



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



Faculté de Génie de la Construction
Département de génie civil.

Projet de fin d'études

En vue d'obtention du diplôme de Master Académique,
Option : Structure et matériaux

Thème

**Investigation du comportement
dans les zones des rotules
plastiques dans les portiques en
béton armé**

Proposé et dirigé par :

Mr. BOUKAIS Said
et

Mr. KAHIL Amar

Réalisé par :

Mr. NEKMOUCHE Aghiles

Promotion 2012-2013

Remerciements :

Au terme de ce travail, je saisis cette occasion pour exprimer mes vifs remerciements à toute personne ayant contribué, de près ou de loin, à la réalisation de ce travail.

La première personne que je tiens à remercier est mon promoteur Mr **BOUKAIS Said**, pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'il trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité. Je le remercie aussi pour sa gentillesse et sa disponibilité.

Je tiens à remercier très chaleureusement mon Co-promoteur **Mr KAHIL Amar** qui m'a appris à accorder de l'importance aux détails qui s'avèrent toujours important.

Je remercie vivement **Mr OULD Ouali** pour son aide, ses explications et ses réponses à toutes les questions et les problèmes rencontrés dans ABAQUS.

Je tiens aussi à remercier **Mr ALI Kezmane** pour toute la documentation qu'il a mis à ma disposition ainsi que **Mr SISALEM Madjid** qui m'a beaucoup aidé.

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

La liste ne serait pas complète sans citer tous mes amis (es) et ma famille qui ont su me supporter et me soutenir chacun à sa manière durant toute cette période. C'est aussi grâce à eux que cette thèse est menée à bien !

Que tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à ma formation trouvent ici ma profonde reconnaissance.

Merci 

Dédicace :

Je dédie ce modeste travail à :

A ma chère *Mère*, mon cher *Père*, 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 de bonheur.

La mémoire de mes très cher frère **Achour** et **Mebarek**, que dieu les gardent dans son vaste paradis.

Mes adorables sœurs que j'aime énormément **Timgad**, **Letitia**, **Anaïs**, **Zitouna** et sa petite fille **Maylis**.

Mes grands parents **Amar** et **Baya**.

Mon oncle **Madjid**, que j'aime beaucoup.

Mes tantes **Karima et Fariza** pour leur soutien, orientation et conseils, sans oublier leurs maris **Mohand** et **Messaoud**

Mes cousins et cousines : **Nawel**, **Manel**, **Nabil**, **Madjid** et **Saïd**.

Mon beau frère **Djamel**

Toute la famille **NEKMOUCHE**.

Tous mes ami(e)s.

Et pour tous ceux qui m'ont aidé de loin ou de près à la réalisation de ce mémoire.

Nekmouche Aghiles.

Liste des figures

Chapitre I :

Figure I.1 : Dispositions constructives NON - CONFORMES aux règles PS92 [1].....	6
Figure I.2 : Loi Force-déplacement non-linéaire idéalisée pour les poutres et poteaux [2]...8	8
Figure I.3 : Performance structurelle typique et niveau d'endommagement associé [3]..9	9
Figure I.4 : Effondrement total des constructions manquant de ductilité (Kalamata) [4]...12	12
Figure I.5 : Rupture par formation des rotules plastiques aux pieds des poteaux [4].....12	12
Figure I.6 : Rupture fragile de portiques de béton armé (Arménie) Conception incorrecte des armatures [23].....13	13
Figure I.7 : Rupture pour mauvaise qualité des matériaux (Ceyhan 1998) [4].....13	13
Figure I.8 : Création d'une section courte par des panneaux partiels.....14	14
Figure I.9 : Cisaillement du poteau dû au remplissage partiel.[5].....15	15
Figure I.10: Rupture par écrasement du béton du au remplissage partiel.[5].....15	15
Figure I.11: Non confinement du béton [4].....16	16
Figure I.12: Kobe béton armé confiné : comportement ductile [5].....17	17
Figure I.13: Nœud ductile en béton de fibres, Géométrie des nœuds d'ossature.....17	17
Figure I.14: Courbe charge – déformation ' Relation déformabilité –ductilité' [6].....18	18
Figure I.15: Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé [6].....18	18
Figure I.16: Comportement d'un élément 'ductile et fragile. [6].....19	19
Figure I.17: Caractéristiques géométriques du portique testé.....19	19
Figure I.18: Courbe effort-déplacement en statique.....20	20
Figure I.19: Plan du renforcement du composite (<i>Pantelidis et coll. 2000</i>).....21	21
Figure I.20: Réponse d'hystérésis de charge-déplacement pour le spécimen non modifié.21	21
Figure I.21: Réponse d'hystérésis de charge déplacement pour le spécimen renforcé.22	22
Figure I.22: Courbes dorsales (<i>Pantelidis et coll. 2000</i>)22	22
Figure I.23: Ferrailage de la poutre et du poteau principal.....23	23
Figure I.24: Ferrailage des nœuds des deux modèles.....24	24
Figure I.25: Diagramme charge-déplacement.....24	24
Figure I.26 : La capacité portante de la charge.....25	25
Figure I.27 : Portique avec des nœuds d'ossature fragiles (CEA Saclay).....26	26

Liste des figures

Figure I.28: Courbes force-déplacement pour des portiques avec des nœuds d'ossature fragiles (pointillés courts) ou résistants (tirets longs).....	26
Figure I.29: Photograph of the test set up (loading system).....	26
Figure I.30: Load - Displacement hysteresis Curves at the beam-end.....	28
Figure I.31: Envelopes of cyclic load versus deflection curves.....	28
Figure I.32: envelopes of cyclic load versus deflection curves.....	29

Chapitre II :

Figure II.1: Composants d'un béton.....	32
Figure II.2 : Comportement du béton en compression [13].....	37
Figure II.3 : Comportement cyclique du béton en compression simple [14].....	38
Figure II.4 : Comportement du béton confiné [15].....	39
Figure II.5: Comportement du béton en traction [14].....	41
Figure II.6 : Application et rayon d'influence du 'tension Stiffening'[14].....	42
Figure II.7 : Comportement cyclique du béton en traction [14].....	42
Figure II.8: Comportement du béton sous chargement cyclique.[16].....	43
Figure II.9 : Courbe de traction pour un acier de construction [17].....	45
Figure II.10: Courbe de traction pour un acier de construction [17].....	46
Figure II.11 : Exemples de modélisations [18].....	48
Figure II.12: Réponse du modèle à la traction simple [19].....	49
Figure II.13 : Réponse du modèle à la compression simple [19].....	50
Figure II.14 : Récupération de rigidité en compression [19].....	52
Figure II.15 : Récupération de rigidité lors d'un cycle complet [20].....	53
Figure II.16 : Modèle numérique pour l'acier [18].....	54
Figure II.17 : Modèles d'écrouissage [21].....	55

Chapitre III :

Figure III.1: Illustration de la méthode de Newton.....	59
Figure III.2 : illustration de l'opérateur de différence centrale.....	60

Liste des figures

Figure III.3 : Portique du RPA.....	62
Figure III.4 : Création de la matière béton.....	64
Figure III.5 : Création des barres.....	65
Figure III.6 : Définition du comportement de l acier.....	66
Figure III.7 : Définition du comportement du béton.....	67
Figure III.8 : Création du modèle finale.....	67
Figure III.9 : Définition du step	68
Figure III.10 : définition du contact acier béton.....	69
Figure III.11 : Définition des conditions aux limites (mécanisme1).....	69
Figure III.12 : Définition des conditions aux limites (mécanisme2).....	70
Figure III.13 : Définition du maillage des barres	70
Figure III-14 : Présentation du maillage des barres.....	71
Figure III-15 : présentation du maillage du portique.....	71
Figure III-16 : définition du job.....	72
Figure III-17 : présentation d'un résultat.....	72

Chapitre IV :

Figure IV.1 : Vérification des énergies.....	76
Figure IV.2 : Propagation des déplacements dans le portique.....	77
Figure IV.3 : Propagation des contraintes dans le béton.....	78
Figure IV.4 : Propagation des déformations dans le béton.....	79
Figure IV.5 : Propagation des dommages en compression dans le béton.....	80
Figure IV.6 : Propagation des dommages en traction dans le béton.....	81
Figure IV.7 (a) : Propagation des contraintes dans les aciers en tête du pot.....	82
Figure IV.7 (b) : Propagation des contraintes au pied des poteaux.....	83
Figure IV .8 (a) : Propagation des déformations dans les aciers en tête du pot.....	84
Figure IV.8 (b) : Propagation des déformations dans les aciers au pied du poteau.....	85

Liste des figures

<u>Figure IV.9</u> : Propagation des déformations plastiques au pied des poteaux.....	86
<u>Figure IV.10</u> : courbe force-déplacement.....	87
<u>Figure IV.11</u> : Contrainte-déformation en compression en tête du poteau dans le béton...	88
<u>Figure IV.12</u> : Courbe contrainte déformation plastique dans les aciers.....	88
<u>Figure IV.13</u> : Courbes force-déplacement.....	89
<u>Figure IV.14</u> : Comparaisons des dommages en compression.....	90
<u>Figure IV.15</u> : Comparaisons des Dommages en traction.....	91
<u>Figure IV.16</u> : comparaison des contraintes dans les aciers.....	92
<u>Figure IV.17</u> : Propagation des dommages en traction en tête du poteau.....	93
<u>Figure IV.18</u> : Propagation des dommages en compression en tête du poteau.....	94
<u>Figure IV.19</u> : Comparaison des contraintes dans les aciers en tête du poteau.....	95
<u>Figure IV.20</u> : Comparaison des déformations plastiques dans les aciers transversaux...	96
<u>Figure IV.21</u> : Vérification des énergies pour le modèle classique.....	97
<u>Figure IV.22</u> : propagation des déplacements dans le portique (modèle classique).....	98
<u>Figure IV.23</u> : propagation des dommages en traction a l'intérieure du béton du modèle classique.....	99
<u>Figure IV.24</u> : propagation des dommages en compression dans le béton du modèle classique.....	100
<u>Figure IV.25</u> : Propagation des contraintes dans le béton du modèle classique.....	101
<u>Figure IV.26</u> : propagation des déformations dans le béton.....	102
<u>Figure IV.27</u> : propagation des contraintes dans le nœud du modèle classique.....	103
<u>Figure IV.28</u> : Propagation des déformations dans les aciers du modèle classique.....	104
<u>Figure IV.29</u> : courbe force-déplacement.....	105
<u>Figure IV.30</u> : courbes force-déplacement.....	106
<u>Figure IV.31</u> : comparaison des dommages en traction.....	107

Liste des figures

- Figure IV.32** : comparaison des dommages en compression dans le béton...108
- Figure IV.33** : comparaison des contraintes dans les aciers pour la poutre....109
- Figure IV.34** : comparaison des contraintes dans les aciers.....110
- Figure IV.35** : comparaison des dommages en traction dans la poutre.....111
- Figure IV.36** : comparaison des dommages en traction au pied du poteau.....112
- Figure IV.37** : Comparaison des dommages en compression au pied du poteau :.....113
- Figure IV.38** : Comparaison des contraintes dans les aciers longitudinales de la poutre.114
- Figure IV.39** : comparaison des déformations dans les aciers transversaux de la poutre.115

Résumé

Sous l'effet d'une action sismique, toute structure est susceptible de subir des déformations dues essentiellement au mécanisme de déformation latérale des poteaux. Ce dernier est caractérisé par le développement de rotule plastique au niveau des poteaux et des poutres laissant ainsi la structure sans capacité de résistance et automatiquement sans capacité de déformation. Les nœuds dans une conception poteau-poutre en béton armé représentent les zones mécaniques les plus critiques dans la dissipation de l'énergie sismique et c'est pour cela qu'on s'intéresse à l'étude de ces zones critiques. Ce travail consiste à faire une simulation d'un portique en béton armé par le code de calcul ABAQUS en créant deux mécanismes de ruine. Cette étude est basée sur le renforcement des nœuds poteau-poutre du portique avec des barres en X et puis comparer les résultats obtenues à un modèle classique sans renfort afin de voir l'amélioration du comportement de ces zones critiques localement ainsi que leur niveau de performance. L'objectif aussi avec ce renforcement est de retarder l'apparition des rotules dans les poteaux et pourquoi pas essayer de les éliminer complètement et puis changer le mécanisme de ruine de la structure qui nous conduit à améliorer son comportement globale.

Après la simulation, il ressort de l'ensemble des résultats que le renfort par des barres en X est efficace, toutes les concentrations de contraintes et des dommages dans les zones critiques du modèle classique ont pu être diminué par le renforcement et les valeurs ultimes sont éliminées.

A l'échelle globale, ce renforcement nous admis une capacité portante très importante et une rigidité meilleure. La possibilité d'apparition des rotules plastiques dans le modèle classique peut être solutionnée par ces barres de renforcement.

Introduction générale

- Introduction.....2
- Position du problème.....3
- Objectif du mémoire3

Chapitre I : Etude bibliographique

Introduction.....	4
I-1.Spécification pour les nœuds.....	6
I-2. Comportement des éléments d'ossatures autostables	7
I-3. Comportement non linéaire des poutres et des poteaux	7
I-3.1 Lois Force-Déplacement généralisées associées aux poutres et poteaux	7
I-3.2 Définition des performances.....	8
I-4 Equilibre des nœuds.....	10
I-4.1 Comment favoriser la plastification des éléments horizontaux avant celle des éléments verticaux ?	11
I-6 Les mécanismes de ruines.....	11
I-6.1 Définition des mécanismes de ruine.....	11
I-6.2. Influence des murs au remplissage partiel en maçonneries sur le comportement des portiques en béton armée	14
I-7. Quelques solutions pour ces mécanismes	16
1. Le confinement.....	16
2. Le béton de fibre	17
I-8. Notions de base sur la ductilité	18
I-9. Travaux antérieures	19
I-9.1 Exemple de simulation d'un portique en béton armé [16].....	19
I-9.2 Renforcement d'un nœud poutre-poteau par composites [29].....	20
I-9.3. Confortement par des frettes [17].....	23
I-9.4 Simulation de deux portiques (à nœuds rigides et à nœuds flexibles) en utilisant le (modèle à fibre de CAST3M) [40].....	25
I-9.5 Etude expérimentale des nœuds poteaux poutres dans les régions sismiques [41].	27
• Conclusion	29

Chapitre II : Généralités sur les matériaux

Introduction	31
II-1. Le béton	31
II-1.1 Généralités	31
II-1.2 Les constituants d'un béton	32
II-1.2.1 Le ciment	32
II-1.2.2 Les granulats.....	33
II-1.2.3 L'eau de gâchage	34
II-1.2.4 Les adjuvants	35
II-2. Les aciers.....	35
II-2.1 Présentation.....	35
II-2.2 Caractéristiques mécaniques.....	35
II-2.3 Classification des aciers pour le béton armé	36
II-2.4 Dispositions constructives.....	36
II-3 comportement expérimental du béton.....	37
II-3.1 Le béton en compression	37
II-3.2 Comportement en compression cyclique	38
II-3.3 Comportement du béton confiné	39
II-3.4 Prise en compte de l'endommagement en compression	40
II-3.5 Le béton en traction	40
II-3.6 Comportement en traction cyclique	42
II-3.7 Comportement cyclique traction-compression	43
II-4.Prise en compte de l'endommagement en traction	44
II-5. L'acier.....	44
II-6. L'association béton-acier	46
II-6.1. Définition de l'adhérence.....	47
II-7. Définition des modèles numériques	47
II-7.1 Modèle numérique du béton	47
II-7.2 Présentation du modèle <i>concrete damaged plasticity</i>]	48
II.7.2.1. Comportement à la traction	49
II-7.2.2 Comportement à la compression	49
II.7.2.3 La récupération de la rigidité en comportement cyclique uniaxiale	51
II-8. Modèle numérique pour les aciers	54

Sommaire :

Conclusion	55
------------------	----

Chapitre III : Simulation numérique.

Introduction.....	57
III-1. Présentation du logiciel ABAQUS.....	57
III-2. Définition du modèle à simuler.....	61
III-3. Présentation des étapes suivies dans cette simulation pour le modèle classique.....	64
III-3.1 La géométrie du portique	65
III-3.2 La géométrie des barres	65
III-3.3 Propriétés des matériaux.....	65
III-3.4 Assemblage du modèle	67
III-3.5 Définition du steps et des variables à calculer	68
III-3.6 Définition du contact acier béton	68
III-3.7 Définition des conditions aux limites	69
III-3.8 Définition du maillage des barres	70
III-3.9 Maillage du portique	71
III-3.10 Définition du job	72
III-3.11 Visualisation des résultats de l'analyse	72
III-4. Méthode d'investigation du ferrailage	73
III-4.1 Disposition des barres de renforcement dans les zones critiques pour le premier mécanisme.....	73
III-4.2 Disposition des barres de renforcement dans les zones critiques pour le deuxième mécanisme	73
Conclusion	73

Chapitre IV : Analyse et interprétation des résultats.

Partie A: Résultats du mécanisme 1.

IV.A.1.Présentation des résultats du modèle classique.....	76
IV.A.1.1 Comparaison des énergies du modèle classique en (Mili joule)	76
IV.A.1.2 Propagation des déplacements dans le portique (mm)	77
IV.A.1.3 Propagation des contraintes dans le béton en (Mpa)	78
IV.A.1.4 Propagation des déformations dans le béton	79

Sommaire :

IV.A.1.5 Propagation des dommages en compression dans le béton	80
IV.A.1.6 Propagation des dommages en traction dans le béton	81
IV.A.1.7 Propagation des contraintes dans les aciers en (Mpa)	82
IV.A.1.8 Propagation des déformations dans les aciers	84
IV.A.1.9 Propagation des déformations plastiques dans les aciers	86
IV.A.1.10 Courbe force-déplacement (N-mm) selon l'horizontale	87
IV.A.1.11 Comportement d'un élément de béton en compression	88
IV.A.1.12 Comportement des aciers	88
IV.A.2 Etude comparative globale	89
IV.A.2.1 Comparaison des courbes force-déplacement(N,mm)	89
IV.A.2.2 Comparaison des dommages en compression	90
IV.A.2.3 Comparaison des dommages en traction	91
IV.A.2.4 Comparaison des contraintes dans les aciers	92
IV.A.3 Etudes comparatives locales	93
IV.A.3.1 Comparaison des dommages en traction dans le béton en tête du poteau	93
IV.A.3.2 Comparaison des dommages en compressions dans le béton en tête du poteau.....	94
IV.A.3.3 Comparaison des contraintes dans les aciers longitudinales en tête du poteau.....	95
IV.A.3.4 Comparaisons des déformations plastiques dans les aciers transversaux en tête du poteau.....	96

PARTIE B : Résultat du mécanisme 2

IV.B.1 Présentation des résultats du modèle classique.....	97
IV.B.1.1 Vérification des énergies pour le modèle classique.....	97
IV.B.1.2 Propagation des déplacements dans le portique	98
IV.B.1.3 Propagation des dommages en traction	99
IV.B.1.4 Propagation des dommages en compression	100

Sommaire :

IV.B.1.5 Propagation des contraintes dans le béton	101
IV.B.1.6 Propagation des déformations dans le béton	102
IV.B.1.7 Propagation des contraintes dans les aciers	103
IV.B.1.8 Propagation des déformations dans les aciers	104
IV.B.1.9 Courbe force-déplacement.....	105
IV.B.2 Etude comparative globale	106
IV.B.2.1 Comparaison des courbes force déplacement	106
IV.B.2.2 Comparaison des dommages en traction.....	107
IV.B.2.3 Comparaison des dommages en compression	108
IV.B.2.4 Comparaisons des contraintes dans les aciers pour la poutre	109
IV.B.2.5 Comparaison des contraintes au pied des poteaux.....	110
IV.B.3 Etude comparatives locales	111
IV.B.3.1 Comparaison des dommages en traction de la poutre	111
IV.B.3.2 Comparaison des dommages en traction au pied du poteau	112
IV.B.3.3 Comparaison des dommages en compression au pied du poteau.....	113
IV.B.3.4 Comparaison des contraintes dans les aciers longitudinales de la poutre	114
IV.B.3.5 Déformation plastique dans les aciers transversaux poutre	115

- **Introduction :**

Les séismes constituent un risque naturel majeur ; ils ne sont pas toujours prévisibles et peuvent survenir en de nombreux endroits à travers le monde. L'impact d'une catastrophe naturelle est d'une manière générale corrélé à son intensité et à la densité de population présente sur le lieu d'occurrence de l'événement. Or, si au cours des siècles l'intensité des séismes a été relativement stable à l'échelle planétaire, la densification et l'urbanisation des populations au cours des dernières décennies sont deux facteurs d'aggravation des conséquences des séismes. Certains pays d'Europe et des pays tels que le Japon et les États-Unis, ont ainsi développé une culture sismique relativement importante et leurs règles de construction s'attachent à garantir un bâti fiable et sécuritaire vis-à-vis des séismes. La garantie de disposer de constructions fiables apparaît ainsi comme une nécessité dans l'organisation de la sécurité publique et la prévention des risques majeurs. Cependant, le renouvellement de toutes les infrastructures de génie civil ou des bâtiments qui ne sont pas aux normes sismiques n'est évidemment pas envisageable instantanément. L'étude de la vulnérabilité des structures et des moyens de les réhabiliter représente donc une priorité d'intérêt général.

Les recherches récentes ont montrées que le rapport de la résistance flexionnelle des éléments de contreventement joue un rôle significatif dans la détermination de la réponse de la structure. D'ailleurs, les structures en béton armé en portique dans les régions sismiques sont habituellement confectionnées pour être ductiles. L'approche de conception ductile est associée avec ce qui est généralement connu comme «poteau fort – poutre faible», suivant cela, les rotules plastiques sont désignées pour se former dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Les nœuds dans de telles structures sont soumis à des forces importantes de cisaillement et d'adhérence, en outre l'optimisation des calculs de conception et l'adoption du critère de la résistance ultime réduisent parfois les dimensions des poteaux, ce qui peut affaiblir la liaison poutre-poteau.

Pour éviter un mode de ruine dangereux et imprévisible, plusieurs codes exigent à ce que les poteaux des structures en portiques auto stables offrent une résistance flexionnelle adéquate afin de favoriser un développement de mécanisme lié à la formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Pour atteindre ce but, ces mêmes codes suggèrent que les moments résistants dans les poteaux soient majorés par rapport à ceux des poutres pour tenir compte notamment: de la sur résistance de flexion des rotules plastiques dans les poutres, des modes supérieurs de vibration et de l'action sismique agissant selon les deux axes principaux simultanément. Selon le code parasismique algérien RPA 99, le coefficient de majoration des moments fléchissant des poteaux est supérieur de 25% des moments fléchissant des poutres.

Sous l'effet d'une action sismique, toute structure est susceptible de subir des déformations dues essentiellement à la création du niveau soft ou au mécanisme de déformation latérale des poteaux. Ce dernier est caractérisé par le développement de rotule plastique au niveau des poteaux et des poutres laissant ainsi la structure sans capacité de résistance et automatiquement sans capacité de déformation.

Les nœuds dans une conception poteau-poutre en béton armé représentent les zones mécaniques les plus critiques dans la dissipation de l'énergie sismique. Afin d'assurer un comportement dissipatif et ductile d'ensemble, les ruptures fragiles et les instabilités mécaniques doivent être évitées. L'insuffisance structurale des jonctions poutre-poteau a été

Introduction générale

justifiée comme étant le résultat des observations répétées des ruptures dans des tremblements de terre. Diverses techniques existent actuellement pour assurer une mise en conformité des structures, notamment via les matériaux traditionnels tels que le béton et l'acier. Le renforcement d'éléments structuraux par matériaux composites peut également offrir une solution intéressante et se révèle être une technique de plus en plus répandue.

- **Position du problème:**

Dans une structure en béton armée la section la plus dangereuse est la zone critique où se produisent les rotules plastiques..

La zone critique est toute partie d'un élément structural principal dans laquelle des concentrations de déformations ou de sollicitations sont susceptibles de se produire. Elles sont définies et localisées par les règlements pour chaque type de structure. Ces mêmes règlements exigent des dispositions constructives qui peuvent limiter les risques majeurs.

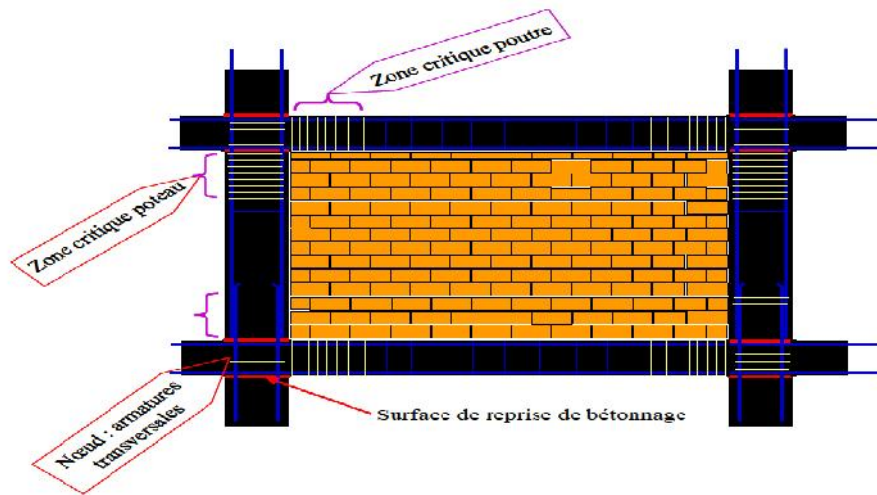


Figure I-6. : Dispositions constructives conformes aux règles PS [33]

- **Objectif du mémoire :**

Dans le cadre du présent mémoire, on s'intéresse à l'étude des zones critiques des éléments des structures autostables en béton armé (portique en poteaux-poutres). En visionnant ; les premières zone d'apparition des rotules plastiques dans le portique, on effectue un renforcement local par des barres en X. Cela est fait afin d'améliorer le comportement de ces zones critiques localement ainsi que leur niveau de performance. L'objectif aussi est de retarder l'apparition des rotules dans les poteaux et pourquoi pas essayer de les éliminer complètement et puis changer le mécanisme de ruine de la structure qui nous conduit à améliorer son comportement globale.

