 Modes de ruptures des voiles élancés	40
II.7.2.2 Mode de rupture des voiles courts.....	43
II.8 Classification des structures avec voiles a ossature mixte en zone sismique.....	44
II.9 Murs mixtes ou en béton couplés par des poutres de couplage (linteaux).....	46
II.10 Types des poutres de couplage.....	47
II.10.1 Poutres de couplages en béton.....	47
II.10.2 Poutres de couplages en acier.....	48
Conclusion	49

Chapitre III

Etude numérique

III.1 Introduction.....	51
III.2 Présentation du logiciel ABAQUS.....	51
III.2.1 ABAQUS/standard.....	52
III.2.2 ABAQUS/explicit.....	52
III.2.3 ABAQUS/CAE(Complete Abaqus Environnement).....	53
III.3 Modèles numériques des matériaux utilisés dans la simulation.....	54
III.3.1 modèle d'endommagement pour le béton (concrete damaged plasticity "CDP").....	54
III.3.1.1 Comportement uni axial en traction.....	54
III.3.1.2 Comportement uni axial en compression.....	55
III.3.1.3 Récupération de la rigidité en comportement cyclique uniaxial.....	56
III.3.2 Modèle numérique de l'acier.....	58
III.3.2.1 Modèle élasto-plastique.....	58
III.3.2.2 Modèle élasto-plastique à écrouissage isotrope.....	58
III.3.2.3 Modèle élasto-plastique à écrouissage cinématique.....	58
III.3.2.4 modèle élasto-plastique parfait.....	59
III.4. Définition du modèle à simuler-Modèle expérimental.....	60
III.4.1 Description du modèle expérimental.....	60
III.4.2 Propriétés des matériaux utilisés.....	61
III.4.3 Montage Expérimental.....	64
III.4.4 Résultats Expérimentaux.....	65
III.5 Simulation du modèle expérimental dans le logiciel Abaqus.....	65
III.5.1 Géométrie du voile.....	66
III.5.2 Géométrie du profil métallique.....	67
III.5.3 Géométrie des goujons utilisés.....	67
III.5.4 Présentation de ferrailage.....	68
III.5.5 Chargement et conditions aux limites.....	68
III.5.6 Le maillage.....	69
III.6 Les étapes de la modélisation.....	69

III.6.1 Dessiner le modèle (module PART).....	69
III.6.2 Propriétés des matériaux (module PROPERTY).....	70
III.6.3 Assemblage du modèle (module ASSEMBLY).....	71
III.6.4 Définition des étapes d'analyse (module STEP).....	72
III.6.5 Créer les interactions entre les instances (module INTERACTION).....	73
III.6.6 Appliquer les conditions aux limites et les chargements (module LOED).....	74
III.6.7 Mailler le modèle (module MESH).....	74
III.6.8 Créer et soumettre a un calcul (module JOB).....	75
III.6.9 Visualiser les résultats (module VISUALISATION).....	76
CONCLUSION.....	76

Chapitre VI

Présentation des résultats et interprétations

IV.1 Introduction.....	77
IV.2 Validation du modèle expérimental.....	77
IV.3 Vérification du critère énergétique.....	78
IV.4 Etude de l'influence des paramètres sur le comportement du modèle.....	79
IV.4.1 Influence des goujons.....	79
IV.4.2 Distribution des dommages en compression et en traction	81
IV.4.3 Distribution des contraintes de Von-Mises.....	84
IV.4.3.1 Distribution des contraintes dans le profilé métallique.....	84
IV.4.3.2 Distribution des contraintes dans les goujons supérieurs (GS) et dans les goujons inférieures (GI) du profilé.....	86
IV.4.3.3 Distribution des contraintes dans les armatures.....	87
IV.5 Influence de la résistance du béton.....	89
VI.5.1 Distribution des dommages en compression (D_C).....	89
VI.5.2 Distribution des dommages en traction (D_T).....	92
Conclusion	94

Conclusion générale et perspectives.....95

Bibliographie.....97

Introduction générale

Compte tenu de sa localisation dans une zone de convergence de plaque, l'Algérie est un Pays à forte sismicité. Au cours de son histoire, le pays a subi plusieurs séismes destructeurs. Le plus récent est le séisme du 21 mai 2003 à Boumerdes, de magnitude 6.7, qui a causé d'importants dégâts humains et matériels. Se doter de moyens préventifs par la mise en place de moyens techniques et le respect des règlements parasismiques est une nécessité vitale afin d'éviter ces répercussions dévastatrices.

La construction parasismique s'est progressivement développée et pris sa place parmi les techniques de l'ingénieur. Les enseignements tirés aussi de ces séismes destructeurs ont un intérêt exceptionnel, car ils ont permis de tester en vraie grandeur l'efficacité des codes parasismiques sur un grand nombre de bâtiments et d'ouvrages soumis à de très fortes secousses, et ont révélé que même les ouvrages conçus selon les codes et les règlements parasismiques modernes ne sont pas à l'abri des catastrophes naturelles. Les structures de voiles de contreventement en béton armé est l'un des meilleurs systèmes de résistance au chargement latéral dans les régions sismiques. Pour cela, leur utilisation devient de plus en plus prépondérante dans les structures en génie civil. Avec leur rigidité et leur aptitude à dissiper de l'énergie, ils s'imposent comme étant les éléments essentiels des constructions en béton armé pouvant remédier aux dégâts apparus lors des derniers séismes.

Dans le cas des bâtiments à hauteurs élevées, les structures mixtes de voiles couplés par des profilés métalliques sont actuellement très répandues. En couplant les voiles individuels, les moments de renversement globaux sont repris en partie par un couple de compression-traction axiale à travers la poutre de couplage, et en partie par l'action de flexion individuelle des voiles.

Notre étude se focalise sur les voiles de contreventements couplés par des poutres en acier. En d'autres termes les voiles couplés dans les structures mixtes. Dans ce cas, la zone critique de rupture se situe au niveau de la connexion poutre-voile. Plusieurs études expérimentales ont mené à des détails de conceptions différents.

Une étude numérique a été menée en utilisant le logiciel de calcul par éléments finis Abaqus sur un modèle expérimental tiré de la littérature. Le modèle utilisé pour la simulation est inspiré du modèle expérimental réalisé par PARK WAN-SHIN et YUN HYUN-DO. L'essai est réalisé sur un voile de contreventement couplé avec un profilé métallique de forme "H". Ce voile se situ dans un étage intermédiaire d'une structure. Le but de cet essai consiste à étudié le comportement du voile et de la poutre de couplage sous un chargement monotone.

La réponse à donner à cette problématique est faite d'une manière graduelle à travers ce mémoire qui est composé de quatre chapitres et une Introduction générale.

Le chapitre I est une synthèse bibliographique sur les structures mixtes.

Un rappel sur le comportement mécanique des matériaux, acier et béton, est donné dans la première partie du chapitre II, ainsi que leurs comportements sous différents types de sollicitations. Dans la deuxième partie, nous donnons un aperçu général sur les systèmes de structures mixtes à voiles couplés. Ces systèmes sont actuellement très répandus pour la conception des bâtiments à hauteurs élevées.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation du logiciel de calcul utilisé, en donnant une définition des modèles numériques utilisés pour modéliser le comportement du béton et de l'acier. Par la suite, le modèle expérimental est présenté. Le but de cet essai consiste à étudier le comportement du voile et de la poutre de couplage sous un chargement monotone.

Dans le quatrième chapitre, une étude sous chargement statique monotone est effectuée afin de valider le comportement du voile de l'essai "PARK", où les résultats obtenus ont montré que le modèle numérique a reproduit le comportement expérimental d'une manière satisfaisante. Le chapitre se termine par une étude paramétrique afin d'étudier l'influence de certains paramètres sur le comportement et la résistance du modèle.

Nous terminons ce travail par une conclusion générale, et quelques perspectives.

Chapitre I :

Généralités sur les structures mixtes

I.1 Introduction

L'association de l'acier et du béton reste au jour d'aujourd'hui la combinaison de matériaux la plus utilisée en construction.

Les structures mixtes acier-béton doivent leur capacité portante à la collaboration des deux matériaux sur le plan structural. En effet, bien que les deux matériaux soient de nature différente, l'acier et le béton collaborent de manière à exploiter favorablement leurs caractéristiques individuelles de manière optimale, à savoir **[1]** :

- Le béton est un résiste très bien à la compression et très mal à la traction, contrairement à l'acier qui flambe sous un effort de compression, mais qui est adapté à reprendre les efforts de traction.
- Lorsqu'il recouvre l'acier, le béton le protège de la corrosion.
- Grace à sa grande inertie thermique le béton joue le rôle de stabilisateur thermique en reprenant une partie de la chaleur de l'acier.
- L'acier ayant une grande ductilité, il procure une plus grande capacité de déformation plastique aux structures mixtes.

Pratiquement, la connexion entre l'acier et le béton est assurée par des goudjons à tête ou d'autres connecteurs qui sont soudés ou fixés par pistolet à l'acier structurel et enrobé par le béton.

Les éléments mixtes que ce soient les poutres mixtes, les poteaux mixtes ou les dalles mixtes avec tôles et profilés (figure I.1) sont utilisés depuis de nombreuses années. Des hypothèses simplificatrices sur l'interaction entre l'acier structurel et la dalle de béton ont permis de considérer la construction mixte comme une simple extension de la construction métallique. L'application de cette technologie ayant montrée son efficacité, des projets de recherche à grande échelle ont démarré à l'échelle mondiale en vue d'améliorer les connaissances.



Figure I.1: Structures mixtes [1].

I.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].

I.2.1 Aspects architecturaux

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

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

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

I.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 [2] 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 des murs extérieurs.
- Les portées plus grandes pour des hauteurs identiques (par rapport aux autres méthodes de construction) permettent de déduire le nombre des poteaux par plancher, ce qui offre plus de flexibilité.
- Pour une même hauteur totale de bâtiment, celui-ci peut présenter plus d'étages.
- Les structures mixtes sont simples à construire et présentent des temps de construction réduits
- Economie 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.

I.2.3 Fonctionnalité

Les structures métalliques traditionnelles présentent des systèmes de protection au feu rapportés 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.

I.2.4 Equipement 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 toujours possible de créer une nouvelle cage d'escalier entre deux planchers en ajoutant simplement les poutres de renvoi nécessaire.

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'inconvénient aux autres occupants. Pour résoudre ces problèmes, les ingénieurs doivent choisir entre plusieurs solutions :

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

L'espace entre les semelles d'une poutre mixtes constitue une zone idéale dans laquelle les équipements peuvent être installés.

I.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 (figure I.2) [3].

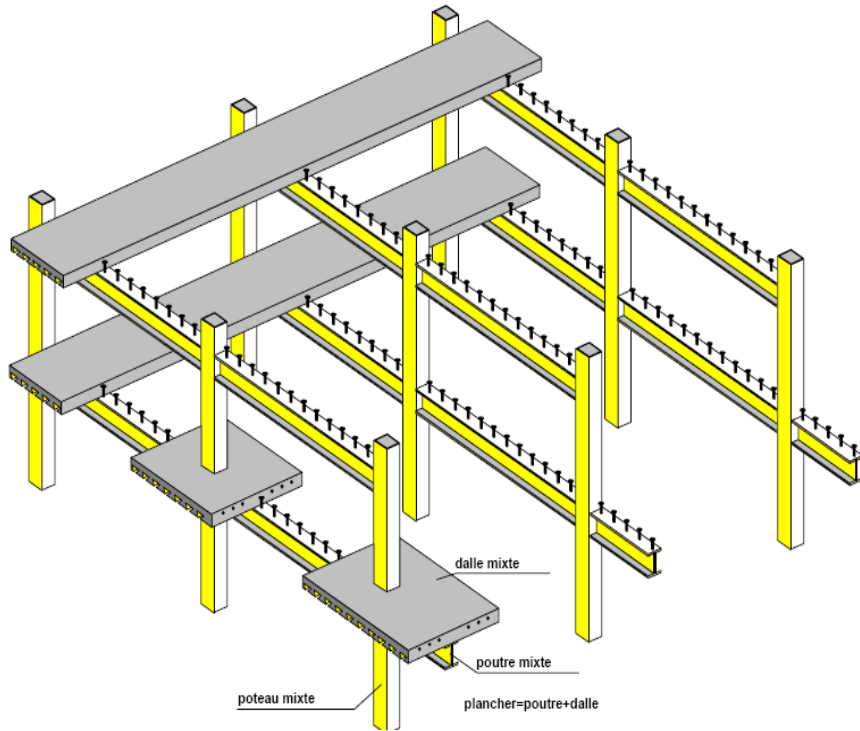


Figure I.2: Eléments de construction mixte [3].

I.3.1 Les Poutres mixtes

Les poutres mixtes sont des éléments mixtes soumis principalement à la flexion. Les poutres mixtes sont composées d'une poutre métallique sur laquelle s'appuie une dalle en béton, le plus souvent liée par des organes (goujons soudés ou des équerres clouées, des butées, des boulons à haute résistance,...). Cette solution est caractérisée par une séparation nette de deux matériaux, résolue par une connexion entre le profilé en acier et la dalle en béton (figure I.3) [4].

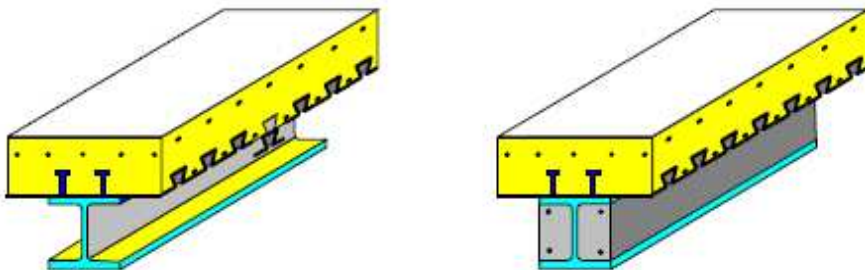


Figure I.3: Poutres mixtes [4].

Les poutres mixtes peuvent être (figure I.4) :

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

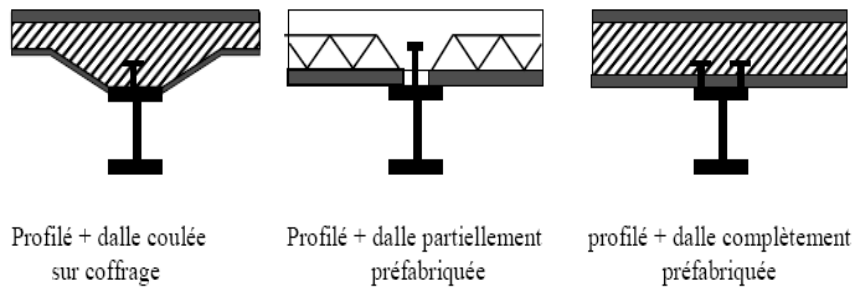


Figure I.4 : Différentes formes de poutres mixtes [5].

Il faut noter que le type de profilé métallique peut varier suivant le type d'application (figure I.5).

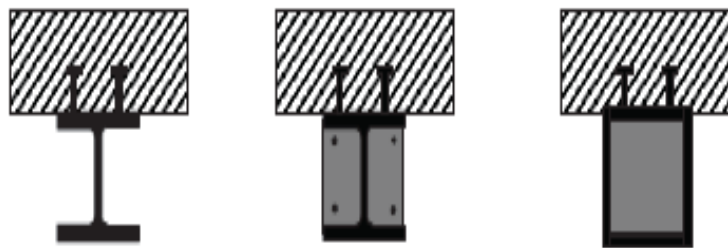


Figure I.5 : Exemples de type de profilés métallique [5]

I.3.2 Les dalles mixtes

Les dalles mixtes sont des éléments structuraux mixtes horizontaux bidimensionnels soumises principalement à la flexion, dans lesquels des tôles profilées en acier. Elles sont utilisées comme coffrage permanent capable de supporter le béton frais, les armatures et les charges du chantier, et s'unissent ensuite structurellement au béton durci et agissent comme tout ou parti de l'armature de

traction dans la dalle (figure I.6).

Les dalles mixtes peuvent être utilisées en combinaison avec une poutre en acier. Il s'agit :

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

La hauteur totale des dalles mixtes varie en général de 120 à 180 mm, elle est fonction notamment de la résistance au feu. La hauteur classique des nervures (de la tôle) est entre 40 et 85 mm. Les entraxes varient de 150 à 300 mm et l'épaisseur de la tôle utilisée varie entre 0.75 et 2 mm [6].

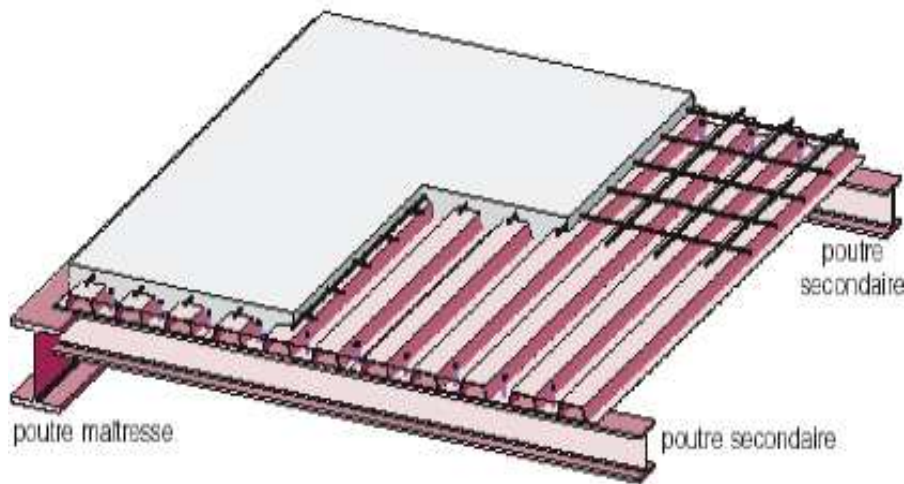


Figure I.6 : Dalle mixte acier-béton [6].

La liaison acier -béton est assurée soit par le frottement dû au confinement du béton par le tube, soit par des connecteurs mécanique (figure I.7) [5].

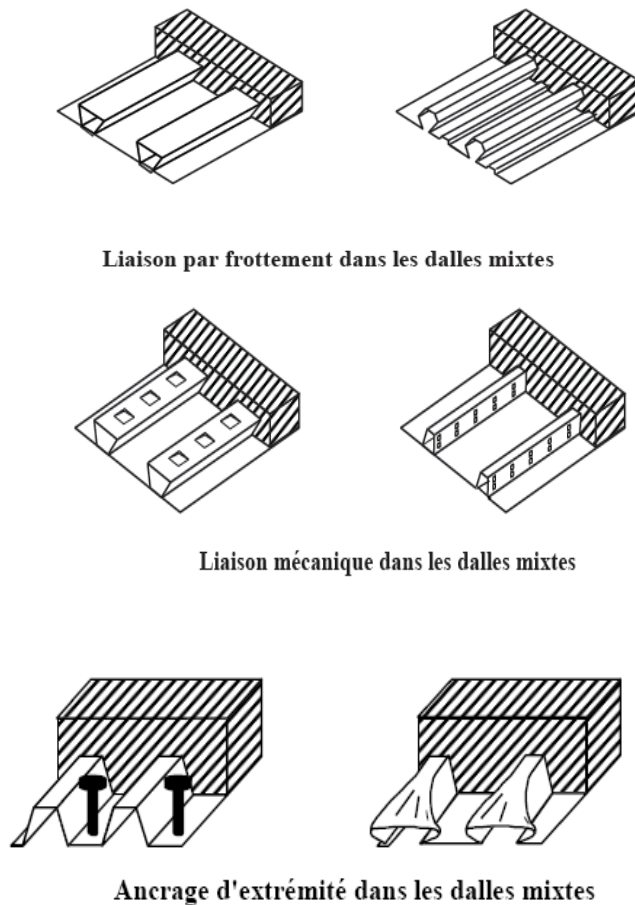


Figure I.7 : Dalles mixtes avec tôles profilées [5].

I.3.3 Les poteaux mixtes

Les poteaux mixtes sont par définition des éléments porteurs verticaux composés essentiellement d'un profilé métallique et du béton armé ou non, ils sont soumis principalement à la compression et à la flexion. Le béton ajouté au profilé permet de distinguer deux types de poteaux mixtes (figure I.8- figure I.9, et figure I.10) [6] :

- Les poteaux partiellement enrobés de béton sont des profils en I ou en H dont l'espace entre les semelles est rempli de béton. Dans les poteaux totalement enrobés de béton, les semelles et les âmes sont enrobées d'une épaisseur minimale de béton.
- Les profils creux remplis de béton peuvent être circulaires ou rectangulaires. Le béton confiné à l'intérieur du profilé voit sa résistance en compression augmenter, la résistance en traction augmente également.

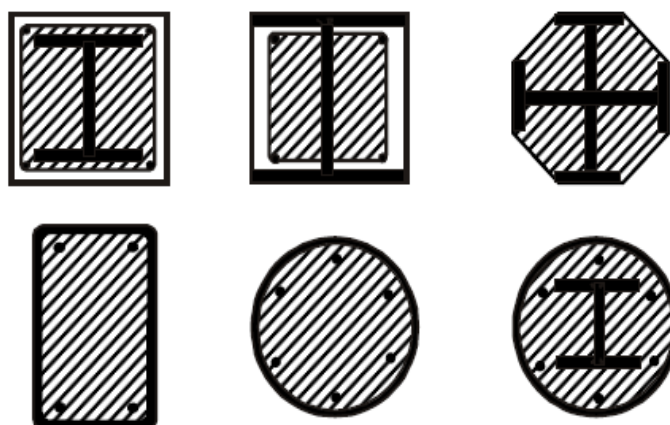


Figure I.8 : Exemples types de sections transversales de poteaux mixtes [5].

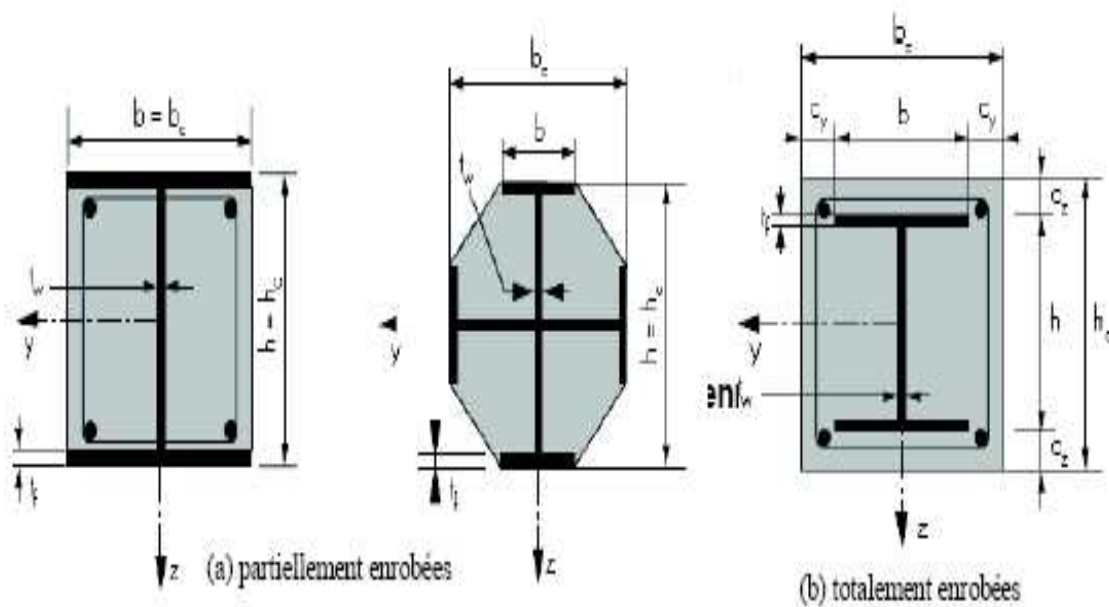


Figure I.9: Exemples de poteaux mixtes partiellement ou totalement enrobées de béton [6].

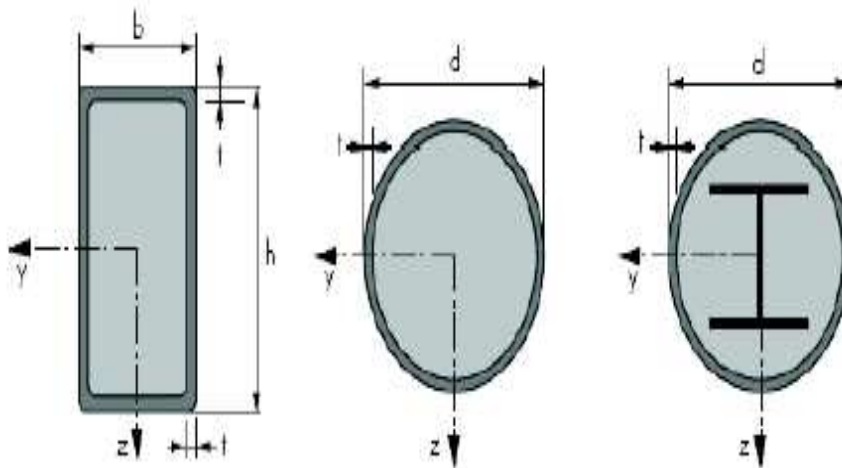


Figure I. 10 : Exemples de poteaux mixtes remplis de béton [6].

I.4 Les avantages potentiels des éléments structuraux mixtes

Les constructions mixtes permettent une grande flexibilité dans la conception globale et locale de la structure. Cette flexibilité est obtenue par le large éventail de profilés en acier, tant sur le plan de leur géométrie que sur celui du type d'acier. De plus, les connexions entre éléments peuvent être très variées et permettre une préfabrication plus ou moins complète. Enfin, ce mode de réalisation, de par ses possibilités de combinaison avec le béton, offre de nombreux avantages [6] :

I.4.1 Pour les dalles mixtes

- Un gain sur le poids de la structure.
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles).
- Une amélioration de la résistance au feu des poutres, surtout si leur semelle est enrobée de béton où se trouve l'épaisseur de la dalle.
- Une réduction de la hauteur du plancher structurel et, donc, une augmentation de la hauteur utile de chaque étage.

I.4.2 Pour les poutres mixtes

- Une amélioration de la résistance au feu, surtout si la semelle des poutres est enrobée de béton où se trouve l'épaisseur de la dalle
- Une résistance améliorée vis-à-vis de l'instabilité locale (voilement de la semelle du profilé)
- Une rigidité flexionnelle plus importante (flèches plus faibles)

I.4.3 Pour les poteaux mixtes

- Une amélioration de la résistance au feu
- Une conservation des dimensions externes de la colonne d'étage en étage par l'adaptation du type de profilé en acier aux charges à soutenir
- Augmentation de la tenue au flambement
- Augmentation de la résistance en cas de séisme.

Un inconvénient mineur des constructions mixtes réside dans le fait qu'elles sont légèrement plus compliquées comme méthode de construction en comparaison aux méthodes traditionnelles. La nécessité de fournir des connecteurs à l'interface acier-béton peut constituer aussi un inconvénient. Mais pour les poteaux mixtes, il n'est pas obligatoire de placer les connecteurs. Ces inconvénients sont vite rattrapés par le nombre d'avantages déjà cités.

I.5. Exemples de constructions mixtes

Pour mieux représenter l'intérêt des constructions mixtes, il est très important de citer quelques exemples d'édifices réalisés à travers le monde avec des ossatures mixtes.

I.5.1. Millenium TOWER (VIENNE-AUTRICHE)

Cette tour est le plus haut bâtiment d'Autriche, sa réalisation n'a duré que 8 mois (de mai à décembre 1998, 2 à 2.5 étages par semaine) (figure I.11 et figure I.12) [7].

Caractéristiques de la tour

- ◆ Nombre d'étages : 55 étages.
- ◆ Surfaces au sol: environ 1000 m².
- ◆ La hauteur : 202 m (antenne comprise).

Nouveauté:

- ◆ L'épaisseur de la dalle a été réduite à 19 cm, grâce à l'utilisation des assemblages semi-continus entre les poutres de planchers et les poteaux mixtes tubulaires.
- ◆ Le transfert des efforts verticaux entre la section métallique du poteau tubulaire et le béton continu à l'intérieur est assuré par des clous tirés au pistolet, fixés simplement de l'extérieur sans soudage par pénétration du tube afin d'atteindre l'intérieur du poteau.

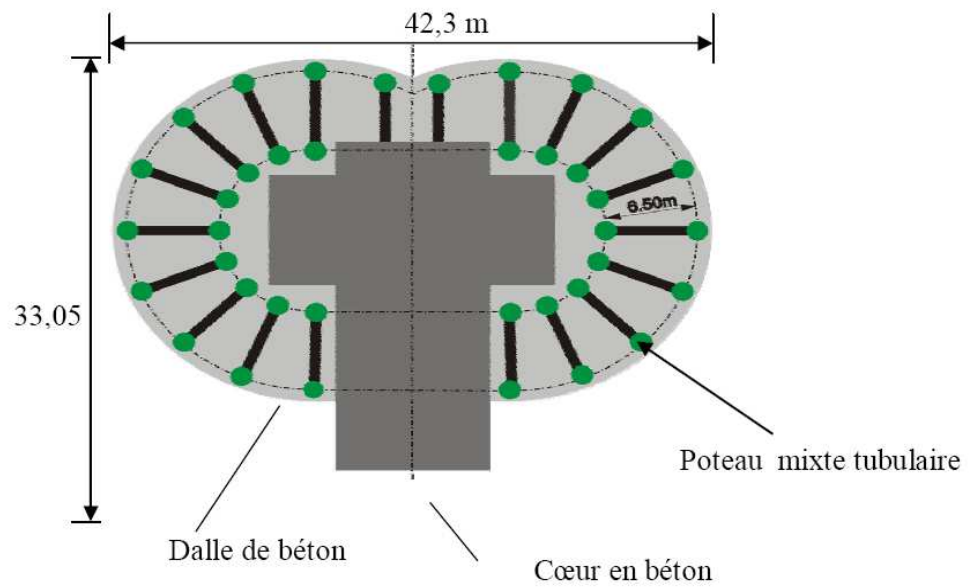


Figure I.11 : Millennium Tower Vienne (Autriche), vue en plan [7].