L'analyse structurale est réalisée avec le logiciel ABAQUS, avec les lois de comportement suivantes :

- Béton : le modèle numérique est celui de concrete damaged plasticity.
- Acier : le modèle numérique est un modèle élasto-plastique à écrouissage cinématique et isotrope.

Introduction générale

Ce travail est composé de quatre chapitres :

Le premier chapitre intitulé du comportement des éléments d'ossature auto stable, par la suite on s'intéresse aux rotules plastiques ainsi les mécanismes de ruines qu'elles causent. On finalise par des travaux antérieurs réalisés dans le même domaine.

Le deuxième chapitre est consacré pour les généralités sur les matériaux (béton et acier) ainsi leur comportement expérimentales. Nous définissons les modèles numériques, intégrés dans ABAQUS, utilisés dans notre simulation.

Le troisième chapitre consiste la présentation du code de calcul ABAQUS, le modèle à simuler et les étapes suivies pour élaborer cette simulation.

Le dernier chapitre est consacré pour l'analyse et interprétation des résultats trouvées pour les deux mécanismes étudiés.

On termine ce travail par une conclusion générale et des perspectives.

Introduction:

La bonne tenue d'une structure à portiques sous séisme, dépend en grande partie de la bonne conception des nœuds la composant (très vulnérables en cas de séisme). Ils sont soumis à des sollicitations alternés très importantes et doivent assurer la continuité des efforts, entre poutres et poteaux, pour lesquels ils ont été calculés. Pour prévoir une résistance adéquate, les nœuds poteau- poutre ont besoin d'une attention mécanique spécifique.

Une bonne conception d'une structure en béton armé est basée sur la conformité des règlements en vigueur.

I-1.Spécification pour les nœuds:

L'espacement entre les armatures transversales dans les zones critiques d'extrémité des poteaux et des poutres doit être environ tous les 5 cm. Ces armatures au croisement poteau – poutre sont obligatoires, même si que la mise en œuvre est très difficile.

La figure ci-dessous représente une disposition constructive non conforme aux règlements à cause de :

- L'absence des armatures transversales dans les zones critiques d'extrémité des poteaux et des poutres,
- L'absence des armatures transversales dans les nœuds au croisement poteau – poutre,
- La mise en place d'une talonnette en pied du poteau d'environ 5 à 10 cm en mortier de mauvaise qualité
- Quatre surfaces de reprise de bétonnage en pied et en tête du poteau à cause de la présence des deux talonnettes,.

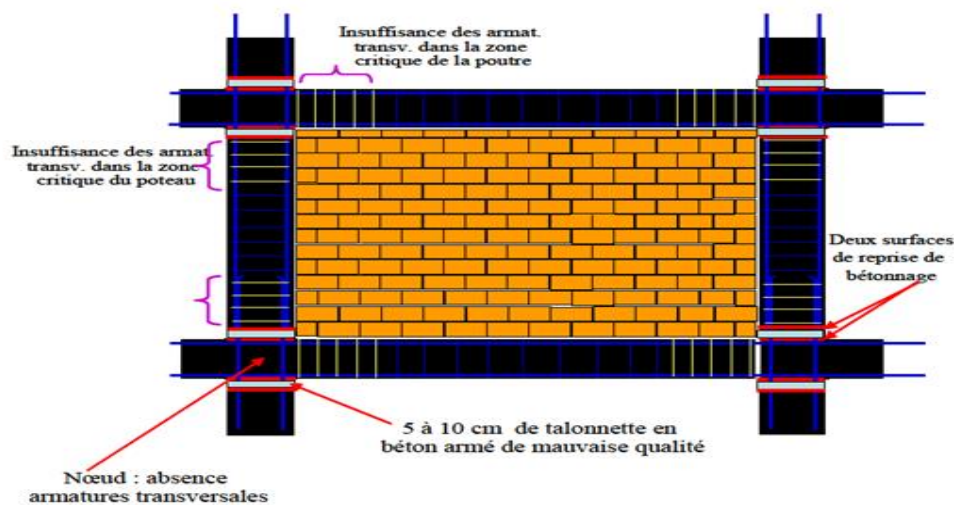


Figure. I.1: Dispositions constructives NON - CONFORMES aux règles PS92 [33]

➤ Structure sans résistance à l'action sismique

I-2. Comportement des éléments d'ossatures autostables :

Les ossatures auto stables sont constituées de portiques en béton armé obtenues par assemblage d'éléments poutres et poteaux.

Les poutres sont des éléments horizontaux sollicités en flexion. Les poteaux permettent de reprendre les efforts verticaux dus aux poids propre ou des sollicitations extérieures. Ils sont sollicités en flexions composées.

Pour ces éléments le comportement et le mode de rupture sont gouvernés soit par la flexion, soit par l'effort tranchant et l'intensité de l'effort normal.

Pour les éléments du bâtiment élancés, ($h/I > 2$) le comportement est gouverné par la flexion. La rupture se produit généralement dans la zone du moment fléchissant maximal (zones des rotules plastiques). Leurs ductilités sont généralement assez importantes. Pour les éléments peu élancés, le comportement est dominé par l'effort tranchant, leurs ductilités sont généralement assez faibles.

I-3. Comportement non linéaire des poutres et des poteaux :

Les poutres et poteaux en béton armé sont caractérisés par des lois de comportement non linéaire en flexion et en cisaillement.

- Les poutres sont modélisées par des éléments poutre élastique avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités.
- Les poteaux sont modélisés de la même façon, en tenant compte des lois de la variation du moment résistant de la section du béton armé du poteau en fonction de l'effort normal sollicitant ce dernier.

I-3.1 Lois Force-Déplacement généralisées associées aux poutres et poteaux :

La figure I-2 ci-dessous montre la courbe non-linéaire typique idéalisée utilisée pour définir les paramètres de modélisation des poutres et poteaux du portique et les critères d'acceptations liées aux niveaux de performance de la structure.

La courbe est composée d'une réponse linéaire entre les points A et B. la pente entre les points B et C est en générale, prise égale à un faible pourcentage de la pente élastique (pente du segment AB). Ce pourcentage prend une valeur variant entre 0 à 10%.

Le point C a une ordonnée représentant la résistance ultime de l'élément et une abscisse égale à la déformation à partir de laquelle la dégradation de la résistance de l'élément s'initie (ligne CD).

Au-delà du point D, l'élément répond avec une résistance réduite jusqu'au point E où elle vaut c .

Pour des déformations supérieures au point E, la résistance de l'élément est considérée nulle.

La figure I-2 montre également la déformation a et b en relation avec la courbe non-linéaire idéalisée, qui sont jugées acceptables pour les différents niveaux de performance de la structure, désignés par les paramètres IO, LS, et CP qui seront définies ci après.

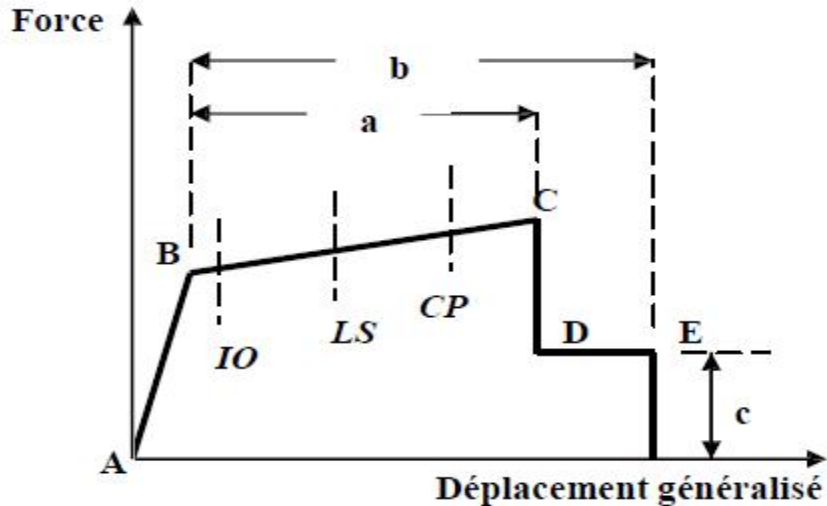


Figure I.2 : Loi Force-déplacement non-linéaire idéalisée pour les poutres et poteaux [11]

- ✚ Niveau **IO**=Immédiate **O**ccupancy (occupation immédiate)
- ✚ Niveau **LS**=Life **S**afety (sécurité de la vie)
- ✚ Niveau **CP**=Collapse **P**revention (prévention de la ruine)

Au niveau **Immédiate Occupancy**, les dommages sont relativement limités. La structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance.

Au niveau **Life Safety**, la structure a subi des dommages importants, et il peut y avoir une perte significative de sa raideur.

Au niveau **Collapse Prevention**, la structure a subi des dommages extrêmes. Si elle est encore soumise à des déplacements latéraux, elle peut subir une instabilité et s'effondrer.

I-3.2 Définition des performances:

Un niveau de performance décrit une condition limite d'endommagement d'une structure donnée sous une action sismique donnée. Les états limites concernant la vie sauve des occupants ou la sécurité de la structure sont définis comme étant les états limite ultimes, ceux concernant le bon fonctionnement et l'occupation sans danger de la structure avec endommagement des éléments secondaires sont les états limite de service.

Chapitre I : Etude bibliographique

D'autres états intermédiaires peuvent être considérés. L'Eurocode 8 ainsi que le RPA 99 considèrent deux états limites à savoir:

- Etat de non endommagement local considéré comme état limite ultime qui assure la vie sauve des occupants sous une action sismique rare.
- Etat d'endommagement léger des éléments secondaires ainsi que l'occupation et le fonctionnement de la structure sans danger sous un séisme modéré.

La performance cible peut être un niveau de contrainte à ne pas dépasser, une charge, un déplacement, un état limite ou un état d'endommagement cible. La figure I.3 représente la relation entre les différents niveaux de performance et les états d'endommagement correspondants.

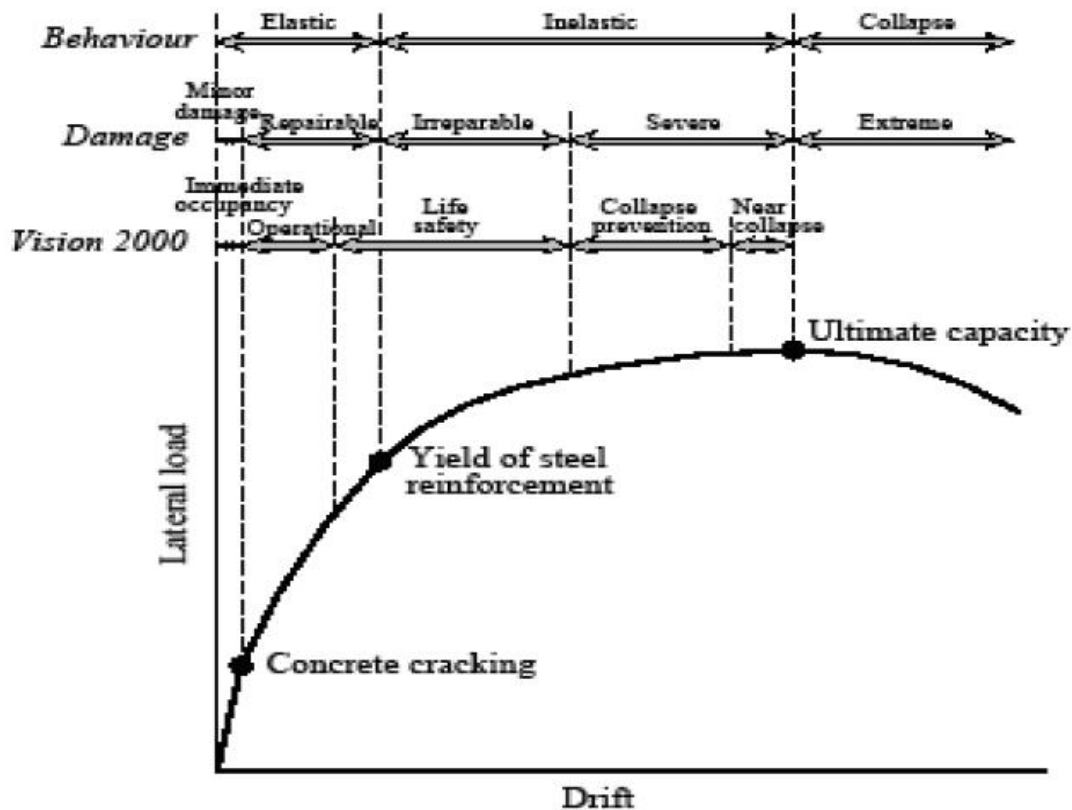


Figure I.3: Performance structurelle typique et niveau d'endommagement associé [4]

- **Critères d'acceptation et niveaux de performance de la structure :**

Pour différentes amplitudes de l'excitation sismique, il s'ensuit des niveaux de déformations dans une structure, de sorte que des éléments de cette dernière vont atteindre et dépasser leur limite élastique. Par conséquent, la structure va subir des dommages sous forme de fissuration, d'instabilités, de rupture de certains de ces éléments. Et lorsqu'un élément structural subit des

dommages, sa raideur diminue, et s'ensuit souvent une perte de sa résistance. Lorsque la réponse d'une structures et dans le domaine post-élastique, cette dernière ne reviendra pas à sa condition initiale, et des déformations permanentes subsisteront.

I-4 Equilibre des nœuds :

Pour assurer l'équilibre du nœud, les poteaux ne doivent pas périr avant les poutres. Le danger d'effondrement est imminent si des articulations se forment en premier dans les éléments porteurs que sont les poteaux. Cette situation serait fortement aggravée si la ductilité des éléments verticaux se trouve considérablement réduite par la seule action des charges verticale. Aussi il est nécessaire que la plastification des poutres se manifeste avant celle des poteaux. Cette plastification des éléments horizontaux doit intervenir avant que les éléments porteurs verticaux ne sortent du domaine élastique.

I-4.1 Comment favoriser la plastification des éléments horizontaux avant celle des éléments verticaux ? :

Le moment de calcul sous la combinaison la plus défavorable incluant la sollicitation sismique a permis de trouver la section et le ferrailage des éléments poutre et poteau formant le nœud. Evidemment le poteau est en flexion composé. Les sections de béton et d'acier retenues sont telles que la justification limite des matériaux est satisfaite.

La construction est terminée et le nœud de notre structure est conçu avec les sections adoptées. Sous l'action sismique, le nœud, zone privilégiée pour la dissipation de l'énergie, doit résister pour éviter l'effondrement éventuel s'il y a défaillance de l'élément vertical porteur (formation de rotules à ces extrémités).

Pour éviter cet état il faut favoriser les rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Ci-dessus, il a été signalé que l'apparition de la plastification des sections des extrémités des poutres doit survenir avant celle des sections d'extrémités des poteaux. L'apparition des rotules plastiques dans la poutre avant le poteau est assurée en faisant la vérification imposée par les règlements, soit :

- **RPA: Article 7.6.2 : Dimensionnement du nœud vis à vis des moments fléchissant :**

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possible de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou moments aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de 1.25.

Néanmoins cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

I-5. Les rotules plastiques :

On désigne par rotule plastique la dimension fictive qui permet le calcul simplifié de déformations d'un élément de construction en cours de plastification. Toute rotule plastique est caractérisée par sa position, ses rotations et la valeur de la longueur plastique L_p qui dépend de plusieurs facteurs à savoir:

- le niveau de l'effort axial.
- le niveau de la contrainte de cisaillement dans les rotules plastiques.
- les propriétés mécaniques des armatures transversales et longitudinales.
- la résistance du béton et le confinement des sections surtout au niveau des zones plastiques.

C'est une zone d'un élément de structure (poteaux, poutres, voile) subissant des déformations irréversibles, capable de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au delà d'un seuil, de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.

I-6 Les mécanismes de ruines :

I-6.1 Définition des mécanismes de ruine :

Plusieurs mécanismes de ruine peuvent apparaître lors du déroulement des séquences de rotulation de la structure. Ces mécanismes sont en nombre de trois et sont définis comme suit:

Mécanisme 1: Caractérisé par l'apparition des rotules plastiques en premier lieu au niveau des poteaux pouvant donner naissance à un niveau soft, ce mécanisme engendre une rupture précoce de la structure.

Mécanisme 2: Considéré comme mécanisme généreux, il est caractérisé par l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres et à la base de la structure permettant son mouvement avec le sol lors d'un séisme et une meilleure dissipation d'énergie.

Mécanisme 3: C'est le mécanisme mixte caractérisé par l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres et des poteaux en même temps.

Les images suivantes illustrent quelques différents mécanismes de ruine provoquant l'effondrement total des structures.



Figure I.4 : Effondrement total des constructions manquant de ductilité (Kalamata) [10]



Imperial Valley 1979 pieds de poteaux[10]

Figure I.5 : Rupture par formation des rotules plastiques aux pieds des poteaux



Figure I.6 : Rupture fragile de portiques de béton armé (Arménie) Conception incorrecte des armatures [23]



Figure I.7: Rupture pour mauvaise qualité des matériaux (Ceyhan 1998)

Rupture en compression du béton de mauvaise composition (dosage, agrégats) et armatures non ductiles [10].

I-6.2. Influence des murs au remplissage partiel en maçonneries sur le comportement des portiques en béton armée :

Le remplissage partiel des panneaux entre les éléments d'ossature crée un problème de tronçon court qui peut changer le comportement de ces éléments avec un mécanisme de rupture différent. La figure suivante nous montre la section courte créée lors d'un remplissage partiel qu'il faut considérer comme étant des zones critiques sur toutes leurs longueurs.

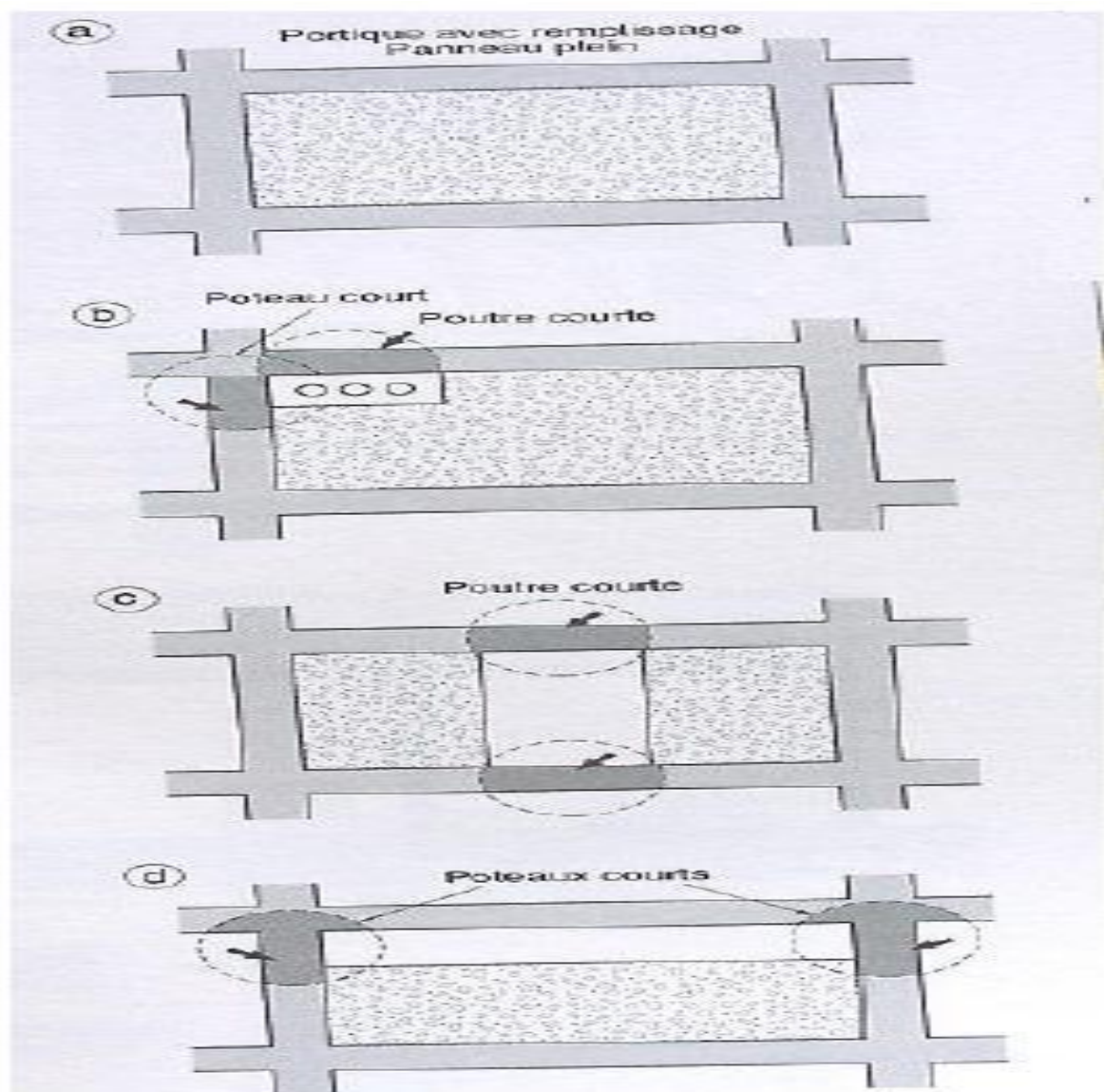


Figure I.8 : Création d'une section courte par des panneaux partiels.

Remarque :

Lors du calcul du ferrailage des éléments des structures, il faut tenir compte du remplissage partiel car ce dernier peut nous produire des ruptures par effort tranchant des sections courtes qui ne sont pas calculées pour résister cette sollicitation.

Les images suivantes représentent les mécanismes de ruines dues au remplissage partiel des murs en maçonnerie.



Figure I.9 : Cisaillement du poteau dû au remplissage partiel.[23]



Figure I.10 : Rupture par écrasement du béton du au remplissage partiel.[23]

- Les images précédentes :

Figure I-9 : Représente une rupture par apparition des rotules plastiques en tête et au milieu du poteau, le mur en maçonneries exerce des efforts sur le poteau lors du séisme du fait on a création d'une section courte sollicitées au cisaillement.

Figure I-10 : On a une rupture par écrasement de béton et flambement des armatures longitudinales, ce poteau est sollicité par un effort normal très important et le remplissage applique des contraintes de confinement qui offre au poteau une résistance en compression importante sur la hauteur du mur et ça crée une section courte qui est moins résistante.

I-7. Quelques solutions pour ces mécanismes :

Plusieurs techniques de renforcement sont utilisées en génie civil pour les structures, elles sont classées selon la facilité de la mise en œuvre, le cout du renfort et l'apport en termes de rigidité et de ductilité, parmi ces techniques:

1. Le confinement :

On désigne par béton confiné, un volume de béton pourvu d'armatures transversales disposées de façon à s'opposer au gonflement du matériau sous l'effet des contraintes de compression ainsi qu'au flambement des armatures. Délimitée en projection par le contour intérieur des armatures de confinement disposées à la périphérie de la section.

Le confinement a une incidence positive sur la courbe contrainte – déformation du béton.



Figure I.11: Non confinement du béton [10]



Figure I.12: Kobe béton armé confiné : comportement ductile [23]

2. Le béton de fibre :

Le béton de fibre améliore les performances des nœuds d'ossature. Le ferrailage des zones critiques est complexe et leur bétonnage est difficile. Son usage à 100 kg/m³ permettrait de supprimer les armatures transversales des nœuds et améliorerait l'adhérence du béton sur les barres de 40%. L'expérimentation montre que ce type de nœuds est plus ductile, plus rigide et plus résistant que les nœuds frettés et reporte la dégradation du béton armé hors de la zone critique ainsi traitée.