Figure I.12 : Millenium TOWER VIENNE (AUTRICHE) [7].

I.5.2 Parking « DEZ » (INNSBRUK-AUTRICHE)

Le parking est représenté sur la figure I.13 [7].

Caractéristiques :

- ◆ destination: parking
- ◆ Nombre d'étage: 4 étages
- ◆ La surface au sol: 60m x 30m

Nouveauté

- ◆ L'utilisation du plancher slim-floor de 26 cm semblé de manière semi-continue aux poteaux mixtes.
- ◆ Portée maximale des poutres de plancher mixte est de 10.58 m.
- ◆ cantilever de 4.8 m.
- ◆ Poteaux très mince.
- ◆ Utilisation des poteaux sur deux étages.
- ◆ Utilisation des dalles partiellement préfabriquées.



Figure I.13 : Vue Générale Du Parking «DEZ» [7].

I.5.3 CITIBANK DUISBURG (DUISBURG-ALLEMANGNE)

Caractéristiques :

- Destination : bâtiment de bureaux.
- Hauteur totale : 72 m.
- Nombre d'étage : 15 étages.
- La surface au sol : 14500 m².

Nouveauté

- Mélange de plusieurs technologies.
- le cœur intérieur en béton qui doit reprendre les efforts horizontaux a été construit à raison de 3m par semaine.
- les poteaux mixtes et les dalles l'entourant en raison de 3m par semaine.
- le rythme de 3m par semaine a permis une construction très rapide (figure I.14) [7].



Figure I.14 : Citibank Duisburg (Allemagne) [7].

I.6 Assemblage

I.6.1 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 [8,9]. 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.

I.6.2 Différentes formes d'assemblage

Dans les ossatures des bâtiments métalliques et mixtes, les éléments structuraux sont reliés par des "assemblages". Suivant la nature des éléments assemblés (figure I.15), on distingue entre autres [10] :

- Les assemblages poutre- poutre (B) (figure I.17).
- Les assemblages poutre- poteau (A) (figure I.18).
- Les assemblages de continuité(C) (figure I.19).
- Les assemblages dans un système en treillis « un nœud » (E).
- Les assemblages poteau- fondation « pied de poteau » (D) (figure I.16).

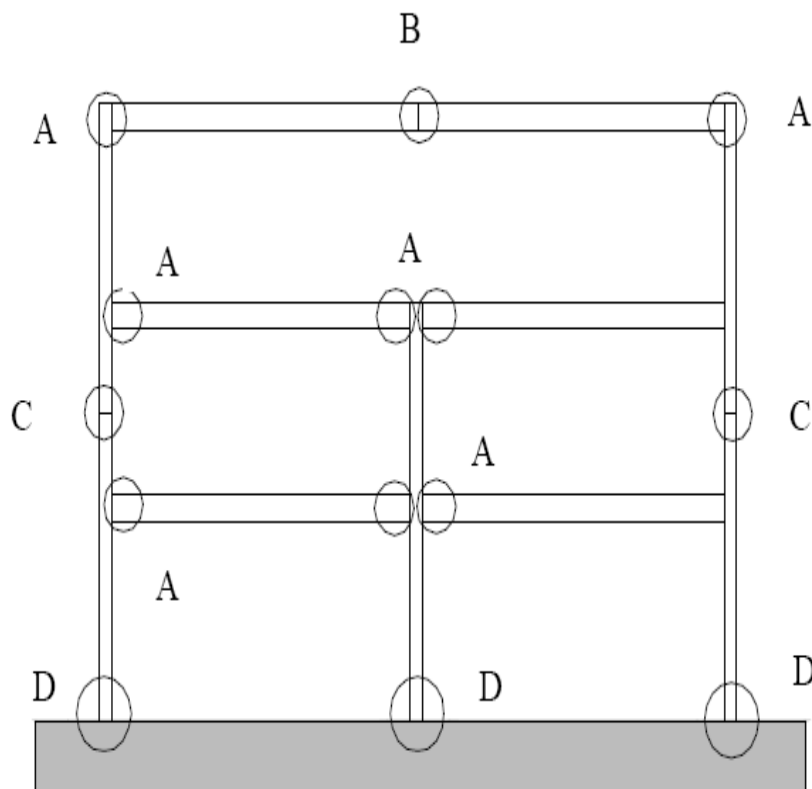


Figure I.15 : Différents types d'assemblages dans une ossature de bâtiments [10].

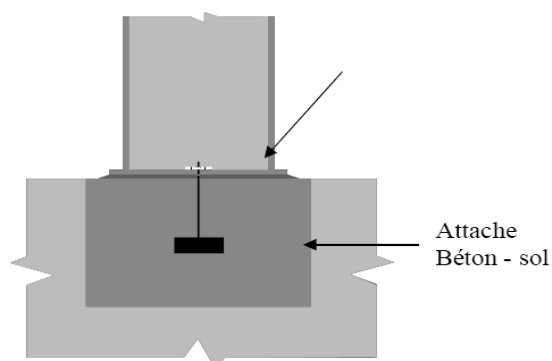


Figure I.16 : Attache dans une base de poteau (D) [10].

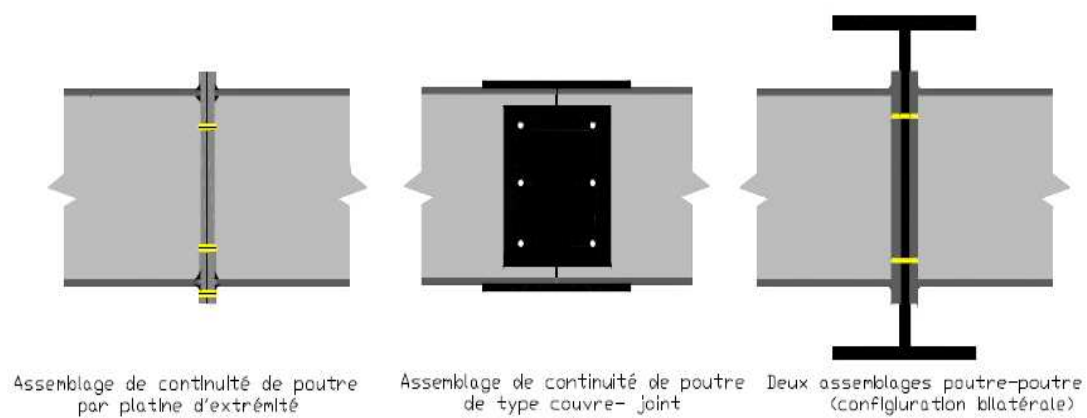


Figure I.17 : Assemblage Poutre-Poutre (B) [10].

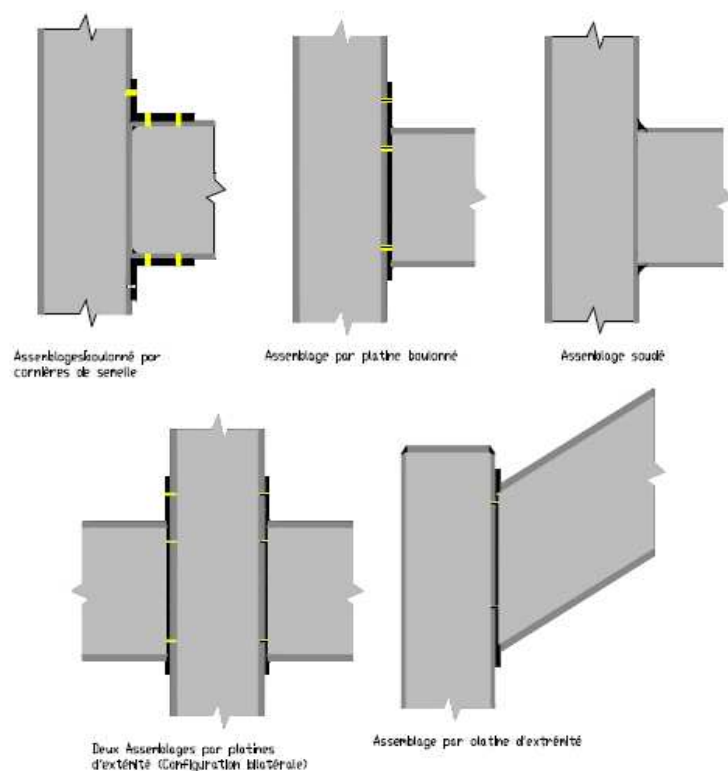


Figure I.18 : Assemblage Poteau-Poutre (A) [10].

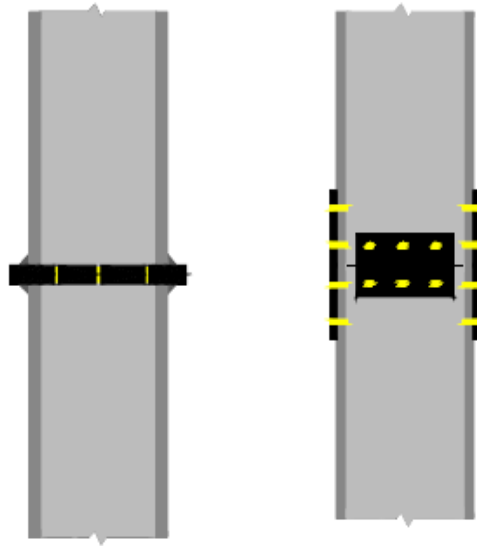


Figure I.19 : Assemblage Poteau – Poteau (C) [10].

I.7 Mode d'assemblage

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

I.7.1 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 28 mm.

I.7.1.1 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 (figure I.20) [11].

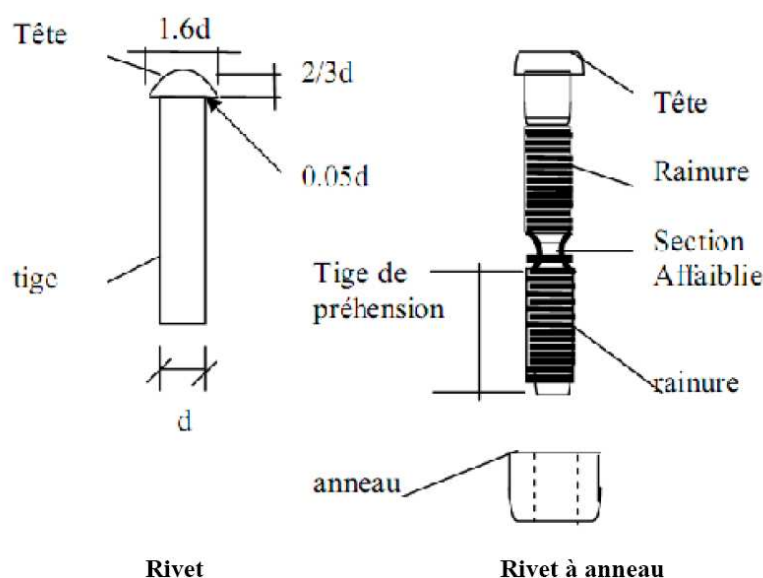


Figure I.20 : Rivet et rivet à anneau [11].

I.7.1.2 Le boulonnage

Les caractéristiques des différents types d'aciers utilisés pour les boulons sont représentées sur le tableau I.1 suivant (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

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers pour boulons [12].

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 la 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 dynamiques. Seuls les boulons à haute résistance peuvent être précontraints, L'Eurocode 3 [13] ajoute les classes de qualité 4.8, 5.8 et 6.8 à celles données dans le tableau I.1, et utilise la notion de boulon ordinaire à la place de boulon de charpente.

La figure I.21 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.

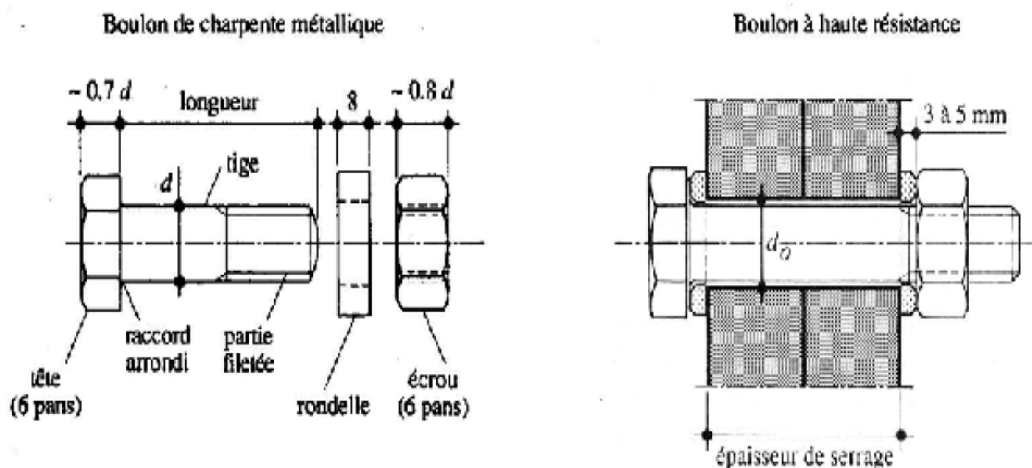


Figure I.21 : Boulons de charpente et boulon à haute résistance [14].

I.7.2.1 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 I.2 suivant :

Diamètre nominal (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30
Diamètre du trou (mm)	9	11	13	16	18	20	22	24	26	30	33
Diamètre de la rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	37	40	44	50	55
Epaisseur de la rondelle (mm)	2.5	2.5	3	3	3	4	4	4	4	5	5
Hauteur de l'écrou (mm)	3.8	8.4	10.8	12.8	14.8	15.8	18	19.4	21.5	28.8	25. 6
Hauteur de la tête (mm)	5.3	6.4	7.5	8.8	10	11.5	10.5	14	15	17.5	19
Section nominale : A (mm²)	50.2	78.5	113	154	201	254	314	380	452	573	707
Section de résistance A_s (mm²)	36.6	58	85.3	115	157	192	245	303	353	459	561

Tableau I.2 : Principales caractéristiques géométriques [15].**I.7.2.2 Choix du diamètre des boulons**

Le choix des diamètres des boulons se fera en déterminant leurs résistance ou celles 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 I.3 suivant :

Diamètre du boulon (mm)	Epaisseur de tôle de profilé (mm)	Cornière de largeur d'aile (mm)	Ailes de U de hauteur (mm)	Ailes de profilés en H de dimension nominale (mm)
8	2	30		
10	3	35		
12	4	40-45	80	
14	5	50	100à130	100et120
16	6	60	140à160	140
18	7	70	175à180	150 et 160
20	8	80-90	200et220	180
22	10à14	100-120	240à300	200à240
24	>14	>120		>240

Tableau I.3 : Choix du diamètre des boulons [15].

Disposition des boulons (figure I.22)➤ **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 :

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

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

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.

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

➤ **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.
- Valeurs maximale : pour qu'il existe toujours un contact entre les pièces de l'assemblage, et pour éviter de réaliser des assemblages trop longs.

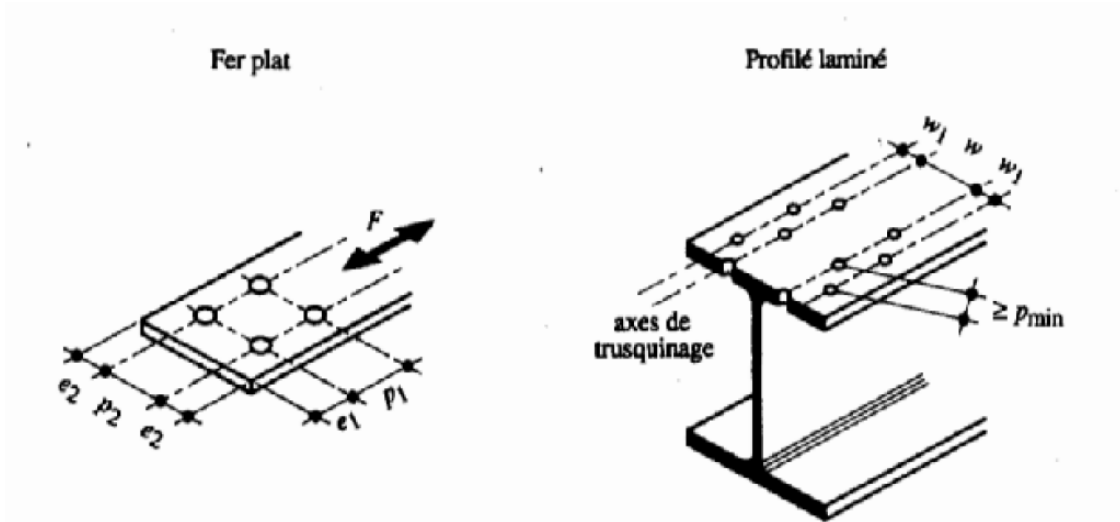


Figure I.22 : Désignation des entraxes et des pinces en fonction de la direction de l'effort [12].

Le tableau I.4 suivant donne les indications sur les valeurs usuelles (entraxe $p_1=3d$ et la pince $e_1=2d$) et minimales ($e_1=1.4d$) 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.

Boulon	Valeurs usuelles (mm)			Valeurs minimales (mm)		
	$p_1 \cdot p_2$	e_1	e_2	$p_1 \cdot p_2$	e_1	e_2
M12	40	25	20	35	20	15
M16	50	35	25	40	25	20
M20	60	40	30	45	30	25
M24	70	50	40	55	35	30
M27	80	55	45	65	40	35

Tableau I.4 : Entraxes des boulons et pinces [15].

L'Euro-code 3 [] donne les valeurs minimales suivantes (d_0 le diamètre de trou) :

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

I.7.4 Le Soudage

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

I.7.4.1 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** (figure I.23)

Pour les soudures bout à bout, une distinction est faite entre :

- 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.

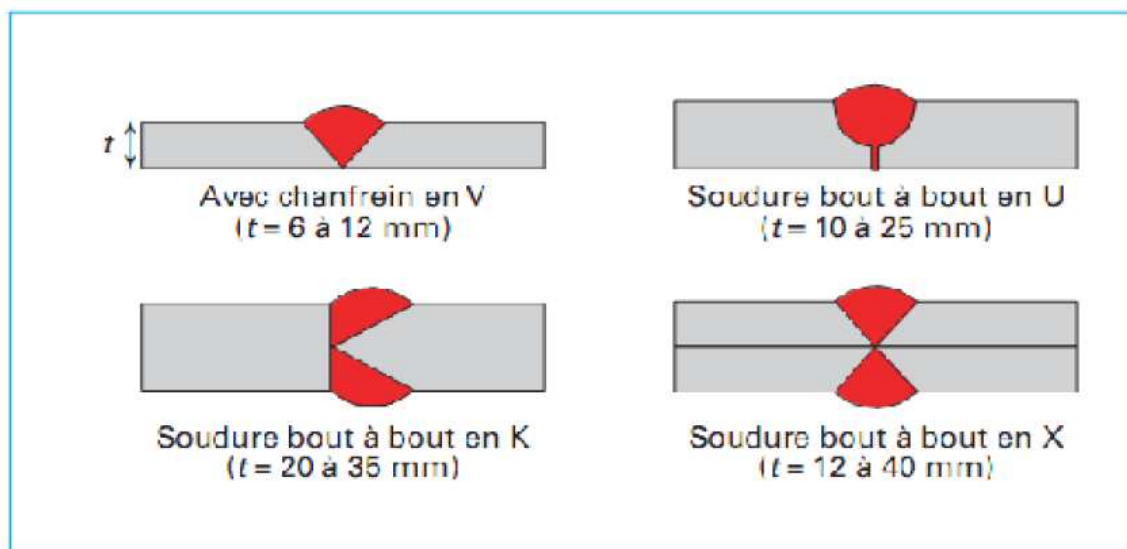


Figure I.23 : Préparation des plats pour soudures bout à bout à pleine pénétration [11].

➤ **Soudures d'angle** (figure I.24)

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 :

- 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.

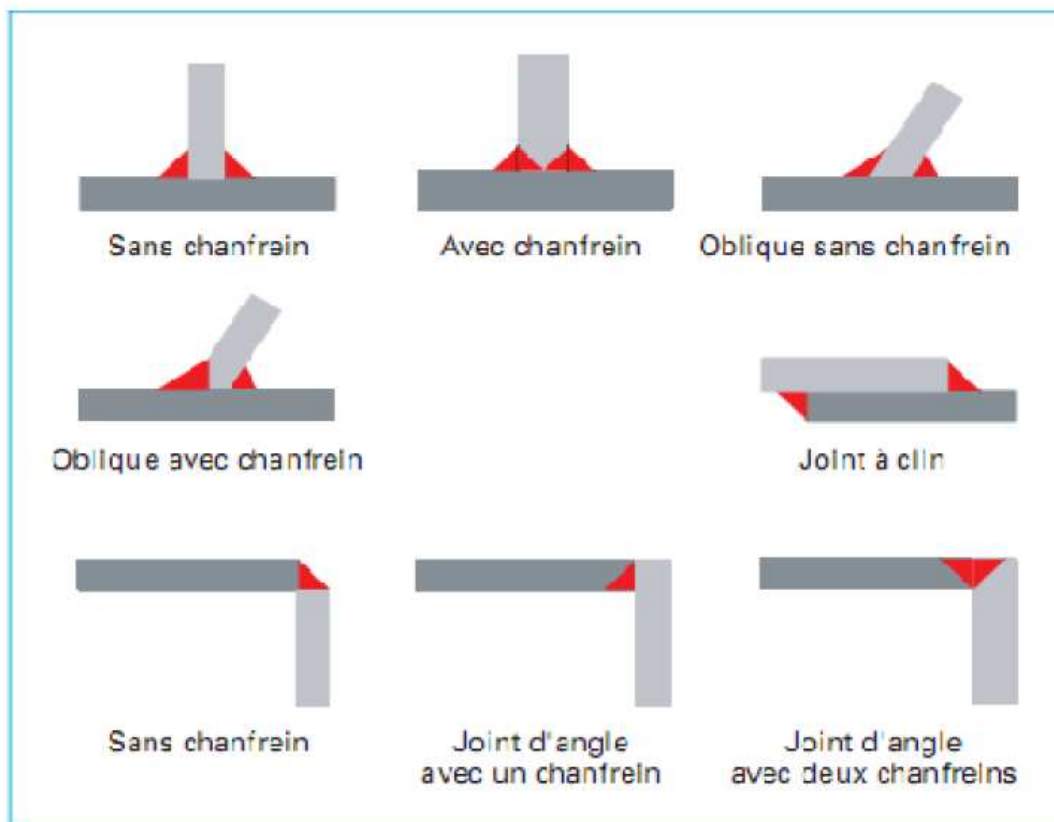


Figure I.24 : Soudure D'angle [11].

➤ **Soudures en bouchon et en entaille (I.25)**

Les soudures en entaille et en bouchon 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.

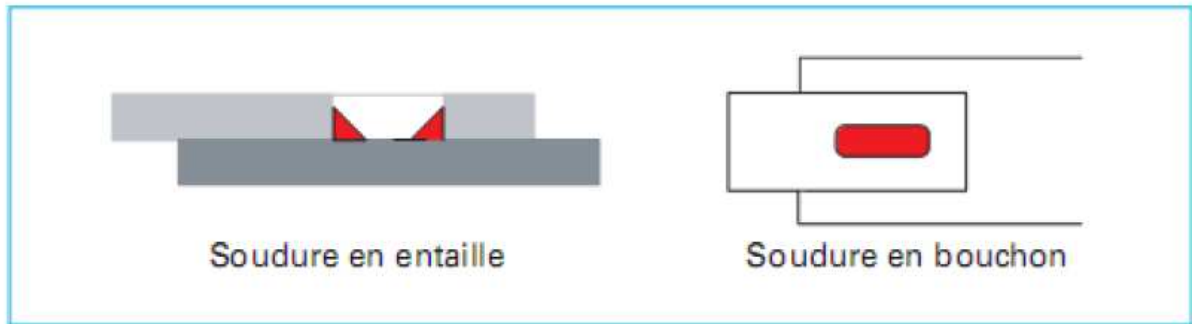


Figure I.25 : Soudure en bouchon et en entaille [11].

➤ **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.

Conclusion

D'une manière générale, la construction métallique ou mixte et les avantages qu'elle offre ne sont plus à démontrer. Elle ouvre une large porte vers la modernisation 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 particulière. Dans le but d'améliorer leur capacité, des méthodes avancées de calcul ont été mises au point, ces méthodes considèrent les assemblages en tant qu'éléments à part entière, ce faisant, leur capacités de résistance est optimisée ainsi que l'aspect économique de ces éléments.

Chapitre II :

Partie I :

Comportement mécanique des matériaux

Partie II :

Notions générales sur les structures avec voiles

PARTIE I : Comportement mécanique des matériaux

II.1 Introduction

Le béton armé est un matériau largement utilisé dans la construction, il est constitué de deux matériaux, le béton et l'acier. Il est plus que nécessaire de connaître leurs comportements sous les différents types de sollicitations.

II.2 Composition du matériau béton

Le béton est un mélange de ciment, des granulats, d'eau et le plus souvent d'adjuvants définis par des normes. La pâte de ciment représente 25 à 40 % du volume total du béton. Chaque constituant a un rôle bien défini; celui de liant pour la pâte de ciment, celui de remplissage atténuateur de variations volumiques (retrait) et source de résistance pour les granulats.

II.2.1. Le ciment

Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous forme d'une poudre minérale fine qui mélangé avec l'eau, forme une pâte qui fait prise et durcit progressivement à l'air ou dans l'eau. C'est le constituant fondamental du béton puisque il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide, il présente 25 à 40% de volume totale du béton. On distingue :

- Le ciment portland (aussi appelé clinker portland) : utilisé dans la préparation de béton armé (c'est le ciment le plus utilisé sur le marché).
- Le ciment portland composée: destiné aux travaux de dallage et aux routes.
- Le ciment de haut fourneau.
- Le ciment de haut fourneau à haute teneur en laitier.
- Le ciment aux laitiers et le ciment aux cendres.

II.2.2 Les granulats

Les granulats occupent 60 à 75% de volume de béton. Ils sont généralement constitués de sable, gravier, de pierre concassées, de galets ou de cailloux. Les granulats sont également traités mécaniquement pour adapter leur forme, leur granulométrie et leurs propriétés. Ces traitements influencent très fortement les caractéristiques, comme la demande en eau, l'ouvrabilité et la résistance mécanique du béton.

On distingue trois types de granulat:

- Les granulats naturels: parmi les granulats naturels, on trouve les silices et le calcaire.

- Les granulats artificiels: on trouve par exemple le laitier cristallisé concassé et le laitier granulé de haut fourneau.
- Les granulats très légers: ils sont d'origine aussi bien végétales et organique que minérale (exemples: bois, polystyrène expansé).

II.2.3 L'eau

De façon générale, l'eau doit être propre, elle ne doit pas contenir des matières en suspension. L'eau potable peut être employé sans contrôle, tandis que l'eau de la rivière ou de lac devrait en principe être analysée. Il est très important de respecter la proportion d'eau car trop d'eau augmente la porosité du béton et modifie ces propriétés mécaniques et sa durabilité.

II.2.4 Les adjuvants

Ce sont des produits chimiques encore portés au béton frais en faibles quantités (en général moins de 3% du poids de ciment, donc moins de 0.4% du poids du béton) afin d'améliorer ces propriétés, on trouve plusieurs types d'adjuvants, à savoir :

- **Les plastifiants**

Les plastifiants permettent d'obtenir des bétons frais à consistances parfaitement liquide, donc très maniable. A maniabilité donnée, ils offrent la possibilité de déduire la quantité d'eau nécessaire à la fabrication et à la mise en place du béton. La durée d'action de ces adjuvants est de 1 à 3.

- **Les retardateurs de prise**

Ils prolongent la durée de vie du béton frais. Ils trouvent leur utilisation dans le transport du béton sur les grandes distances ou la mise en place par pompage, en particulier par temps chaud.

- **Les accélérations de prise ou de durcissement**

Ils diminuent les temps de prise ou de durcissement du bétonnage par temps froid.

- **Les entraîneurs d'air**

Ils confèrent au béton durci la capacité de résister aux efforts de gels et dégels successifs en favorisant la formulation de microbulles d'air réparties de façon homogène. Le volume d'air exclu doit être de l'ordre de 6% de celui du béton durci.

- **Les hydrofuges**

Ces adjuvants sont des produits qui améliorent l'étanchéité de béton et assurent la protection contre l'humidité.

II.3 Comportement mécanique du béton

Dans ce qui suit, on présente un aperçu sur le comportement mécanique du béton à température ambiante sous divers types et sollicitations; c'est à dire son comportement sous sollicitations de compression simple et cyclique, traction simple et cyclique.

II.3.1 Comportement en compression

II.3.1.1 Comportement en compression uniaxial

L'essai de compression uniaxial est un essai utilisé pour connaître la résistance du béton en compression. Les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées de forme cylindrique de diamètre de 16 cm et de hauteur de 32 cm. L'allure générale de la courbe contraintes-déformations est donnée sur la figure II.1 suivante [16] :

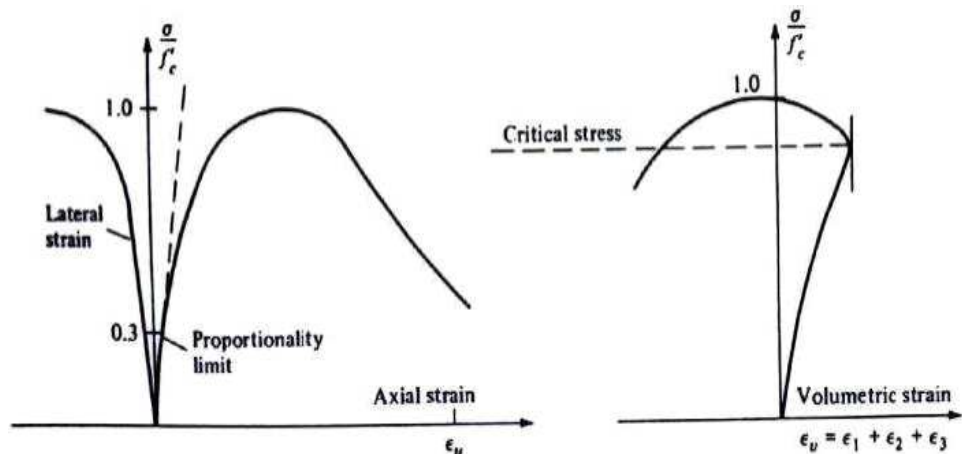


Figure II.1: Comportement du béton en compression simple [16].

Nous observons les quarts phases suivantes :

Phase01: Le béton présente un comportement linéaire environs 30% à 50% de la limite en compression f_c .

Phase 02: La courbure prend une forme non linéaire (comportement inélastique) jusqu'à environs 75% à 90% de la contrainte limite en compression f_c . On constate l'apparition des déformations permanentes qui se superposent aux déformations élastiques.

Phase 03: La courbe présente un pic suivi d'une branche post-pic correspondant à un comportement adoucissant. Le coefficient de poisson évolue.

Phase 04: Au delà du pic, la rupture apparaît progressivement, les fissures se développent nettement, accompagnées d'une expansion volumique et d'une diminution du module de Young.

II.3.1.2 Comportement en compression cyclique

En plus des déformations tirées des essais de compression déjà citées, dans l'essai de compression cyclique nous rencontrons ce qu'on appelle les boucles d'hystérésis représentées par la figure suivante II.2. Ce phénomène est dû au frottement entre les lèvres de microfissures lors de leurs ouvertures et leurs fermetures.

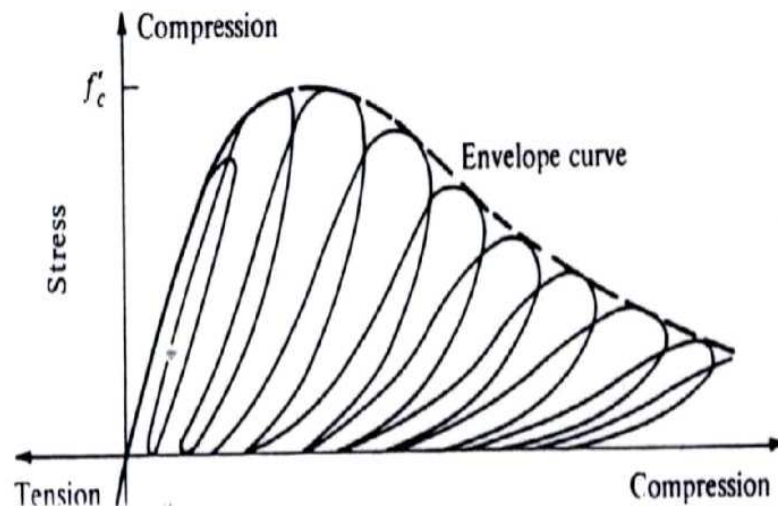


Figure II.2: Comportement cyclique du béton en compression simple [17].

II.3.1.3 Comportement sous une contrainte de confinement

Les recherches effectuées par certains auteurs [18] ont montré la sensibilité du béton aux contraintes de confinement. La figure II.3 représente une courbe typique contraintes-déformations sous sollicitation de confinement.

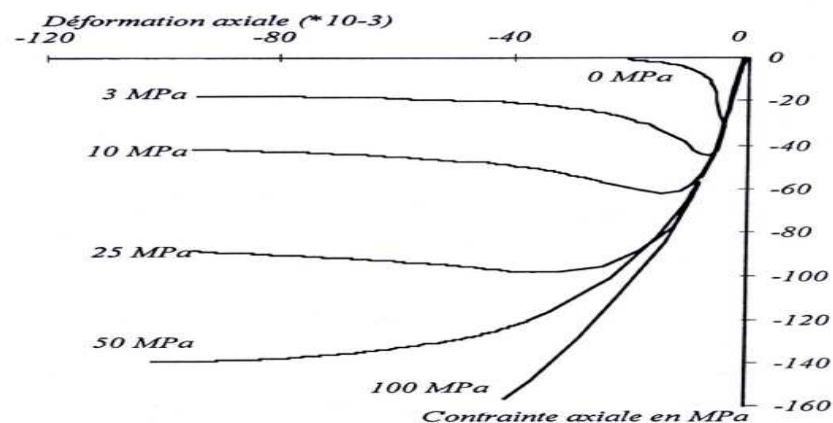


Figure II.3: Essai de compression triaxial [18].

II.3.1.4 Comportement sous une charge hydrostatique

Le comportement du béton sous une charge hydrostatique est un comportement non linéaire. On remarque sur la figure II.4 les trois phases de comportement :

- La 1^{ère} phase correspond au comportement élastique linéaire.
- La 2^{ème} phase d'assouplissement correspond à l'effondrement progressif de la structure microporeuse de la pate de ciment hydraté.
- La 3^{ème} phase de raidissement liée à l'augmentation des contacts au sein de la matière qui est une conséquence de la destruction des pores.

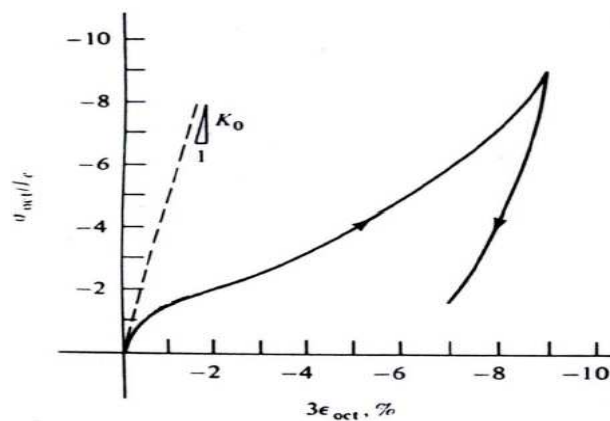


Figure II.4: Essai de compression hydrostatatique du béton [17].

II.3.2 Comportement en traction

Le béton est caractérisé par une bonne résistance à la compression et une résistance faible en traction. Les réponses en traction sont nécessaires pour arriver à une identification quasi complète du comportement du matériau. Ceci se fait le plus souvent par des essais indirects. La résistance en traction du béton est souvent considérée entre 7% et 10% de sa résistance en compression.

II.3.2.1 Comportement en traction simple

La figure II.5 illustre parfaitement en deux phases le comportement en traction du béton.

- **En premier phase:** nous avons un domaine élastique très réduit présentant une perte de raideur avant le pic (f_t contrainte limite en traction).
- **En deuxième phase:** on remarque une chute brutale de la contrainte dû à la rupture des éléments microstructuraux en mode I (les fissures se propagent dans un sens perpendiculaire à la contrainte principale en traction).

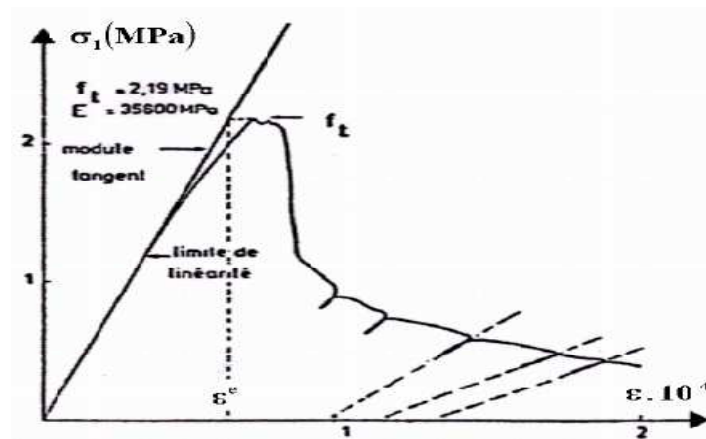


Figure II.5 : Comportement du Béton en traction simple [18].

II.3.2.2 Comportement en traction cyclique

L'essai de traction cyclique permet de confirmer le rôle prédominant du développement de la microfissuration qui provoque une diminution des caractéristiques élastiques du matériau. On note sur la figure II.6 que les boucles d'hystérésis sont très faibles.

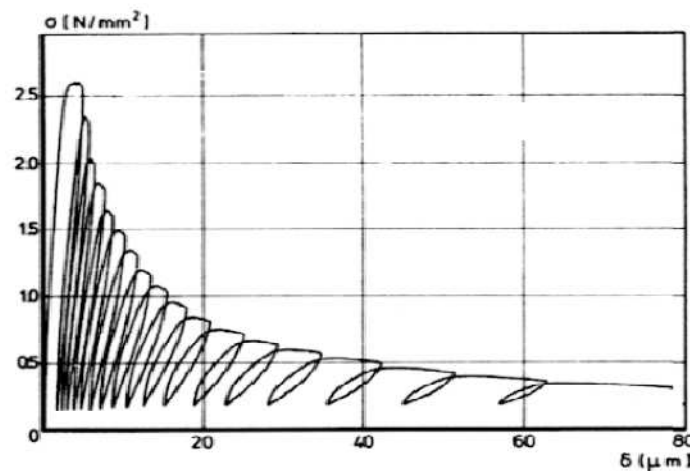


Figure II.6 : Comportement cyclique du béton en traction [19].

II.3.3 Comportement cyclique traction-compression

Les essais cycliques de traction-compression permettant de mettre en évidence le caractère unilatéral de comportement de béton (figure II.7).

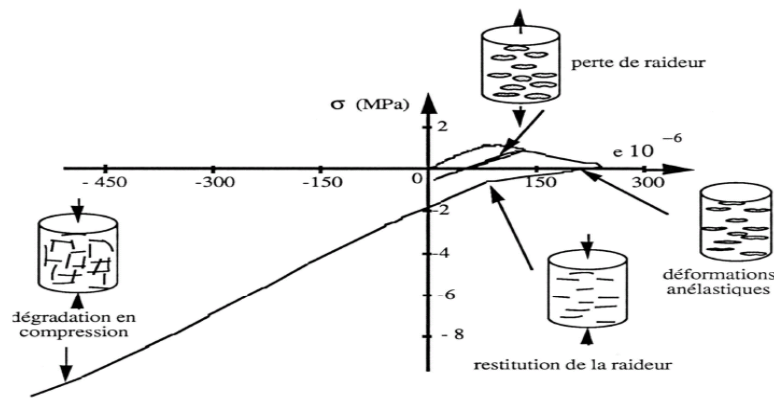


Figure II.7: Essai P.I.E.D Comportement du béton sous chargement cyclique de traction [20].

II.4 Comportement mécanique de l'acier

Contrairement au béton, le comportement de l'acier est quasi identique en traction et en compression. La courbe de la figure II.8 montre l'allure du comportement de l'acier soumis à un essai de traction. Nous y constatons clairement deux comportements :

- ◆ Tant que nous restons au dessous du point de la limite élastique le comportement reste élastique.
- ◆ Quand, le chargement dépasse la limite d'élasticité, il subsiste des déformations permanentes dans le matériau après décharge.

L'acier des armatures actuelles à « adhérence améliorée » possède une limite élastique généralement égale à 500MPa, ainsi qu'un allongement à la rupture compris entre 15% et 20% (pour les barres laminées à chaud). Suivant les besoins de l'analyse, on peut utiliser :

- Une idéalisation représentant fidèlement l'allure générale de la courbe de l'essai de traction comme montrée à la figure II.9.
- Une idéalisation de cette courbe par une loi simplifiée «élasto-plastique parfaite» avec déformation limite ε_u . Cette formulation nécessite la connaissance de quatre grandeurs caractéristiques :
 - ✓ F_Y : limite d'écoulement (MPa) ;
 - ✓ E_s : module de Young ;
 - ✓ ε_Y : déformation élastique ;
 - ✓ ε_U : déformation ultime.

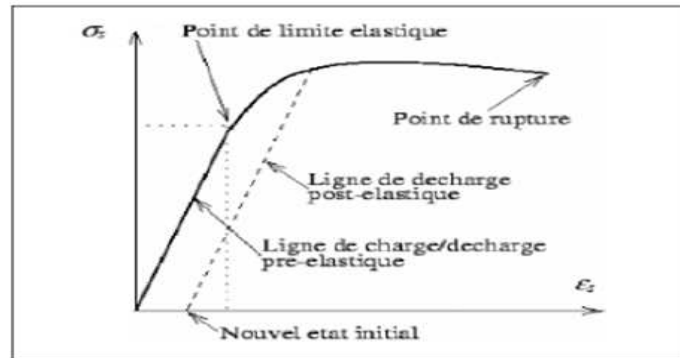


Figure II.8 : Comportement de l'acier en traction simple [21].

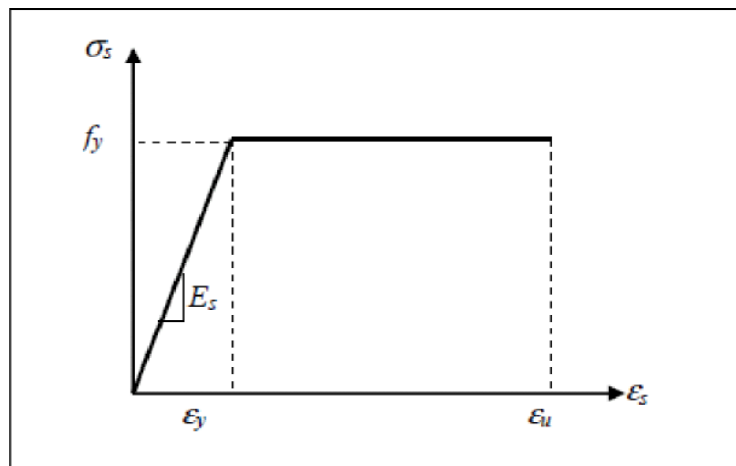


Figure II.9 : Représentation de la loi élasto-plastique parfaite pour l'acier [21].

Conclusion

L'étude présentée dans cette partie, nous a permis de décrire le matériau béton et le matériau acier, ainsi que leurs comportements sous différents types de sollicitations.

PARTIE II: Voiles couplés en béton armé

II.1 Introduction

Les séismes antérieurs ont montrés que les structures de voiles de contreventement en béton armé est l'un des meilleurs systèmes de résistance au chargement latéral dans les régions sismiques. Pour cela, leur utilisation devient de plus en plus prépondérante dans les structures en génie civil. Avec leur rigidité et aptitude à dissiper de l'énergie, ils s'imposent comme étant les éléments essentiels des constructions en béton armé pouvant remédier aux désordres apparus lors des derniers séismes. Dans cette partie, on donne un aperçu général sur les constructions en voiles couplées avec des constructions métalliques.

II.2 Définition d'un voile

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques [22].

II.3 Rôles des voiles de contreventement

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/V2003 [23]. La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures, les voiles jouent d'autres rôles à savoir [24] :

- o Augmente la rigidité de l'ouvrage ;
- o Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité ;
- o Diminue les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs ;
- o Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de haut bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes;

- o Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

L'utilisation du système constructif à voile peut aussi apporter des avantages économiques, la masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton, confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.

II.4 Dimensions d'un voile d'après RPA99/2003

D'après RPA99/V2003 [23], les dimensions minimales des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes:

$$L \geq 4a.$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

où : "L" étant la longueur du voile et "a" est l'épaisseur du voile (figure II.10).

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires où poteaux.

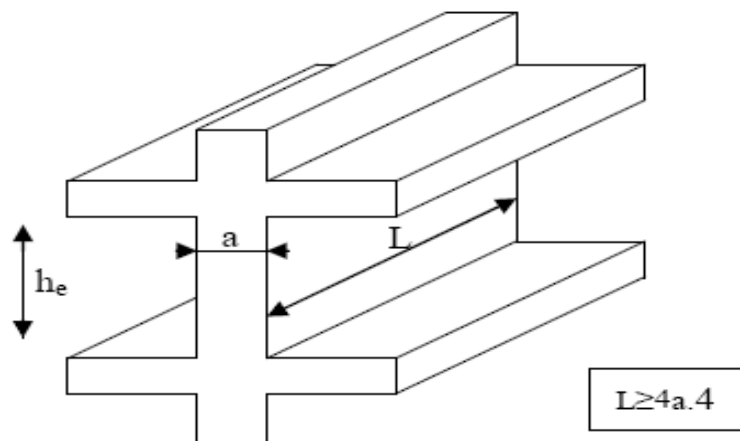


Figure II.10: Coupe d'un voile en élévation [23].

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure II.11 suivante :

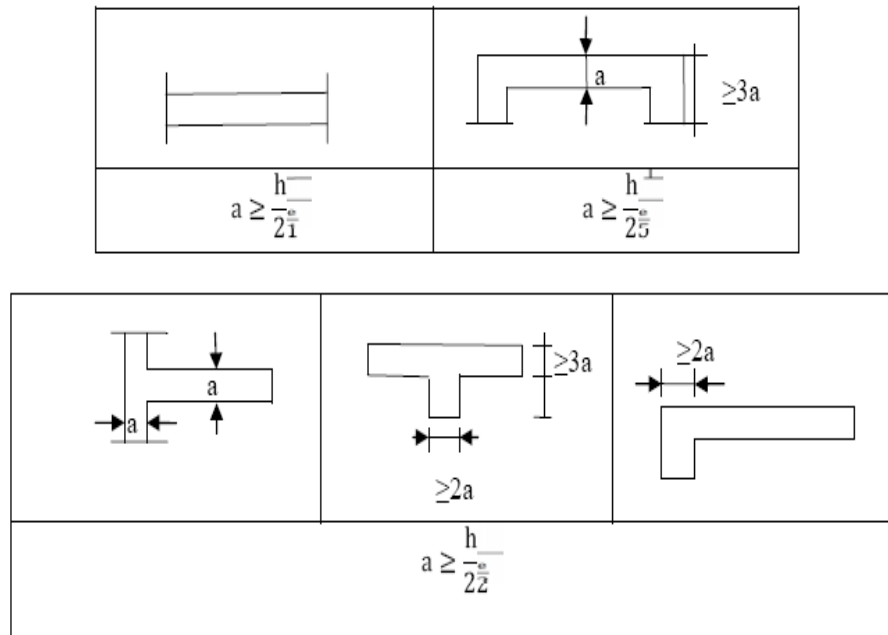


Figure II.11: Coupes de voiles en plan [23].

II.5 Classification des différents types de voiles

Dans le domaine de la construction en voiles de contreventement, on distingue plusieurs types :

- Voile pleine où voile sans raidisseurs (figure II.12.a).
- Voile avec raidisseurs (figure II.12.b).
- Voile avec une seule file d'ouvertures (figure II.12.c).
- Voile avec plusieurs files d'ouvertures (figure II.12.d).

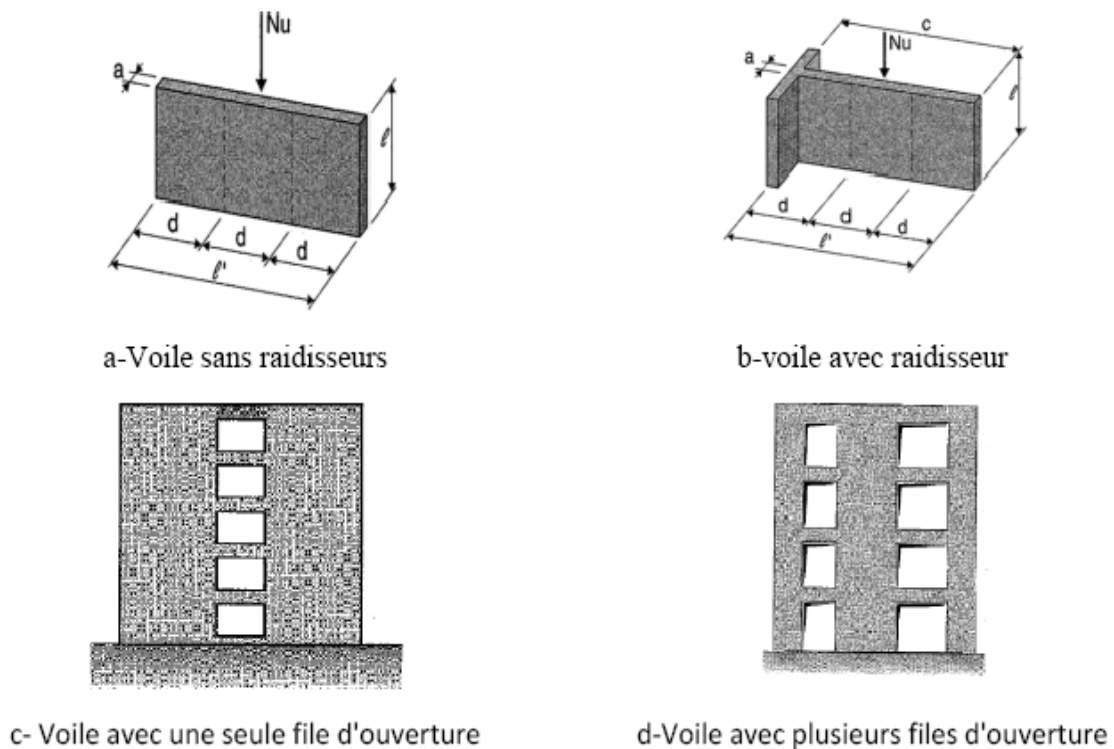


Figure II.12: Différents type de voiles [22].

II.6 Classification des Structures avec voiles

Vu la grande variété des constructions à voiles de contreventement, on peut fournir une classification pratique des ces constructions. A cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées:

- Structures «mixtes» avec des murs porteurs associés à des portiques;
- Structures à noyau central;
- Structures uniquement à mur porteur.

II.6.1 Structure «Mixtes» avec des murs porteurs associés à des portiques

Dans ce cas, Le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres (80% des charges verticales et les 20% restant repris par les voiles), tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales.

Un exemple de ce type de voile est représenté dans la figure II.13 suivante :

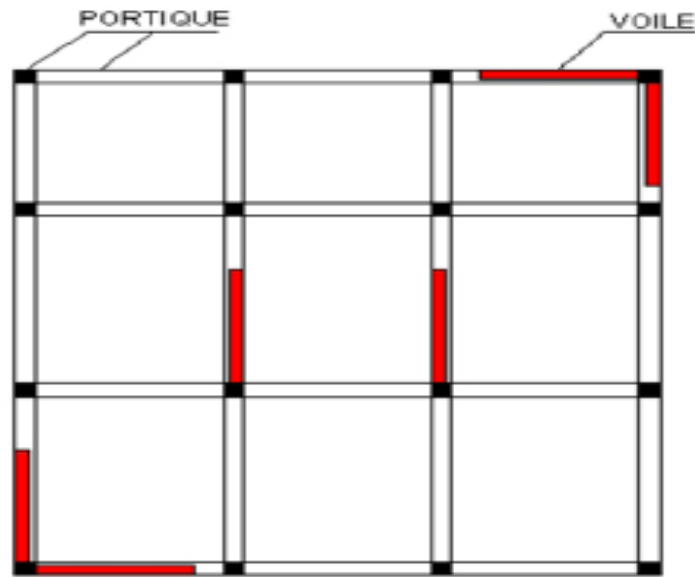


Figure II.13: Structures mixtes avec des murs porteurs couplées à des portiques [23].

II.6.2 Structures à noyau central

Un noyau central formé de deux murs couplés à chaque étage par des poutres et assure majoritairement la résistance aux forces horizontales. Une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs, comme le montre la figure II.14 suivante :

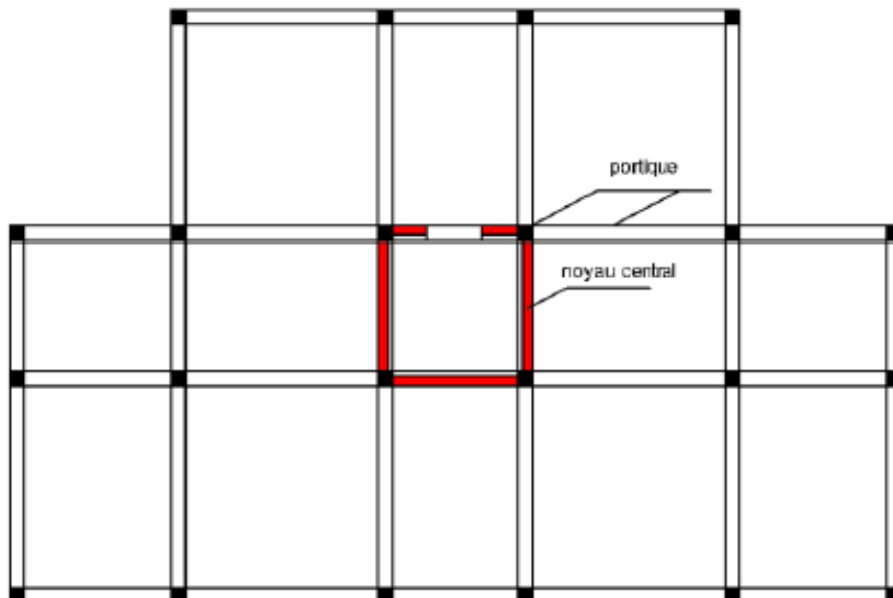


Figure II.14: Structures à noyau central [23].

II.6.3 Structures uniquement à murs porteurs

Les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales. L'exemple montré dans la figure II.15 suivante montre ce système constitutif.

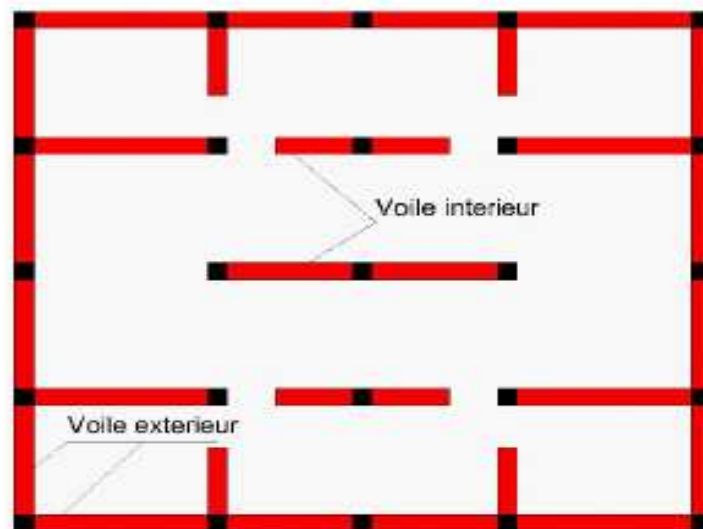


Figure II.15: Structure uniquement à murs porteurs [23].

II.7 Comportement des voiles

II.7.1 Principaux paramètres influant sur le comportement des voiles

Un grand nombre d'essais sur les voiles en béton armé ont été réalisés dans le monde, selon DAVIDOVIVI et al. (1985) [24], les principaux paramètres influant le comportement des voiles sont les suivants :

- ❖ L'élancement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile h/l . ou on distingue les trois types de voiles :
 - Les voiles élancés , définis par le rapport $h/l \geq 1$;
 - Les voiles courts, définis par le rapport $h/l < 1.5$;
 - Les voiles moyennement élancé, définis par le rapport $h/l = 1.5$;
- ❖ Les dispositions et pourcentages des ferraillages;
- ❖ L'intensité de l'effort normal;
- ❖ Le type de chargement;
- ❖ Les caractéristiques géométriques des éléments (section rectangulaire, en I ou en H).

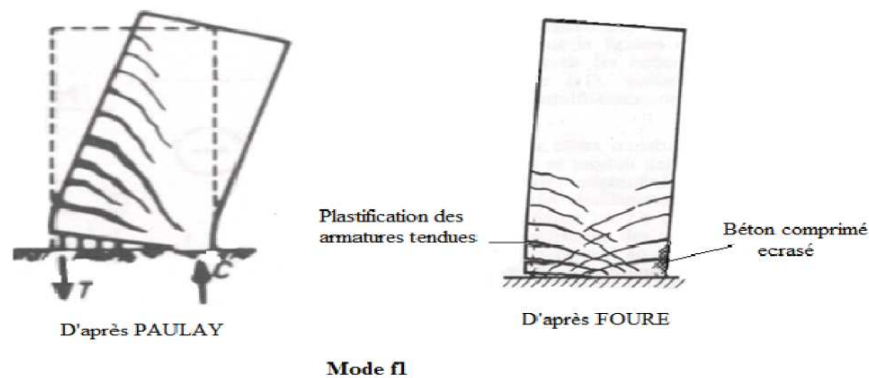
II.7.2 Mode de rupture selon l'élanement

II.7.2.1 Modes de ruptures des voiles élancés

Pour ces éléments, la rupture peut être obtenue par flexion, par effort tranchant ou même par combinaison des deux, mais ça reste généralement concentré près de la zone où le moment fléchissant est maximal (la base).

♦ Rupture en flexion

- **Mode f1** : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé, d'où à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation de l'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés soumis à un effort normal important (figure II.16).
- **Mode f2** : rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important (figure II.16).
- **Mode f3** : rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues, c'est le mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités (figure II.16).