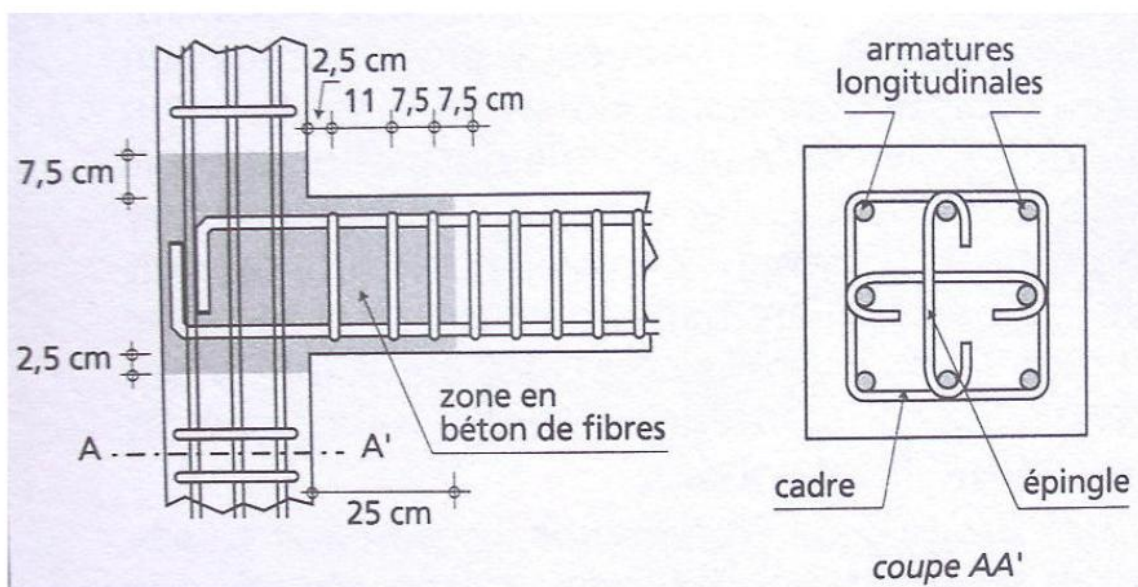


Figure I.13 : Nœud ductile en béton de fibres, Géométrie des nœuds d'ossature.

I-8. Notions de base sur la ductilité :

- **Relation déformabilité ductilité :** La déformabilité est la capacité d'un matériau, d'un élément de la structure ou d'une structure entière de se déformer avant l'effondrement; par contre, la ductilité est la capacité de subir une déformation après la fin de la phase élastique jusqu' avant la ruine, comme le montre la figure I-14.

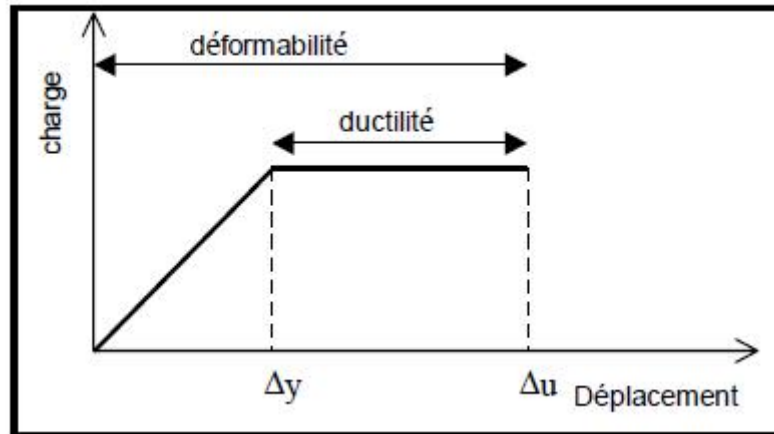


Figure I.14: Courbe charge – déformation ' Relation déformabilité –ductilité' [39]

Il est à noter qu'une structure peut avoir une grande déformabilité, alors qu'elle est moins ductile comme le montre la figure I-15, où on constate que les murs en béton armé (voile) possèdent une faible déformation alors qu'ils sont plus ductiles comparativement aux portiques qui sont plus déformables et moins ductiles.

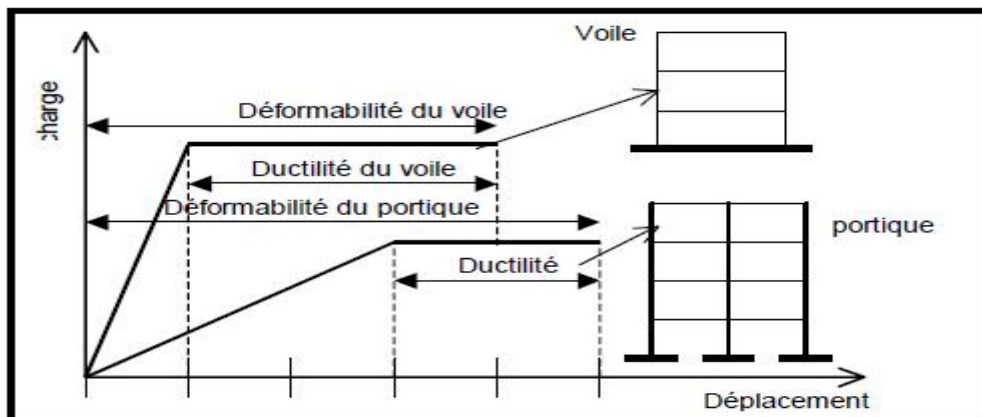


Figure I.15: Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé [39].

Pour les éléments en béton armé, lorsque le palier de non linéarité (plasticité) est long, on dit que l'élément est ductile. Cependant, lorsqu'il est court, l'élément est fragile (figure I-16). Un comportement fragile aura lieu dans le cas où l'élément est sous armé (quantité d'armature insuffisante) et dans le cas où l'élément est armé en excès, l'élément est dit rigide.

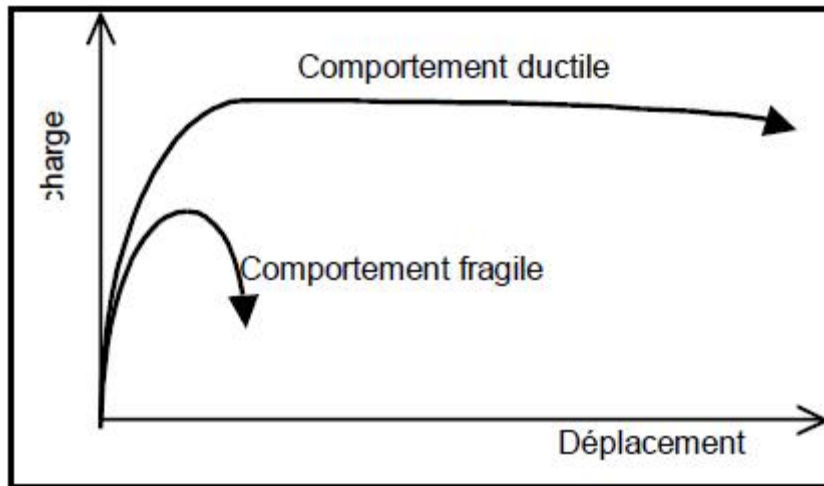


Figure I.16: Comportement d'un élément ductile et fragile. [39]

I-9. Travaux antérieures :

I-9.1 Exemple de simulation d'un portique en béton armé : [16]

L'exemple suivant représente les résultats obtenus par la simulation d'un portique en béton armé par le code de calcul poutre d EFiCoS (Eléments finis à couches superposées) qui ont été comparés à des résultats des essais expérimentaux, le choix s'est porté sur un portique bi-encasté défini par le CEA (Commissariat à l'Énergie Atomique) et construit et testé par le service d'étude du CEBTP (Centre Expérimental de Recherche et d'Étude du Bâtiment et des Travaux Publics).

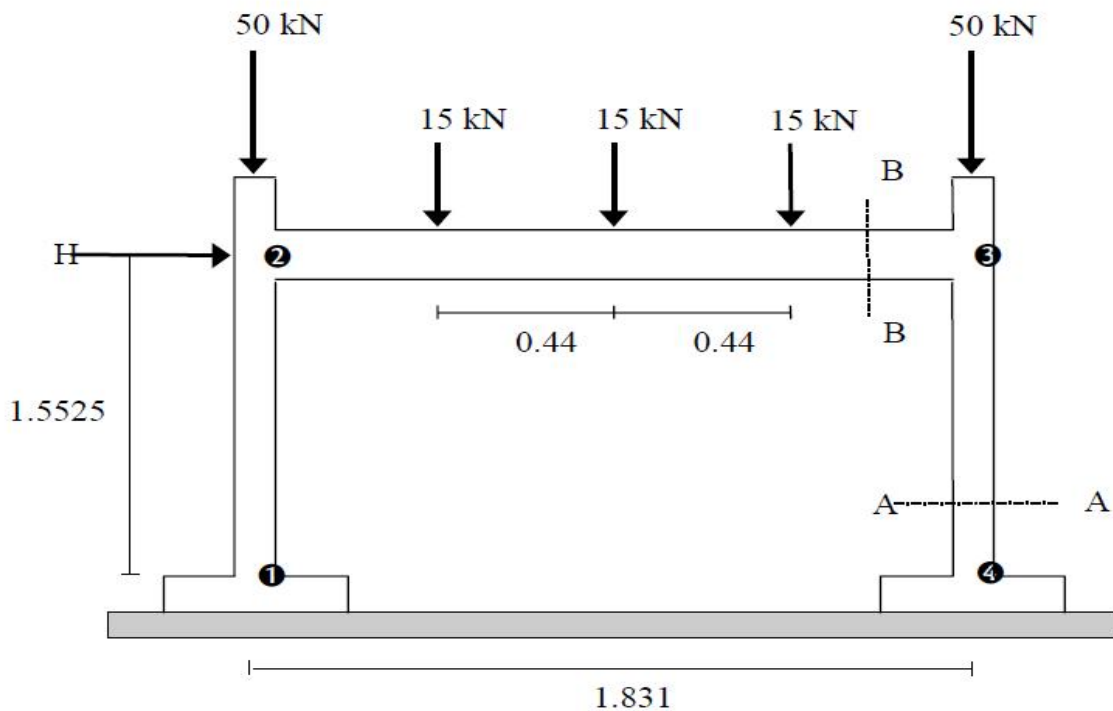


Figure I.17 : Caractéristiques géométriques du portique testé.

La simulation que nous présentons porte sur un essai monotone (charge latérale H monotone et chargements axiaux permanents de la poutre).

Résultats de simulation :

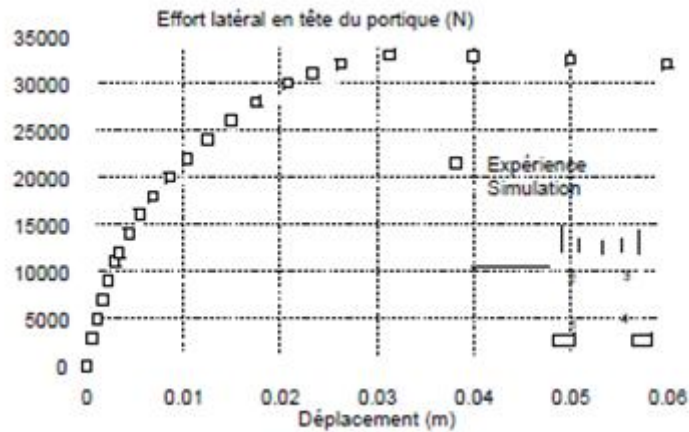


Figure I.19 : Courbe effort-déplacement en statique

On obtient une bonne adéquation entre la courbe obtenue lors de l'essai et la courbe issue de la simulation numérique (figure I-19).

Le rapport de l'essai précise que la ruine par instabilité a été obtenue pour un déplacement voisin de 35 mm, en tête du poteau non directement sollicité. A ce stade, le béton était fortement fissuré en pied et en tête des deux poteaux, et les armatures plastifiées. Le portique continuait à se déformer sans stabilisation possible, selon un mécanisme de panneau.

I.9.2 Renforcement d'un nœud poutre-poteau par composites [29]:

Les études sur le renforcement des assemblages poutre-poteau à l'aide de feuilles de PRF sont très rares. Tout récemment, Pantelis et coll. (2000)[29] ont communiqué les résultats d'une étude expérimentale qu'ils ont effectuée à l'Utah University, Salt Lake City. Des charges cycliques inversées ont été appliquées à deux spécimens de demi-grandeur, représentatifs des constructions des années 60, c'est-à-dire avec une résistance insuffisante. Des essais ont été effectués sur un spécimen non modifié et un spécimen renforcé avec un composite de PRF afin d'évaluer l'efficacité du polymère sur le plan du renforcement de la résistance au cisaillement.

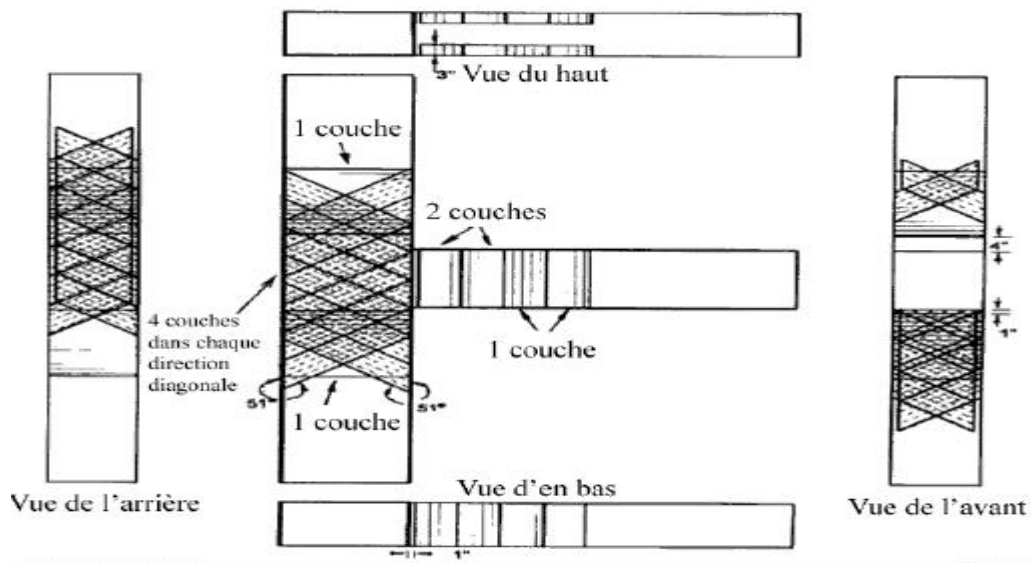


Figure I.20 : Plan du renforcement du composite (*Pantelidis et coll. 2000*).

- **Resultat de l'essai :**

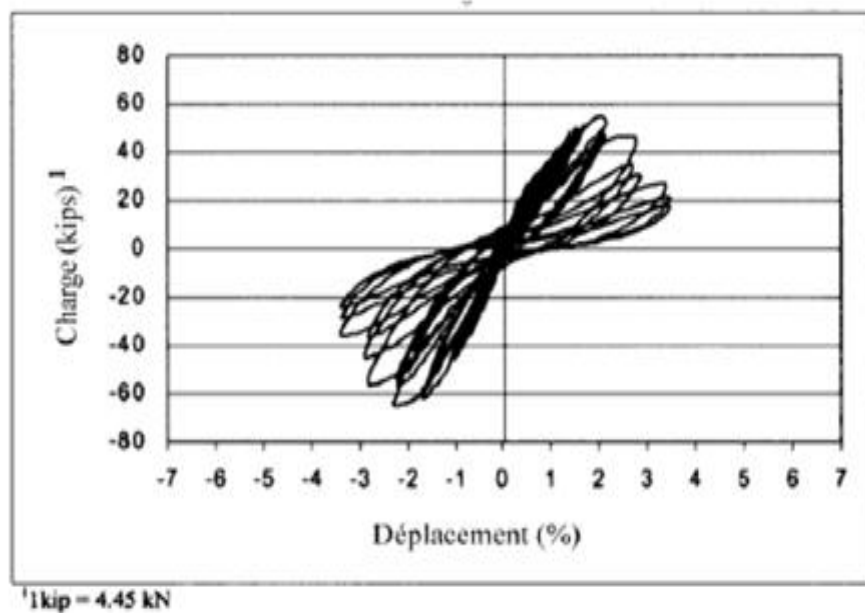


Figure I.21: Réponse d'hystérésis de charge-déplacement pour le Spécimen non modifié

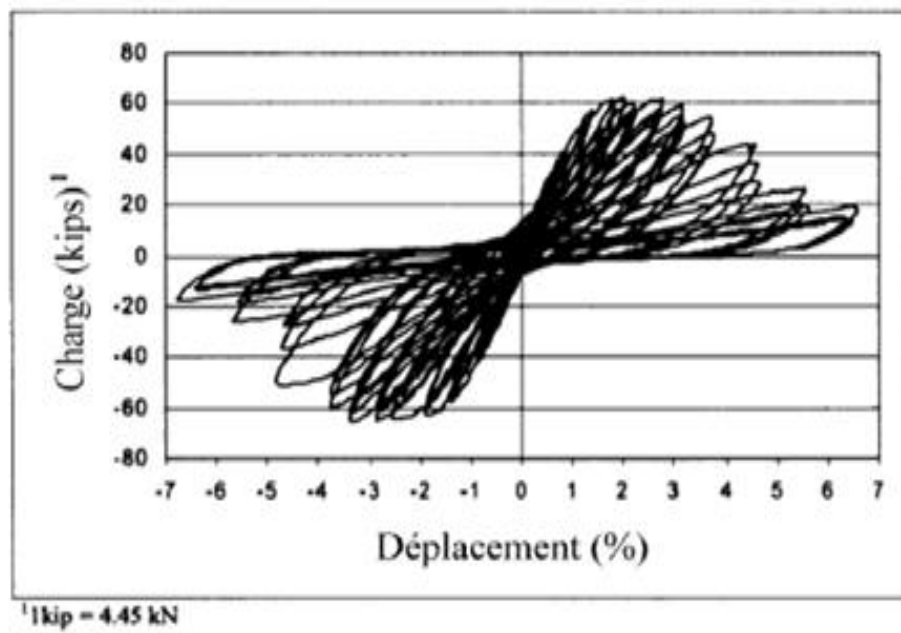


Figure I.22 : réponse d'hystérésis de charge déplacement
Pour le spécimen renforcé.

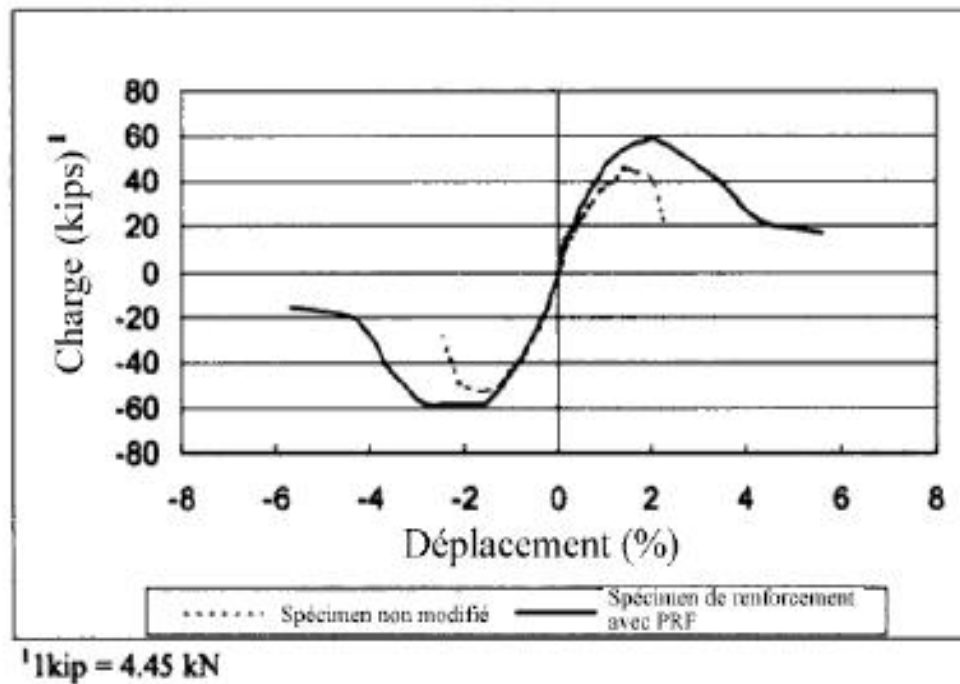


Figure I.23 : courbes dorsales (Pantelidis et coll. 2000).

L'efficacité des composites de PRF pour le renforcement des assemblages poutre-poteau en béton armé n'a pas été étudiée de manière approfondie. Les résultats d'études expérimentales limitées ont indiqué certaines améliorations de la performance des spécimens renforcés. Des recherches expérimentales et analytiques plus approfondies doivent être entreprises avant de proposer des recommandations définitives. De plus, la mise en œuvre de la technique de renforcement poserait des problèmes pratiques en raison de la présence de dalles de plancher au niveau des assemblages poutre-poteau.

I.9.3. Confortement par des frettes : [17]

Pour ce faire deux essais sur des modèles représentant des nœuds extérieurs dans un bâtiment résidentiel à multi dimensions de ces modèles sont représentés.

Les renforcements longitudinaux et transversaux dans les deux modèles sont identiques, la seule variable est le renforcement transversal dans la résistance caractéristique du béton à la compression à été effectués sur des éprouvettes d'essai. Les aciers utilisés sont de nuance FeE400 pour le ferrailage longitudinal et de nuance FeE235 pour le ferrailage transversal

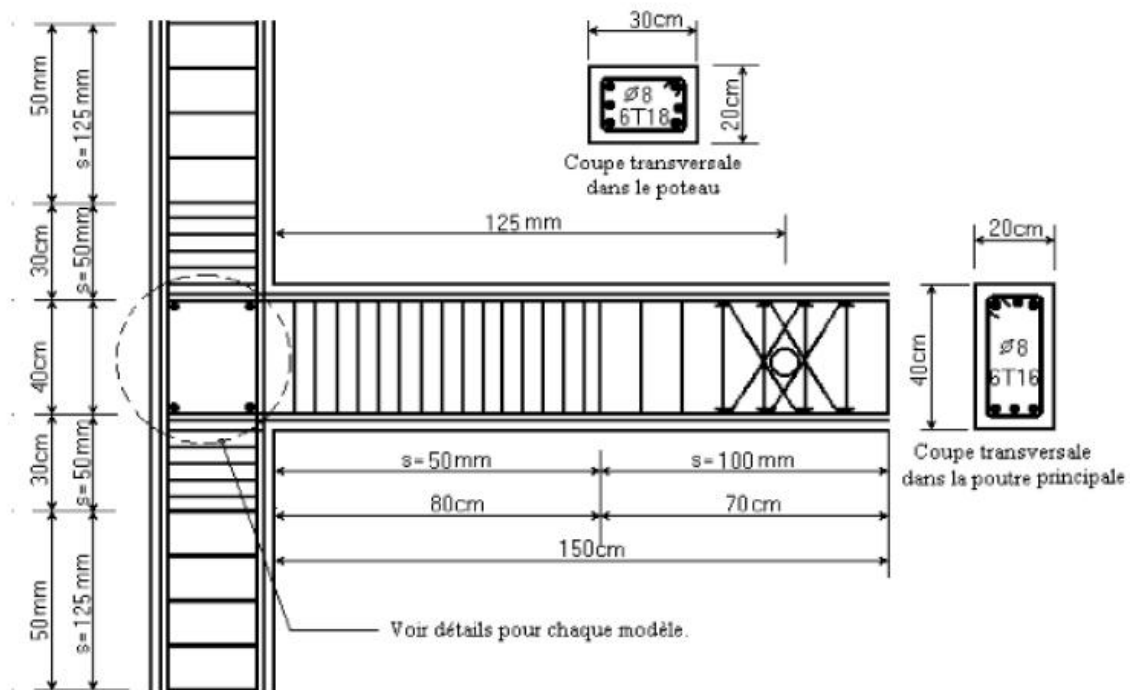


Figure I.24: ferrailage de la poutre et du poteau principal.