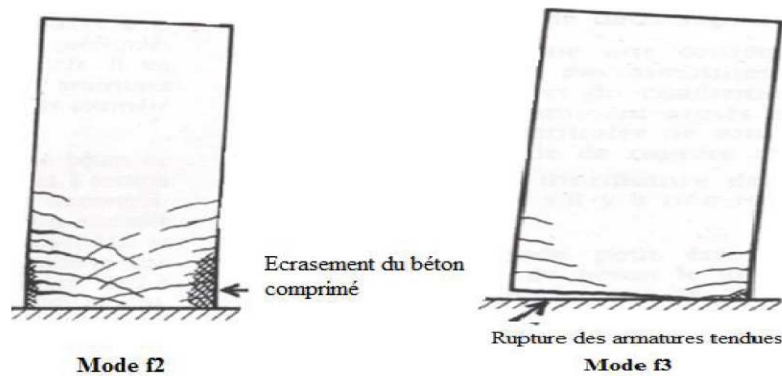


Figure II.16: Modes de ruptures des voiles élancés en flexion [25].

♦ Ruptures par effort tranchant

- **Mode t:** rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement soumis à des cisaillements prépondérants (figure II.17).
- **Mode g:** rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture apparaît lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité de reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible (figure II.17).

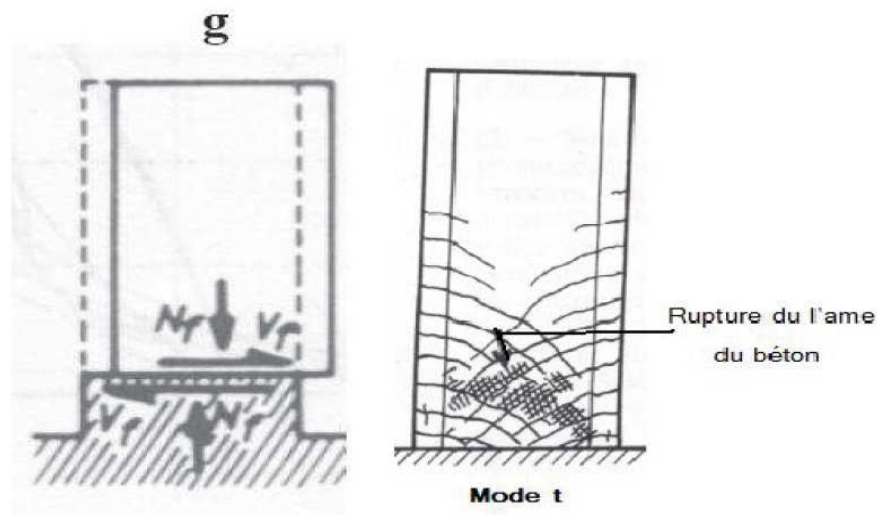


Figure II.17: Rupture par effort tranchant des voiles élancés [25].

♦ Rupture par flexion-effort tranchant (mode EFT)

Elle se produit par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. On a ce cas quand l'effort tranchant devient prépondérant vis-à-vis de la flexion (figure II.18).

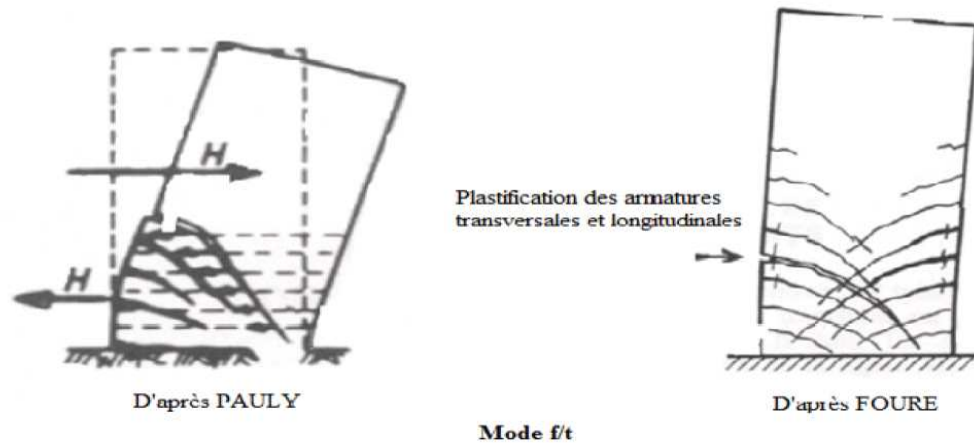


Figure II.18: Rupture par flexion-effort tranchant (Mode EFT) d'un voile élancé [25].

II.7.2.2 Mode de rupture des voiles courts

Dans ce cas, la rupture est pratiquement toujours obtenue par effort tranchant, et elle concerne généralement toute la hauteur de l'élément.

On distingue trois modes :

- **Mode T1:** la rupture par glissement à l'encastrement (sliding shear), cette rupture peut être une conséquence de la plastification progressive des armatures verticales sous l'action de la flexion et de cisaillement. Ce mode de cisaillement est caractérisé par une fissure horizontale située à la base, et aussi par une perte de raideur. Il apparaît souvent pour des chargements cycliques (figure II.19 et figure II.20).
- **Mode T2:** Rupture diagonale « diagonal tension failure » avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. On observe dans les voiles modérément armés et soumis à un effort normal faible (figure II.19 et figure II.20).
- **Mode T3:** rupture par écrasement (« diagonal compression failure ») du béton de l'âme. Ce cas se rencontre dans les voiles fortement armés surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur les bords ou une insuffisance de l'épaisseur de l'âme. La destruction est obtenue à la base des bielles transmettant les efforts de compression (figure II.19 et figure II.20).

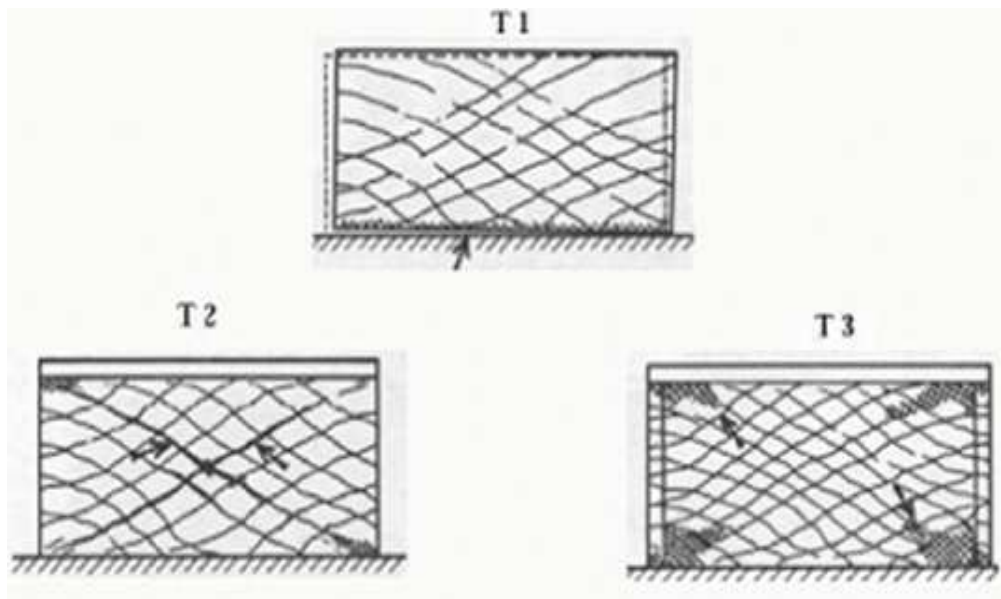


Figure II.19: Modes de rupture des voiles courts [25].

	T 3	T 2	T 1
FAILURE MODE			
	WEB DIAGONAL FAILURE (compression)	SHEAR (tension)	HORIZONTAL SLIDING
CAUSE	• Insufficient web thickness	• Insufficient web reinforcement • Low R_s-values	• Insufficient wall's base detailing (anchoring, splicing) • Low R_s-values
EXPECTED RESPONSE			

Figure II.20: Mode de rupture des voiles courts [26].

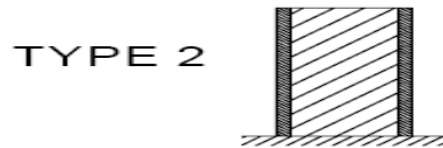
II.8 Classification des structures avec voiles à ossature mixte en zone sismique

Il existe des solutions mixtes acier-béton très diverses dans le domaine du bâtiment. A côté des classiques ossatures auto stables en portiques et des ossatures contreventées par des triangulations à barres centrées ou excentrées, on peut aussi concevoir des solutions mixtes appartenant aux types suivants :

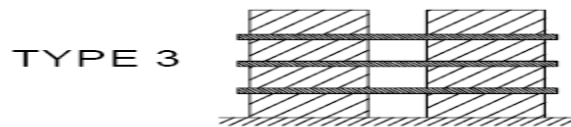
- des ossatures à murs mixtes acier-béton, présentés dans le type 1 et le type 2 de la figure II.21;
- des systèmes mixtes avec murs ou poteaux en béton armé et poutres de couplage métalliques ou mixtes, représentés dans le type 3 de la figure II.21;
- des murs mixtes comportant une âme d'acier travaillant en cisaillement, continue sur la hauteur du bâtiment, et des "ailes" en acier ou mixtes pour la reprise de la flexion. Ce type de murs peut-être ou non enrobé de béton sur une ou sur deux faces.



Ossature en portique
acier ou mixte connectée
à des remplissages en béton



Murs mixtes renforcés
par des profilés acier
enrobés verticaux



Murs mixtes ou en béton
couplés par des poutres en
acier ou mixtes

Figure II.21 : Murs mixtes (1 et 2). Murs mixtes ou en béton armé couplés par des poutres aciers ou Mixtes (3) [27].

II.9 Murs mixtes ou en béton couplés par des poutres de couplage (Linteaux)

Dans une structures en voiles parfois des ouvertures sont nécessaires (portes, fenêtres ...etc). Dans ces cas, les voiles sont disposés comme une série de voiles couplés par des poutres en béton armé ou en acier (figure II.22).

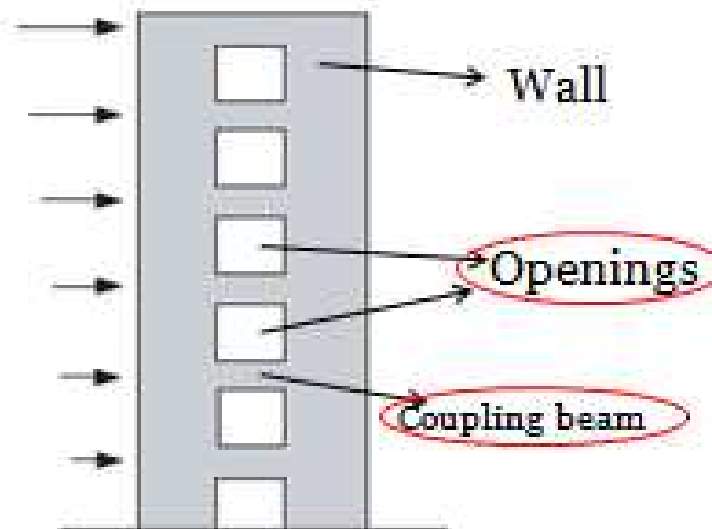


Figure II.22: Représentation d'un mur ou voile de contreventement avec ouvertures [28].

Nos travaux de recherches se focalisent sur les voiles de contreventements couplés par des poutres en acier [31,32,33]. En d'autres termes les voiles couplés dans les structures mixtes ou système de voiles hybrides.

Les systèmes de voiles couplés par profilé métallique sont utilisés comme système de contreventement pour la construction dans la gamme des bâtiments de 40-70 étages.

Dans ces systèmes de murs couplés les moments de renversement globaux sont résistés en partie par un couple de compression-traction axiale à travers le système de voile et en partie par l'action de flexion individuelle des voiles.

Contrairement dans les systèmes de voiles non couplés, le moment est développé de manière traditionnelle par des contraintes de flexion.

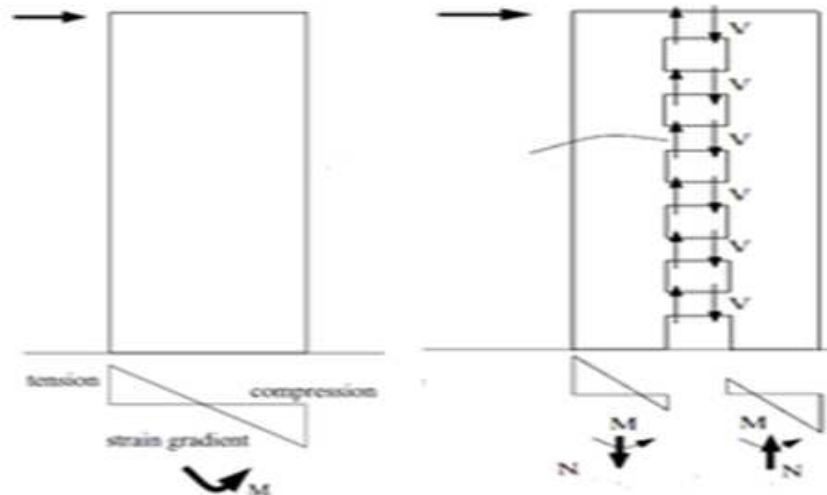


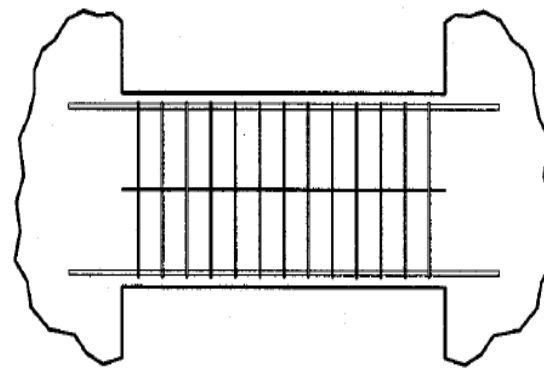
Figure II.23: Efforts dans les voiles [28].

II.10. Types des poutres de couplage

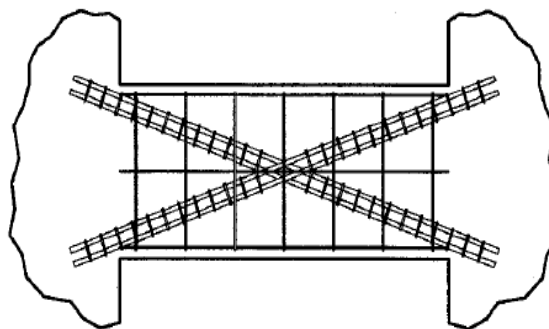
Dans les constructions mixtes, il existe deux types de poutres de couplages, à savoir:

II.10.1 Poutres de couplages en béton

Les poutres de couplage peuvent être armées avec des armatures conventionnelles correspondant à un système ductile pouvant développer des rotules plastiques. On parle d'armatures conventionnelles quand l'armature principale est placée horizontalement pour reprendre les efforts de flexion et qu'on utilise des étriers verticaux pour reprendre les efforts de cisaillement. Les poutres de couplages peuvent également être armées diagonalement, pourvu qu'il n'y ait pas de rupture en cisaillement et qu'il n'y ait pas de flambement des barres. Ces deux types de poutres sont illustrés figure II.24 suivante :



(a) Armature conventionnelle



(b) Armature diagonale

Figure II.24: Poutres de couplage avec armatures conventionnelles et diagonales [29].

II.10.2 Poutres de couplages en Acier

Une poutre de couplage en acier structural fait référence à une poutre en acier (Profilé métallique) enrobé avec du béton armé et noyée dans les zones limites des voiles en béton armé (figure II.25) [30]. Les sections d'aciers intégrées transfèrent des forces de couplage aux voiles par appui, ce qui évite la nécessité d'assemblages soudés et boulonnés tout en bénéficiant de la ductilité des sections structurales correctement sélectionnées en acier. L'enrobage de l'élément en acier dans le béton assure une plus grande stabilité contre le flambement, ce qui entraîne une augmentation de la capacité de déformation des poutres avant la dégradation de la résistance.



Figure II.25 : Poutre de couplage en acier [30].

Les figures II.26, II.27, II.28 et II.29 suivantes représentent quelques exemples de structures mixtes à voiles couplés [34].



Figure II.26: City Tower Houston, 1981[34].



Figure II.27: "Renaissance", San Diego Ca, 2002[34].



Figure II.28: "One union square", Seattle, 1981[34].



Figure II.29 : "Savoy", Vancouver, 1999[34].

Conclusion

Dans la conception parasismique, les systèmes de structures mixtes à voiles couplés offrent de grands avantages. En couplant les voiles individuels, les moments de renversement globaux sont repris en partie par un couple de compression-traction axiale à travers la poutre de couplage et en partie par l'action de flexion individuelle des voiles. Ces systèmes sont actuellement très répandus pour la conception des bâtiments à hauteur élevés.

Chapitre III :

Etude Numérique

III.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 (construction automobile, aéronautique, spatial...) améliorant ainsi la productivité des industriels et la vie de tous les consommateurs.

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 et qui peut 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, polymères, composites, béton armé les matériaux géotechniques telles que les sols et les roches.

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.

ABAQUS se divise en trois grands codes (figure III.1) :

- **ABAQUS /Standard:** résolution 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.

III.2 Présentation du logiciel ABAQUS

ABAQUS a été développé par Hibbit, Karlsson & Sorensen (HKS) en 1978, le début de la théorie des éléments finis, et a été amélioré au fur et à mesure pour intégrer toutes les nouveautés de la théorie et des besoins de l'entreprise. ABAQUS est avant tout un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes très variés en mécanique, en particulier pour ses traitements performants de problèmes non-linéaires.

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

Deux tâches restent à accomplir : générer le fichier de données (cela s'appelle aussi effectuer le prétraitement), et exploiter les résultats contenus dans le fichier **.odb** (ou post traitement). La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux, des chargements, etc..., suivant une syntaxe précise. Il faut savoir que le prétraitement et le post traitement peuvent être effectués par d'autres logiciels. ABAQUS propose le module ABAQUS CAE, interface graphique qui permet de gérer l'ensemble des opérations liées à la modélisation :

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

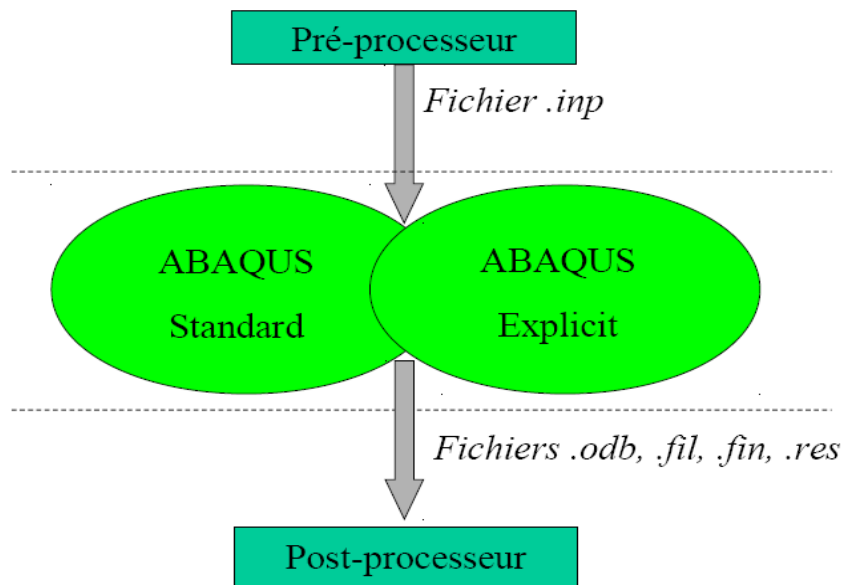


Figure III.1: Principe De Fonctionnement d'Abaqus [36].

III.2.1 ABAQUS/Standard

ABAQUS/Standard nous permet de réaliser des études statiques en contraintes/déplacements, dynamiques linéaire ou non linéaires. Généralement, c'est la méthode de newton qui est utilisée pour résoudre les problèmes non linéaire.

III.2.2 ABAQUS/Explicit

ABAQUS/Explicit permet la résolution d'étude comme les problèmes de dynamique rapide. 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.

III.2.3 ABAQUS/CAE (Complète Abaqus Environnement)

ABAQUS/CAE représente l'interface graphique interactive idéale pour la modélisation, la gestion et le post traitement des modèles ABAQUS (figure III.2). Le CAE permet d'effectuer la totalité de la mise en données, de la création de la pièce, du maillage jusqu'à l'exploitation avancée des résultats.

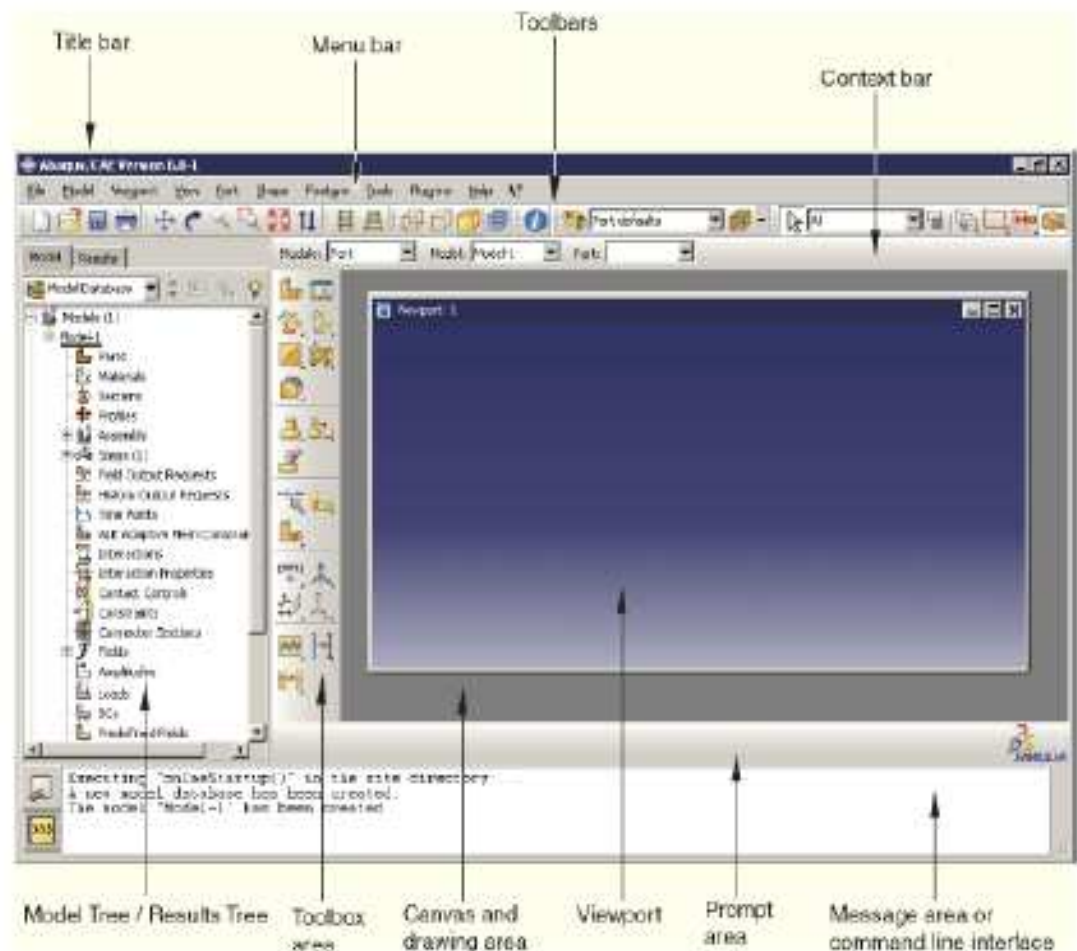


Figure III.2: Interface d'Abaqus

III.3 Modèles numériques des matériaux utilisés dans la simulation

III.3.1 Modèle d'endommagement pour le béton (Concrete Damaged Plasticity "CDP")

Pour notre simulation numérique nous avons utilisé le modèle concrete damaged plasticity (CDP) qui a été développé dans le code de calcul par éléments finis ABAQUS. Ce dernier est basé sur la plasticité et l'endommagement du matériau béton. Il suppose que les deux principaux mécanismes de rupture du béton sont la fissuration en traction et l'écrasement en compression.

Ce modèle offre une capacité générale pour la modélisation du béton et autres matériaux quasi fragiles dans tous les types de structures (poutres, fermes, les plaques, et les solides). Il utilise des concepts d'élasticité isotrope endommagés en combinaison avec la plasticité (avec traction ou compression isotrope) pour représenter le comportement inélastique du béton, et il est conçu pour des applications où le béton est soumis à des chargements monotones, cycliques, et / ou dynamique sous faible pression de confinement.

III.3.1.1 Comportement uni axial en traction

En traction uniaxial, la courbe contraintes-déformations présente deux phases, la première phase est linéaire élastique, jusqu'à ce que la valeur de la contrainte de rupture σ_t est atteinte. Au-delà de la contrainte de rupture que présente la deuxième phase, il y a une chute de contrainte qui correspond à l'apparition de microfissures dans le matériau béton. Ces microfissures se développent progressivement jusqu'à engendrer la rupture du matériau (figure III.3).

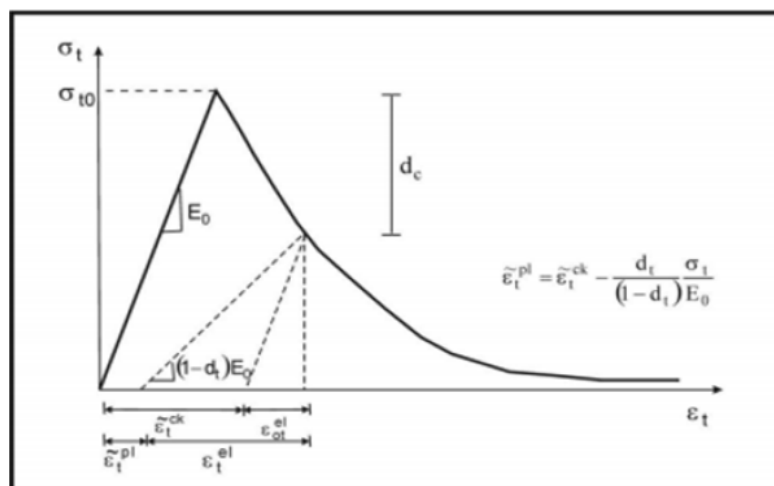


Figure III.3 : courbe contraintes – déformations en traction simple du modèle « CDP » [37].

III.3.1.2 Comportement uni axial en compression

Dans le cas de la compression uni axiale, la réponse est linéaire jusqu'à la valeur de la limite élastique. Dans le domaine plastique, la réponse est généralement caractérisée par un écrouissage suivi d'un adoucissement au-delà de la contrainte de rupture (figure III.4).

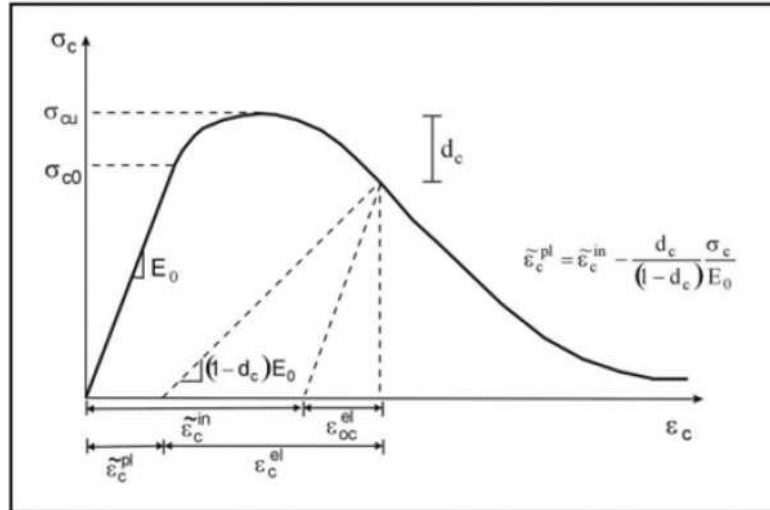


Figure III.4: Courbe contraintes – déformations en compression simple du modèle « CDP » [37].

Comme le montre les figures III.3 et III.4, lorsque l'échantillon de béton est déchargé de n'importe quel point d'adoucissement (la branche descendante) de la courbe contraintes déformations plastiques, la rigidité élastique du matériau est endommagée. L'endommagement de la rigidité élastique est significativement différent en traction et en compression. Pour chaque cas l'endommagement est plus important avec l'accroissement de la déformation plastique.

Dans le cas du modèle « CDP » les courbes contraintes-déformations uniaxiales sont converties en des courbes contraintes-déformation équivalentes plastiques sous la forme suivante :

$$\sigma_t = f(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \theta) \quad \text{III.1}$$

$$\sigma_c = f(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta) \quad \text{III.2}$$

Les indices «t» et «c» se réfèrent à la traction et à la compression respectivement

$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$: déformation plastique équivalente.

$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$: vitesse de déformation plastique.

θ : la température.

Dans le cas où la température et la vitesse ne sont pas prises en compte, on aura :

$$\sigma_t = f(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad \text{III.3}$$

$$\sigma_c = f(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad \text{III.4}$$

La réponse endommagée du béton est caractérisée par deux variables d'endommagement indépendantes d_t et d_c . Elles sont supposées être dépendantes des déformations plastiques et de la température :

$$d_t = f(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \theta) \quad (0 \leq d_t \leq 1) \quad \text{III.5}$$

$$d_c = f(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta) \quad (0 \leq d_c \leq 1) \quad \text{III.6}$$

Dans le cas où la température n'est pas prise en compte, les deux variables sont alors fonctions croissantes des déformations plastiques équivalentes, elles varient de 0 pour un matériau non endommagé à 1 pour un matériau complètement endommagé.

$$d_t = f(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (0 \leq d_t \leq 1) \quad \text{III.7}$$

$$d_c = f(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (0 \leq d_c \leq 1) \quad \text{III.8}$$

III.3.1.3 Récupération de la rigidité en comportement cyclique uniaxial

Le modèle de plasticité endommagée pour le béton, suppose que la réduction du module d'élasticité est donnée en termes d'une variable scalaire de dégradation d (équation III.9) :

$$E = (1 - d)E_0 \quad \text{III.9}$$

où E_0 est le module de Young initial.

Cette expression inclut à la fois la traction ($\sigma_{11} > 0$) et la compression ($\sigma_{11} < 0$). La variable d est fonction de l'état de la contrainte et des variables d'endommagement uniaxial. d_c et d_t ; pour les conditions cycliques uniaxiales Abaqus suppose les équations suivantes :

$$(1-d) = (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) \quad \text{III.10}$$

$$S_c = 1 - w_r (1 - r^*(\sigma_{11})); 0 \leq w_c \leq 1 \quad \text{III.11}$$

$$S_t = 1 - w_t r^*(\sigma_{11}); 0 \leq w_t \leq 1 \quad \text{III.12}$$

$$\text{Où : } r^*(\sigma_{11}) = H(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{si } (\sigma_{11}) > 0 \\ 0 & \text{si } (\sigma_{11}) < 0 \end{cases} \quad \text{III.13}$$

Où S_t et S_c sont des fonctions de l'état de contraintes, qui sont introduites dans les effets de récupération de rigidité du modèle associé à un inversement des contraintes. Les facteurs poids sont supposés être des propriétés matérielles, ils contrôlent la récupération de la rigidité lors de l'inversion de charge "traction-compression". W_c et W_t sont des paramètres matériels qui contrôlent la restitution de la rigidité après un cycle traction-compression comme illustré sur la figure III.5 suivante :

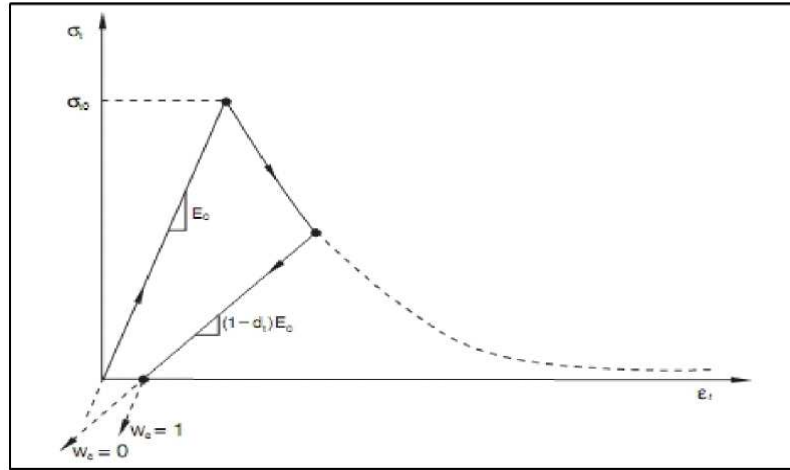


Figure III.5: Récupération de rigidité en compression[37].

On suppose qu'il n'ya pas de dommage antérieur à la compression (écrasement) dans le matériau, donc on a :

$$\check{\epsilon}_c^{pl}=0 \text{ et } d_c=0 \quad \text{III.14}$$

On remplace dans l'équation III.10, S_T et S_C par leurs valeurs, on obtient l'équation III.15 suivante:

$$(1-d) = (1-s_t d_c)(1-s_c d_t) = (1-(1-w_c(1-r^*))d_t) \quad \text{III.15}$$

En traction ($\sigma_{11}>0$), $r^*=1$ par conséquent :

$$d=d_t \quad d = (1-w_c)d_t \quad \text{III.16}$$

En compression ($\sigma_{11}<0$) ; $r^* = 0$

- Si $w_c=1 \longrightarrow d=0$: matériau récupère entièrement sa rigidité à la compression $E=E_0$.
- Si $w_c=0 \longrightarrow d=d_t$: il n'y a pas de récupération de rigidité.
- Si $0 < w_c < 1$: la récupération est partielle.

III.3.2 Modèle numérique de l'acier

III.3.2.1 Modèle Elasto-Plastique

Un premier modèle simple qui peut être utilisé pour la simulation du comportement de l'acier est le modèle uni axial élasto-plastique avec écrouissage (cinématique ou isotrope) ou parfait. La courbe utilisée dans ce modèle est représenté par la figure ci-dessous (σ_y est la limite d'élasticité, E est le module d'Young et E_T la pente de la courbe en cours de l'écrouissage) (figure III.6).

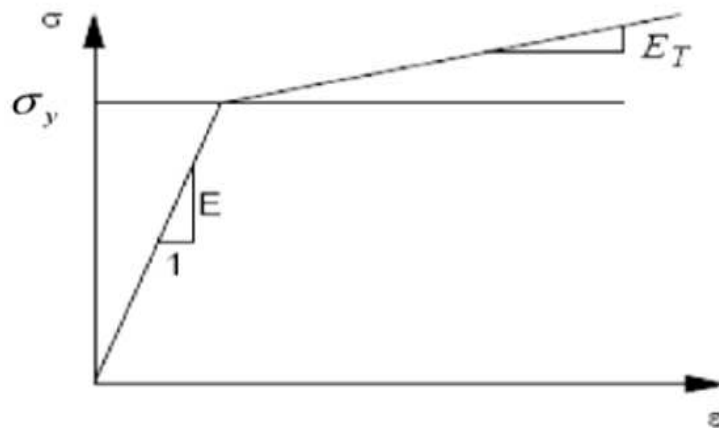


Figure III.6 : Modèle Elasto-Plastique simplifié :
Comportement de l'acier sous chargement monotone

III.3.2.2 Modèle Elasto-Plastique à écrouissage isotrope

Le modèle est caractérisé par une expansion de la surface d'écoulement dans l'espace des contraintes sans translation de l'origine (une transformation homothétique du domaine d'élasticité dans l'espace des contraintes)

$$f(\{\sigma\}, K) = 0 \quad \text{III.17}$$

III.3.2.3 Modèle élasto-plastique à écrouissage cinématique

Le modèle est caractérisé par une translation de la surface de charge dans l'espace des contraintes sans modification de son rayon. Il est présenté par un tenseur symétrique X_{ij} . la fonction de charge s'écrit :

$$f(\{\sigma\}, X) = 0 \quad \text{III.18}$$

Dans le cas d'écrouissage cinématique combiné à l'écrouissage isotrope (figure III.7 et figure III.8), la condition de plasticité s'écrit :

$$f(\{\sigma\}, \{X\}, K) = 0 \quad \text{III.19}$$

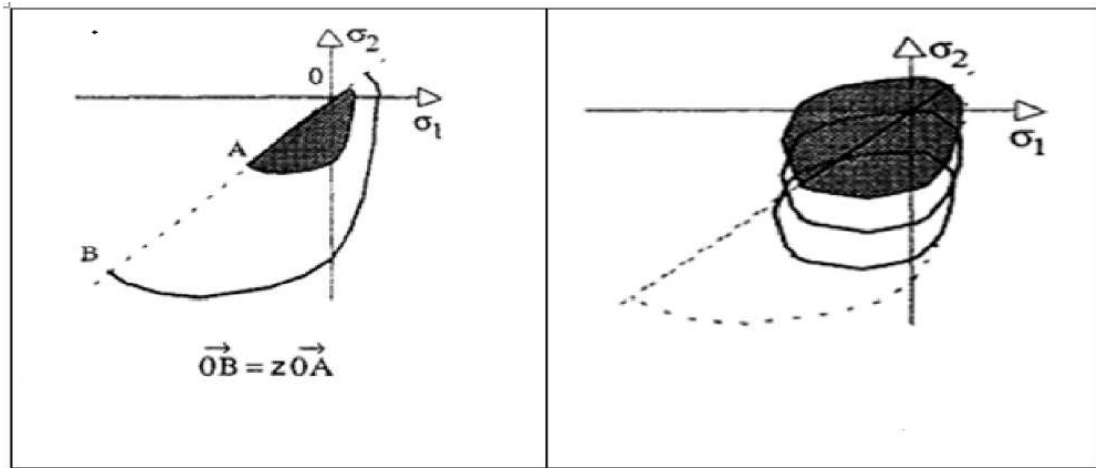


Figure III.7 : écouissage isotrope

Figure III.8 : écouissage cinématique

III.3.2.2 Modèle Elasto-Plastique parfait

Le modèle néglige l'écrouissage du matériau. Le modèle élasto-plastique parfait est surtout utilisé du point de vue académique pour simplifier la résolution analytique des problèmes posés (figure III.9).

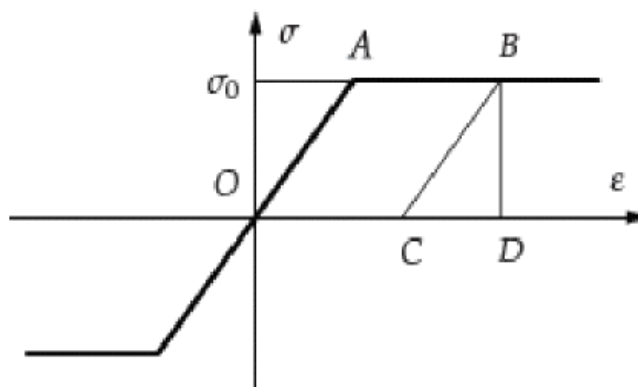


Figure III.9 : Modèle Elasto-Plastique parfait.

Donnons une interprétation énergétique de la courbe d'écrouissage de ce modèle :

- **OABD**: énergie totale, ou travail des efforts intérieurs pour atteindre B.
- **OABC**: énergie de dissipation plastique.
- **BCD**: énergie de déformation élastique, elle est restituée à la décharge.

III.4 Définition du modèle à simuler - Modèle expérimental

Le modèle utilisé pour la simulation est inspiré du modèle expérimental réalisé par **WAN-SHIN, YUN HYUN-DO**[38]. L'essai réalisé est dit essai "**PARK**"

L'essai "**PARK**" est un essai réalisé par **PARK WAN-SHIN, YUN HYUN-DO** [38] sur un voile de contreventement avec une poutre de couplage en acier qui est en réalité un profilé métallique sous forme de "H". Ce voile se situe dans un étage intermédiaire de la structure. Le but de cet essai consiste à étudier le comportement du voile et de la poutre de couplage sous un chargement monotone.

III.4.1 Description du modèle expérimental

Les dimensions globales du voile et de la poutre de couplage en acier utilisées dans cette étude sont représentées dans la figure III.10 suivante :

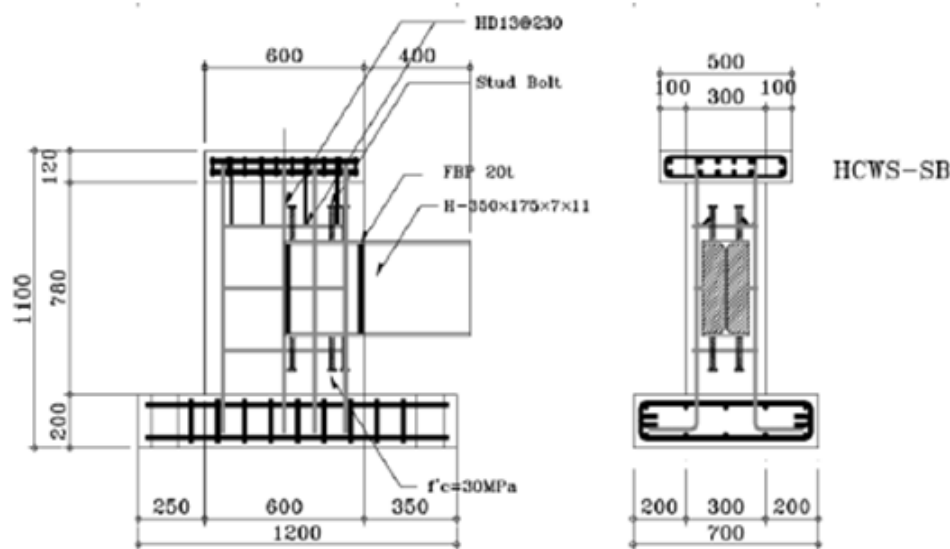


Figure III.10: Détails de dimensionnement du voile mixte (mm) [38].

Les variables de l'essai et les détails utilisés sont résumés dans le tableau III.1 suivant :

Eprouvettes	Modèle expérimental				
	Goujon	Liens horizontaux	Renforcement de paroi		Excentricité de la charge verticale
			Dans le mur	en connexion	
HCWS-ST	Aucun	Aucun	Φ13-S230	Φ13-S230	+150
HCWS-SB	12-φ19	Aucun	Φ13-S230	Φ13-S230	+150
HCWS-SBVRT	12-φ19	4-Φ10	Φ13-S230	Φ19-S100	+150

Tableau III.1: Données utilisées dans l'essai [38].

III.4.2 Propriétés des matériaux utilisés

A fin de mesurer la résistance à la compression du béton et son module d'élasticité, des éprouvettes cylindriques ont été testés en utilisant le procédé définis dans la norme ASTM pendant 28 jours de durcissement, la résistance du béton est de l'ordre de 34 MPa, la taille maximale des agrégats utilisés dans le béton est de l'ordre de 15 mm pour assurer un bon compactage du béton dans les éprouvettes, le tassement du béton été de l'ordre de 145 mm.

Les armatures horizontales et verticales utilisées pour l'échantillon sont composées d'un diamètre de 13 mm, obtenue à partir d'un lot unique d'acier. Un essai de traction à été mis en point sur les échantillons en mode pleins écran sur les barres selon la norme ASTM A370 à fin de déterminer la limite d'élasticité, la résistance à la rupture et l'allongement totale des barres d'armatures.

Les propriétés des matériaux utilisés sont rapportées dans les tableaux III.2, et le tableau III.3 suivants :

Modèle Expérimental	Echantillons (séries SCB)
Résistance à la compression (MPa)	30.0
Déformation ultime (μ)	2484
Marasme (mm)	150
Module d'élasticité (GPa)	25900
Coefficient de poisson	0.16

Tableau III.2: Propriétés du matériau béton.

Type d'acier	Modèle Expérimental			
	Limite d'élasticité, f_y (Mpa)	Déformation limite ($\times 10^{-6}$)	Module d'élasticité; E_s (Gpa)	Force ultime
Barres de Diamètre 10 mm	398	2325	171	566
Barres de Diamètre 13 mm	400	2380	168	555
Barres de Diamètre 19 mm	442	2650	167	600
Acier de l'âme	352	1827	192	489
Acier des semelles	339	1682	216	461
Acier des raidisseurs	240	1219	197	387

Tableau III.3: Propriétés des barres d'armatures et de l'acier.

Les propriétés des matériaux béton et de l'acier sont présentées dans les courbes III.11, III.12, et III.13 suivantes :

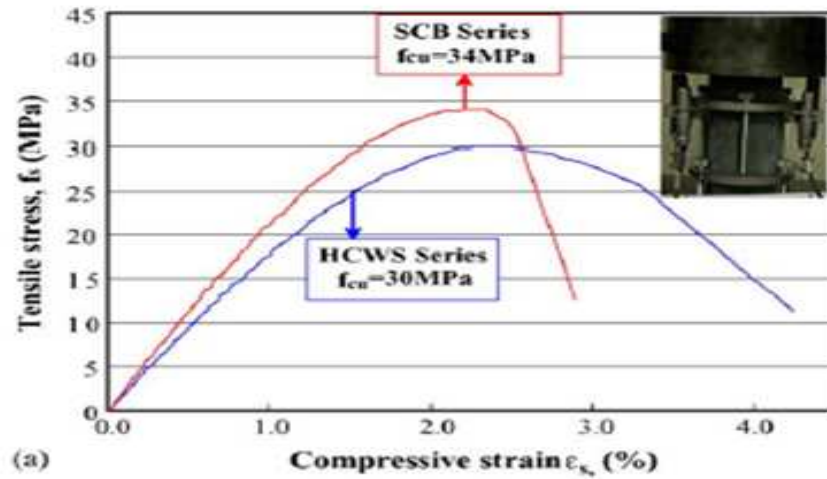


Figure III.11 : Propriétés du matériau béton.

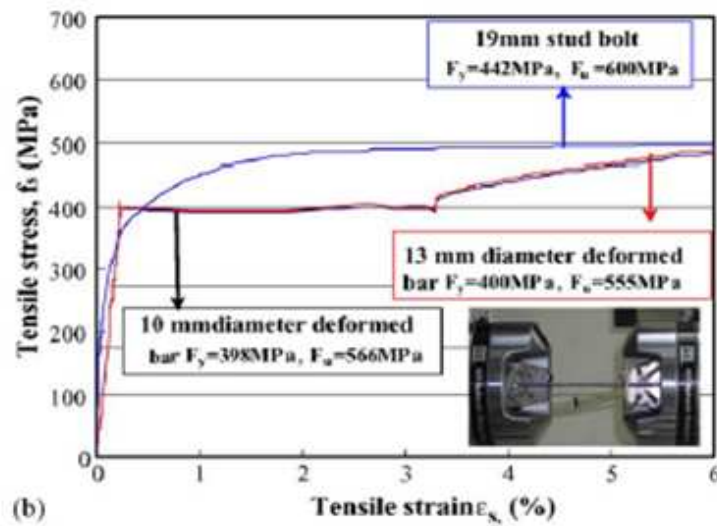


Figure III.12 : Propriétés de l'acier d'armatures.

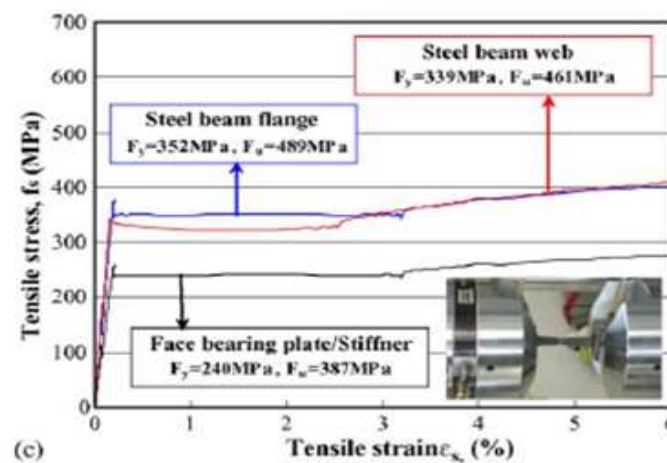


Figure III.13 : Propriétés de la poutre de couplage en acier; semelles, l'âme et raidisseurs.

III.4.3 Montage Expérimental

Un diagramme schématique de l'appareil d'essai est représenté dans la figure III.14 suivante :



Figure III.14: Diagramme schématique de l'essai [38].

Les éprouvettes de l'essai ont été chargées avec deux actionneurs asservies qui ont été contrôlés par une unité de commande assistée par ordinateur, un vérin hydraulique de 1000 kN pour appliquer une charge sur le voile, et un autre vérin de 2000 kN pour appliquer une charge sur la poutre de couplage en acier. Le déplacement de tous les échantillons a été contrôlé pour suivre l'histoire du déplacement similaire avec une amplitude augmentant progressivement.

III.4.4 Résultats Expérimentaux

La courbe expérimentale obtenue est représenté dans la figure III.15 suivante :

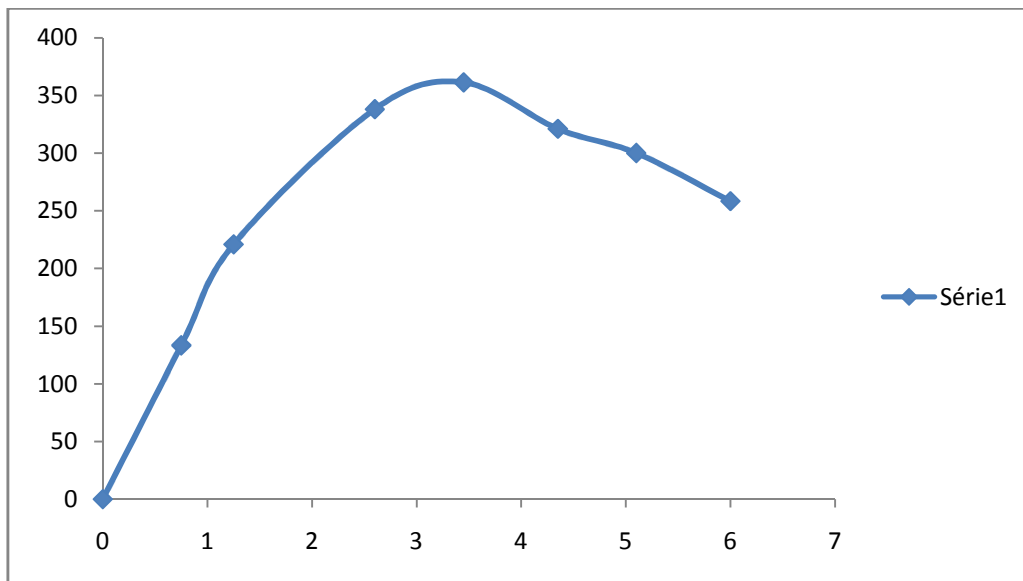


Figure III.15 : Courbe force-déplacement issu du modèle expérimental [38].

III.5 Simulation du modèle expérimental dans le logiciel Abaqus

Le schéma détaillé du modèle mécanique étudié est représenté sur la figure III.16 suivante :

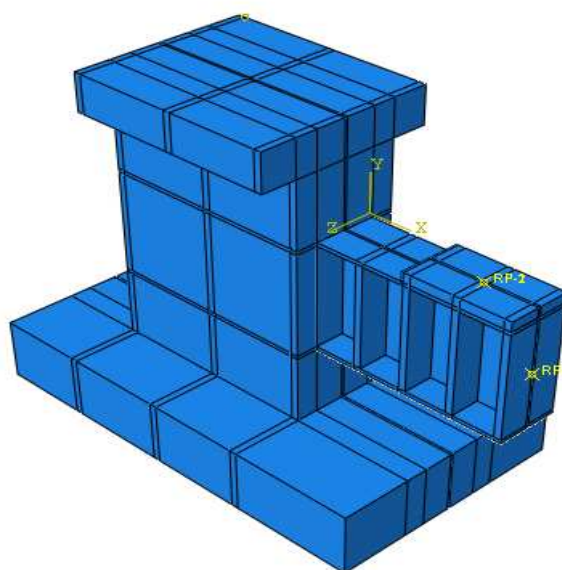


Figure III.16 : Représentation du voile couplé étudié

En raison de la symétrie, nous avons étudié la moitié du voile couplé avec la poutre en acier, comme représenté sur la figure III.17 suivante :

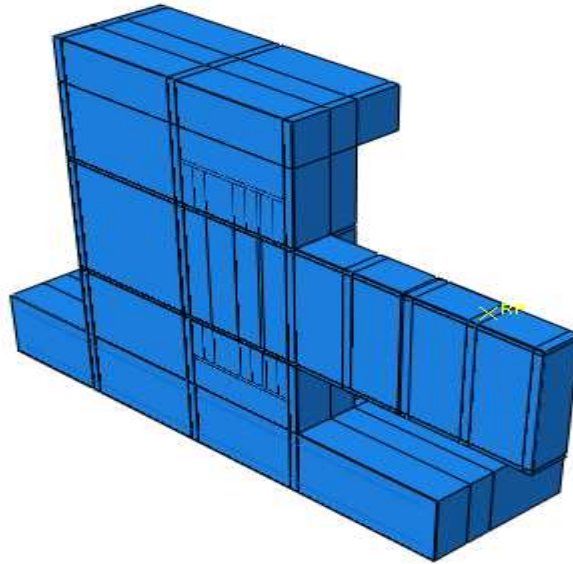


Figure III.17 : Représentation du voile couplé utilisé dans cette étude.

III.5.1 Géométrie du voile

La géométrie et les dimensions du voile couplé sont représentées sur la figure III.18 suivante :

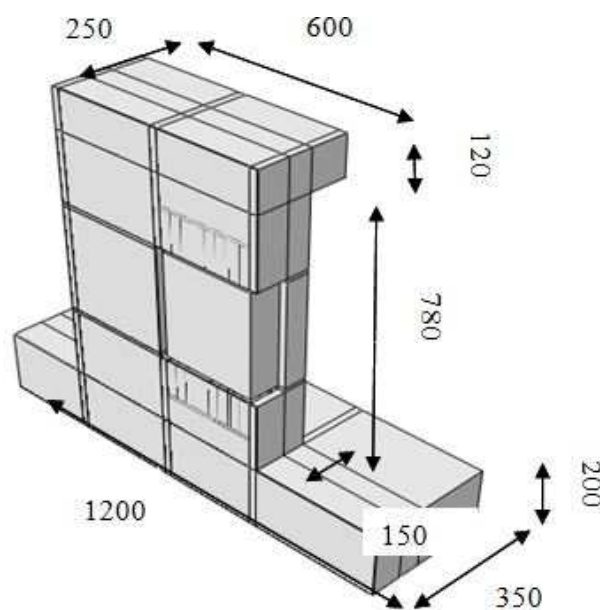


Figure III.18 : Dimensions du voile couplé.

III.5.2 Géométrie du profil métallique

La géométrie et les dimensions du profilé métallique sont représentées sur la figure III.19 suivante :

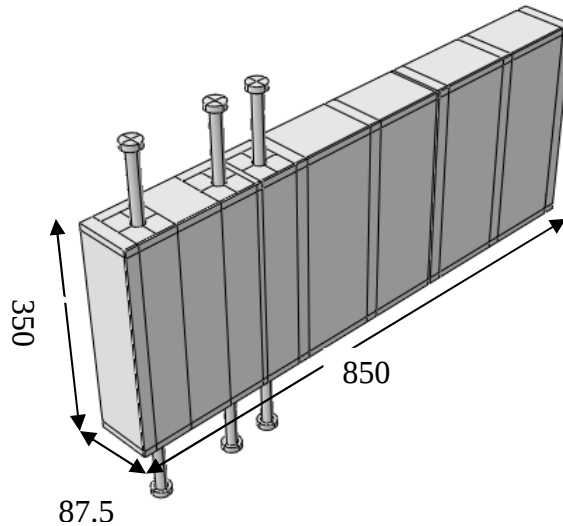


Figure III.19 : Dimensions du profilé métallique.

Dimensions du profilé

- 350 mm de hauteur.
- 175 mm de largeur.
- 7 mm épaisseur de l'âme.

III.5.3 Géométrie des goujons utilisés

La géométrie et les dimensions des goujons sont représentées sur la figure III.20 suivante :

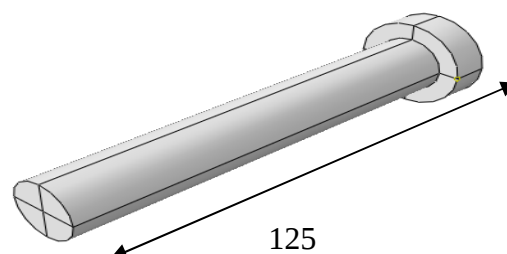


Figure III.20 : Dimensions et géométrie des goujons constituant le modèle étudié.

III.5.4 Présentation du ferrailage

Ferrailage du voile

- 4 barres verticales de diamètre 13 mm à haute adhérence sur la moitié du voile (8 barres sur tout le voile).
- 3 cadres (horizontaux) de diamètre 13 mm à haute adhérence.

Ferrailage de la semelle supérieure

- 6 barres horizontales de diamètre 10 mm à haut adhérence réparties en deux nappes (multiplié par 2 pour tout le voile).
- 10 cadres de diamètre 10mm réparties sur le long de la semelle.

Ferrailage de la semelle inférieure

- 6 barres horizontales de diamètre de 10 mm à haut adhérence réparties en deux nappes
- 7 cadres de diamètre 10mm réparties sur le long de la semelle.

Le détail du ferrailage du voile est représenté sur la figure III.21.

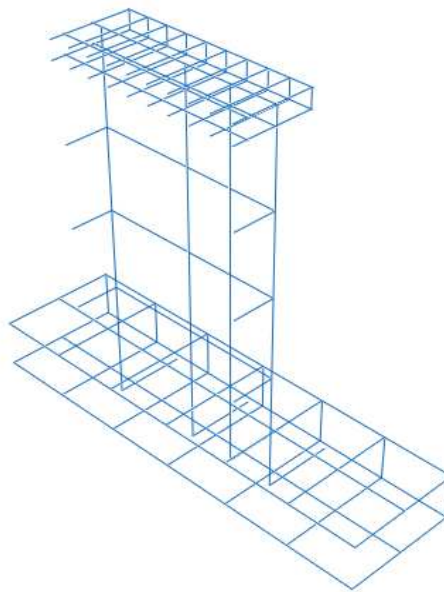


Figure III.21 : Ferrailage de voile (la moitié du voile).

III.5.5 Chargement et conditions aux limites

Le chargement et les conditions aux limites sont représentés sur la figure III.22:

Les conditions aux limites appliquées sont les suivantes :

- ✓ Encastrer la fondation du voile
- ✓ Appliquer un chargement statique vertical piloté en déplacement multiplié par l'amplitude pour avoir un chargement statique
- ✓ Appliquer une pression sur la dalle du voile afin de maintenir le voile

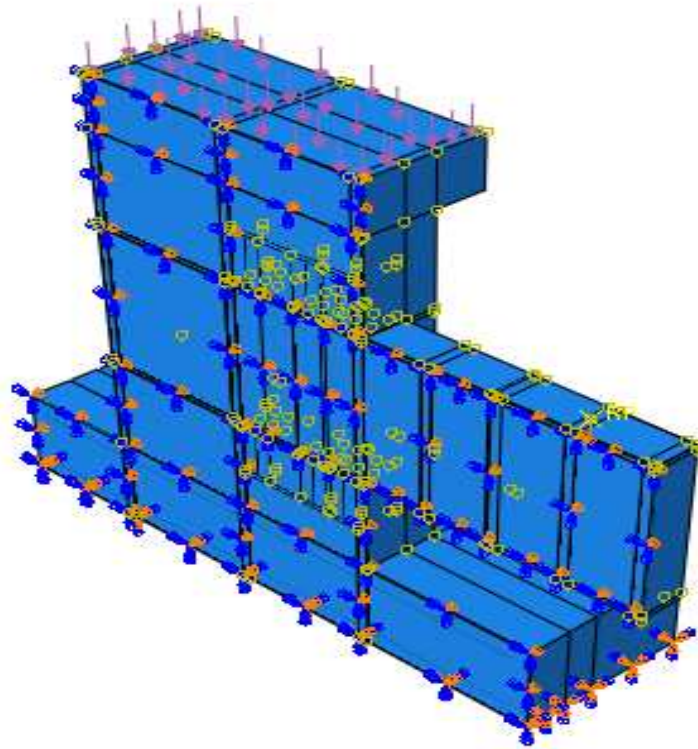


Figure III.22: Chargement et conditions aux limites.