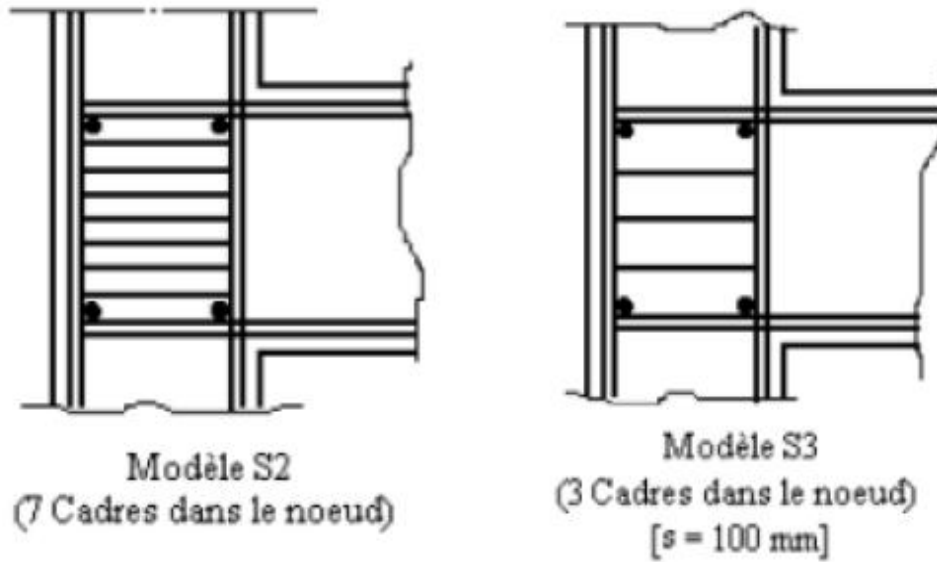


Figure I.25 : ferrailage des nœuds des deux modèles

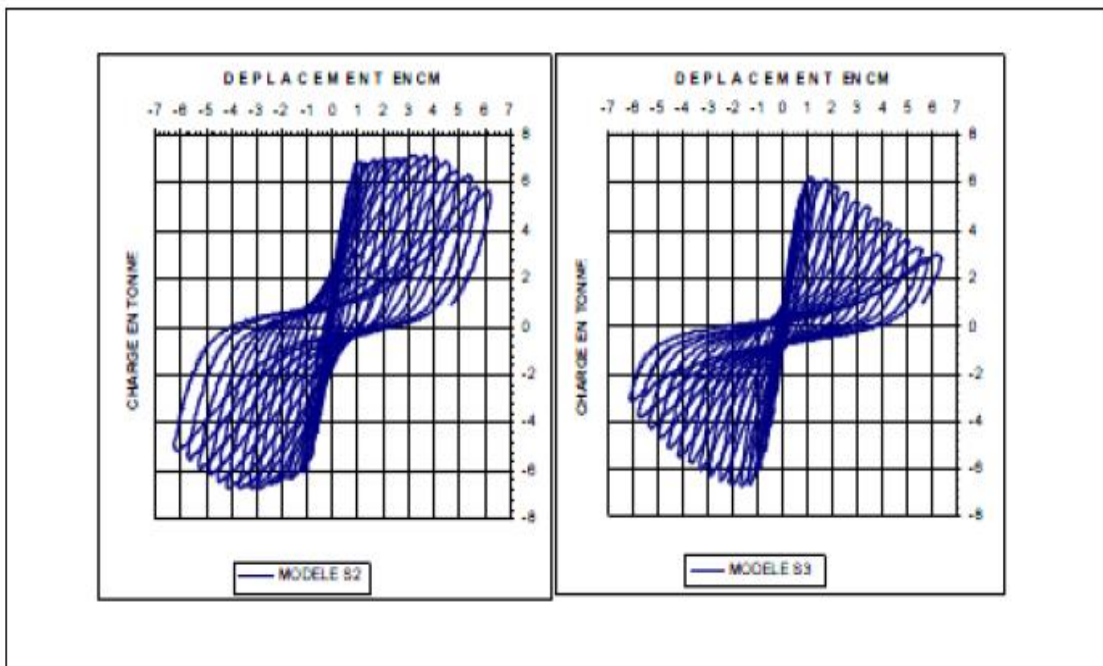


Figure I.26 : Diagramme charge-déplacement

Il est remarqué sur la figure I-27 que la capacité portante du modèle S2 est similaire avec celle de S3 jusqu'au 6ème cycle de chargement, à partir duquel la capacité portante de S3 diminue alors que celle de S2 reste en amélioration ou constante jusqu'au 13ème cycle de chargement; notons qu'au dernier cycle, elle demeure supérieure à celle du premier cycle.

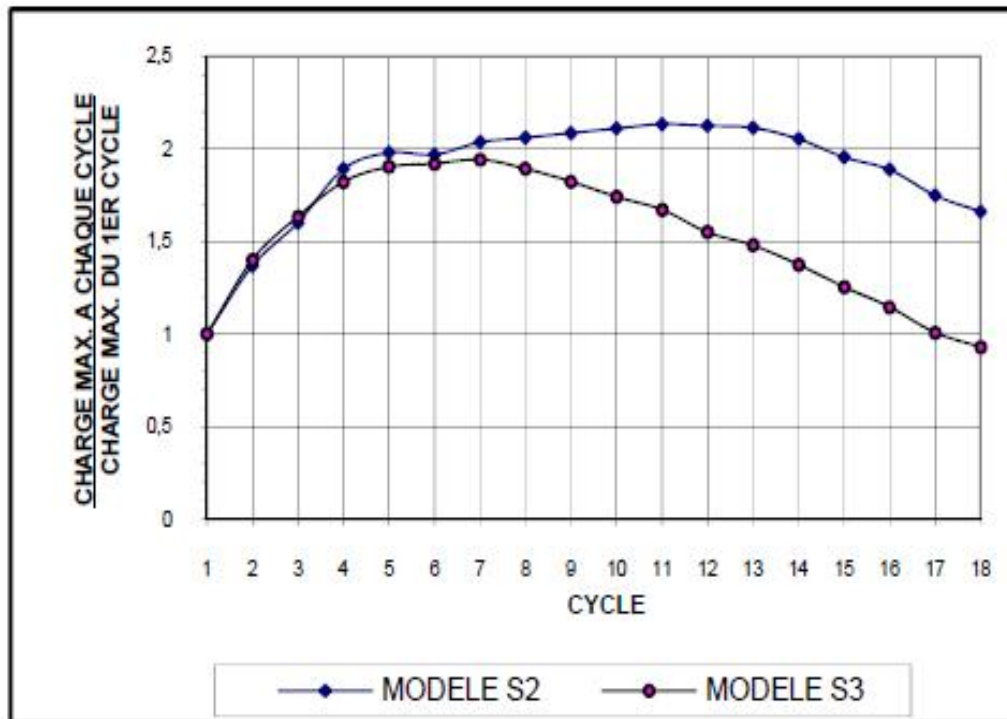


Figure I.27: La capacité portante de la charge.

La capacité portante cyclique est calculée comme le rapport de la charge maximale de chaque cycle et de celle du premier cycle. Les résultats des deux modèles sont comparables jusqu'au 7ème cycle de chargement, au delà duquel la dégradation de la capacité portante du modèle S3 diminue sensiblement par rapport à celle du modèle S2.

I.9.4 Simulation de deux portiques (à nœuds rigides et à nœuds flexibles) en utilisant le (modèle à fibre de CAST3M) :[40]

Le portique Fig 1.28 ayant des dispositions constructives non conformes aux codes de dimensionnement actuels a été étudié en tenant compte du mécanisme de rupture fragile des nœuds.

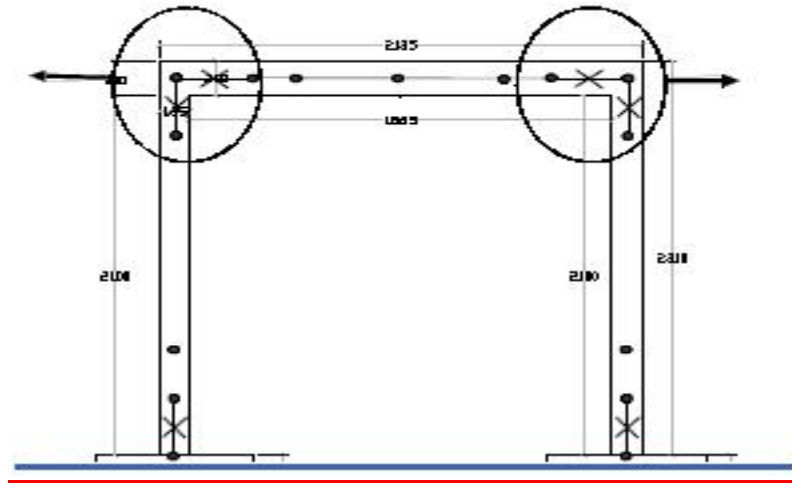


Figure I. 28 : Portique avec des nœuds d'ossature fragiles (CEA Saclay)

- **Résultats de la simulation :**

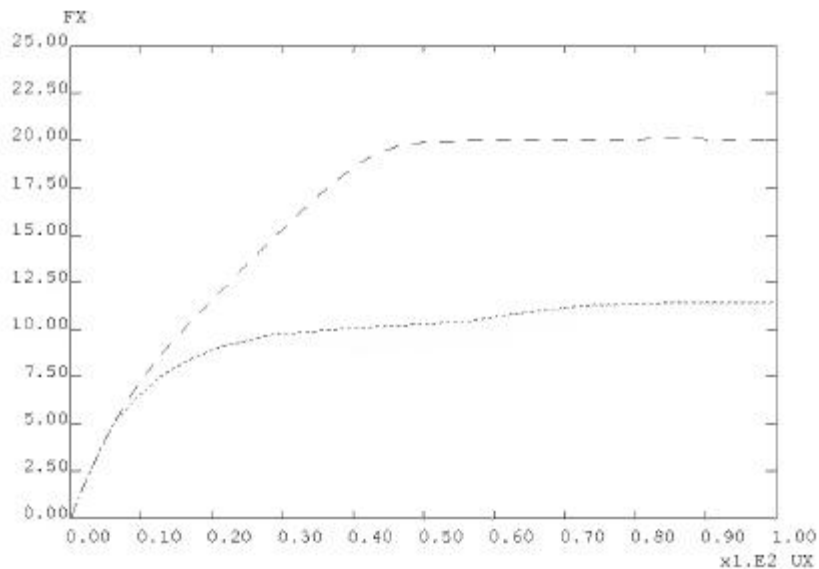


Figure I.29: Courbes force-déplacement pour des portiques avec des nœuds d'ossature fragiles (pointillés courts) ou résistants (tirets longs).

La figure I.29 met bien en évidence les différences de mécanismes de rupture suivant la modélisation des nœuds d'ossature (résistants ou fragiles). Lorsque les nœuds sont résistants, ils restent élastiques et permettent de transférer les moments de flexion de la poutre vers les poteaux. Les contraintes dans les aciers mettent bien en évidence le comportement bi-encasté des poteaux. Lorsque les nœuds sont fragiles, le moment transmis de la poutre vers les poteaux chute après la rupture des nœuds et les contraintes dans les aciers montrent que les poteaux ne sont plus encastés qu'à la base.

I.9.5 Etude expérimentale des nœuds poteaux poutres dans les régions sismiques : [41]

1-Sommaire de l'Expérimental :

Les spécimens testés représentent les connexions extérieurs de poteau-poutre d'un bâtiment conçu a Osaka (Japon) à l'échelles 1/2. Les poteaux sont soumis à une charge axiale constante tandis que le chargement transversal est cyclique.

Les paramètres étudiés sont la résistance à la compression du béton ($f_c' = 58$ et 84 MPa), la méthode d'arrangement de barre longitudinal (1 et 2 couches) et la méthode d'ancrage (plaque d'ancrage en forme U). La dimension minimale des quatre plaques d'ancrage est déterminée selon les directives de conception pour l'ancrage mécanique adoptée par les normes de l'acier de Kobe. Le tableau 1 récapitule les différents paramètres étudiés et les propriétés des spécimens.

Specimen name	H1M	H1U	H2M	L1M
Concrete type	High ≈ 80 MPa	High ≈ 80 MPa	High ≈ 80 MPa	Low ≈ 60 MPa
Beam ratio of tensile long. bars	4-D19 $\rho_t = 0.97\%$	4-D19 $\rho_t = 0.97\%$	4-D19/2-D19 $\rho_t = 1.52\%$	4-D19 $\rho_t = 0.97\%$
Anchorage type (Anchorage length)	Anchorage plate (18.5d)	U-shape (19d)	Anchorage plate (18.5d)	Anchorage plate (18.5d)
Column longitudinal bars	16-D19	16-D19	16-D19	16-D19
Column Ratio of shear reinf.	2-U7.1 $\rho_w = 0.23\%$	2-U7.1 $\rho_w = 0.23\%$	2-U7.1 $\rho_w = 0.23\%$	2-U7.1 $\rho_w = 0.23\%$
Beam Ratio of shear reinf.	4-U7.1 $\rho_w = 0.71\%$	4-U7.1 $\rho_w = 0.71\%$	4-U7.1 $\rho_w = 0.71\%$	4-U7.1 $\rho_w = 0.71\%$
Joint connection Ratio of shear reinf.	2-U9.0 $\rho_w = 0.31\%$	2-U9.0 $\rho_w = 0.31\%$	2-U9.0 $\rho_w = 0.31\%$	2-U9.0 $\rho_w = 0.31\%$

Tableau 1: Summary of BCJ Specimen Properties

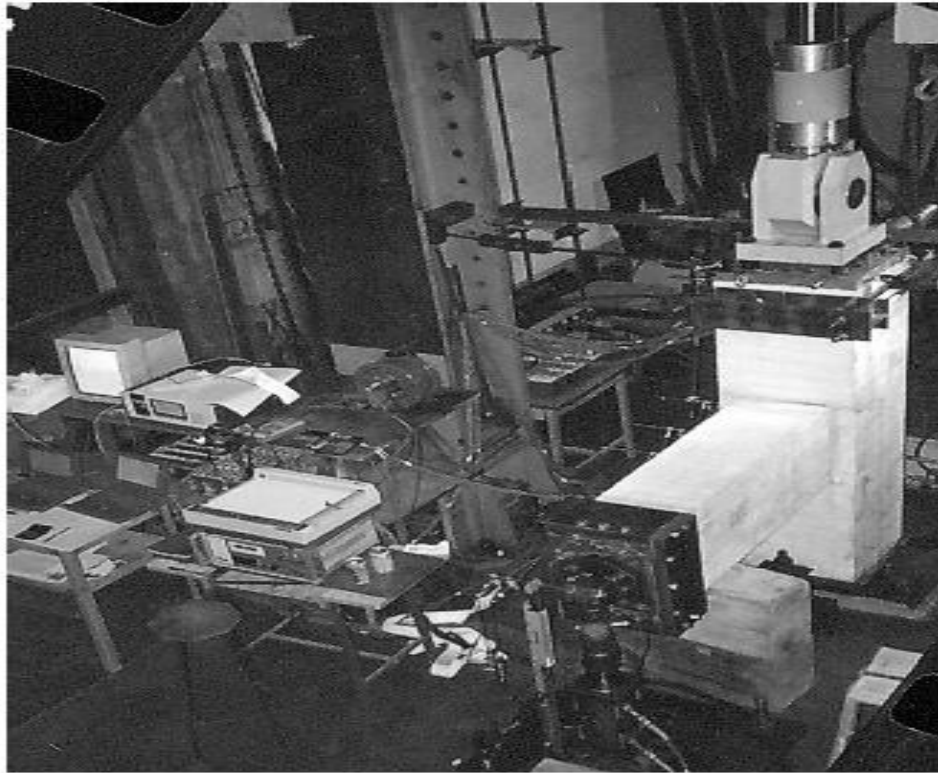


Figure I.30: Photograph of the test set up (loading system)

• **Résultats des Essais:**

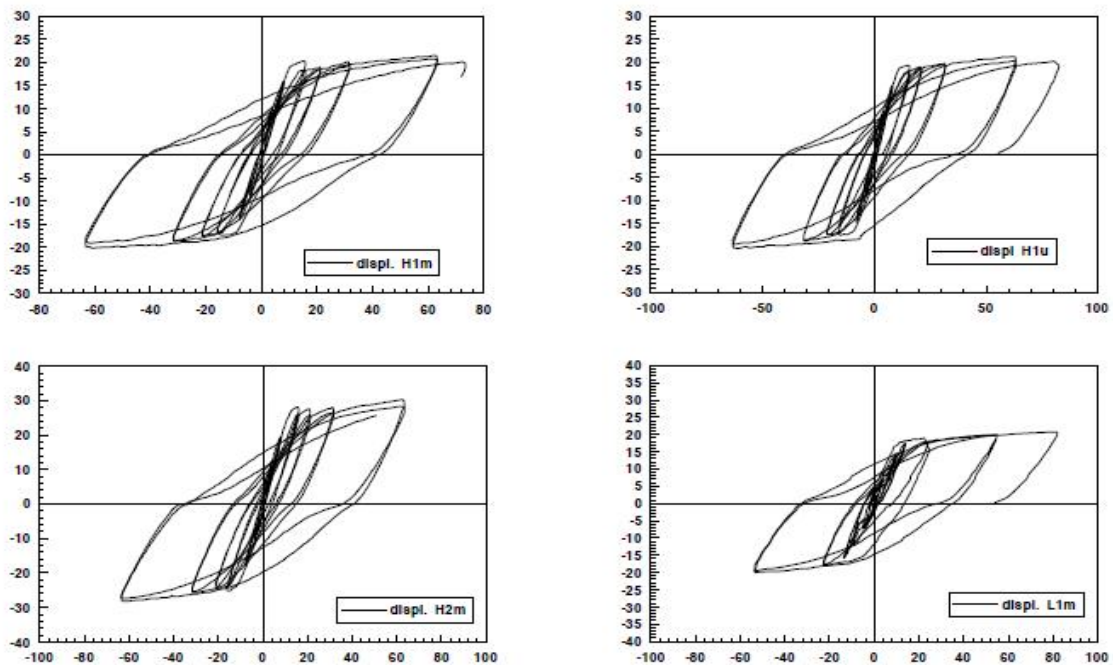


Figure I.31: Load - Displacement hysteresis Curves at the beam-end

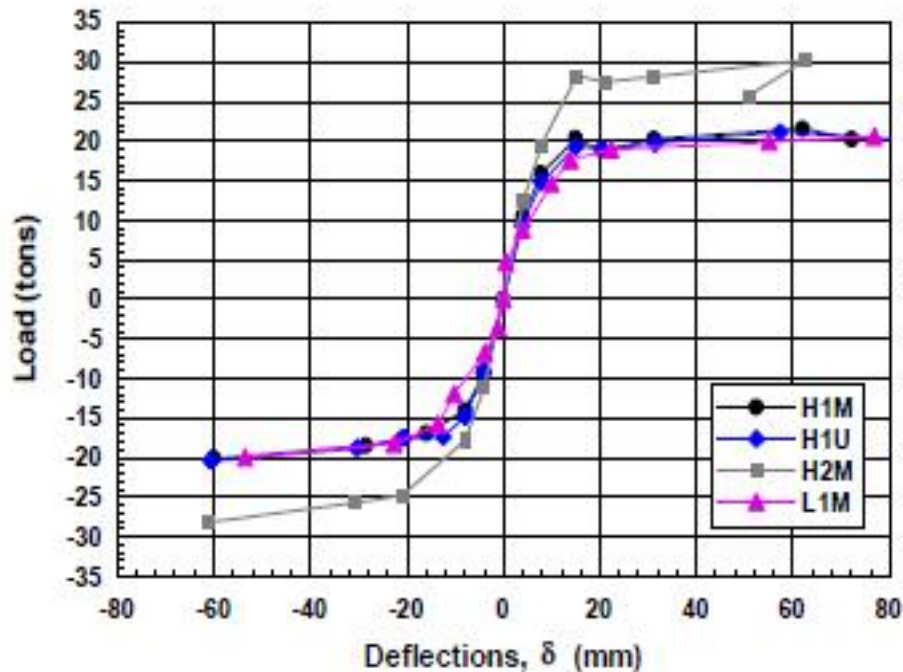


Figure I.32: envelopes of cyclic load versus deflection curves

En ce qui concerne l'angle de déformation d'étage '*story drift*' pour nos essais, des observations similaires à ceux des courbes de chargement-déplacement peuvent être notées. En outre, le spécimen H2M avec le chargement a la rupture le plus élevé a eu l'absorption d'énergie la plus élevée due à des hystérésis de surfaces plus grandes.

Conclusion :

Dans les structures du génie civil une rupture fragile est à éviter, pour cela, on cherche souvent à avoir un comportement ductile des éléments et des matériaux utilisés dans la construction. En effet, la rupture ductile n'est pas instantanée, elle se produit après d'importantes déformations dans le domaine plastique, à la différence d'une rupture fragile. Pour ce faire, il faut essayer d'obtenir les rotules plastiques dans les poutres afin d'éviter la rupture fragile par cisaillement des poteaux (principe poutre faible poteau fort).

Introduction :

Le béton armé est un matériau constitué de béton et de barres d'acier qui relie la résistance à la compression du béton, à la résistance à la traction de l'acier. Il est utilisé comme matériau de construction, notamment pour le génie civil.

II-1. Le béton :

II-1.1 Généralités :

Le béton occupe, depuis son invention, la première place en volume d'utilisation des matériaux dans le domaine du bâtiment et du génie civil. Son intérêt vient de sa grande facilité de mise en œuvre, sa résistance en compression, sa durabilité et son faible coût. Il présente également d'autres qualités, telles une excellente tenue au feu, une grande résistance aux chocs, une bonne protection contre les radiations nucléaires, etc.... Toutefois, le matériau béton doit s'adapter de manière continue à de nouvelles exigences et à de nouveaux besoins. Ce béton est fabriqué puis mis en place en phase fluide, il durcit et se consolide ensuite, ce qui permet des réalisations techniques extrêmement variées.

Certes, on peut construire avec d'autres matériaux tels que les charpentes en bois, charpente métallique, maçonneries (pierres, briques) éventuellement avec du verre ..., mais avec des utilisations limitées à cause de leurs coût très élevé et parfois pour leurs propriétés technologiques inadaptées. Ils sont alors souvent utilisés en complément des structures de béton qui, du fait de leurs caractéristiques et de leur coût économique, assurent l'ossature et la tenue des édifices.

De par sa nature et son mode opératoire de fabrication, le béton se différencie des autres matériaux. Il ne se classe pas selon sa résistance mécanique ou sa tenue en milieu humide comme le bois, mais il se choisit et s'adapte par rapport aux spécificités et caractéristiques techniques du projet où il sera utilisé. Il est le matériau polyvalent par excellence. Selon la formule utilisée pour le fabriquer, ses propriétés différeront et le rendront unique par rapport aux autres.

L'association du béton avec une structure métallique, constituant une armature au sein du matériau, augmente très fortement ses propriétés en termes de résistances et de ductilité et permet de réaliser des ouvrages autoportés ou suspendus, de très grande envergure.

La performance des bétons ordinaires dépend de la nature des matériaux constituant son mélange.

II-1.2 Les constituants d'un béton :

Le béton est un matériau composé de granulats gros et fins (gravier ou pierre concassée, sable), de ciment et d'eau.

Le mélange entre le ciment et l'eau forme une pâte qui durcit.

La pâte de ciment hydraté et le sable constituent le mortier.

Celui-ci a pour rôle de se lier avec les gros granulats pour former un conglomérat solide (roche sédimentaire détritique dont les éléments, de taille $>2\text{mm}$ se consolide par un ciment). Les adjuvants et les additions servent à améliorer certaines caractéristiques du béton frais ou durci.

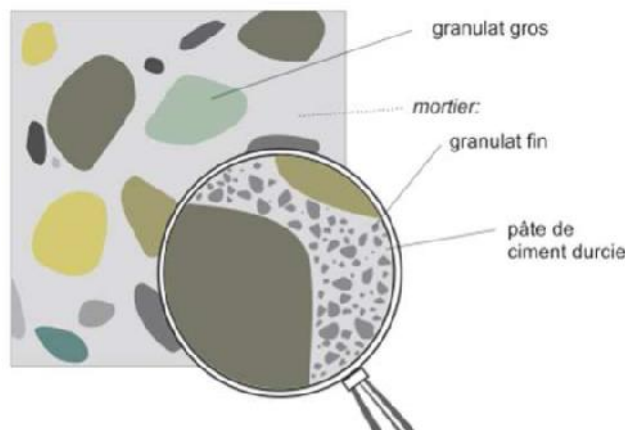


Figure II.1 : composants d'un béton

II-1.2.1 Le ciment :

Le ciment est un liant hydraulique qui se présente sous la forme d'une poudre minérale fine s'hydratant en présence de l'eau. Plus la poudre est plus fine, plus la réaction d'hydratation s'opère rapidement. Il forme une pâte faisant prise qui durcit progressivement à l'air ou dans l'eau. C'est le constituant fondamental du béton puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide.

II-1.2.2 Catégorie de ciment :

Les ciments peuvent être classés en fonction de leur composition et de leur résistance normale.

En fonction de leur composition :

Les ciments constitués de clinker et des constituants secondaires sont classés en fonction de leur composition, en cinq types principaux par les normes NF P15-301 et ENV197-1. Ils sont notés CEM et numérotés de 1 à 5 en chiffres romains dans leur notation européenne (la notation française est indiquée entre parenthèse) :

CEM I : Ciment Portland (CPA).

Chapitre II : Généralités et comportement des matériaux.

CEM II : Ciment Portland composé (CPJ).

CEM III: Ciment de haut fourneau(CHF).

CEM IV : Ciment Pouzzolanique(CPZ).

En fonction de leur résistance normale :

Trois classes sont définies en fonction de la résistance normale à 28 jours ; des sous classes « R » sont associées à ces 3 classes principales pour désigner des ciments dont les résistances au jeune âge sont élevées.

Désignation de la classe	Sous classe éventuelle	Résistance à la compression en bars		
		A 2jours	A 28jours	
		minimaux	minimale	Maximale
350	250	450
450	350	550
	R (rapide)	150	350	550
550	450	650
	R (rapide)	225	450	650
THR très haute performance	300	550

Tableau II.1 :résistance à la compression

II-1.2.2 Les granulats :

Le granulat est un élément essentiel dans le béton, il est constitué d'un ensemble de grains minéraux, sa dimension est comprise entre 0 et 125mm. Leur nature et leur forme varient en fonction des gisements et des techniques de leur production.

Les granulats utilisés pour réaliser un béton doivent répondre à des exigences et des critères de qualité et de régularité et doivent permettre aussi, d'une part, de remplir correctement et en totalité le moule ou le coffrage et, d'autre part, d'assurer un enrobage correct des armatures.

Ils sont destinés à être mis en œuvre soit directement, sans liant pour les solidariser (ballast des voies de chemin de fer, couche de fondation des routes, remblais...) soit on les solidarise avec un liant (ciment pour le béton, bitume pour les enrobés...).

Chapitre II : Généralités et comportement des matériaux.