III.5.6 Maillage du voile couplé

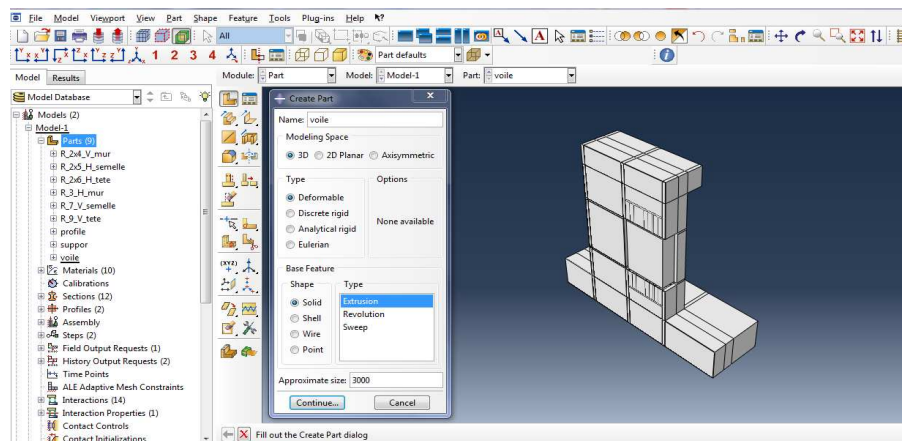
Le voile et le profilé métallique sont maillés avec une technique de maillage structuré qui comporte des éléments linéaires solides HEX8 (élément Abaqus composé de huit nœuds, ayant chacun six degré de liberté). Les barres d'aciers sont maillés avec des éléments poutre en 3D qui sont des éléments géométriques composés de deux nœuds, ayant chacun six degré de liberté.

III.6 Etapes de la modélisation

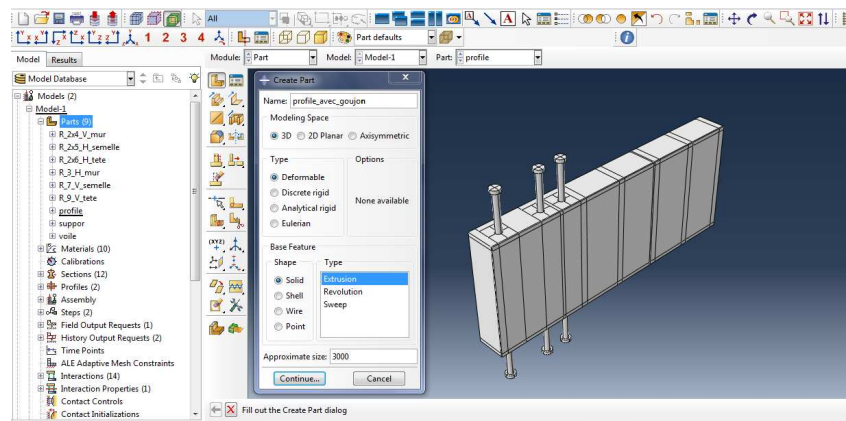
III.6.1 Dessiner le modèle

Le module **PART** permet de créer tous les objets géométriques nécessaires au modèle étudié (figure III.23).

✓ Géométrie du voile



✓ Géométrie du profilé métallique avec les goujons



✓ Les armatures utilisées

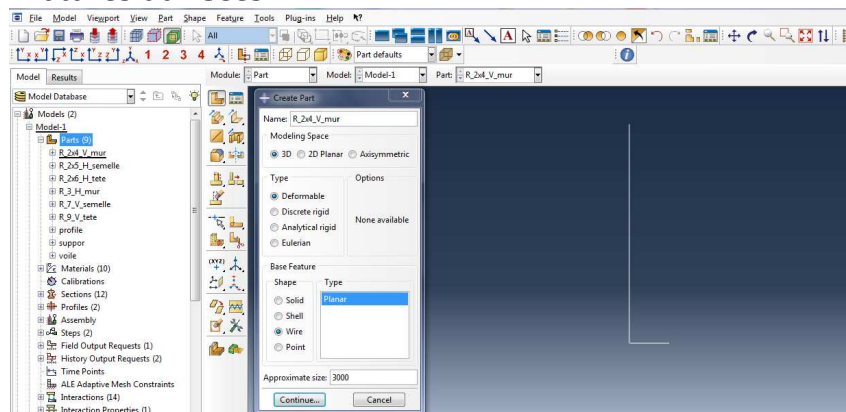


Figure III.23 : Module PART

III.6.2 Propriétés des matériaux (module PROPERTY)

- Créer le matériau  (figure III.24)
- Créer les sections sur lesquelles appliquer ces matériaux 
- Affecter les matériaux aux sections correspondants. 

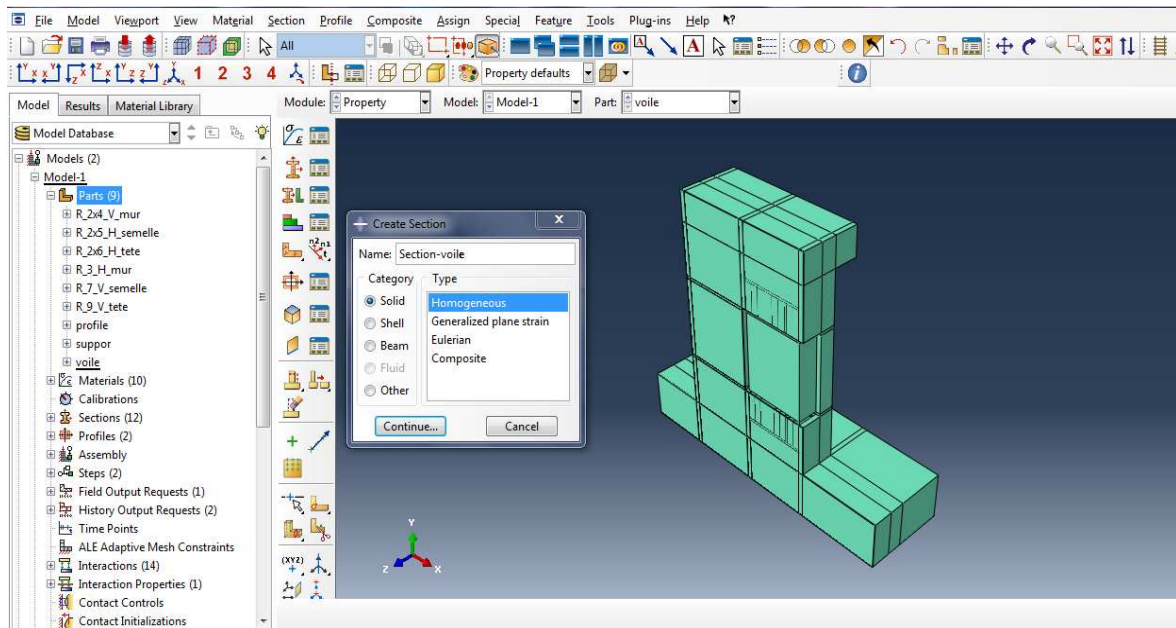


Figure III.24: Module PROPERTY.

III.6.3 Assemblage du modèle

Même si la pièce comporte une seule partie (part) il est nécessaire de créer un assemblage qui comprendra uniquement cette partie. L'assemblage est un ensemble d'instances qui sont liés à des parts. On pourra réaliser un assemblage à partir d'une même part répétée et positionnée les unes par rapport aux autres (figure III.25).

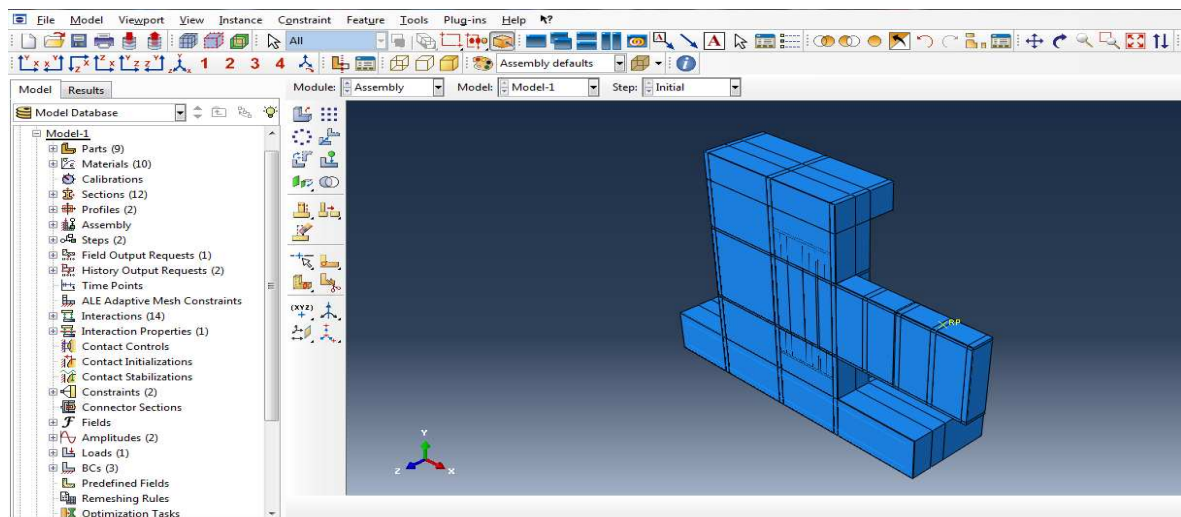
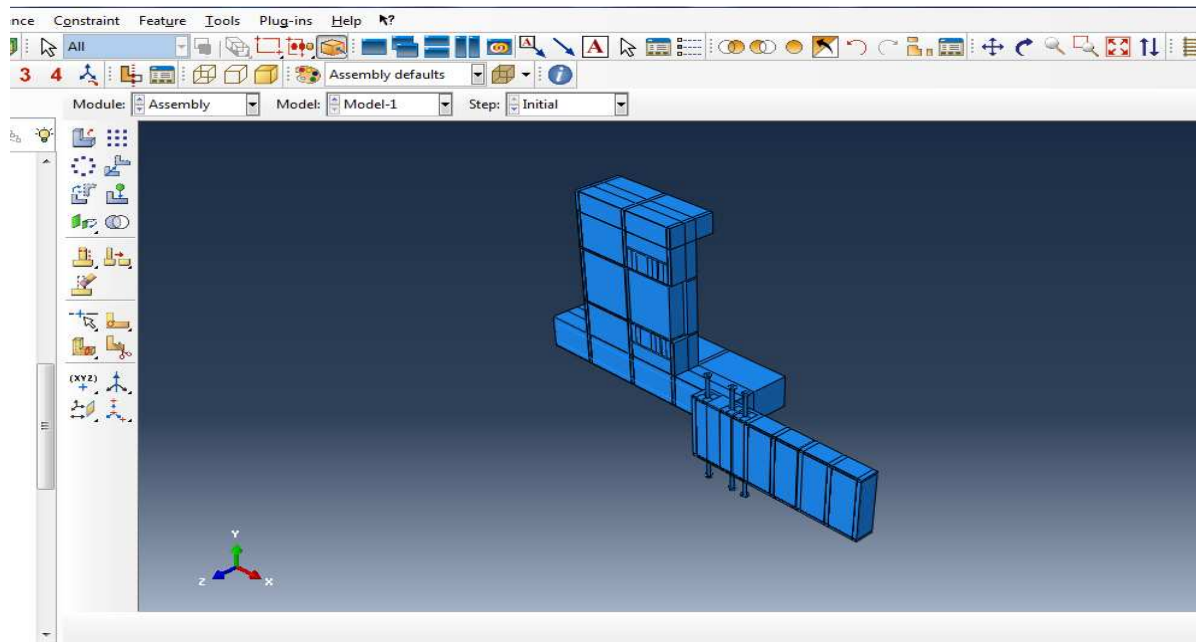


Figure III.25: Interaction des instances pour l'assemblage (Module ASSEMBLY).

III.6.4 Définition des étapes d'analyse

On utilise le module STEP pour créer et configurer les étapes d'analyse. La séquence de STEP offre un moyen pratique pour saisir les chargements dans un modèle, et de demandes de sortie associées (contraintes, déplacements, déformations....) (figure III.26).

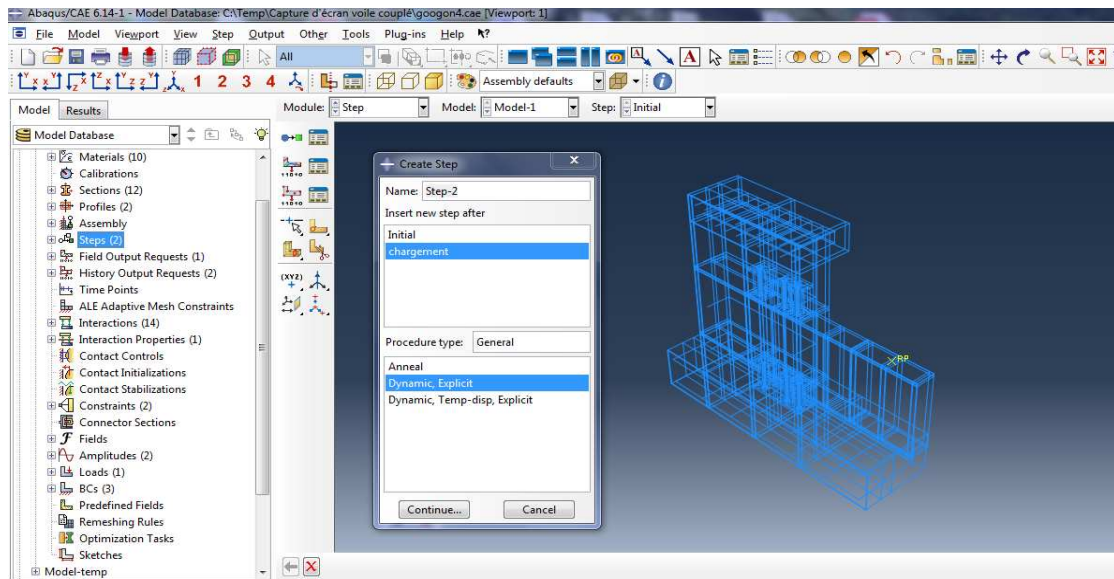


Figure III.26 : Création des Steps (Module STEP).

III.6.5 Créer les interactions entre les instances

Le module INTERACTION permet de spécifier toutes les interactions entre chaque pièce et introduit les premières hypothèses portant sur les contacts, les contraintes et les connections éventuelles (figure III.27). La procédure de spécification des interactions est la suivante :

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

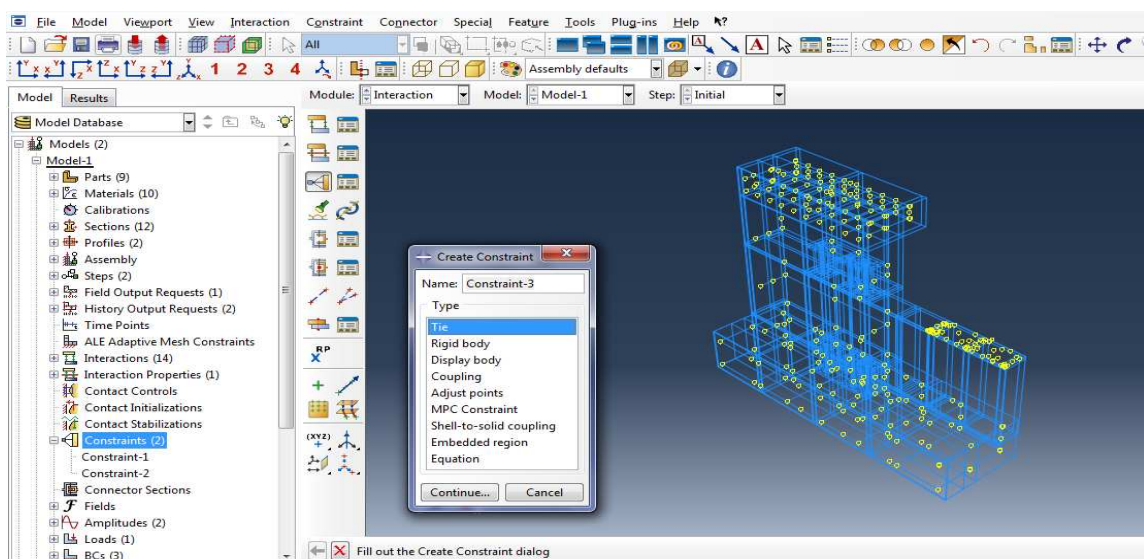


Figure III.27: Création des interactions (Module INTERACTION).

III.6.6 Appliquer les conditions aux limites et les chargements

Le module LOAD permet de spécifier tous les chargements, conditions aux limites (figure III.28).

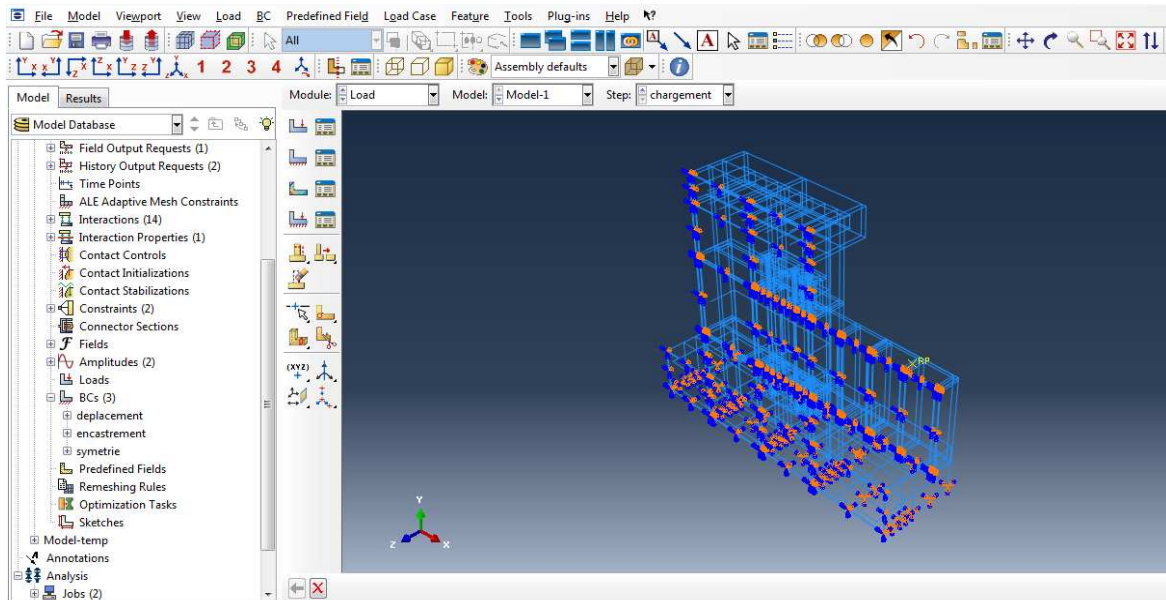


Figure III.28: Définition des conditions aux limites (Module LOAD).

III.6.7 Mailler le modèle

Le module MESH contient des outils qui génèrent un maillage éléments fins sur un assemblage (figure III.29) :

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

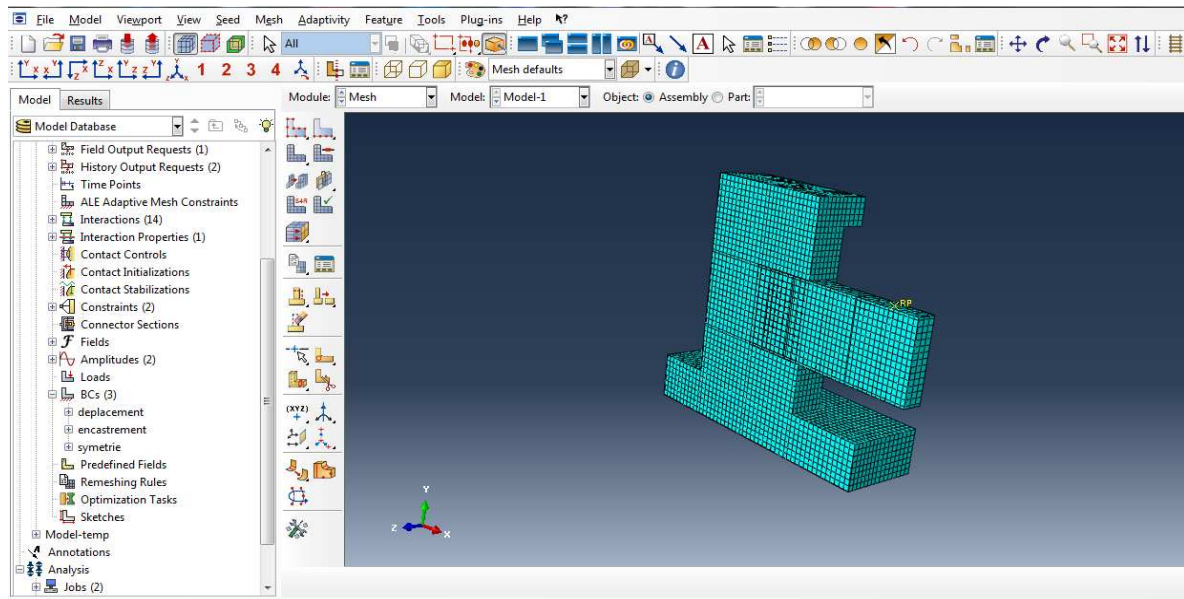


Figure III.29: Définition des maillages (Module MESH).

III.6.8 Créer et soumettre à un calcul (définition du JOB)

Une fois que, tout le modèle à simuler est défini (géométrie, matériaux, lois de comportement, les chargements), on lance un calcul après la définition d'un job, en cliquant sur "SUBMIT" (figure III.30).

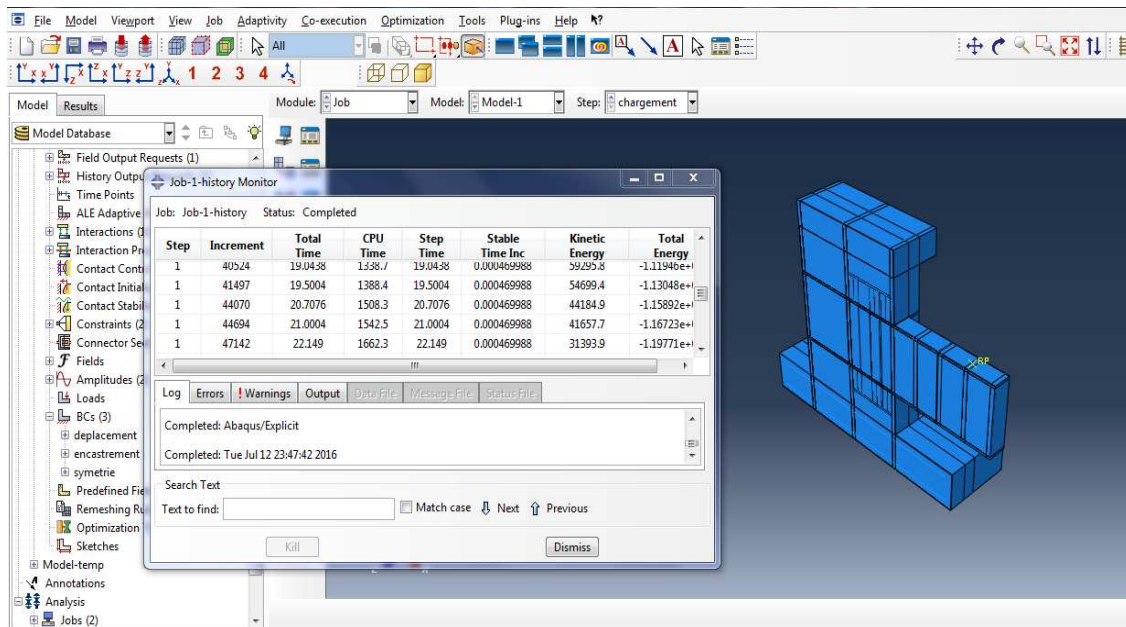


Figure III.30: Création du job (Module JOB).

III.6.9 Visualiser les résultats

Le module visualisation permet l'afficher graphique ou numérique des résultats de l'analyse (figure III.31).

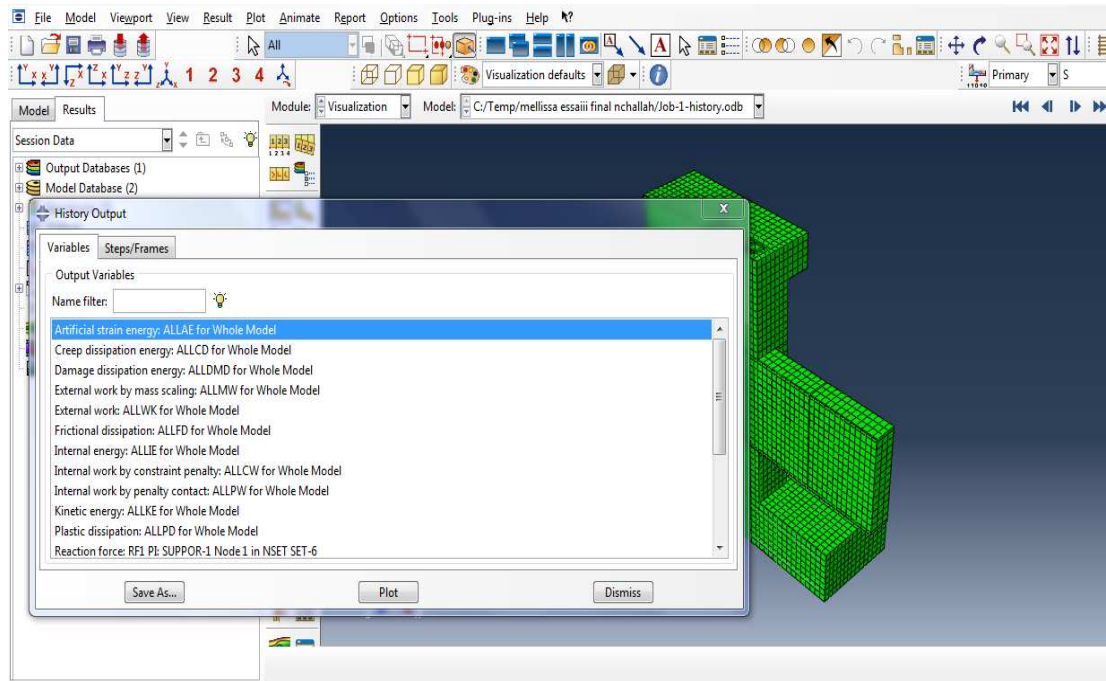


Figure III.31 : Visualisation des résultats (Module VISUALISATION).

Conclusion

Au cours de ce chapitre, nous avons présenté le code de calcul ABAQUS, en donnant une définition des modèles numériques des deux matériaux "béton" et "Acier" utilisés dans notre étude, et développés dans le logiciel de calcul par éléments finis, en résumant les différentes actions effectuées au cours de la simulation.

Nous avons également détaillé le modèle expérimental utilisé pour notre simulation.

Chapitre IV :

Résultats et interprétations

IV.1 Introduction

La première partie de ce chapitre est consacrée à la validation du modèle numérique c'est à dire la concordance des deux courbes forces- déplacements obtenue par les deux études : numérique et expérimentale.

La deuxième partie porte sur une étude paramétrique afin d'étudier l'influence de certains paramètres sur le comportement et la résistance du modèle.

IV.2 Validation du modèle expérimental

La courbe forces-déplacements donnée par le programme expérimental [38] est présentée sur la figure IV.1. La courbe forces-déplacements obtenue par la simulation numérique est présentée sur la figure IV.2.

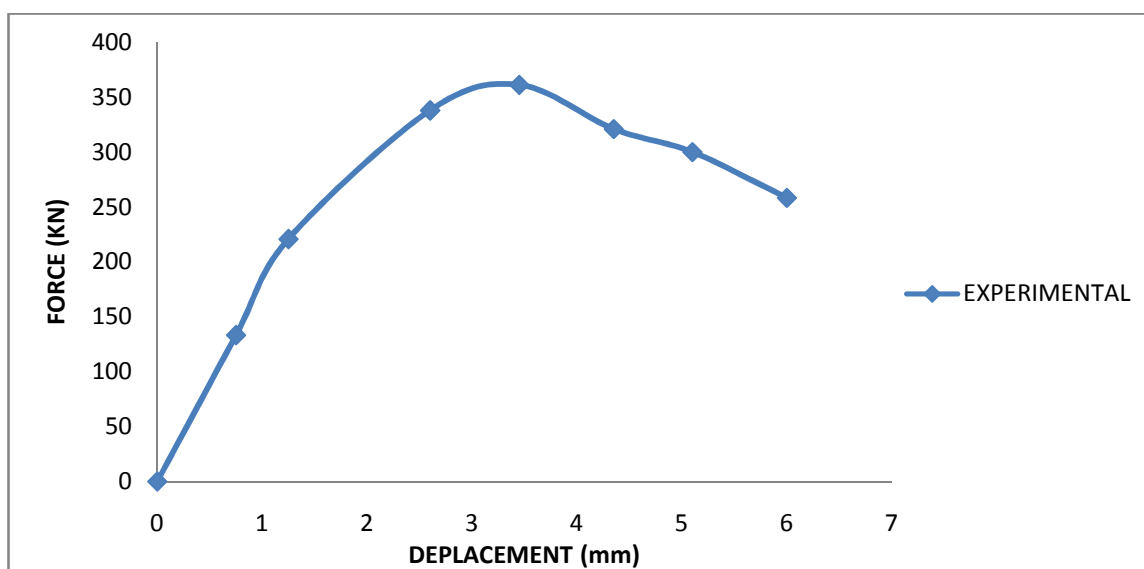


Figure IV.1: Courbe forces-déplacements issus par le programme expérimental.