Les granulats comme la grande majorité des matériaux de construction doivent être conformes à des normes. Les granulats constituent le squelette du béton, la régularité de leurs caractéristiques conditionne donc celles du béton. Les granulats pour bétons font l'objet de deux principales normes de référence, la norme NF 12620 (en août 2003) et XP P 18-545 (en février 2004).

- **Classification des granulats :**

On peut classer les granulats en fonction de leur granularité déterminée par analyse granulométrique sur des tamis de contrôle à maille carrées dans une série normalisée. On distingue plusieurs familles de granulats :

Fillers 0/D où D = 2mm et contenant au moins 70% de passant à 0,063.

Sablons 0/D où D = 1mm et contenant moins de 10% de passant à 0,063mm.

Sable 0/D où D = 6,3mm sauf les sables pour béton où D = 4mm.

Graves 0/D où D = 6,3mm.

Gravillon d/D où d = 1mm et D = 31,5mm.

Cailloux d/D où d = 20mm et D = 125mm.

Les granulats (gravillons et sable) ont des effets sur la résistance mécanique et sur la consistance du béton de plusieurs manières :

- Par leur qualité mécanique ;
- Par la capacité d'adhérence de ces granulats avec la pâte liante ;
- Par la forme de ces granulats (roulés ou concassés) ;
- Par le diamètre maximal des granulats ;
- Par la compacité du mélange granulaire formé

Un granulat, en fonction de son origine et sa nature peut être naturel, artificiel, ou recyclé.

II-1.2.3 L'eau de gâchage :

L'eau de gâchage est la quantité totale d'eau que l'on utilise pour faire un béton, c'est un constituant indispensable pour la fabrication de ce dernier. Sa qualité influe les caractéristiques du béton à l'état frais et l'état durci.

De façon générale, l'eau de gâchage doit avoir les propriétés de l'eau potable. Il est exclu d'employer l'eau de mer, qui contient environ 30g/l de chlorure de sodium, pour la fabrication de béton armé ou précontraint.

L'eau est nécessaire à l'hydratation du ciment, elle facilite aussi la mise en œuvre du béton. Sa quantité varie avec un très grand nombre de facteurs (dosage en ciment, granulats, consistance recherchée du béton frais) ; elle est en général comprise entre 140 et 200 l/m³.

Chapitre II : Généralités et comportement des matériaux.

Le rapport E/C est un critère important des études de béton ; c'est un paramètre essentiel de l'ouvrabilité du béton et de ses performances: résistance mécanique à la compression et durabilité.

II-1.2.4 Les adjuvants :

Contrairement au ciment, aux granulats, et à l'eau, les adjuvants ne sont pas essentiels au béton, mais sont cependant un constituant important de plus en plus utilisé, au point que, actuellement dans la majorité des pays un béton confectionné sans adjuvant est une exception. Les adjuvants sont des produits chimiques incorporés aux bétons frais en faibles quantités (en générale moins de 3% du poids du ciment) afin d'en améliorer certaines propriétés. Ils sont de plus en plus utilisés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton. Les principaux adjuvants sont :

- ✓ Les fluidifiants (ou réducteur d'eau).
- ✓ Les retardateurs de prise du ciment.
- ✓ Les accélérateurs de prise.
- ✓ Les entraîneurs d'air.
- ✓ Les hydrofuges.

II-2. LES ACIERS :

II-2.1 Présentation :

L'acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage. Les aciers utilisés en BA sont les aciers de nuance douce qui contiennent entre 0,15 à 0,25 % de carbone et les aciers de nuance mi-dure et dure ayant 0,25 à 0,40 % de carbone.

II-2.2 Caractéristiques mécaniques :

La limite d'élasticité f_e est le caractère mécanique qui sert de base aux justifications, elle varie en fonction du type d'acier.

Le module d'élasticité longitudinale E_s est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et il est pris égal à : $E_s = 200\,000$ MPa.

Les aciers de construction métallique sont essentiellement définis à travers leurs propriétés d'usage qui font l'objet de garanties. Ce sont :

- la limite d'élasticité à 20 °C, R_{eH} exprimée en N/mm² ;
- la résistance à la traction à 20 °C, R_m exprimée en Nm ;
- l'allongement à rupture à 20 °C, A exprimé en % ;
- l'énergie de rupture en flexion par choc exprimée en Joule ;

On considère pour l'acier un poids volumique de 78,5 KN/m³.

II-2.3 Classification des aciers pour le béton armé :

On utilise pour le béton armé, les ronds lisses, les armatures à haute adhérence et les treillis soudés.

II-2.3.1 Les ronds lisses(RL) :

Ce sont des aciers qui ne présentent aucune aspérité. Ils sont doux, laminés à chaud et de surface lisse. Les nuances utilisées sont les Fe E 215 et Fe E 235.

II-2.3.2. Les armatures à hautes adhérences (HA) :

Elles sont obtenues par laminage à chaud d'un acier naturellement dur. Ces armatures ont leur surface marquée par des crénelures de formes diverses de façon à assurer une meilleure adhérence avec le béton. Ces aciers existent dans les nuances Fe E 400 et Fe E 500.

II-2.3.3. Les treillis soudés (TS) :

Ce type d'acier se présente, contrairement aux autres qui se présentent en barres, soit en rouleaux, soit en panneaux de dimensions normalisées. Leur largeur standard est de 2,40 m, la longueur des rouleaux est de 50 m et celle des panneaux est de 4,80 m ou 6m.

Les treillis soudés sont constitués par des fils se croisant perpendiculairement et soudés électriquement à leur croisement. On distingue les treillis soudés à fils tréfilés dits TSL et les treillis soudés à fils à haute adhérence dits TSHA.

II-2.4 Dispositions constructives :

❖ Enrobages des aciers :

a est le diamètre des armatures longitudinales et t le diamètre des armatures transversales. Pour assurer une bonne protection des armatures contre la corrosion, il faut que l'enrobage c soit au minimum de :

- 5 cm pour les ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives. Cet enrobage peut être ramené à 3 cm si les armatures ou le béton sont protégés.

- 3 cm pour les parois coffrés ou non qui sont soumises (ou susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou à des condensations, ou encore, eu égard à la destination des ouvrages, au contact d'un liquide.

Cette valeur peut être ramené à 2 cm si $f_{c28} > 40$ MPa.

-1 cm pour des parois qui seraient situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.

II-3 comportement expérimentales des matériaux :

Le béton armé est un matériau composé d'acier et de béton, deux matériaux aux réponses mécaniques très différentes lorsque déformés, surtout en traction. Il est donc essentiel, dans l'objectif de bâtir un modèle de prédiction du comportement d'éléments en béton armé, de bien comprendre les hypothèses émises et les lois considérées dans la définition du comportement de chacun de ces matériaux. La résistance à la compression et à la traction du béton sont très différentes; il importe donc de les considérer séparément.

II-3.1 Le béton en compression :

Il est très facile de connaître la résistance en compression par l'essai d'écrasement à la presse hydraulique qui est le plus souvent appliqué sur des éprouvettes cylindriques avec une hauteur et diamètre normalisés respectivement de 32 et 16 cm. Bien que le béton soit constitué de matériaux élastiques et fragiles (granulats, pâte de ciment), son comportement en compression, que l'on traduit principalement par une relation contrainte-déformation, est non linéaire et présente une certaine pseudo-ductilité liée à la microfissuration du matériau.

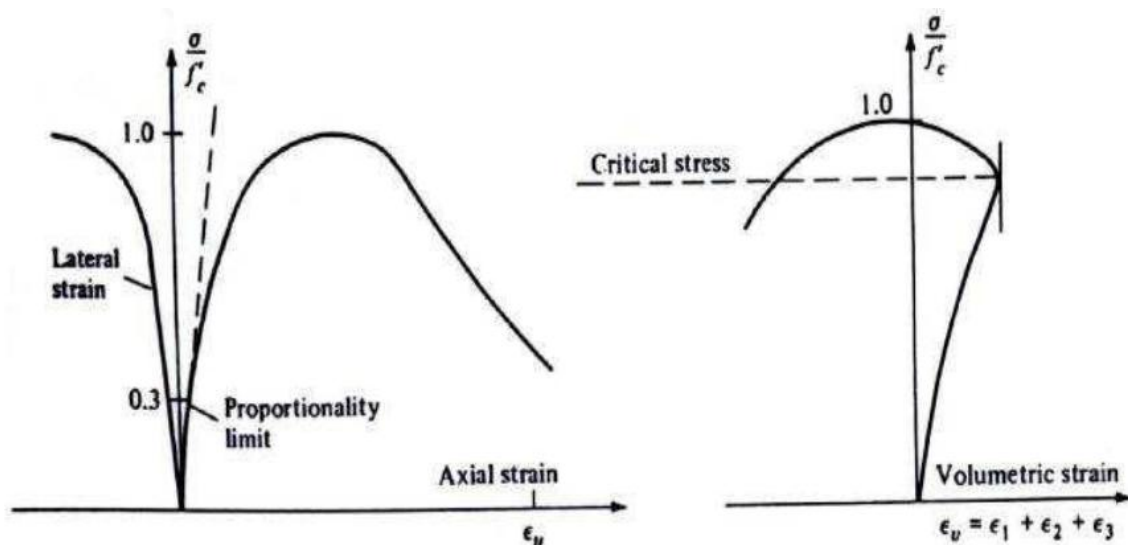


Figure II.2 : Comportement du béton en compression [48]

Cette courbe montre que la réponse est linéaire jusqu'à 30% - 40% de la limite en compression f_c puis la courbe devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 75% - 90% de la limite f_c . Apparition de l'irréversibilité (déformation permanente).

La courbe présente un pic suivi d'une branche post - pic correspondant à un comportement adoucissant. Le coefficient de Poisson évolue (Fig. II.2a).

Chapitre II : Généralités et comportement des matériaux.

La rupture apparaît progressivement au-delà du pic par coalescence de microfissures et augmentation de volume (ϵ_1 , ϵ_2 , ϵ_3 sont les déformations principales Fig. II.2).

L'interprétation micromécanique de ce comportement a fait l'objet de nombreux travaux ([Lorrain 1974][48], [Mazars 1984][49], [Berthaud 1988][50]) et il est maintenant bien admis que la dégradation est essentiellement liée au développement de microfissures. Le développement des microfissures est lié selon plusieurs auteurs, ([Lorrain 1974][48], [Mazars 1984]) à l'effet des extensions (déformation positive). Des observations au microscope optique sur des tranches de matériaux pré sollicités ont montré que l'orientation privilégiée des micro-fissures est perpendiculaire aux directions d'extensions, créant dans un premier stade une anisotropie du comportement du béton, et dans un stade ultime des surfaces de rupture de même sens (Fig.II.3). De plus, il a été montré (Torrenti 1994) que les déformations se localisent dans l'éprouvette au pic d'effort, ce qui montre que le comportement post-pic observé est celui d'une structure dans laquelle le matériau ne répond pas d'une manière homogène.

II-3.2 Comportement en compression cyclique :

Les microfissures qui apparaissent dans le béton après l'application d'un chargement cyclique provoquent la dégradation de ses caractéristiques élastiques. La persistance des microfissures est due à l'effet de frottement entre ses surfaces et leur non refermeture totale après déchargement. Il est aussi possible d'avoir une idée de la capacité dissipative du matériau à travers les courbes d'Hystérésis que présentent la (figure II.4) ci-dessous.

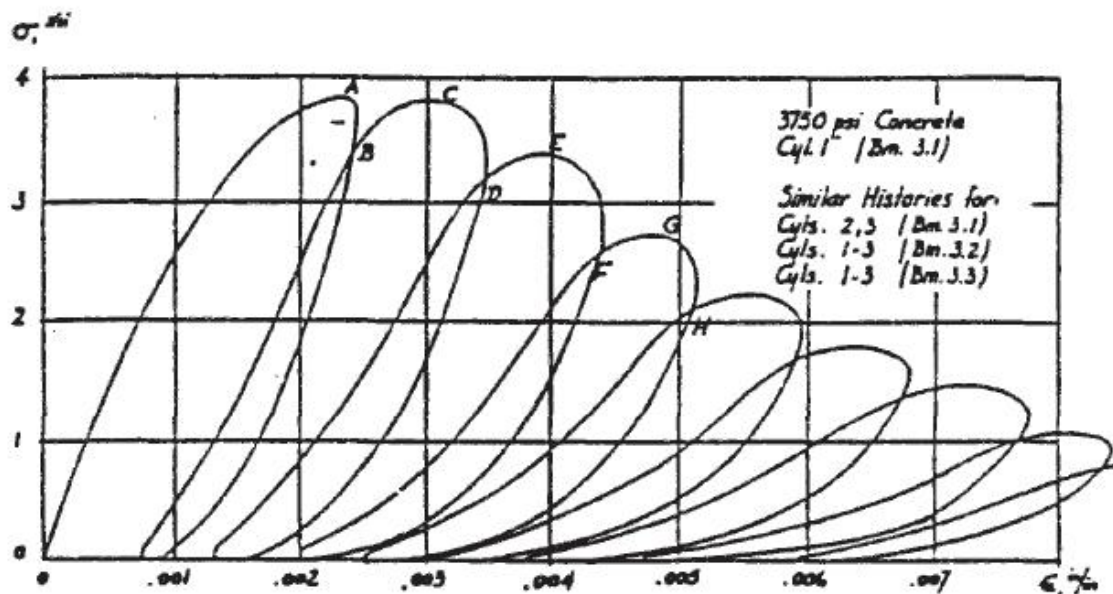


Figure II.4 : Comportement cyclique du béton en compression simple [19]

Chapitre II : Généralités et comportement des matériaux.

Un autre renseignement peut être tiré de cette figure, il concerne le développement de boucles d'hystérésis. Ce phénomène peut être lié à deux aspects:

D'une part, au frottement entre lèvres de microfissures en cours de refermeture ou réouverture de celles-ci, et d'autre part, au mouvement de l'eau dans la structure microporeuse de la pâte de ciment hydratée.

II-3.3 Comportement du béton confiné :

Les essais de Lyengar [43] ont montré que le béton confiné par les armatures transversales présente une résistance et une ductilité bien supérieure au béton non confiné, **Figure (II.5)** les études concernant l'influence du comportement du béton sur la résistance et la ductilité ont été effectuées par Richard [44], Ruch[45], Ahmed et Shah [46], ces études se sont intéressées à l'augmentation de la résistance et de la ductilité de colonnes circulaires en béton, par l'utilisation de spirales comme armatures transversales.

Il a été démontré que le confinement est efficace si l'espacement des armatures transversales ne dépasse pas la plus petite dimension de l'élément.

D'après les travaux de Sheik et Uzumer [47] la résistance du béton confiné dépend de plusieurs paramètres :

- La résistance en compression du béton non confiné ;
- La limite élastique de l'acier ;
- La configuration et les espacements des étriers ;
- L'effet des dimensions de la section.

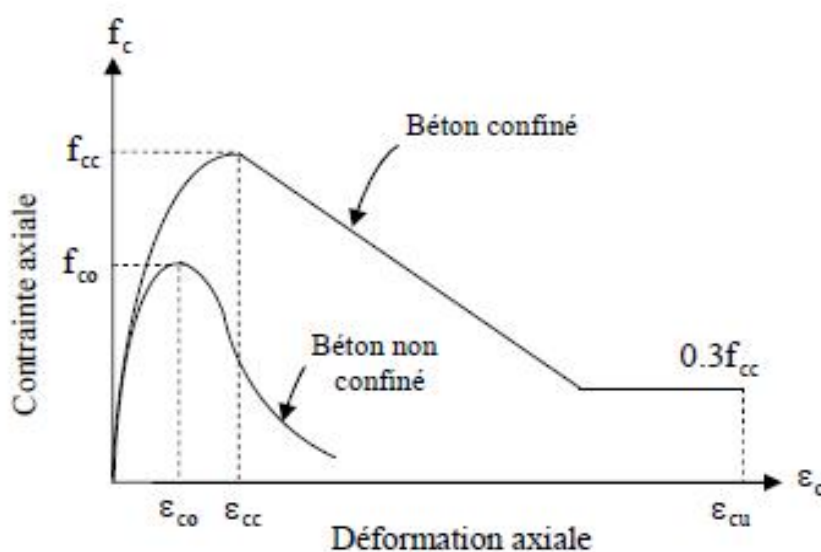


Figure II.5: Comportement du béton confiné [7]

II-3.4 Prise en compte de l'endommagement en compression :

L'effet des chargements cycliques dans le béton est principalement associé, au niveau microscopique, au développement de la microfissuration et plusieurs phénomènes connexes (effets de frottement entre les surfaces des microfissures qui empêchent leur re-fermeture complète après déchargement, endommagement de l'interface pâte-granulat, entre autres par abrasion des granulats). Ces endommagements microscopiques se traduisent par des modifications au niveau des propriétés macroscopiques, soit par une diminution de la rigidité et de la résistance ainsi que par l'apparition de déformations permanentes. Ces phénomènes doivent par conséquent être considérés dans l'élaboration d'une loi de comportement incluant l'endommagement du béton.

II-3.5 Le béton en traction :

Le béton offre de bonnes performances mais présente une grande faiblesse en ce qui concerne sa résistance 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. Il est souvent admissible de considérer la résistance en traction du béton entre 7% et 10% de sa résistance en compression.

Le comportement en traction du béton est caractérisé par une propagation stable et constante de fissures perpendiculairement à l'axe de chargement qui se traduit par une relation pratiquement linéaire et proportionnelle au module d'élasticité du béton, jusqu'à l'atteinte de la limite en tension. En l'absence de données expérimentales, cette limite peut être reliée à la résistance en compression et pour béton de densité normale. Cette limite représente la coalescence de microfissures pour mener à la propagation rapide d'une fissure localisée (macro fissure) qui fait diminuer drastiquement la contrainte sous déformation croissante. Il est alors généralement considéré que le béton en traction ne peut reprendre aucun effort, c'est-à-dire que la résistance en traction du béton est négligée après la fissuration.

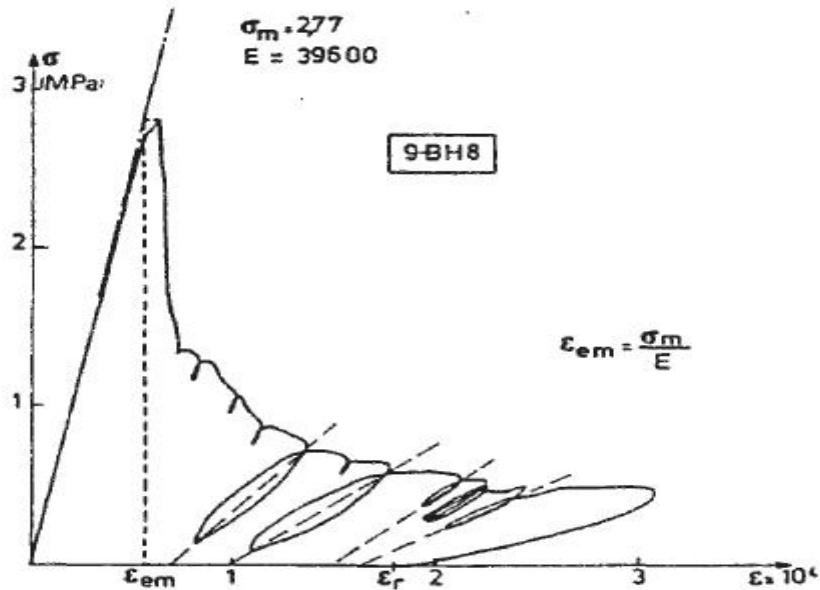


Figure II.6 : Comportement du béton en traction [19]

- En première phase nous avons un domaine élastique très réduit présentant une perte de raideur juste avant le pic (ft contrainte limite en traction).
- En deuxième phase, on observe une chute brutale de la contrainte due à la rupture des éléments microstructuraux en mode I (les fissures se propagent dans un sens perpendiculaire à la contrainte principale en traction).

-Dans l'analyse du comportement global d'un élément de béton armé, après la fissuration, la présence de béton ne doit pas être négligée puisque le comportement d'une barre d'acier seule n'est pas le même que celui d'une barre enrobée de béton. Ce phénomène, remarqué depuis près de 100 ans, est nommé le « Tension Stiffening ». Il permet de prendre en compte, dans le comportement global, l'apport positif du béton entourant les barres d'armature entre les fissures dans les zones en traction. Il se traduit en fait par une équation empirique, ne s'appliquant pas au comportement local réel d'une section, mais représentant plutôt le comportement global du béton armé tendu. Le « Tension Stiffening » peut être incorporé à l'une ou l'autre des lois de comportement des matériaux acier et béton. Des calculs comparatifs ont démontrés que les deux manières donnent des résultats presque identiques, mais que celle s'associant au béton s'insère mieux au modèle et implique des temps de calculs plus courts. Pour le béton, cet effet est inclus en ajoutant, après la fissuration et lors de l'analyse du comportement global de l'élément, une branche descendante à la loi de comportement du béton en traction.

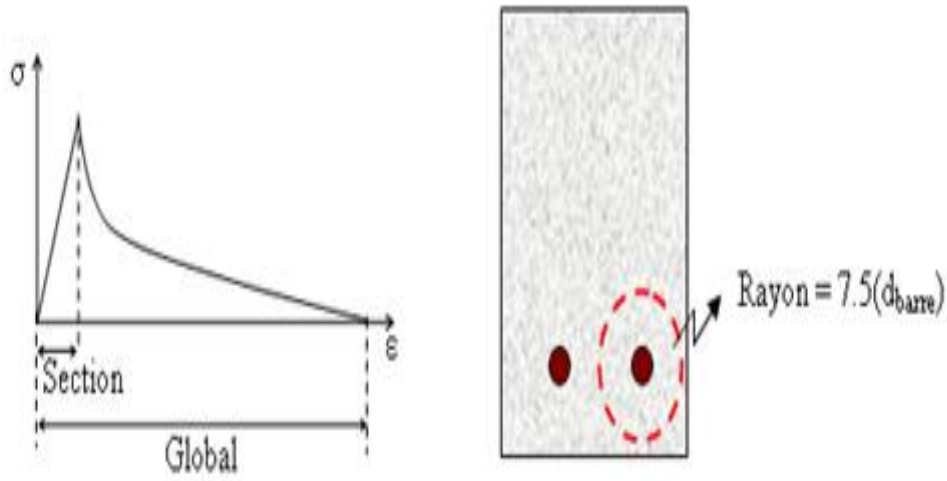


Figure II.7 : Application et rayon d'influence du 'tension Stiffening'

II-3.6 Comportement en traction cyclique :

L'essai de traction cyclique met en évidence le grand impact de la microfissuration en traction sur la détérioration du comportement élastique du matériau. La figure II.8 illustre la fragilité du béton et sa faible capacité dissipatrice en traction par des courbes d'Hystérésis restreintes. Ceci est dû à une ouverture plus importante des microfissures qui engendre une baisse des frottements dissipateurs.

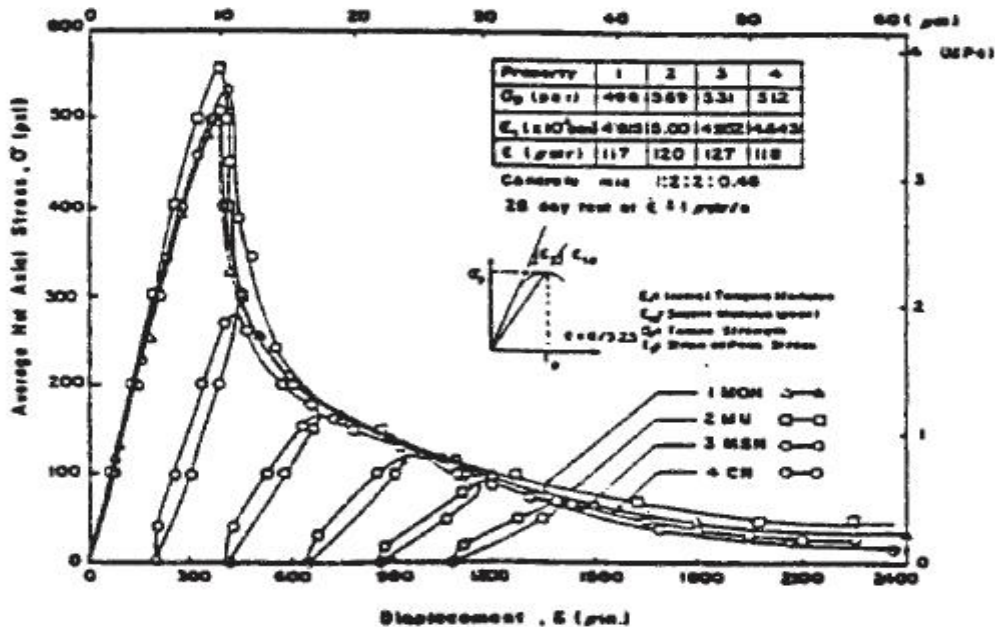


Figure II.8: Comportement cyclique du béton en traction [19]

II-3.7 Comportement cyclique traction-compression:

Un essai de compression axiale, sur une éprouvette endommagée en traction, met en évidence une propriété importante du comportement du béton, c'est le caractère unilatéral.

On constate que la raideur du béton préalablement endommagé en traction augmente très rapidement pour atteindre une valeur proche de celle du matériau non endommagé. Ce phénomène de restauration de raideur initiale lie à la refermeture progressive des microfissures du matériau endommagé. Il y a lieu également donc d'effet de cumul de dommage en changeant le sens de la sollicitation. Il y a lieu également de constater une élasticité bilinéaire du comportement.

Ce comportement a été mis en évidence par ([Terrien 1980]) [47] pour le cas particulière de rupture localises en une seule macro fissure. Il a été par la suite confirmé par le cas d'une distribution diffuse des macros fissures.

Cet essai est effectué afin de montrer les processus de restitution partielle de la rigidité perdu en traction (endommagement) lorsque le matériau est sollicité en compression.

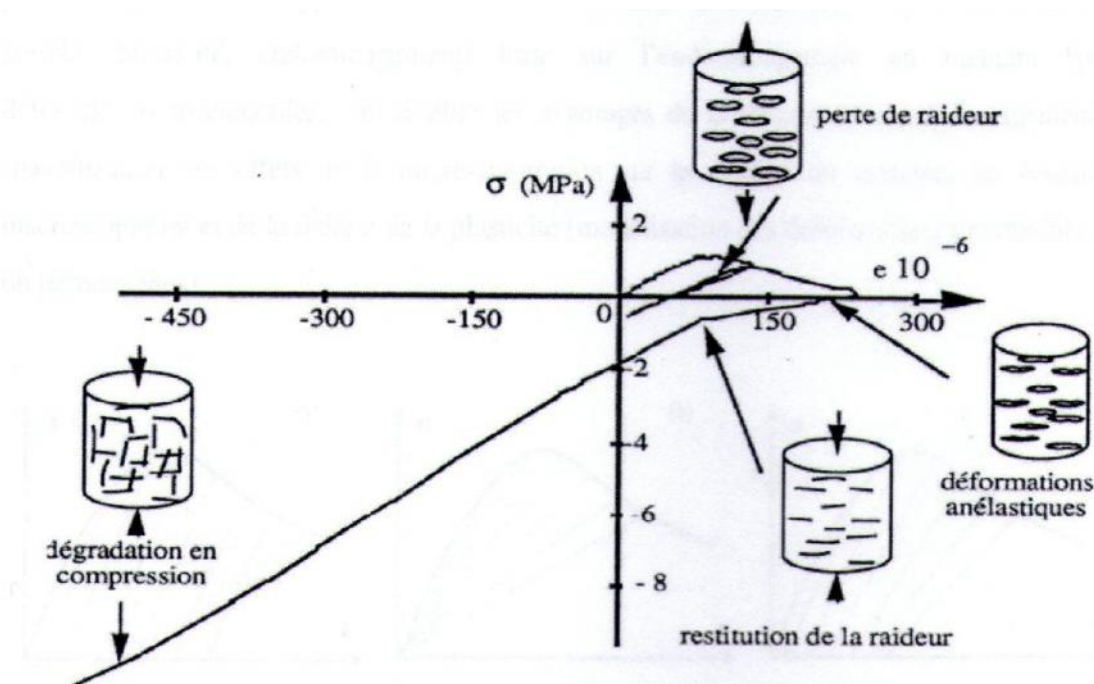


Figure II.9 : comportement du béton sous chargement cyclique.[47]

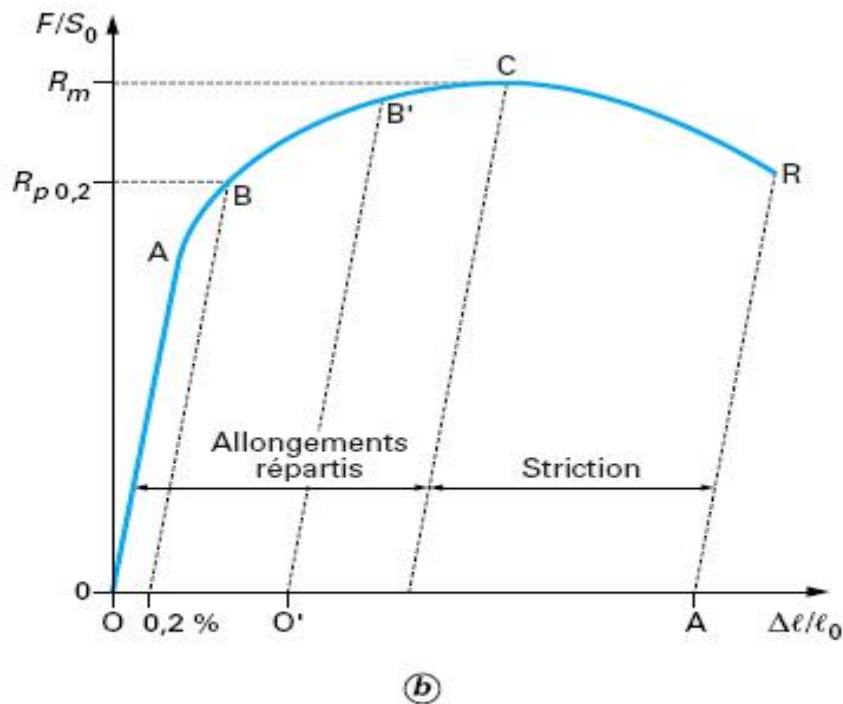
II-4. Prise en compte de l'endommagement en traction :

L'analyse hystérétique du comportement du béton en tension diffère selon le type d'analyse. L'analyse d'une section en béton armé fissurée (ne considérant pas l'effet du « Tension Stiffening ») n'inclut pas l'endommagement cyclique. Une fois la limite de fissuration atteinte, la fissure est irréversible. Toutefois, lorsque le comportement global de l'élément est considéré (incluant l'effet du « Tension Stiffening ») et que cette limite de fissuration est atteinte, les hystérèses de chargement sont possibles. La relation représentant le comportement statique du béton en traction correspond à l'enveloppe de rupture pour des chargements cycliques ou surcharges. Les hystérèses des cycles de chargement en traction sont caractérisées, tout comme en compression, par l'apparition de déformations permanentes et par une diminution de la rigidité. Cet endommagement empirique et globalisé est principalement relié à la présence de contraintes résiduelles près des fissures suite à chacune des phases de déchargement. Les déformations permanentes engendrées à chaque cycle sont reliées, à la déformation maximale atteinte, soit juste avant le déchargement.

II-5. L'acier :

L'essai de traction permet de tracer la courbe de traction qui détermine les caractéristiques de l'acier. Cette courbe représente les variations de la charge unitaire (effort de traction F rapporté à la section initiale S_0 de l'éprouvette) en fonction de l'allongement relatif (allongement de la base de mesure rapporté à la longueur initiale de cette base et exprimé en %) imposé à l'éprouvette. Cette courbe met en évidence deux comportements intéressants de l'acier :

La première partie OA (figures II.10) correspond au domaine dans lequel l'acier est élastique, c'est-à-dire que, soumis à un effort, il se déforme mais reprend sa géométrie initiale lorsque l'on supprime l'effort (la déformation disparaît, elle est réversible). C'est le domaine normal de travail de l'acier ; son comportement est alors régi par la loi de Hooke :



F effort de traction
 S_0 section initiale de l'éprouvette
 $\Delta\ell$ allongement de la base
 ℓ_0 largeur initiale de la base

Figure II.10: Courbe de traction pour un acier de construction [30]

La deuxième partie AC correspond au domaine dans lequel le métal est plastique, c'est-à-dire que, soumis à un effort, il se déforme mais ne reprend pas sa géométrie initiale lorsque l'on supprime l'effort (une partie de la déformation subsiste, elle est irréversible et dite « plastique»). Dans ce domaine, il est important de noter qu'au cours de la déformation plastique (de B à C pour la figure II.10 la limite d'élasticité de l'acier augmente. Si, par exemple, on supprime l'effort appliqué en B', le métal revient au point O' (la déformation plastique est égale à OO') et son nouveau domaine élastique s'étend ensuite de O' à B'. O'B' est ainsi plus grand que OA. Cette augmentation est dite consolidation ou, encore, écrouissage (et parfois raffermissment). Sa conséquence pratique intéressante est qu'elle provoque une adaptation de l'acier face à une surcharge accidentelle ; c'est donc un facteur de sécurité en service.

L'acier d'armature est utilisé dans le béton armé afin de compenser la faiblesse du béton à reprendre les efforts de traction. Il est habituellement considéré que les armatures ne sont sollicitées qu'après la fissuration du béton. Elles présentent une importante ductilité après l'atteinte de la limite élastique, ce qui, lorsque bien conçu, permet aux éléments de béton armé fléchis et fissurés d'atteindre l'ultime sans rupture catastrophique.

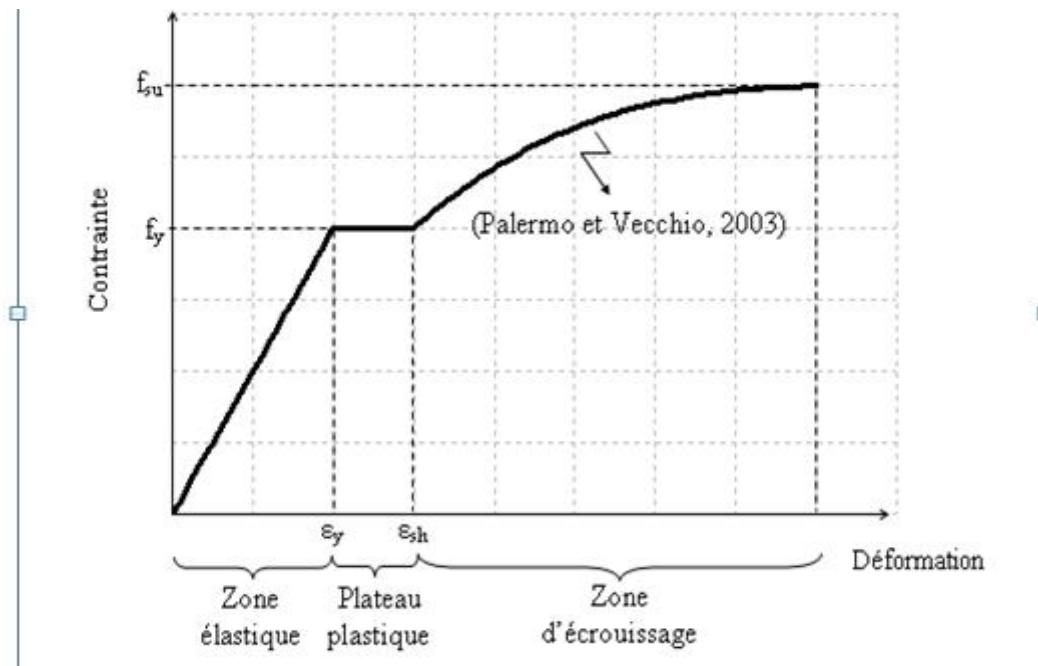


Figure II.11 : Loi de comportement monotone de l'acier

La zone d'écrouissage n'est généralement pas considérée dans la conception d'éléments en béton armé, mais il importe d'en tenir compte dans l'élaboration de modèles afin de représenter le plus fidèlement le comportement véritable de l'acier.

II-6. L'association béton-acier :

Dans la période des débuts du béton armé, la principale évolution ne réside pas dans la mise au point des bétons mais dans la naissance de l'association acier-béton qui va offrir au matériau "béton armé" la totalité de son potentiel technique. Cette découverte permet de passer du béton utilisé comme substitut commode à la pierre au béton performant. Là encore, il s'agit d'une invention initiée par les avancées industrielles et notamment le développement de la production d'acier grâce à l'emploi du charbon dans les fourneaux. Cette évolution est contemporaine des recherches menées sur la pierre artificielle. La première utilisation de l'acier comme armature du béton date (sans compter les mortiers armés utilisés depuis bien longtemps) de 1852, date à laquelle Coignet noie des poutrelles métalliques dans une dalle en béton à destination de plancher. Le procédé d'armature sera vraiment théorisé en 1854 par Wilkinson qui explicitera le principe de disposition des sections d'acier dans les zones tendues, puis par Hennebique en 1892 qui approfondit l'explication théorique et introduit le principe des étriers permettant l'équilibrage de l'effort tranchant. Ces études ont permis la compréhension du phénomène d'adhérence, fondement de technique béton armé. La

technologie "béton armé" rencontrera le succès à partir de 1900 et se développera pour atteindre la place prépondérante qu'elle occupe aujourd'hui.

II-6.1. Définition de l'adhérence :

Les conditions de résistance d'un élément en béton armé supposent que les armatures ne glissent pas à l'intérieur du béton. C'est le phénomène d'adhérence qui empêche ou limite ces glissements. Cette propriété physique permet la transmission des efforts et un fonctionnement rationnel : le béton suit alors les armatures dans leurs déformations. Les justifications que nous effectuerons en ELU (du BAEL) porteront sur :

- la limitation de l'entraînement des armatures de façon à ne pas endommager le béton.
- les ancrages des extrémités de barres.
- les jonctions.
- les recouvrements.
- les coutures des barres.

La transmission des efforts entre le béton et les aciers d'armature s'effectue grâce au phénomène d'adhérence. Chaque unité de surface située sur le périmètre de la pièce d'armature permet le passage d'une certaine quantité d'effort. Une barre est considérée comme "ancrée " lorsque la surface de contact entre le béton et la pièce d'armature est suffisamment importante pour que les efforts qui transiteraient pas cette surface en cas de sollicitation à la limite de l'adhérence soient au moins égaux à la résistance de la dite pièce.

Lorsque la contrainte dépasse la valeur autorisée sur le béton seul, on peut introduire des armatures longitudinales qui présentent une résistance spécifique supérieure au béton (acier = 240MPa). Le coefficient de corrélation entre les deux matériaux est de 15 environ. C'est-à-dire que lorsque l'on ajoute 1 cm² d'acier dans une section béton, on peut admettre, en première approche, que tout se passe comme si on avait ajouté 15 cm² de béton. Il y a, entre l'acier et le béton, un fonctionnement conjoint. Le calcul conduit à utiliser une section dite homogénéisée en fonction de la capacité de chacun de matériaux.

II-7. Définition des modèles numériques :

II-7.1 Modèle numérique du béton :

Le modèle numérique utilisé lors de la simulation est celui de *concrete damaged plasticity* qui a été développé dans le code des éléments finis ABAQUS. C'est un modèle couplé (plasticité, endommagement) basé sur l'endommagement en incluant les déformations irréversibles, afin d'allier les avantages de la théorie de l'endommagement (modélisation des

75 effets de la micro-fissuration sur la rigidité du matériau au niveau macroscopique) et de la théorie de la plasticité (modélisation des déformations irréversibles ou permanentes).

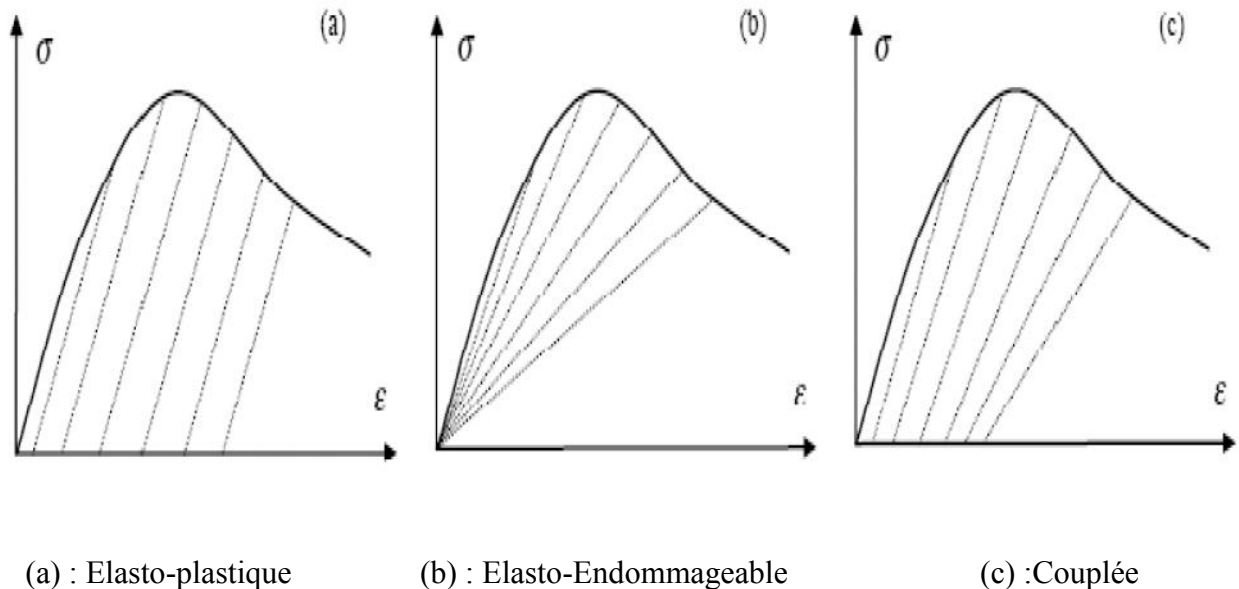


Figure II.12: Exemples de modélisations [42]

II-7.2 Présentation du modèle *concrete damaged plasticity*

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

- 1- Rupture par fissuration.
- 2- Rupture par écrasement de béton.

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

- 1- (ϵ_t^{pl}) Déformation plastique équivalente, liée à un mécanisme de rupture sous un chargement de traction ;
- 2- (ϵ_c^{pl}) Déformation plastique équivalente, liée à un mécanisme de rupture sous un chargement de compression.

II.7.2.1. Comportement à la traction :

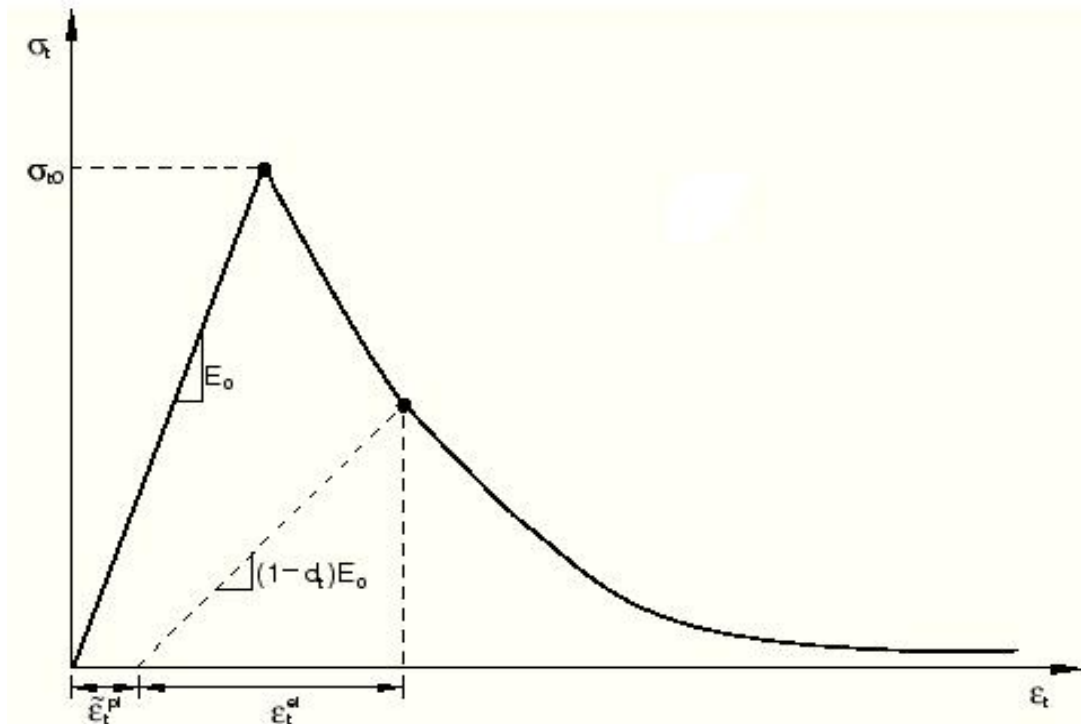


Figure II.13 : Réponse du modèle à la traction simple [28]

Dans le cas de la traction uni axial la courbe contrainte-déformation suit une relation linéaire élastique jusqu'à ce que la valeur de la contrainte de rupture (σ_{i0}) soit atteinte. La contrainte de rupture correspond à l'apparition de microfissure dans le matériau béton. Au-delà de la contrainte de rupture, la formation de microfissure est représentée macroscopiquement avec une réponse de ramollissement de contrainte-déformation, qui induit la localisation des déformations dans le béton.

II-7.2.2 Comportement à la compression

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

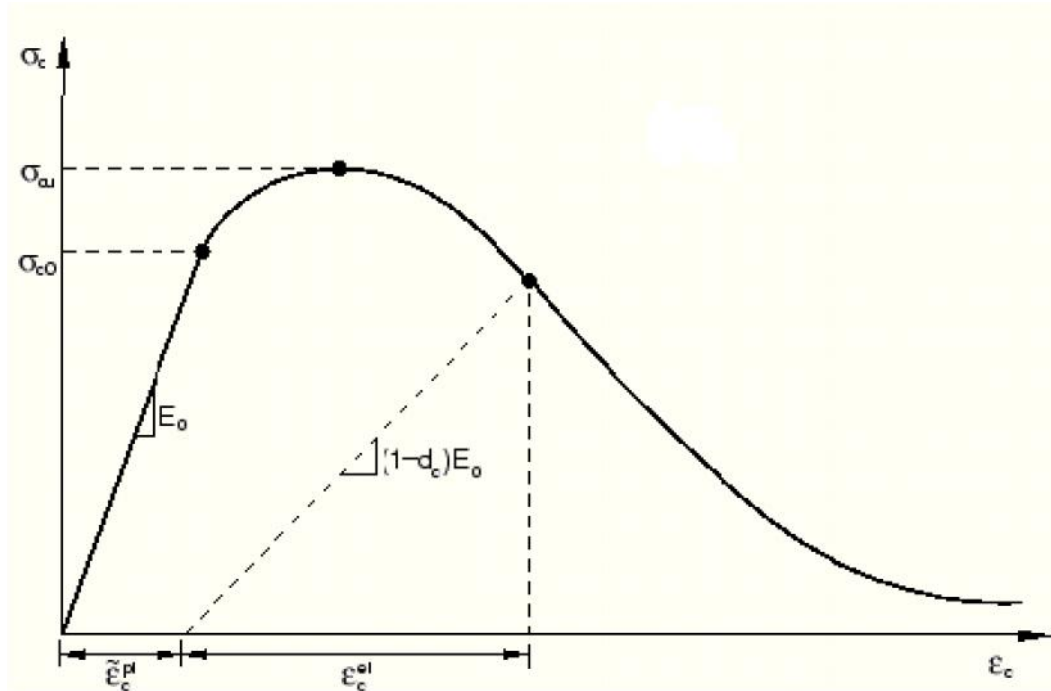


Figure II.14 : Réponse du modèle à la compression simple [28]

Comme le montre les (Fig. II.13) et (Fig. II.14), Lorsque l'échantillon de béton est déchargé de tout point de l'adoucissement, la rigidité élastique du matériau est endommagée (ou dégradée). La dégradation de la rigidité élastique est caractérisée par deux variables d'endommagement d_t , et d_c , qui sont en fonctions des déformations plastiques, la température et variables prédéfinis:

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

$$d_c = d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta, f_i); \quad 0 \leq d_c \leq 1.$$

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

Si E_0 est la rigidité élastique (rigidité initial) du matériau, les relations contrainte-déformation sous traction et compression uni axiale sont, respectivement :

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}),$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}).$$

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

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0(\varepsilon_t - \bar{\varepsilon}_t^{pl}),$$
$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0(\varepsilon_c - \bar{\varepsilon}_c^{pl}).$$

II.7.2.3 La récupération de la rigidité en comportement cyclique uni axiale :

Le modèle concrete damage plasticity suppose que la récupération de rigidité observé dans l'expérimental (lorsqu'un essai d'un chargement cyclique uniaxial), est donnée en termes d'une variable scalaire de dégradation d :

$$E = (1 - d)E_0,$$

où E_0 est le module d'élasticité d'un matériau sain.

La dégradation de la rigidité (d) est en fonction, de l'état de contraintes et des deux variables d'endommagement uniaxial d_t et d_c .

Pour des chargements cycliques uniaxiales, Abaqus suppose que :

$$s_t = 1 - w_t r^*(\sigma_{11}); \quad 0 \leq w_t \leq 1,$$
$$s_c = 1 - w_c (1 - r^*(\sigma_{11})); \quad 0 \leq w_c \leq 1,$$

Où

$$r^*(\sigma_{11}) = H(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{if } \sigma_{11} > 0 \\ 0 & \text{if } \sigma_{11} < 0 \end{cases}$$

w_t et w_c , sont les deux paramètre qui permettent de contrôle la récupération de la rigidité à la traction et à la compression. Pour illustrer cela, prenons l'exemple en figure, Où on passe d'une traction à la compression.