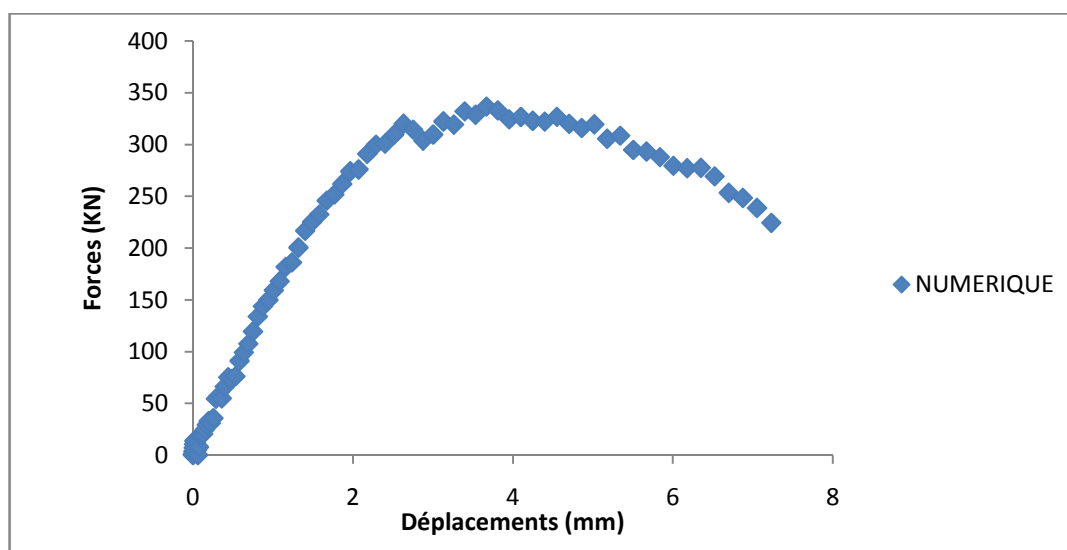


Figure IV.2: Courbe forces-déplacements obtenue par l'étude numérique.

A fin de valider le modèle expérimental, la courbe forces-déplacements de la figure IV.1 donnée par l'expérimental ainsi que la courbe forces-déplacements de la figure IV.2 donnée par la simulation numérique sont superposées sur la figure IV.3 suivante :

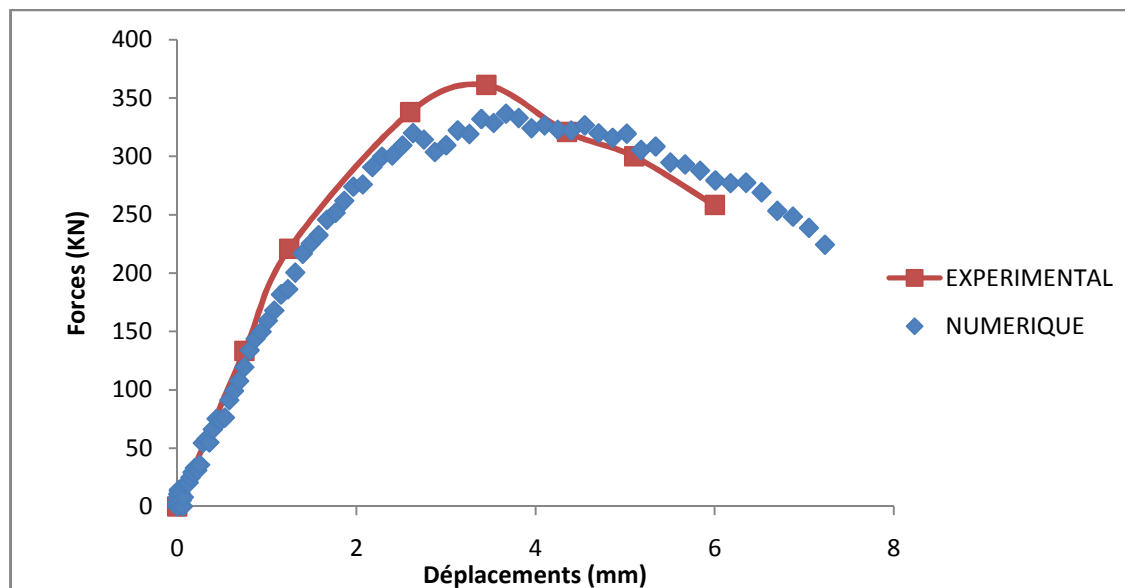


Figure IV.3: Superposition des courbes forces-déplacements (Expérimentale et Numérique).

On constate dans la courbe forces déplacements représentée dans la figure IV.3 comporte deux phases:

1^{er} phase : Dans cette phase élastique le modèle numérique reproduit d'une manière satisfaisante le comportement expérimental.

2^{ème} phase: le voile a un comportement élasto-plastique, et perd de sa rigidité initiale. Le modèle numérique atteint une capacité portante maximale égale à 336,510 kN correspondant au déplacement maximum de 3.670 mm.

On peut dire que, la courbe de la figure IV.3 montre que le modèle éléments finis développé sur Abaqus reproduit de manière satisfaisante le comportement expérimental.

IV.3 Vérification du critère énergétique

Quand on soumet une structure à un chargement statique, un critère énergétique devra être vérifié. Ce critère énonce que l'énergie interne doit être d'environ 15 fois plus importante que l'énergie cinétique. La figure IV.4 représente la courbe comparative entre les deux énergies.

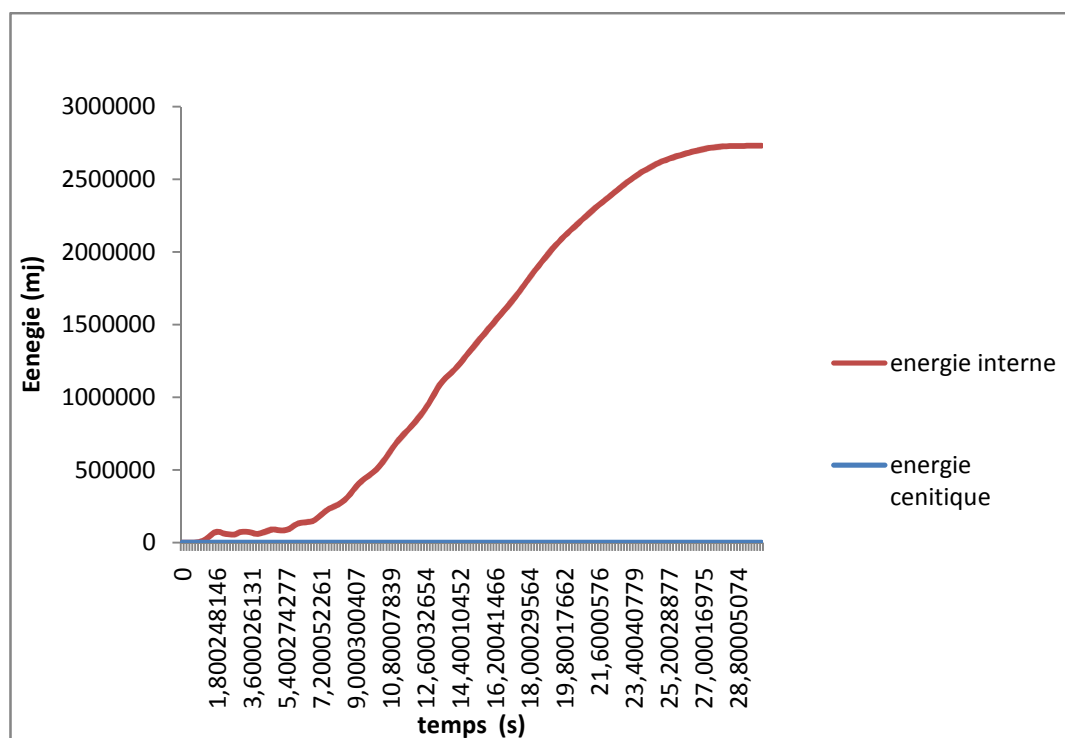


Figure VI.4: Vérification du critère énergétique du modèle.

IV.4 Etude de l'influence des paramètres sur le comportement du modèle

Dans cette deuxième partie, nous allons présenter une étude comparative entre les différents résultats obtenus de notre étude paramétrique en termes de la distribution des contraintes, de la distribution de l'endommagement en traction et en compression. Trois étapes représentatives ont été sélectionnées (initiale, intermédiaire et finale).

IV.4.1 Influence des goujons

Après simulation des deux modèles, modèle avec goujons (MAG) et modèle sans goujon (MSG), on obtient la courbe forces-déplacements représentée sur la figure IV.5 suivante.

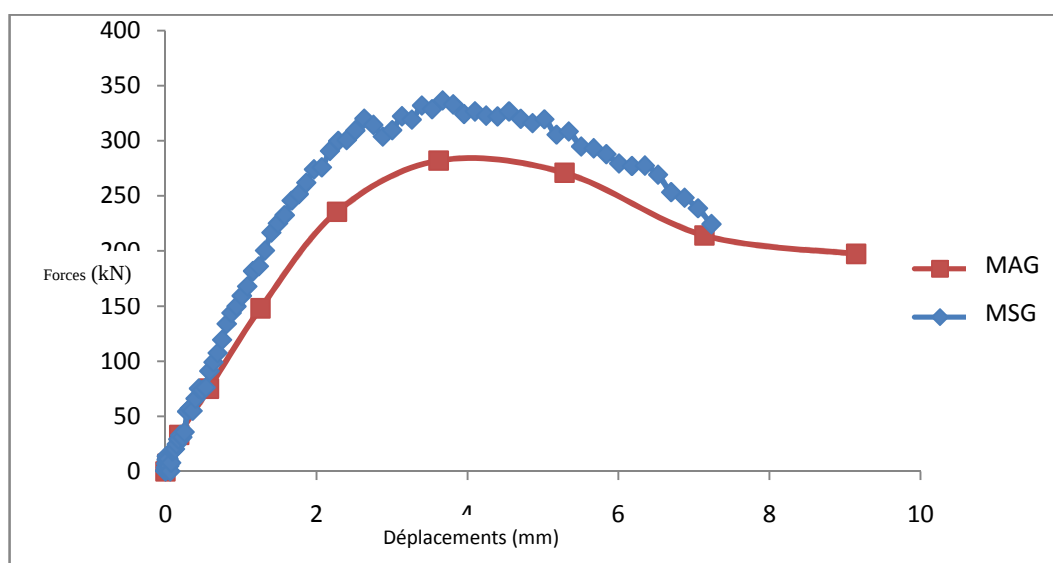


Figure IV.5: Superposition des courbes forces-déplacements des deux modèles (MAG, MSG)

En observant la courbe IV.5, on constate que les goujons apportent un supplément de résistance pour le modèle.

IV.4.2 Distribution des dommages en compression et en traction

La figure IV.6 suivante présente les schémas de fissuration obtenus expérimentalement et numériquement au niveau du voile.

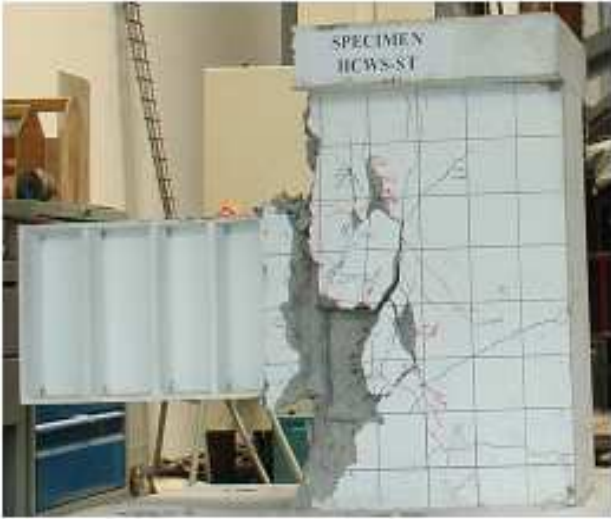
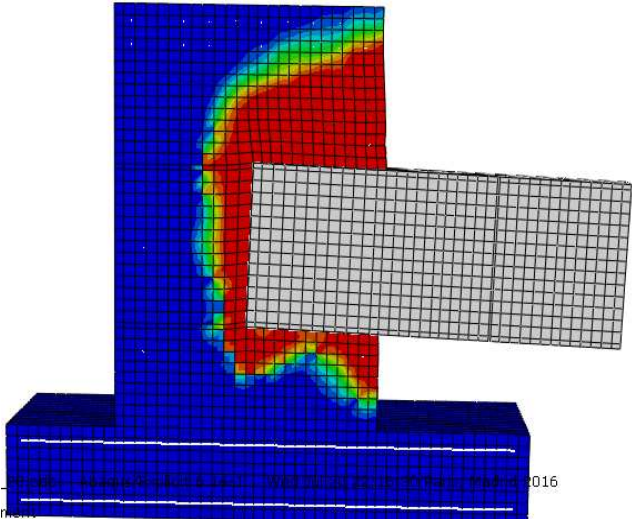
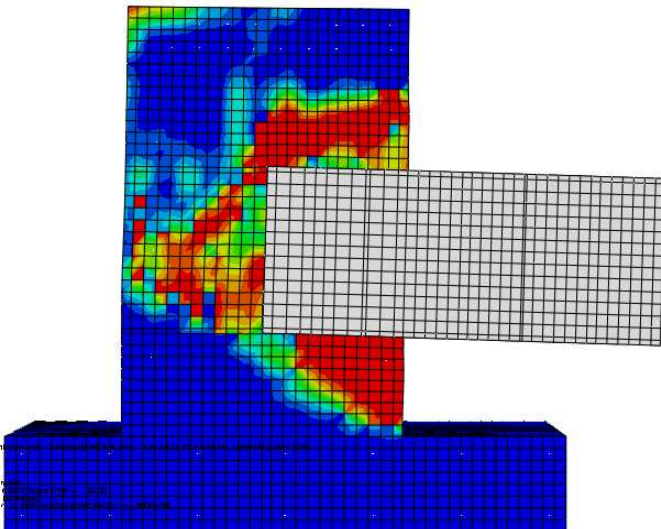
	
MSG [38]	Damage-C (MSG)
	
MAG [38]	Damage-C (MAG)

Figure IV.6: Comparaison des schémas de fissuration obtenus expérimentalement et numériquement au niveau du voile.

La distribution des dommages en compression est représentée sur la figure IV.7 suivante pour les deux modèles (MAG, MSG)

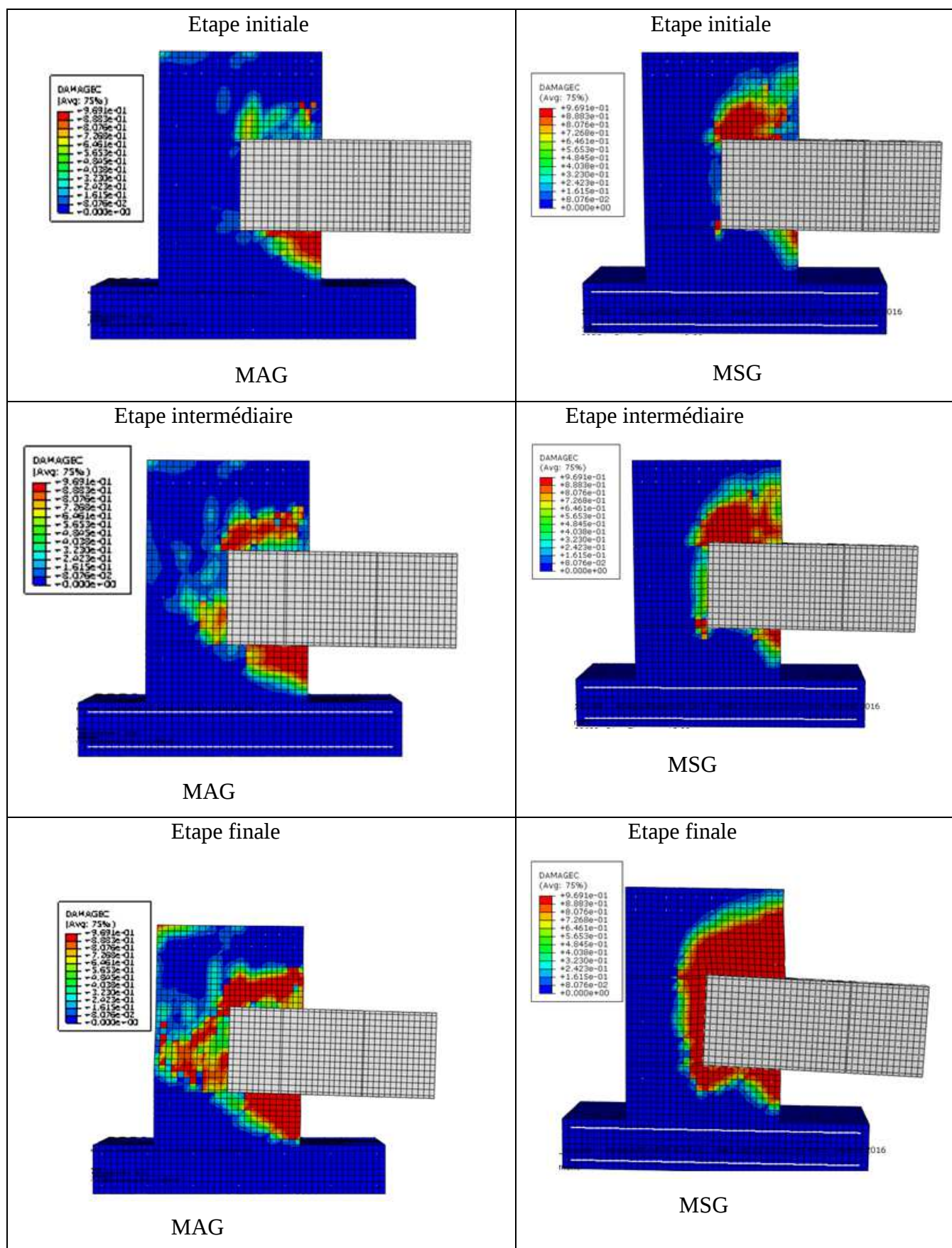


Figure IV.7: Présentation des dommages en compression pour les deux modèles (MAG, MSG).

La distribution des dommages en traction est représentée sur la figure IV.8 suivante pour les deux modèles (MAG, MSG)

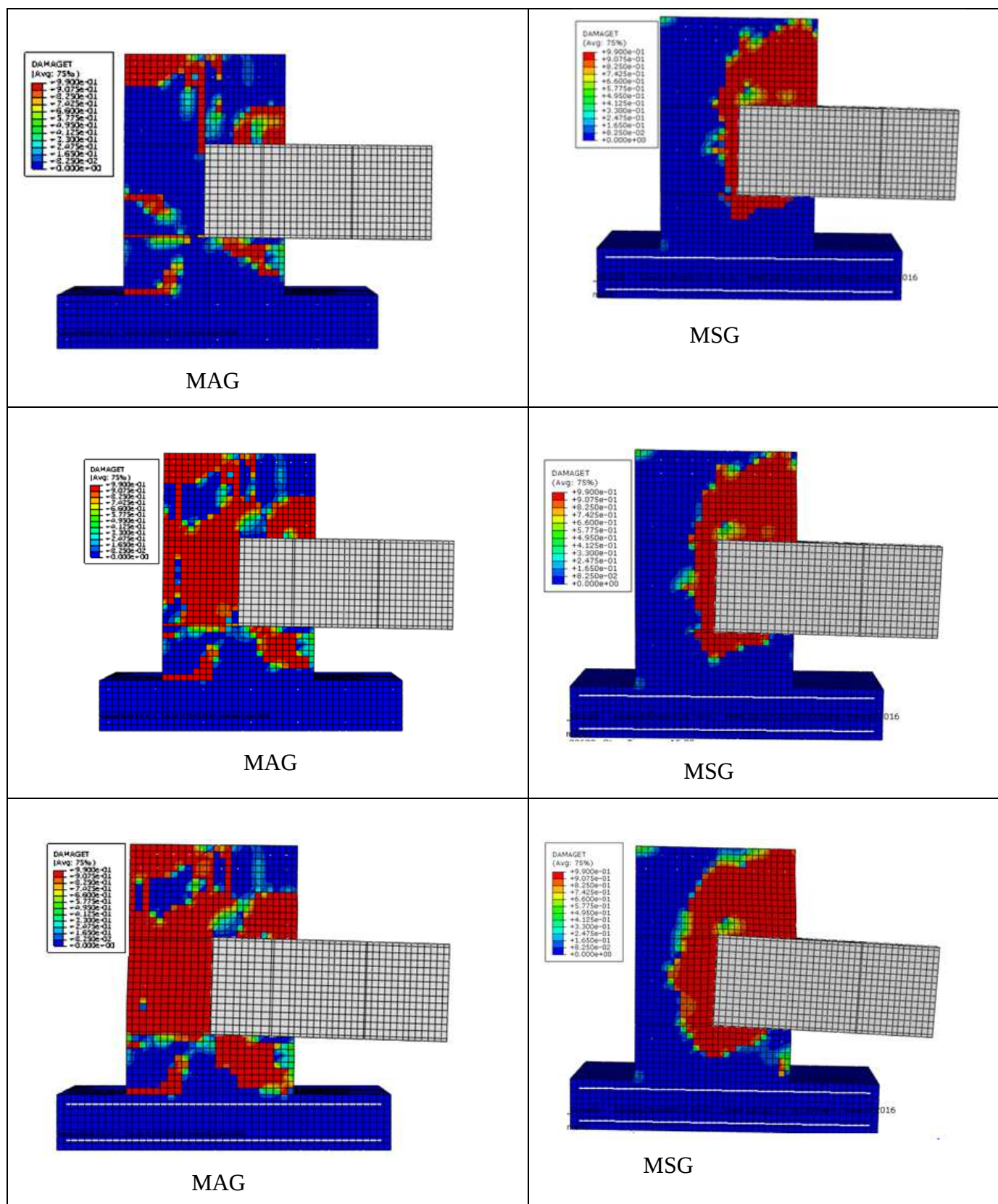


Figure VI.8: Présentation des dommages en tractions pour les deux modèles (MAG, MSG).

Nous observons que le voile est très endommagé autour de la connexion poutre-voile, ceci est tout à fait normal, vu que la rupture du voile se fait à ce niveau. La fissuration est réduite sur le voile du modèle avec goujons (MAG) sur les semelles supérieurs et inférieur du profilé.

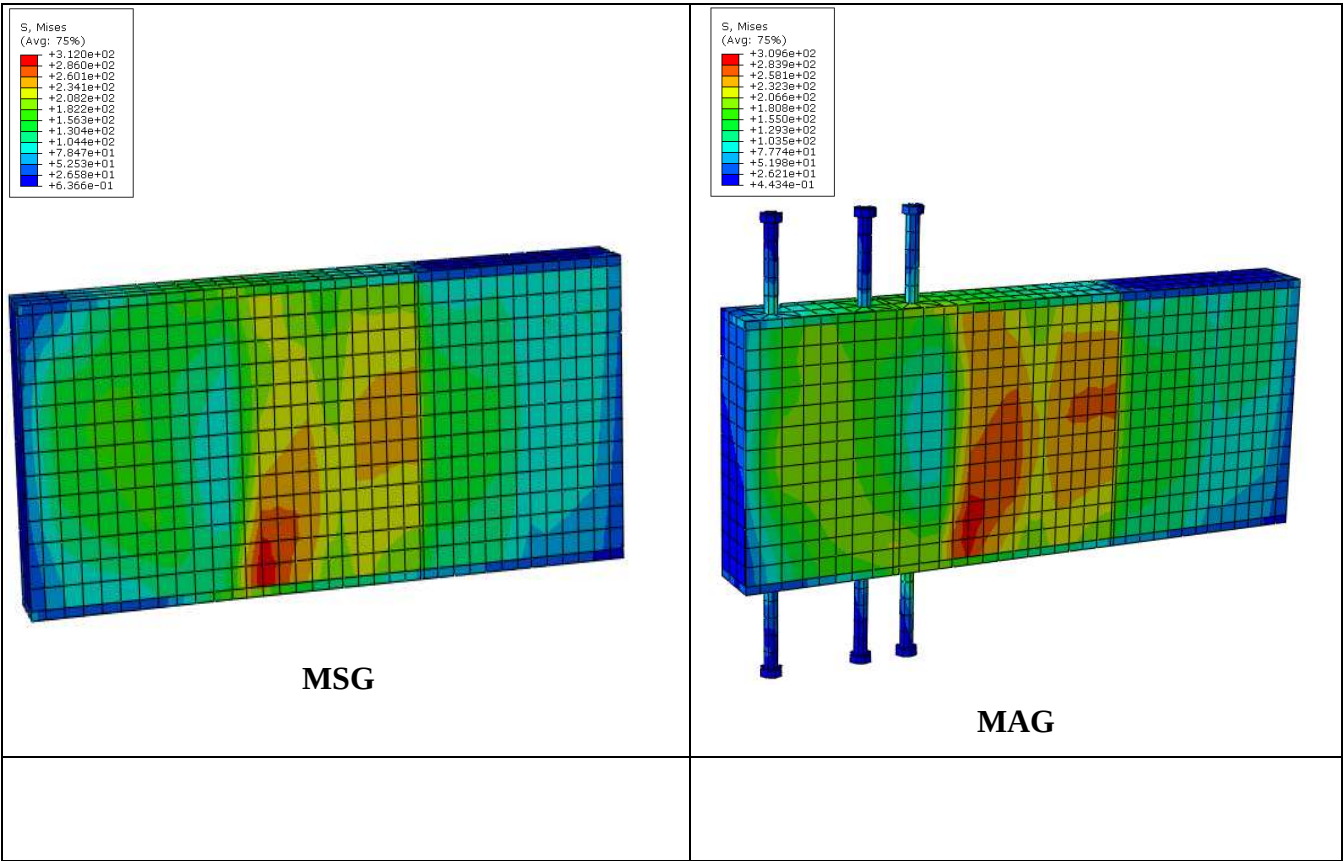
La distribution de l'endommagement nous renseigne sur la concentration des contraintes au niveau du béton. Nous observons également que les dommages en compression sont concentrés de façon induite à partir d'un couple de pression exercé sur les deux semelles, à la face du mur sur la semelle inférieur et à l'extrémité finale de la semelle supérieur.

IV.4.3 Distribution des contraintes de von Mises

IV.4.3.1 Distribution des contraintes dans le profilé métallique

La distribution des contraintes dans le profilé métallique est représentée sur la figure IV.9 suivante.