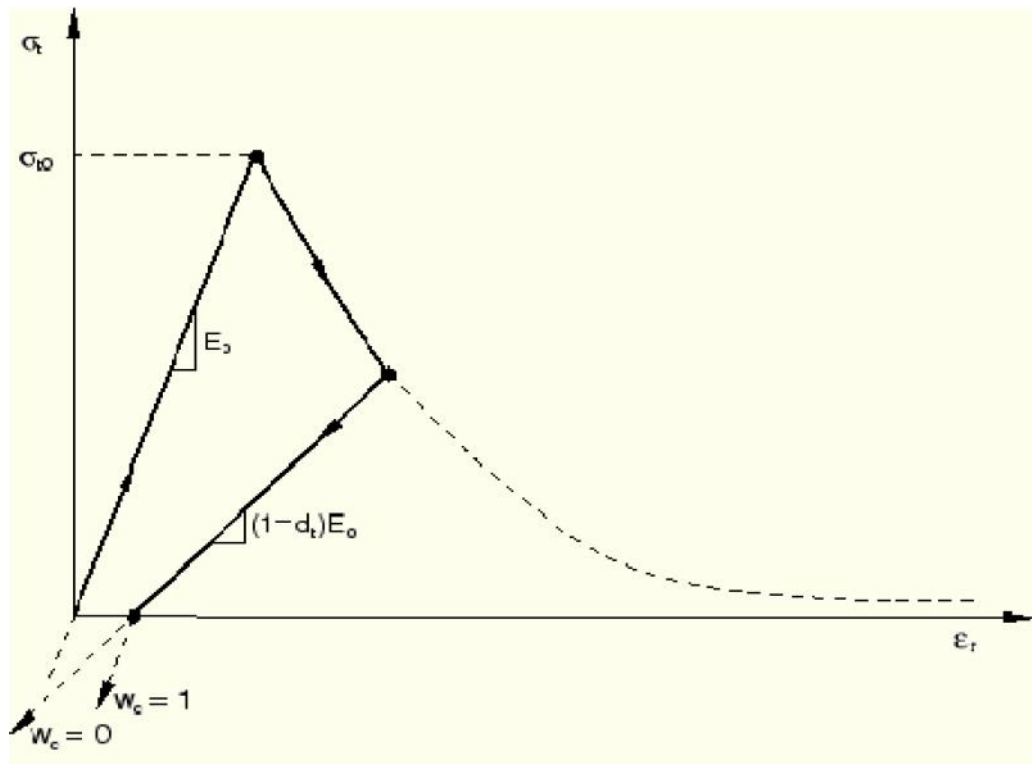


Figure II.15 : Récupération de rigidité en compression [28]

Supposons qu'il n'y avait pas de dommages antérieurs à la compression (écrasement) dans le matériau, donc on a :

$$\varepsilon_c^{pl} = 0 \text{ et } d_c = 0$$

$$(1 - d) = (1 - s_c d_t) = (1 - (1 - w_c(1 - r^*))d_t).$$

Dans la traction ($\sigma_{11} > 0$), $r^* = 1$ par conséquent $d = d_t$

Dans la compression ($\sigma_{11} < 0$), $r^* = 0$

$$d = (1 - w_c)d_t$$

Si $w_c = 1$, ça implique que $d = 0$ et, par conséquent, le matériau recouvre entièrement la rigidité à la compression (qui dans ce cas est la rigidité initiale, $E = E_0$).

Si, d'autre part, $w_c = 0$, ça implique que $d = d_t$, dans ce cas-là, il n'y a pas une récupération de rigidité.

w_t et w_c , peuvent prendre des valeur de zéro (0) jusque à un(1).

La (Fig.II.14) illustre la récupération de rigidité pour un cycle de chargement uniaxiale (traction-compression)

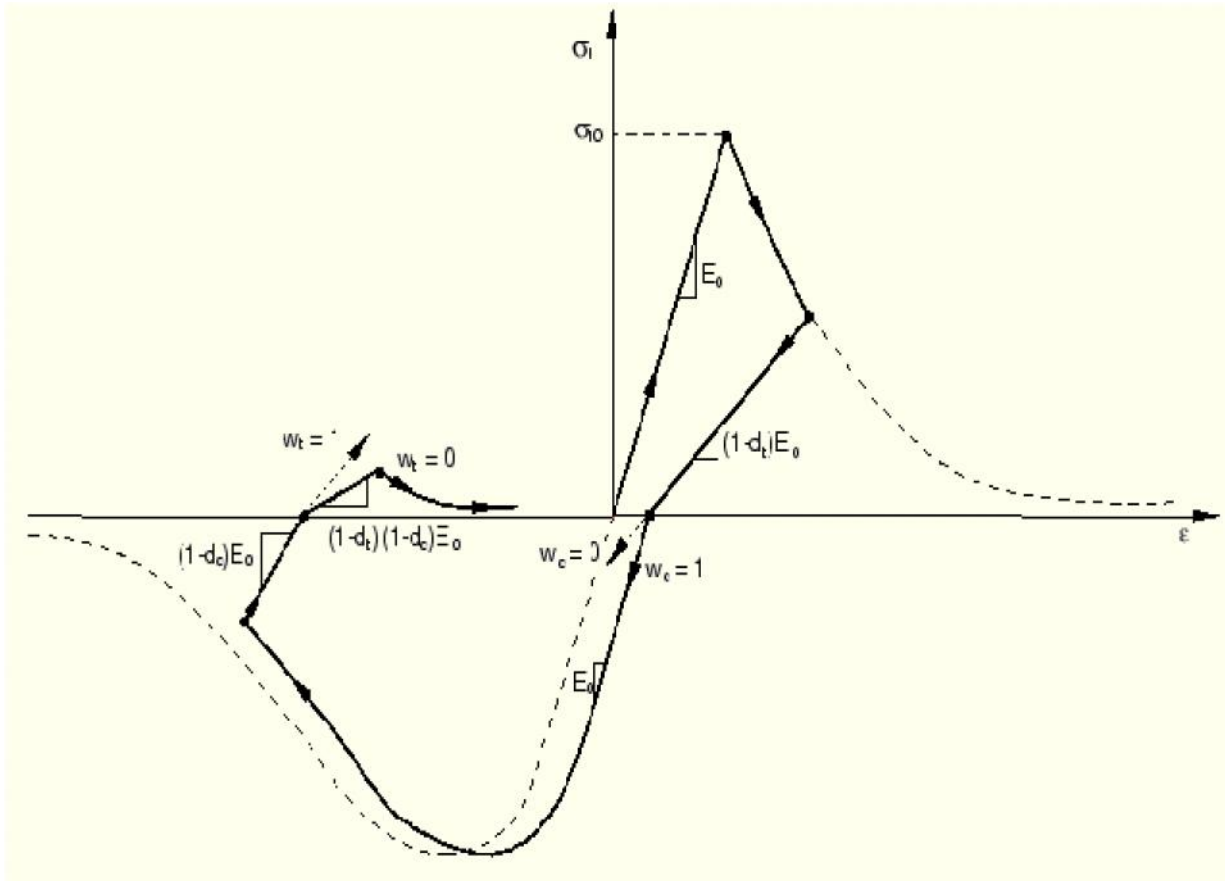


Figure II.16 : Récupération de rigidité lors d'un cycle complet [15]

Cette figure explique la notion de récupération de rigidité utilisée par ABAQUS :

1-d'une traction vers une compression : $w_c=1$

2-d'une compression vers une traction : $w_t=0$

Ces deux valeurs sont prises par défaut par le code mais on peut les modifier.

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

pendant le processus de fracturation; permet un contrôle utilisateur des effets de récupération de rigidité lors des inversions de charge cyclique.

II-8. Modèle numérique pour les aciers

Le modèle numérique que on va utiliser lors de la simulation est celui intégré dans ABAQUS, il s'agit s'un modèle élasto-plastique a écrouissage cinématique et isotrope .(Fig. II.17).

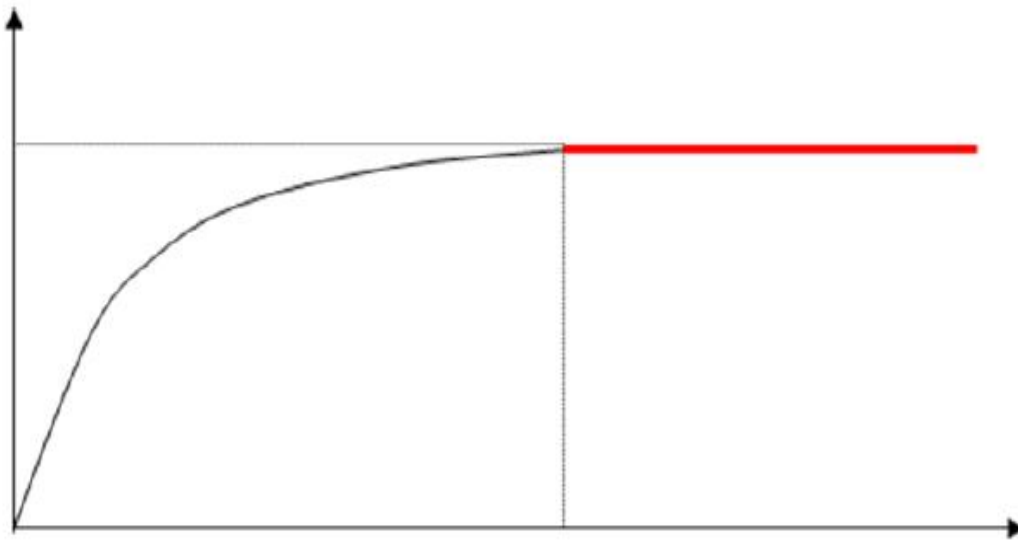


Figure II.17 : Modèle numérique pour l'acier [42]

- **Loi d'écrouissage :**

Le domaine d'élasticité initiale est donné par l'expérience. Son évolution dans l'espace des contraintes est décrite par les modèles d'écrouissage. La dépendance du domaine d'élasticité actuel dans l'espace R de contraintes permet l'identification expérimentale des paramètres d'écrouissage Z .

En vue de leur identification expérimentale, les modèles font intervenir un nombre limité de paramètres d'écrouissage. On peut citer :

- le modèle *d'écrouissage isotrope*, où un seul paramètre scalaire z définit une transformation homothétique du domaine d'élasticité dans l'espace des contraintes;
- le modèle *d'écrouissage cinématique*, où un seul paramètre tensoriel Z définit la translation des frontières du domaine d'élasticité.

Les différents modèles et leur combinaison possible sont schématisés sur la figure II-18

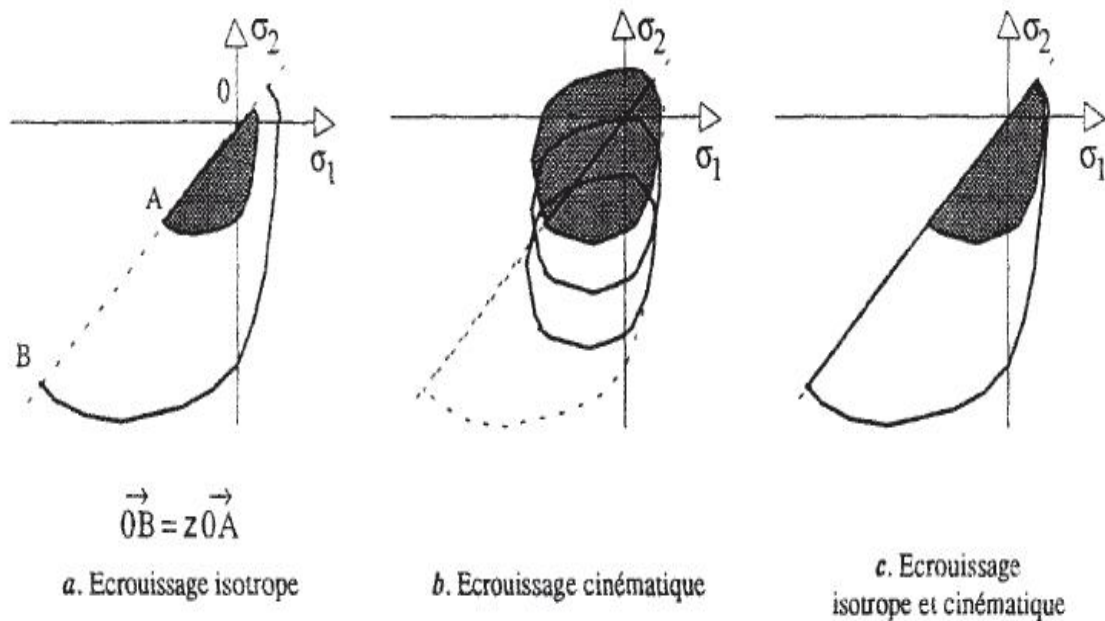


Figure II.18 : Modèles d'écrouissage [43].

Supposons déterminer une fonction $Z = Z(C)$ représentative de l'évolution du domaine d'élasticité (CE). Cf regroupe les variables mesurables contrôlant l'évolution des paramètres d'écrouissage Z . Il n'y aura possibilité d'évolution élasto- plastique, avec modification de l'état d'écrouissage, que si un point de charge actuel est situé sur la frontière du domaine d'élasticité ($f = 0$), qu'il entraîne avec lui ($df = 0$), tout en le modifiant.

Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté quelques définitions sur les matériaux béton et acier ainsi que leur comportement mécanique. On a aussi défini le modèle concrete damaged plasticity qu'on a utilisé pour le béton par le code de calcul ABAQUS, ainsi le modèle utilisé pour l'acier.

Introduction:

Les éléments de structures ou structures en génie civil peuvent être isostatiques ou hyperstatiques. Le traitement des structures hyperstatiques est laborieux et fait appel à des méthodes complexes et difficiles à utiliser manuellement. L'apport ces dernières années de l'outil informatique a facilité grandement cette opération. Pour pouvoir modéliser ces structures il faut faire appel à des logiciels très performant pour approcher la solution exacte. Parmi ces logiciels, 'ABAQUS'.

III-1. Présentation du logiciel ABAQUS :

Ce logiciel est une suite puissante des programmes de simulation créée en 1978, basée sur les méthodes numériques approchées par éléments finis. Le code de calcul ABAQUS est particulièrement réputé pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Il s'est imposé comme partie intégrante des processus de conception de sociétés de renommées mondiale dans tous les secteurs industriels. Il offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites et dynamiques. ABAQUS a une bibliothèque étendue des éléments qui peuvent modéliser n'importe quelle géométrie. Il a une liste également étendue de modèles matériels qui peuvent simuler le comportement de la plupart des matériaux typiques de technologie comprenant les métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé, et les matériaux géotechniques comme les sols et la roche. Il peut simuler des problèmes dans des secteurs divers, comme : la mécanique, le transfert thermique, électrique, problèmes couplés (piézo et thermique), l'acoustique et la mécanique des sols....

Dans la plupart des simulations, y compris fortement les non linéaires, le besoin d'utilisateur est de fournir les données de technologie telles que la géométrie de la structure, le comportement des matériaux constituants, ses états de frontière, et les charges appliquées. ABAQUS peut simuler n'importe quelle géométrie telles que : poutres, plaques, coques et éléments spéciaux (ressorts, masses...) en deux dimensions ou en trois dimensions.

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

Deux tâches sont à accomplir : générer le fichier de données (cela s'appelle aussi effectuer le prétraitement), et exploiter les résultats contenus dans le fichier .odb (ou post traitement). La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux, des chargements,

Chapitre III : Simulation numérique

etc..., suivant une syntaxe précise. Il faut savoir que le pré traitement et le post traitement peuvent être effectués par d'autres logiciels.

ABAQUS se divise en trois grands codes :

- **ABAQUS/Standard**: résoudre 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.

1- ABAQUS/Standard : Nous permet de réaliser des études statiques en contraintes/déplacements, dynamiques linéaires ou non linéaires. Généralement, c'est la méthode de Newton qui est utilisée pour résoudre les problèmes non linéaires. La base du formalisme de cette méthode est la suivante. Considérons qu'après i itérations sur l'incrément de temps, l'approximation de la solution est $u(i)$. La différence entre la solution exacte et la solution après i itérations est notée $c(i+1)$. La solution exacte est donc donnée par :

$$u = u(i) + c(i+1)$$

En écrivant symboliquement le principe des travaux virtuels par une équation implicite, $F(u) = 0$.

Cela signifie l'équilibre par rapport à la variable nodale considérée. Cette équation implicite peut être développée en série de Taylor en $u(i)$, ce qui donne

$$F[u(i)] + (\partial F[u(i)]/\partial u(i)) * c(i+1) + (\partial^2 F[u(i)]/\partial u(i)^2) * c^2(i+1) + \dots = 0 \quad \dots(1)$$

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

$$(\partial F[u(i)]/\partial u(i)) * c(i+1) = - F[u(i)] \quad \dots\dots\dots(2)$$

Cette équation (2) permet de déterminer $c(i+1)$ pour calculer l'approximation suivante $u(i+1)$ par :

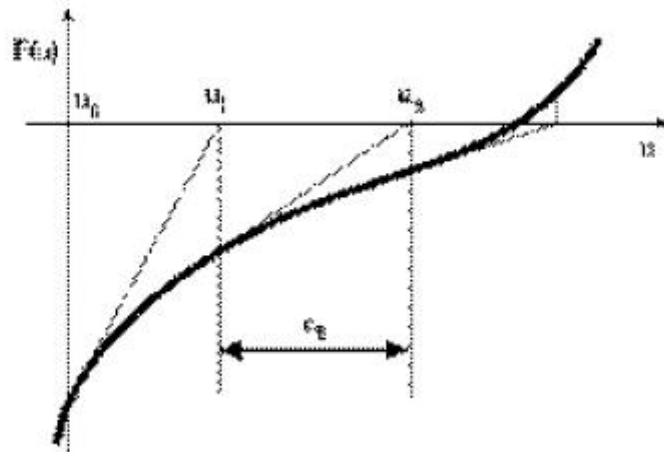


Figure III.1 : Illustration de la méthode de Newton

La figure III.1 illustre la méthode de Newton dont le but est de déterminer u tel que $F(u)=0$.

Sur cette figure, on observe que la valeur nodale de l'incrément suivant utilise la matrice jacobéenne comme une pente, en partant de la valeur courante. La convergence de cette méthode est quadratique, donc rapide.

Cependant, la matrice jacobéenne $(\partial F[u(i)]/ \partial u(i))$ peut présenter des problèmes d'existence et de singularité. Auquel cas, l'équation (2) est insoluble.

2- ABAQUS/Explicit : La version explicite est entièrement vectorisée afin d'utiliser les supercalculateurs multiprocesseurs. Bien que l'analyse soit dynamique, elle peut être utilisée moyennant quelques précautions pour accomplir des analyses quasi-statiques. Le schéma explicite implanté au sein d'Abaqus conduit à des temps de calcul plus faibles comparativement au schéma implicite nommé ABAQUS/Standard. L'algorithme explicite assure une certaine robustesse, il est plus efficace pour aboutir à un calcul complet que Abaqus/Standard. Ce code présente une bonne résolution des contacts ce qui est un autre intérêt vis-à-vis de la simulation du procédé. ABAQUS/Explicit met en œuvre un schéma d'intégration par différences centrales exprimé par les équations (3) et (4).

$$\boxed{du(i+1/2)/dt = du(i-1/2)/dt + [(\Delta t(i+1) + \Delta t(i)) / 2] * d^2u(i)/dt^2} \dots\dots\dots(3)$$

$$\boxed{u(i+1) = u(i) + [(\Delta t(i+1) * du(i+1/2)/dt]} \dots\dots\dots(4)$$

Chapitre III : Simulation numérique

Où du/dt est la vitesse et d^2u/dt^2 est l'accélération. L'exposant (i) indique le numéro de l'incrément.

Ces équations sont illustrées sur la figure III.2. :

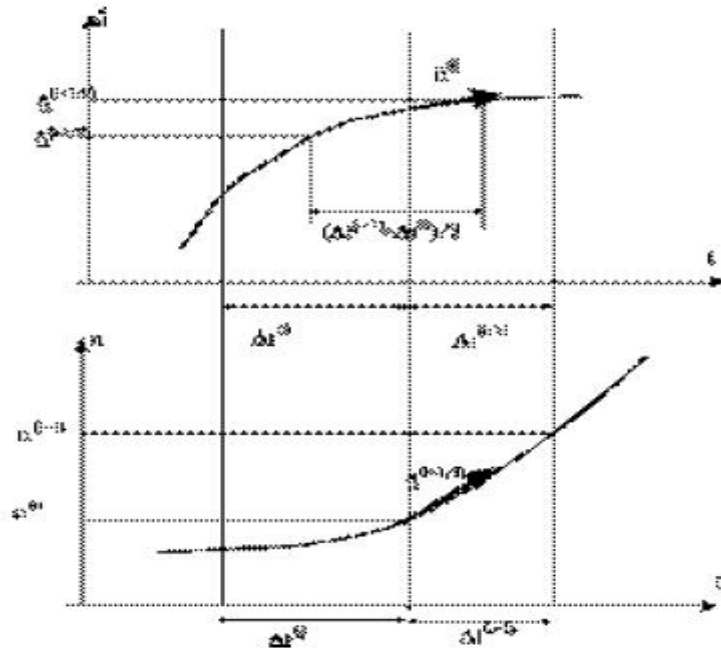


Figure III.2: Illustration de l'opérateur de différence centrale

Ce seul schéma d'intégration est combiné à une procédure dynamique. La clef de l'efficacité calculatoire de la procédure explicite provient de l'utilisation d'une matrice de masse diagonale. Une telle forme permet un calcul rapide de l'inverse de cette matrice notamment utilisée pour la détermination de l'accélération de l'équation (5).

$$d^2u(i)/dt^2 = M^{(-1)} * (F(i) - I(i)) \dots\dots\dots(5)$$

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

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{max}}$$

Chapitre III : Simulation numérique

Une estimation de la plus petite valeur propre du système peut être obtenue en déterminant le mode maximum des éléments du maillage. Ainsi, l'incrément de temps permettant la stabilité est donnée par : $\mathbf{Dt} = \min (\mathbf{Le}/\mathbf{Cd})$

Où \mathbf{Le} est la dimension caractéristique des éléments et \mathbf{Cd} est la vitesse des ondes en dilatation dans le matériau. Cette vitesse est donnée par :

$$\mathbf{Cd} = \sqrt{[(\lambda + \mu)/\rho]}$$

$$\lambda = \mathbf{K} - (2/3) * \mu$$

avec :

$$\Delta p = -\bar{K} \Delta \varepsilon_{vol}$$

$$\Delta \mathbf{S} = 2 * \mu * \Delta \boldsymbol{\rho}$$

$$\lambda = \mathbf{K} - (2/3) * \mu$$

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

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

III-2. Définition du modèle à simuler :

Pour mieux comprendre le comportement des portiques hyperstatiques soumis à des combinaisons de charge horizontale et verticale croissante jusqu'à la ruine, il a été jugé utile de considérer carrément un exemple d'un portique simple et d'étudier son comportement à savoir la naissance successive des rotules plastiques au niveau des sections critiques.

➤ Dimensionnement du portique selon le RPA 99/ v2003 :

On à simuler un portique en béton armée de 3.75 m de longueur (entre axe) et de 3 m de hauteur. La disposition des armatures est selon la figure suivante

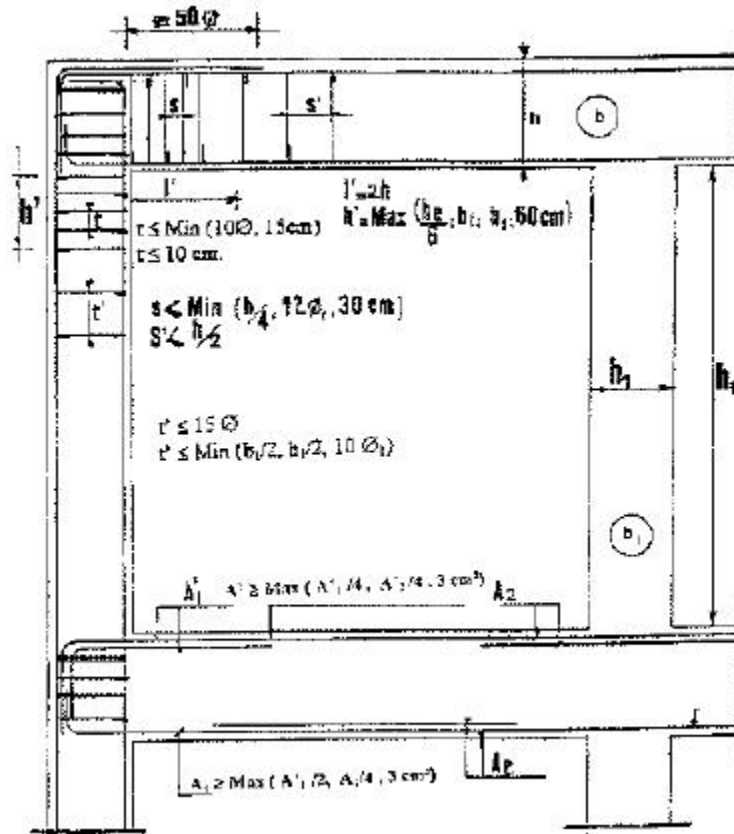


Figure III.3: portique du RPA

III-2.1 Les poteaux :

- **Dimensionnement:**

Les dimensions de la section transversale des poteaux dans la zone IIa (Tizi Ouzou) doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (b1, h1) ≥ 25cm.
- Min (b1, h1) ≥ he/20 avec he : hauteur libre du poteau.
- 1/4 ≥ b1/h1 ≥ 4.

Pour notre portique, on a pris les dimensions minimales exigées par le règlement parasismique algérien (RPA99 modifié en 2003).