- Etape initiale



• Etape intermédiaire

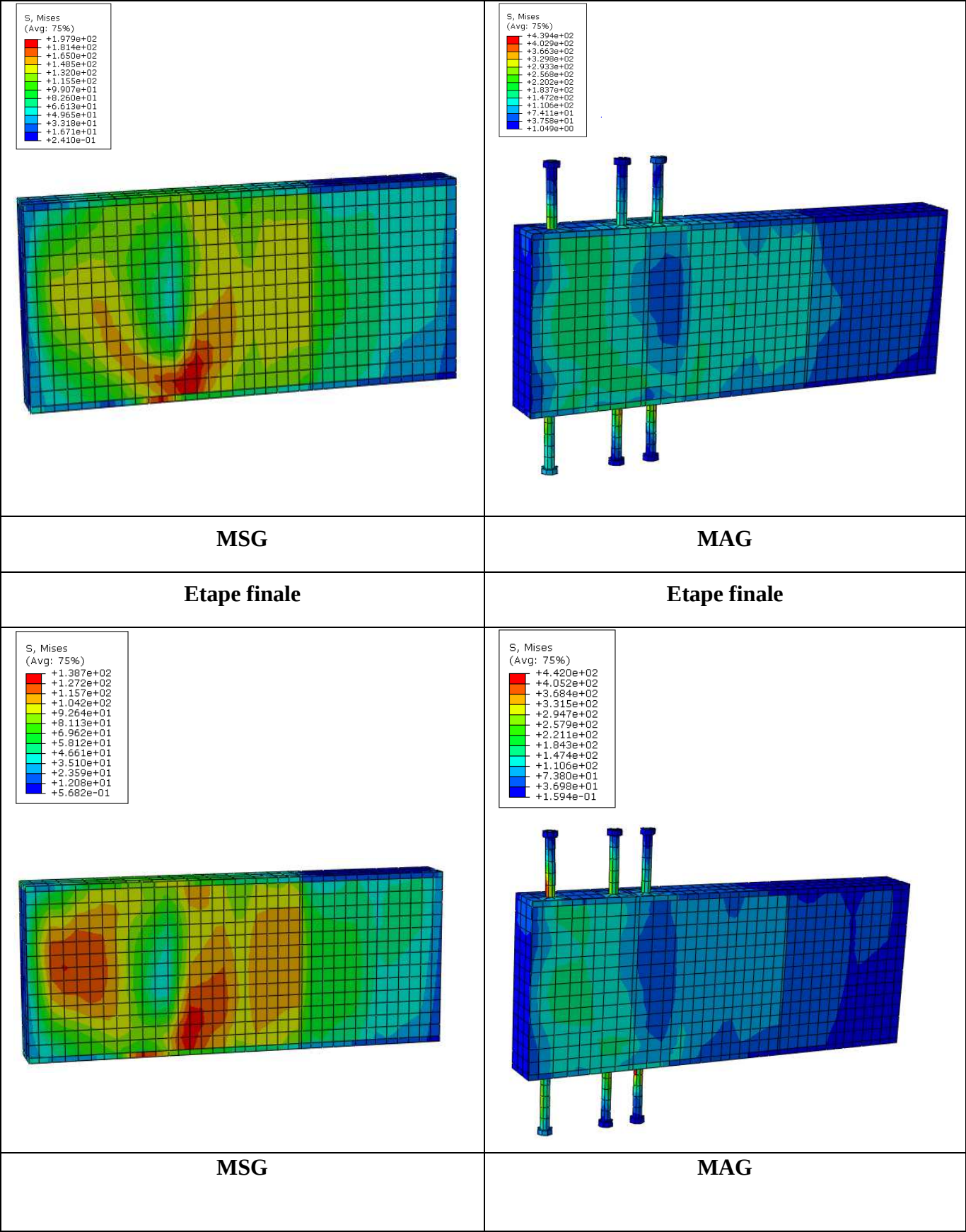
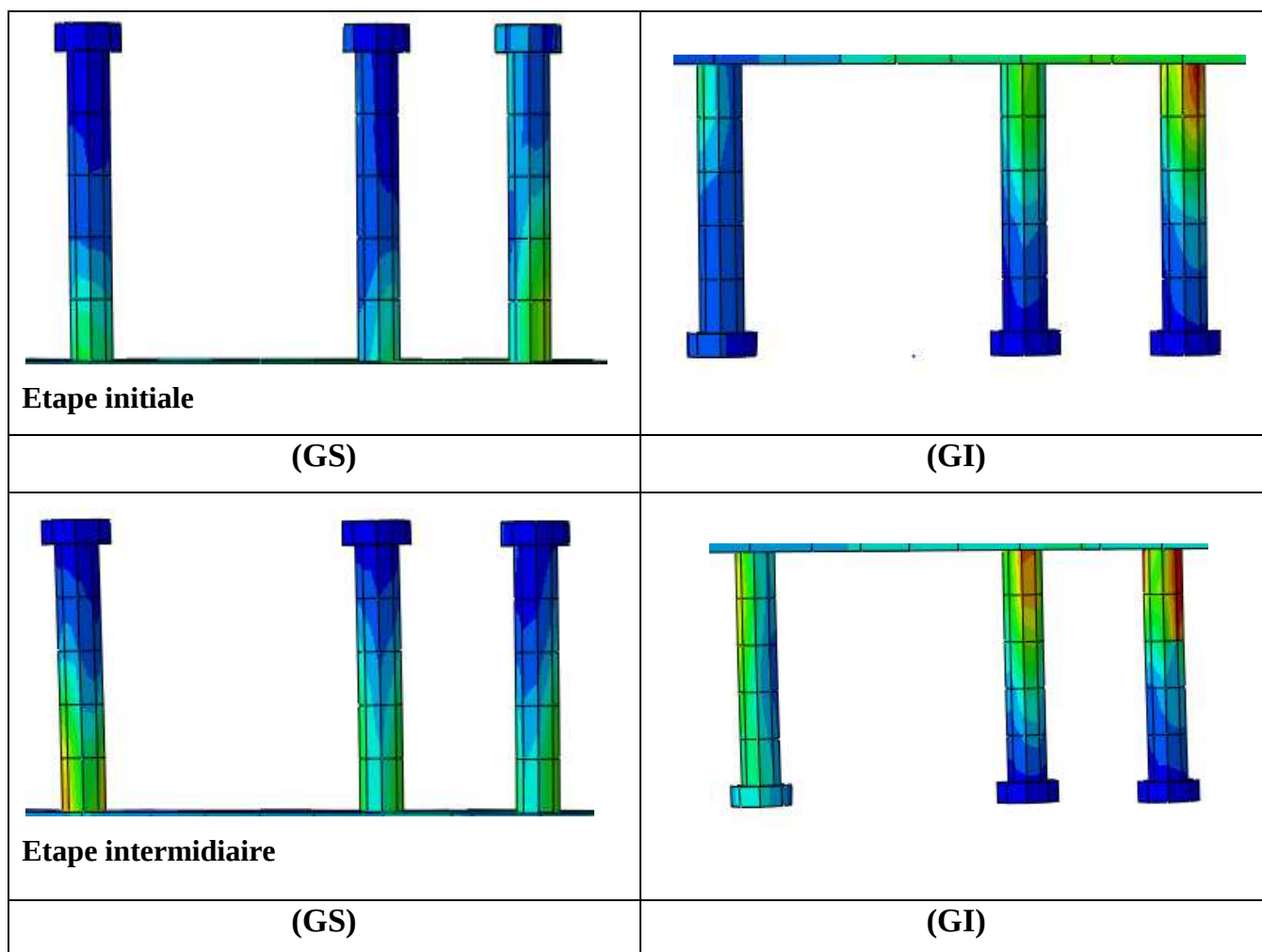


Figure VI.9: Distribution des contraintes dans le profilé métallique.

Suite à l'observation de l'évolution des contraintes dans le profilé métallique, nous concluons que l'âme du profilé transfère les forces de cisaillement, et une partie des moments de flexion de la poutre de couplage vers les voiles au niveau de la connexion et une fois que les goujons sont mobilisés, ils empêchent le glissement relatif reprenant les efforts de cisaillement.

IV.4.3.2 Distribution des contraintes dans les goujons supérieurs (GS) et dans les goujons inférieurs (GI) du profilé

La distribution des contraintes dans les goujons et aux différentes étapes est montrée sur la figure IV.10 suivante.



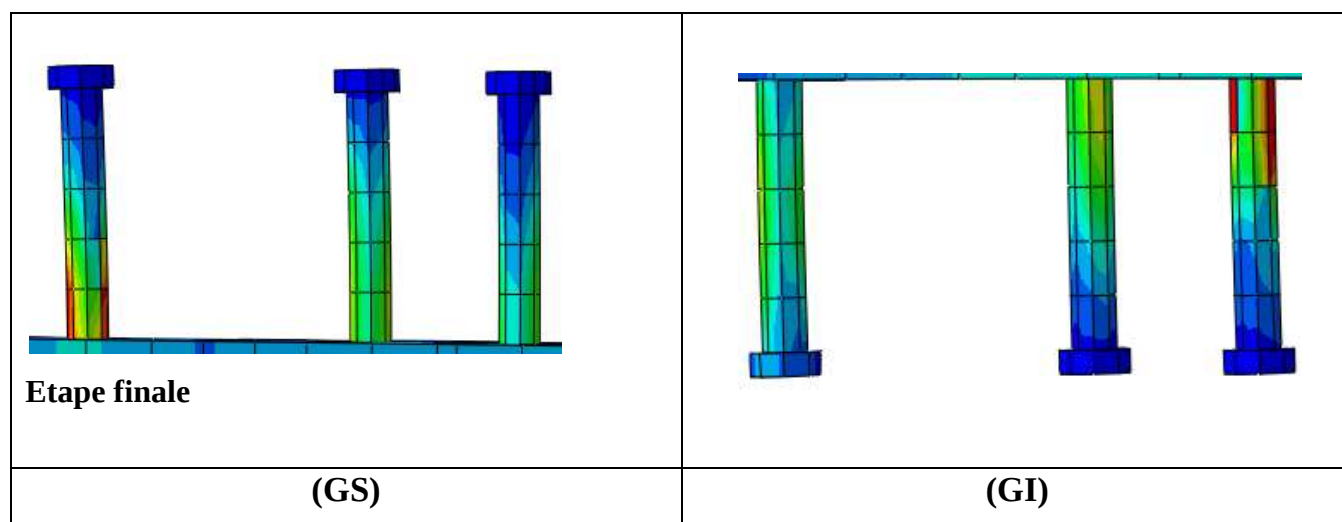


Figure IV.10: Distribution des contraintes dans les goujons.

Les résultats montrent une répartition non uniforme des contraintes sur les différents goujons en raison d'une répartition inégale des forces de cisaillement le long de la ligne de connexion.

Une évolution quasi-symétrique entre les goujons dans les semelles inférieures et supérieures est observée, ce qui n'a rien de surprenant par rapport à des raisons d'équilibre. La concentration des contraintes dans les deux goujons (goujon extrême gauche sur la semelle supérieur et le plus proche de la face sur la semelle inférieur) à l'étape finale, montre la contribution supplémentaire du système de forces d'appui qui se développerait dans le voile sans goujons.

IV.5 Influence de la résistance du béton

IV.5.1 Influence de la résistance du béton en compression sur le comportement global

La courbe forces-déplacements pour trois valeurs de la résistance à la compression du béton, 20MPa (RCB20), 30MPa (RCB30) et 50MPa (RCB50), est représentée sur la figure IV.11 suivante :

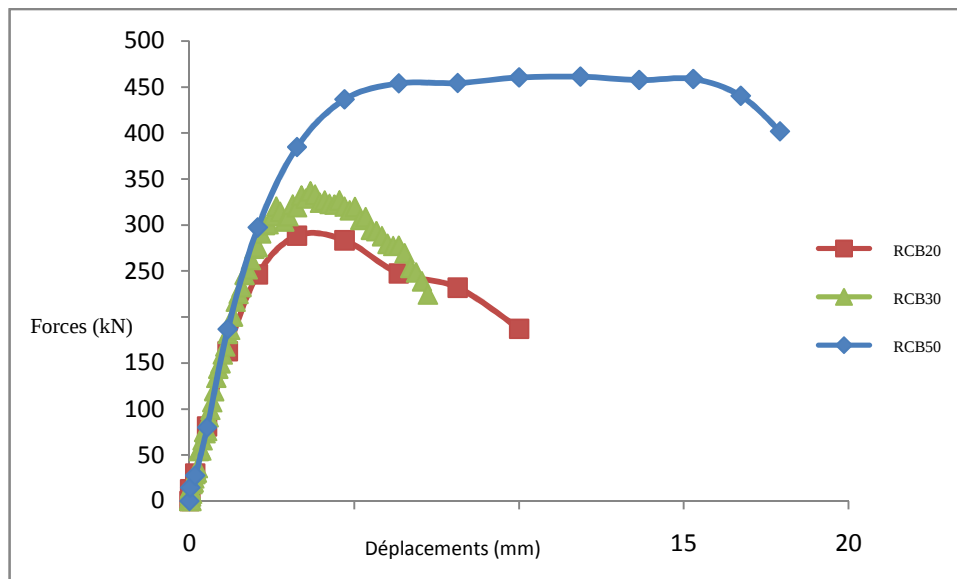


Figure IV.11: Courbe forces-déplacements (RCB20, RCB30 et RCB50).

La courbe de la figure IV.11 montre que la résistance des modèles augmente en fonction de la résistance à la compression du béton.

IV.5.2 Distribution des dommages en compression (D_C)

La distribution des dommages en compression, et en fonction des différentes valeurs de la résistance à la compression du béton, 20MPa (RCB20), 30MPa (RCB30) et 50MPa (RCB50), est représentée sur la figure IV.12 suivante :

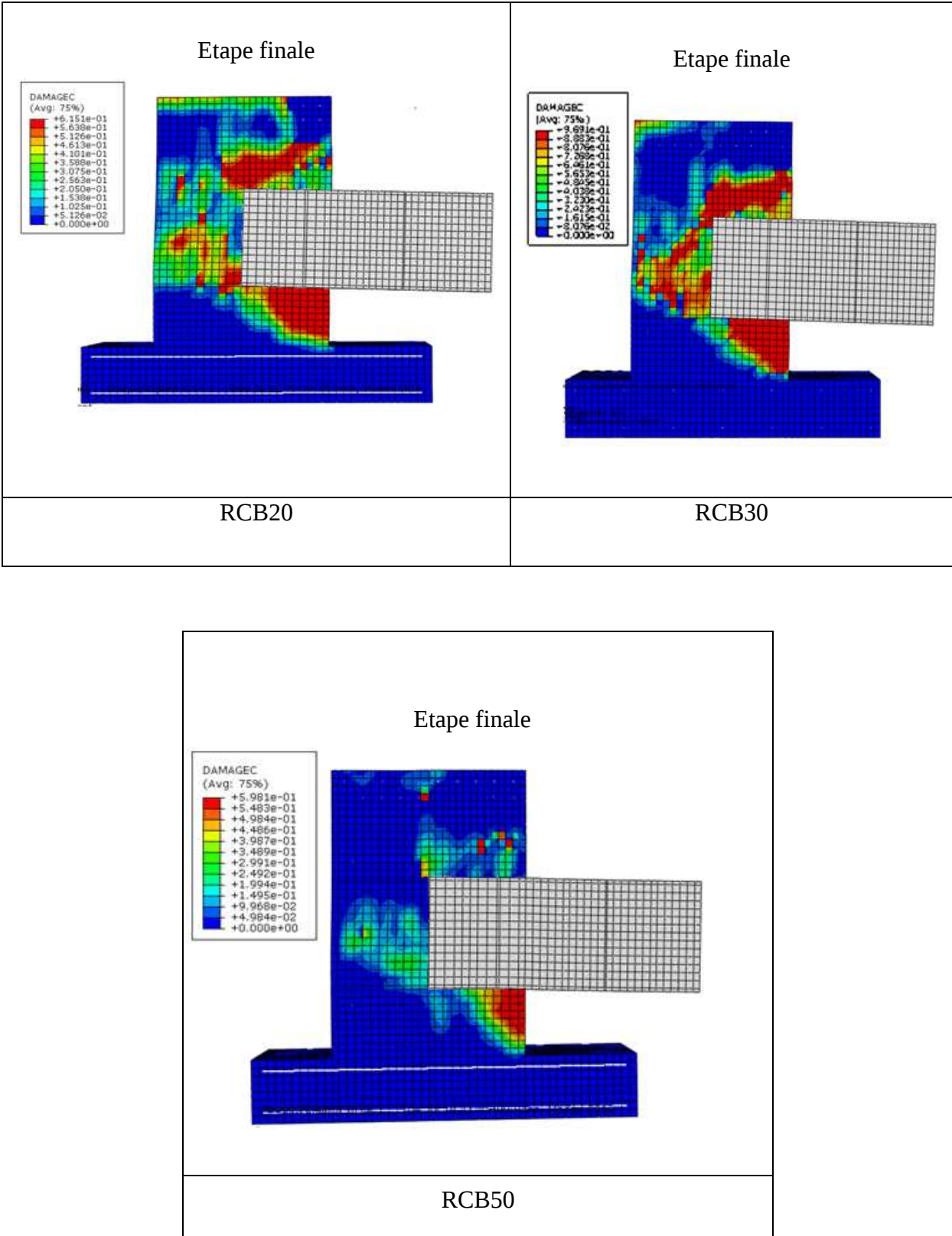


Figure IV.12 : Distribution des dommages en compression, et en fonction des différentes valeurs de la résistance à la compression du béton (RCB20, RCB30 et RCB50).

En observant la figure IV.12, nous constatons que les dommages en compression sont plus importants pour le modèle RCB20, et moins importants pour le modèle RCB50. Pour le modèle RCB20, les dommages en compression sont pratiquement répartis sur tout le voile, alors que pour le modèle RCB50, les dommages se concentrent au niveau de la connexion voile-profilé. Les dommages en compression sont fonction de la résistance à la compression du béton.

IV.5.3 Distribution des dommages en traction (D_t)

La distribution des dommages en traction, et en fonction des différentes valeurs de la résistance à la compression du béton, 20MPa (RCB20), 30MPa (RCB30) et 50MPa (RCB50), est représentée sur la figure IV.13 suivante :

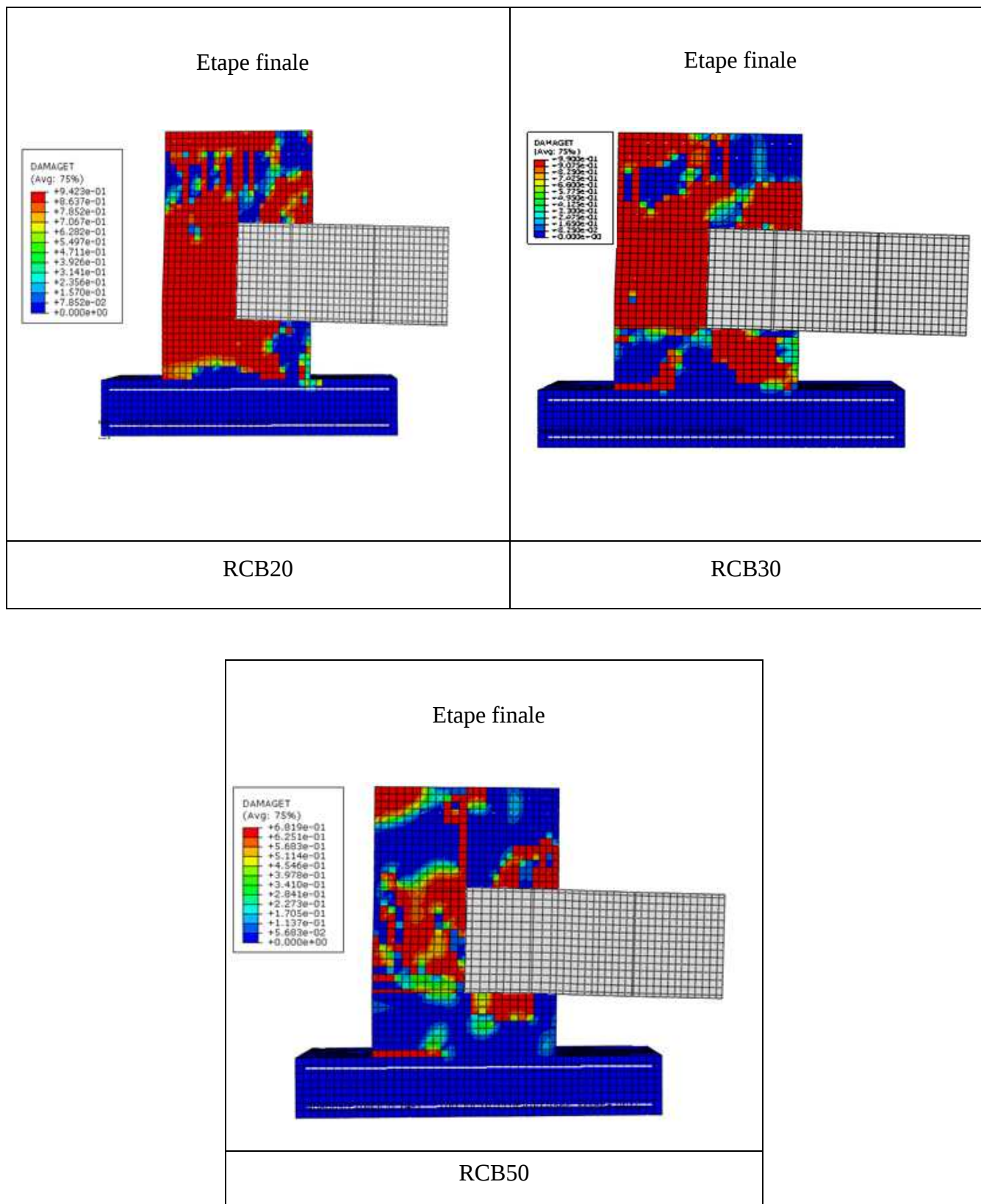


Figure IV.13 : Distribution des dommages en traction, et en fonction des différentes valeurs de la résistance à la compression du béton (RCB20, RCB30 et RCB50).

La figure IV.13 montre que les dommages en traction sont plus importants que les dommages en compression. Nous constatons également, pour le modèle RCB20 et pour le modèle RCB30, le voile est complètement endommagé en traction. Le modèle RCB50 subit quant même un endommagement important en traction.

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les résultats obtenus par l'étude numérique et expérimentale. Une étude sous chargement statique monotone est effectuée afin de valider le comportement du voile de l'essai "PARK", où les résultats obtenus ont montré que le modèle numérique a reproduit le comportement expérimental d'une manière satisfaisante.

Ce projet nous a permis de découvrir à travers la simulation d'un voile en béton armé couplé avec une poutre en acier (profilé métallique) le logiciel de calcul par éléments finis " ABAQUS " et d'acquérir de nombreuses connaissances en ce qui concerne la modélisation numérique.

Après avoir validé le modèle expérimental sous chargement monotone, une étude paramétrique a été effectuée.

Nous constatons que :

- Le modèle numérique reproduit de manière très satisfaisante le comportement expérimental de l'essai PARK.
- La rupture s'est produite au niveau de la connexion poutre-voile. Ceci est tout à fait logique du moment que la poutre de couplage est munie de plusieurs raidisseurs au niveau de l'âme.
- La présence des goujons apportent un supplément de résistance pour le modèle.
- La distribution des contraintes dans le profilé nous renseigne sur le transfert d'efforts du profilé vers le voile qui s'effectue en diagonale.
- Les goujons reprennent l'effort de cisaillement empêchant le glissement relatif entre les semelles du profilé et du voile.
- Le voile sans goujons est plus endommagé au niveau de la connexion, ce qui approuve la nécessité de l'ajout des goujons.
- En variant la résistance du béton, l'analyse nous a permis de mettre en évidence l'influence de la résistance du béton sur le comportement global du voile. En effet, pour un béton de 50MPa, la résistance du voile a augmenté d'une manière très significative.

En perspectives, nous prévoyons :

- Une étude paramétrique poussée en faisant varier d'autres variables.
- Apporter des solutions pour augmenter la résistance du béton autour de la connexion. L'utilisation de la technique de béton confiné reste une solution très promettante.

- Etudier l'apport du nombre de goujons dans la reprise de l'effort de cisaillement.....
- Réaliser des essais expérimentaux à une échelle réduite afin de confirmer l'étude paramétrique.
- Développer une loi de comportement prenant en compte le confinement du béton.

Bibliographie

- [1] **BELOUNIS RADIA**, ingénieur en génie civil, mémoire de magister en génie civil « étude de la performance des poteaux mixtes acier-béton sous différentes sollicitations »(2008).
- [2]**TABBAKH BACHIR**, thèse de doctorat «analyse expérimental de la connexion acier-béton dans les structures mixtes».
- [3]cours de stabilité «les constructions mixtes dans les bâtiments»
- [4]**SLIMANI RACHID**, thèse de magister; «étude et caractérisation des assemblages mixtes de type poutre-poteau selon l'Eurocode 4»(2007).
- [5]**SAKKYOU SOUMAYA**; thèse de magister, «étude de comportement des poteaux mixtes acier-béton compte tenue d'une exigence au feu»(2008).
- [6]**BELKAD SALAH**, thèse de magister «mise en point d'une méthode simplifiée de calcul au feu des colonnes mixtes acier-béton partiellement enrobées en considérant le problème de l'excentricité.»
- [7]**Exemple de publication de ARCELOR**, «construction mixte acier-béton à base de poutrelles laminées».
- [8]**TRAHAIR N.S., BARDFORD M.A, NETHERCOT D.A. and GARDNER L.** «the behavior and design of steel structures to EC3» . 4th edition BRITISH, London, Spon press 2007
- [9] **OWENS ,G. W. AND CHEAL,B. D.** «comprehensive coverage of several aspects of connection behavior and design structural steelwork connection» ,1st Edition. 1989
- [10]**P,BOERAEVE**- les constructions mixtes dans les bâtiments.
- [11]**MANFRED.A,HIRT ROFT BEZ**, Traite de Génie civil De L'école polytechnique Fédérale De Lausanne volume 10 . (1994)
- [12]Cours charpente métallique.
- [13] **Eurocode 3**, «structuraux bases de calcul des structures : eurocode -basis of structural design: eurocode- Grundlagen de tragwersplanung».
- [14]**JASPART J.P.**, General report: session on connections, journal of Constructional
- [15]**JEAN-MOREL**, calcul des structures métallique selon l'eurocode 3 ,1999
- [16] **CHEN, WF** « plasticity in reinfonrd couvert », New York Mc Graw_ HiLL Bookstore 1981.pp.465.
- [17] **CHEN WF**, «Plasticity in reinforced concrete». New York McGraw_HiLL Bookistore, 1982, 465p.

- [18] **RICHARD ET AL, 1928** "the concrete" us laboratory, Los Angeles, 1987.
- [19] **JAMET.P, MILLARD.A AND NAHAS, G.** «Triaxial behavior of a micro-concrete complete stress-strain for confining pressures ranging from 0 to 100 Mpa, Paris.
- [20] **RAMTANI S**, «contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral» thèse de génie civil université de Paris 6 ENS de Cachan, 1990, 185p.
- [21] **LE MAITRE .J and CHABOCHE J.L**, "Mécanique des matériaux solides" Ed –Dunod de physique .1985.
- [22] **A.KASSOUL**, master génie civil, option: bâtiment, «ossatures des bâtiments». polycopie.
- [23] **RPA** « Règlement parasismique algérien » document technique réglementaire D.T.R-B.C 2003, pp.2.48.
- [24] **VICTOR DAVIDVICI et AL** «Génie parasismique » Presse de l'école nationale des ponts et chaussées 1985.
- [25] **TLE.N** « contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique.
- [26] **EUROCODE8** «Structures in seismic regions ,design, part ,General and building » report EUR 12266EN , Bruxelles ;office for official publications of the European.
- [27] **A. Plumier, C. Doneux**, Editors (2001). ICONS Report 4. « Composite Steel Concrete Structures». Laboratoire National de Engenharia Civil. Lisbon-Portugal. ISBN 972-49-1890-4.
- [28] **L.MADOUNI**, rapport génie civil, option: structure et matériau, «ossatures des bâtiments». polycopie.
- [29] **F.LAPORTE**, mémoire maîtrise ès sciences appliquées, juillet 2007 «demande en cisaillement pour des murs couplés ductiles en régime non linéaire », Sherbrooke (Québec), Canada.
- [30] PHOTO COURTESY OF MAGNUSSON KLEMENCIC ASSOCIATES
- [31] **Ali Kezmane^{1 2(*)}, Luca Placidi², Said Boukais¹, Mohand Hamizi¹, Naceur Eddine Hannachi¹**, « numerical study of steel plate reinforced concrete walls behavior », LaMoMs Laboratory, University of Mouloud Mammeri, Univ1501, Tizi-Ouzou, Algeria.
- [32] **Lefas, I. D., Kotsovos, M. D, & Ambraseys, N. N.** 1990 « Behavior of reinforced concrete structural walls: strength, deformation characteristics, and failure mechanism ». ACI Structural Journal, 87(1),.
- [33] **Congzhen, Xiao.** 2012 «Seismic behaviour of the steel plate reinforced concrete shear wall». 9th world congress, CTUBH, China.

- [34] **Kassem, W.** 19 March 2008«Steel/concrete composite shear walls for tall buildings. Young researchers conference», Abstract No. 19, , I Struct E HQ, London, UK.
- [35] **Shahrooz, Bahram,** May 2005 « Hybrid Coupled Wall System», Concrete International,.
- [36]**Michael ABBAS,** présentation du logiciel ABAQUS, principe de fonction, université de technologie de Compiègne, laboratoire Roberval/UMR UTC-CNR.
- [37] **Lemaitre,J,**1992, a course on damage mechanics, Springer verlag Ed.
- [38] **PARK,W.S.AND YONG, H.D.(2006)**«the bearing strength of steel coupling beam-reinforced concrete shear wall connection» nuclear engineering and design. 236,77-93.

Résumé

Dans les bâtiments élevés à plusieurs étages les systèmes de voiles couplés mixtes sont généralement utilisés dans les constructions sismiques. Ces systèmes sont construits sur toute la hauteur du bâtiment et sont disposées comme une série de voiles couplés par des poutres en acier avec des ouvertures pour accueillir des portes, des murs, des fenêtres d'ascenseur et les couloirs Dans ce travail, le comportement des systèmes de voiles couplés mixtes compte tenu des détails de connexion est examiné à travers les résultats d'un programme de recherche numérique effectué, où l'essai expérimental réalisé par PARK WAN-SHIN, YUN HYUN-DO est reproduit par un modèle d'éléments finis construits en utilisant le logiciel Abaqus. Le spécimen d'essai constitué de poutres de couplage en acier ancré dans un voile en béton renforcé. Les variables de test de notre étude sont les goujons de cisaillement et la résistance à la compression du béton dans le voile. Les résultats et la discussion présentés dans ce travail fournissent des données importantes pour le comportement systèmes de voiles couplés mixtes. Il est à noter que les goujons dans le profilé peuvent améliorer le transfert de cisaillement de la connexion, qui saura à son tour améliorer la performance du voile couplée. Les comparaisons entre les résultats expérimentaux et numériques indiquent que ces modèles peuvent être efficacement plus utilisés pour effectuer des études paramétriques approfondies.

Mots-clés: systèmes de voiles couplés, structures mixtes, poutres de couplage en acier, Abaqus, modèle éléments finis

Abstract

In high multistory buildings, hybrid coupled shear walls are usually used in seismic building. These systems are built over the whole height of the building and are laid out either as a series of walls coupled by steel beams with openings to accommodate doors, elevator walls, windows and corridors. In this work, the behavior characteristics of hybrid coupled shear wall system considering connection details is examined through results of a numerical research program, where experimental test carried by PARK WAN-SHIN, YUN HYUN-DO is reproduced by a finite elements model constructed using software Abaqus. Such connections details are typically employed in hybrid coupling wall system consisting of steel coupling beams and reinforced concrete shear wall. The test variables of this study are shear studs and concrete compressive strength in the wall. The results and discussion presented in this work provide important data for behavior of hybrid coupled shear wall systems. It is noted that shear studs in the steel beam profile can enhance the shear transfer of the connection, which will in turn improve the coupled wall performance. Comparisons between experimental and numerical results indicate that these models may be efficiently further used to perform extensive parameter studies.

Keywords: Hybrid coupled shear wall, Steel coupling beams, Composite structures, Abaqus, finite element model