B1=h1=25cm. → **Poteaux (25x25) cm².**

- **Ferraillage :**

- a) **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets, le pourcentage minimal sera de 0.8% en zone IIa :

0.8% x 25x25=5cm² → **On opte pour 4T14 qui correspond à 6.15cm².**

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{t} = \frac{\rho V u}{h_1 f_e}$$

Avec **Vu** : est l'effort tranchant de calcul.

h1 : hauteur totale de la section brute.

Fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris entre 2.50 si l'élançement géométrique dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.


t : espacement des armatures transversales.

Les armatures transversales qu'on a utilisées sont des cadres en T8 avec un espacement qui varie comme suit :


- ✓ Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10 \emptyset, 15\text{cm})$ pour la zone IIa.
- ✓ Dans la zone courante : $t \leq 15\emptyset$

Où \emptyset est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Donc :

 $t \leq \text{Min}(14\text{cm}, 15\text{cm}) \longrightarrow t = 14\text{cm}$ en zone nodale qui est définie comme suit : $h' = \text{Max}(h_e/6, b_1, h_1, 60\text{cm})$ avec h' est la hauteur de la zone nodale.

$h' = \text{Max}(51, 25, 25, 60\text{cm}) = 60\text{cm}.$

 $t \leq 21 \longrightarrow t = 21\text{cm}$ en zone courante.

III-2.2 Les poutres :

• **Coffrage :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci après :

- $b \geq 20\text{cm}$

- $h \geq 30\text{cm}$

- $h/b \leq 4$

- $b_{\text{max}} \leq 1.5h + b_1.$

$l/15 \leq h \leq l/10$ avec l : longueur du portique.

$0.4h \leq b \leq 0.7h.$ b et h sont les dimensions de la section transversale de la poutre.

La section adoptée pour les poutres sont : $b = 25\text{cm}$ et $h = 30\text{cm}$ (**25x30**) cm^2

• **Ferrailage :**

a) **Armatures longitudinale :**

Chapitre III : Simulation numérique

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.

Nous avons adopté une section d'armature qui vaut 3.75cm^2 et nous avons opté pour **4Ø12**.

b) Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

Nous avons opté pour des cadre en T8 avec un espacement de :

$$S \leq (h/4, 12\phi, 30\text{cm}) \text{ en zone nodale.}$$

$$S \leq h/2 \text{ en zone courante.}$$

Donc : $s=7.5\text{cm}$ en zone nodale et $s=15\text{cm}$ en zone courante.

III-3. Présentation des étapes suivies dans cette simulation pour le modèle classique :

III-3.1 La géométrie du portique :

On a créé la géométrie du portique dans le module part en utilisant des coordonnées des points en deux dimensions et on crée la 3eme dimension par extrusion. On a utilisée un solide déformable en 3D. Au début, on a presque un voile mais avec enlèvement de la matière par extrusion on a pu créer le modèle.

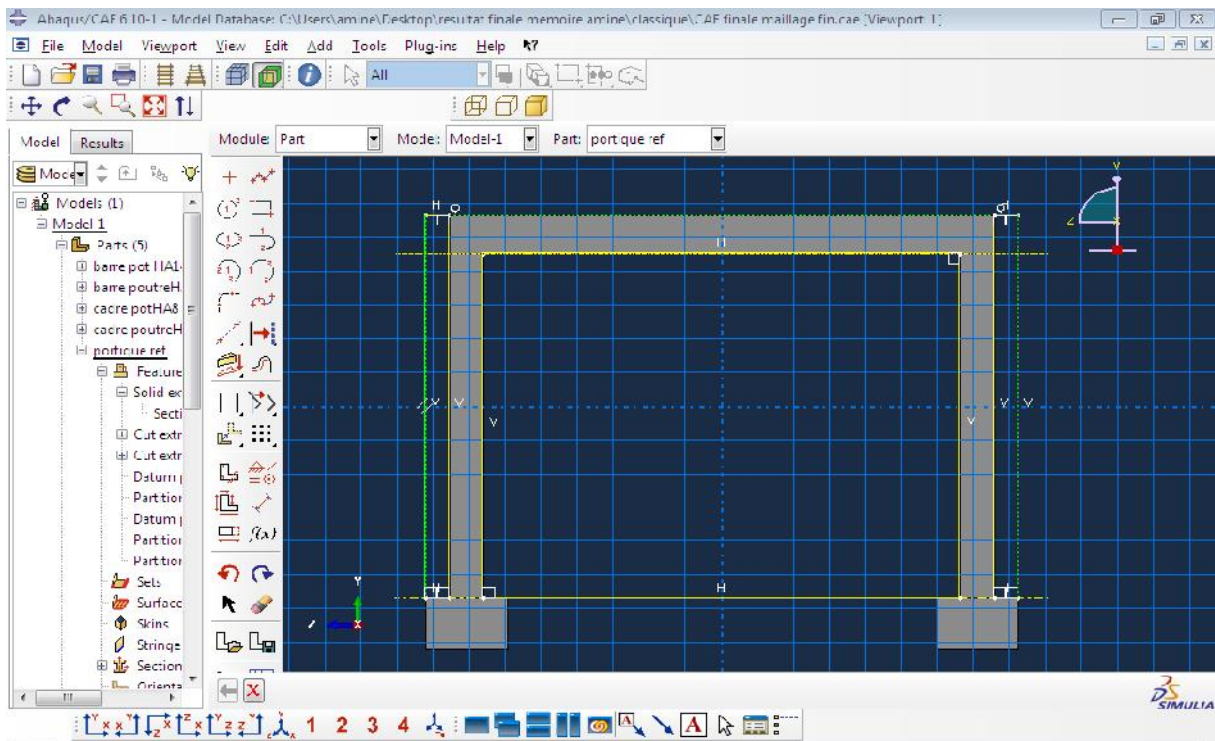


Figure III.4 : création de la matière béton.

III-3.2 La géométrie des barres :

Les barres se créent avec un modèle 3D déformable « solide sweep », et il faut créer leur longueur dans un sens. Par la suite, créer le diamètre de la barre par l'icône « crée cut sweep ».

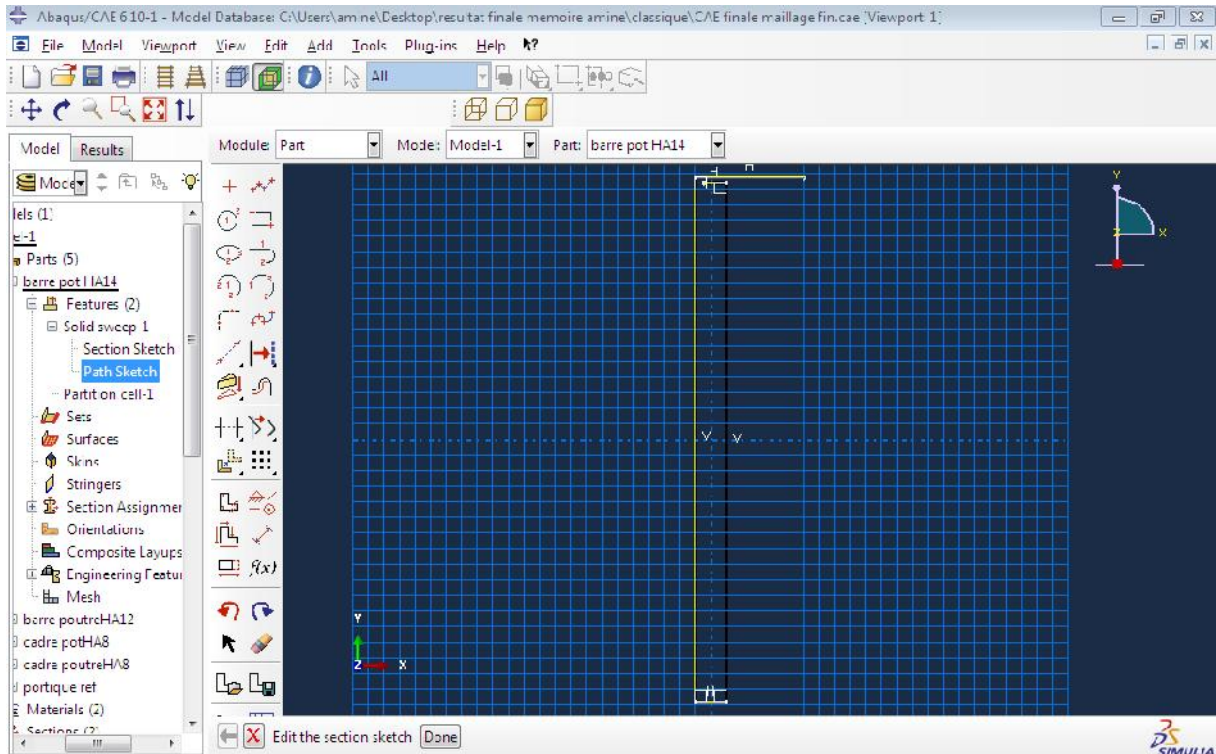


Figure III.5 : création des barres

III-3.3 Propriétés des matériaux :

Avant toute simulation il faut définir le matériau à simuler. Dans notre cas, on a deux matériaux dont le béton et l'acier.

-Il faut introduire toutes les données suivantes qui nous permettent uniquement de lancer un calcul élastique.

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

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

Pour notre travail on a utilisé deux modèles numériques intégrés dans ABAQUS pour l'acier et le béton.

Chapitre III : Simulation numérique

1-L acier : un comportement élasto-plastique avec écrouissage cinématique et isotrope, il est défini par une courbe contrainte-déformation plastique introduite dans ABAQUS sous forme d'un tableau.

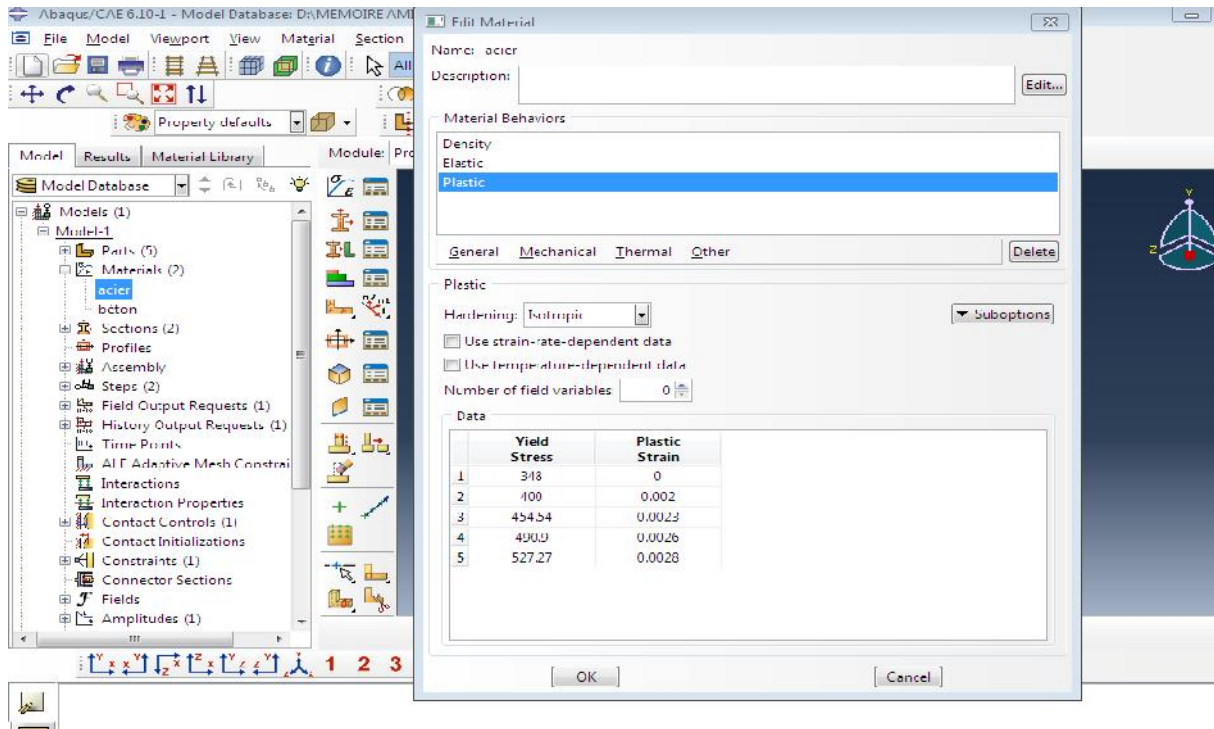


Figure III.6 : définition du comportement de l'acier.

2-Le béton : un comportement élasto-plastique endommageable, il est défini par une loi de comportement non linéaire en traction et en compression qui sont introduites aussi par des courbes contrainte- déformation plastique.

Pour le béton il faut tenir compte de l'endommagement qui est défini en introduisant la variables d'endommagement en fonction de la déformation plastique en traction ainsi en compression.

On a aussi introduit les deux variables qui tiennent compte de la récupération de la rigidité. ($W_c=1$) et ($W_t=0$).

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

Tableau 3 : Tableau des unités correspond à ABAQUS

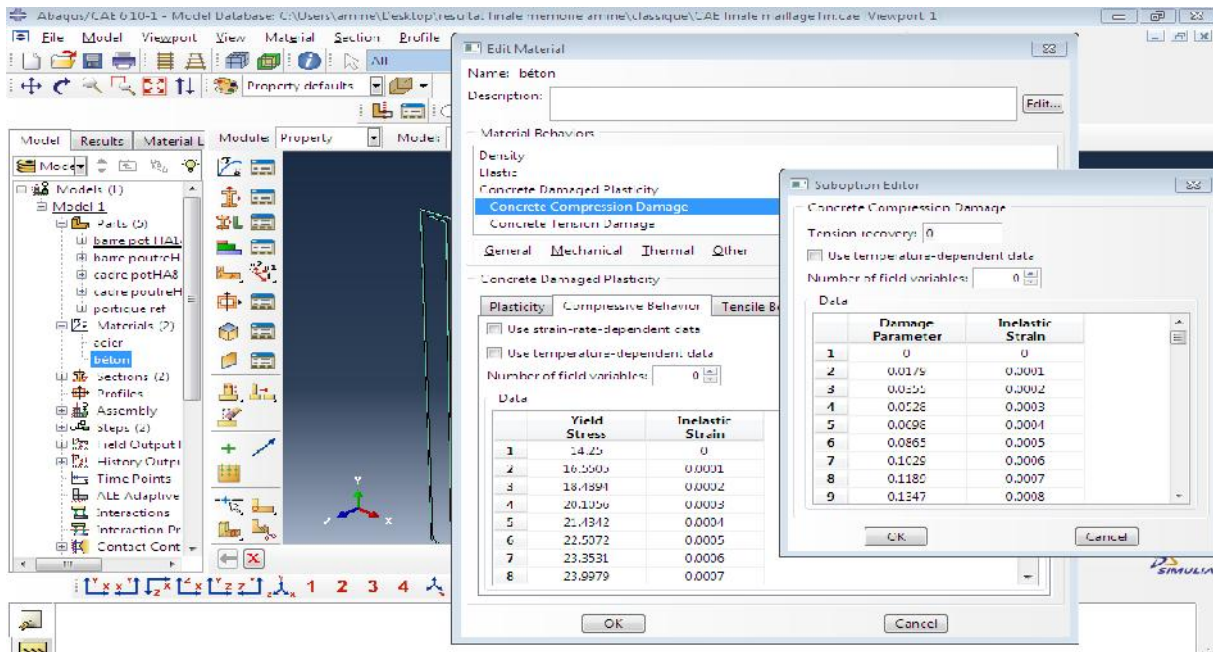


Figure III.7 : définition du comportement du béton.

III-3.4 Assemblage du modèle :

Dans ce modèle on peut répéter chaque part crée plusieurs fois et lui faire des rotations s'il est nécessaire et le translaté à sa place jusqu' à avoir notre modèle.

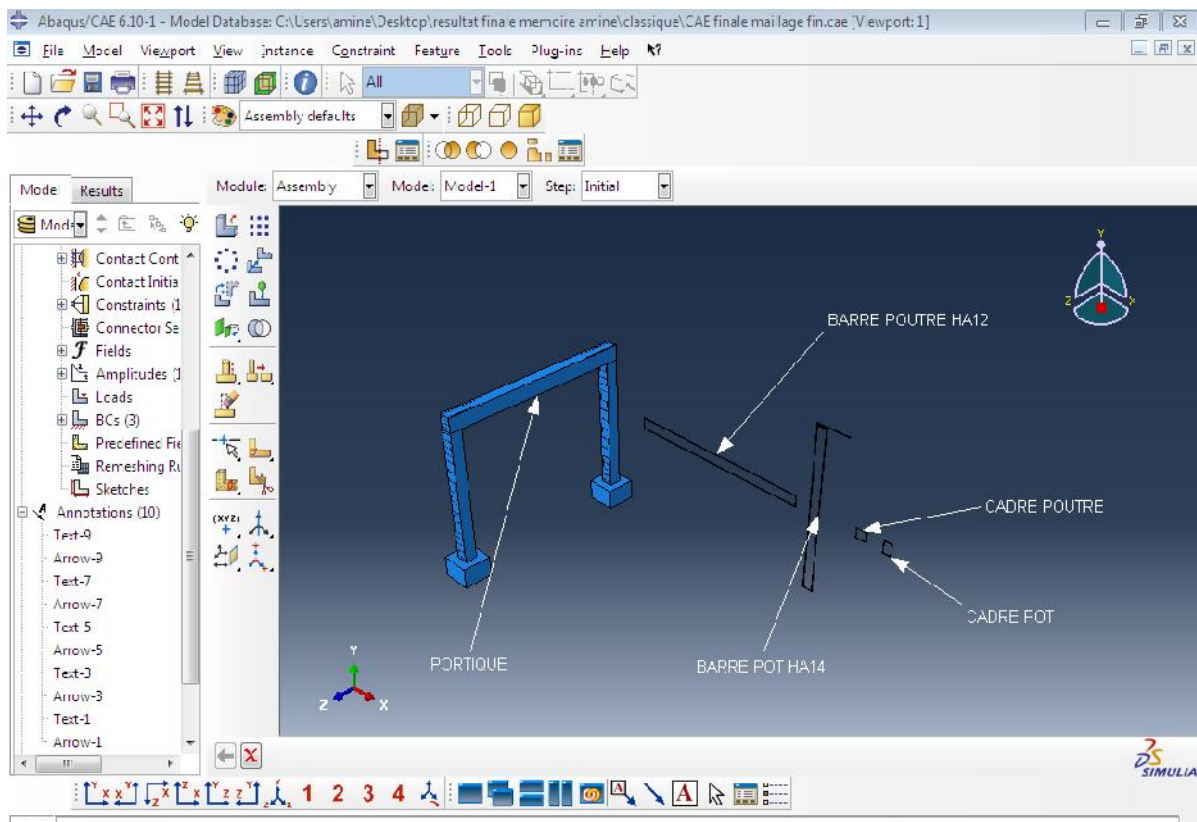


Figure III.8: création du modèle finale.

III-3.5 Définition du « steps » et des variables à calculer :

1-il faut définir la procédure qu'il va suivre dans la résolution numérique.

2-On définit la période qui représente le temps de calcul, elle représente le temps qu'ABAQUS prend pour appliquer la totalité de la charge (en statique).

3-il faut définir les variables à calculer qui seront présentés dans le fichier résultat, on les définit dans le « field output requeste ».

Pour notre simulation on a choisi un calcul explicite car il est plus efficace et plus rapide dans le calcul. On a travaillé avec une période =30 s, déterminé en vérifiant le critère énergétique pour un chargement statique.

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

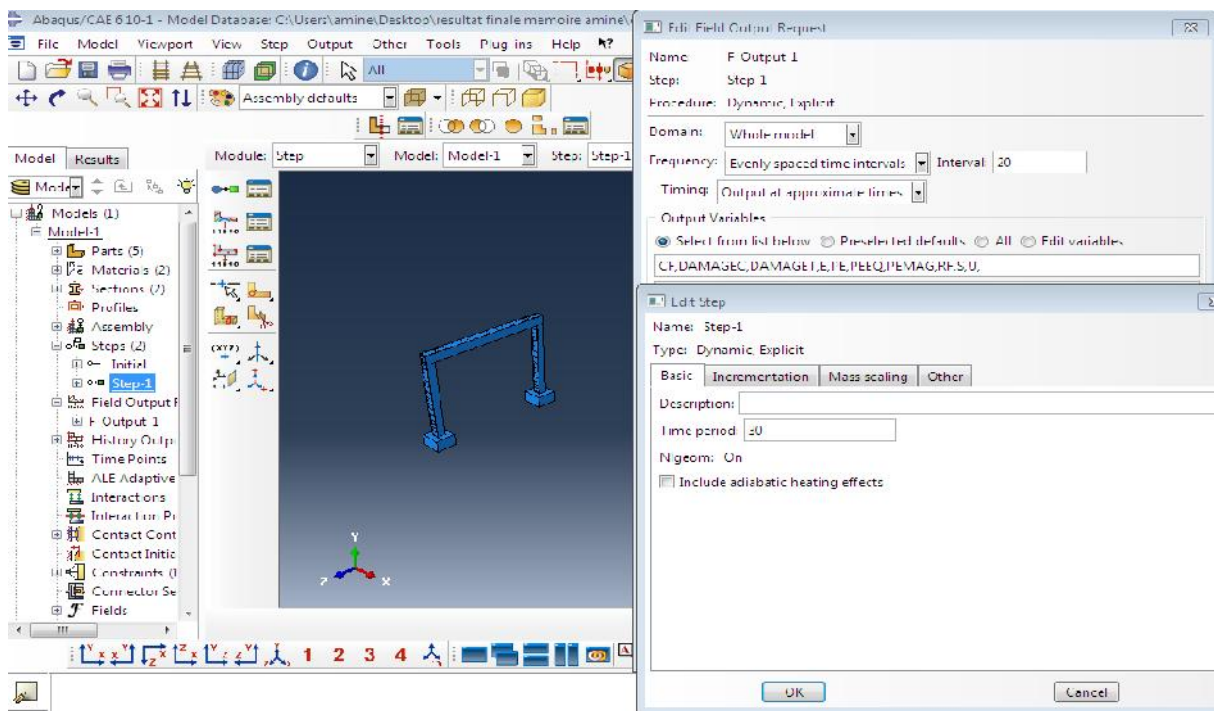


Figure III.9 : définition du step

III-3.6 Définition du contact acier béton :

Dans cette simulation on a considéré un contact parfait entre l'acier et le béton, on la définit avec « embeded region» qui veut dire inclure l'armature dans le bloc du béton est avoir un matériau presque homogène.

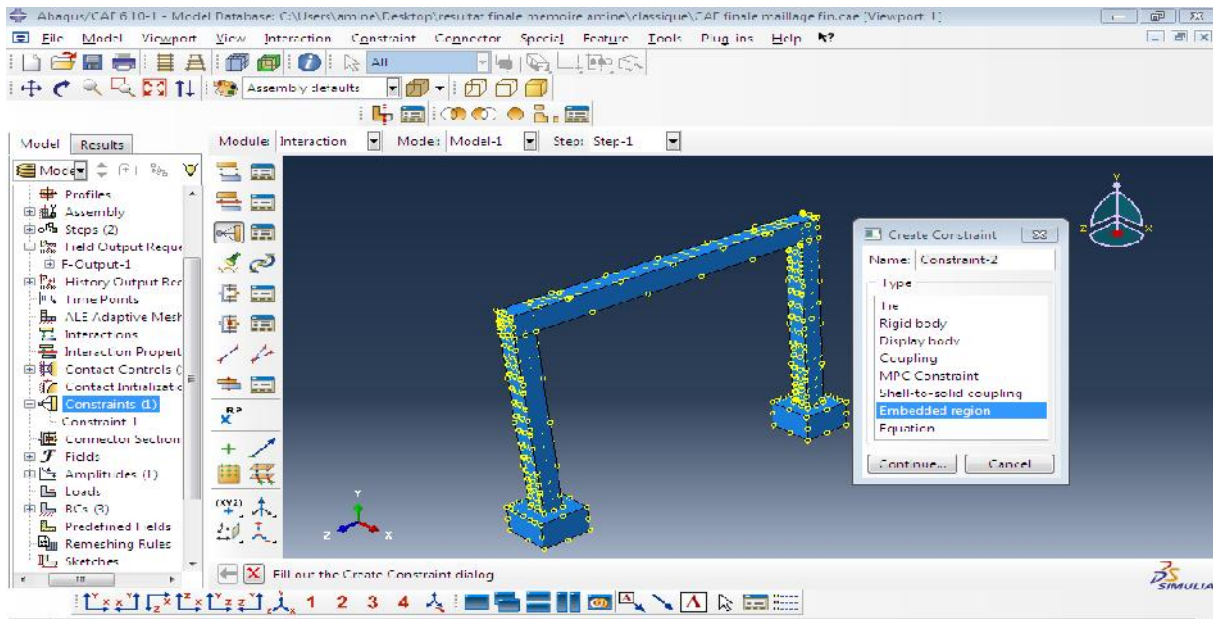


Figure III.10 : définition du contact acier béton.

III-3.7 Définition des conditions aux limites :

Les conditions aux limites à appliquer sont les suivantes :

- 1- Encastrer la fondation.
- 2- Appliquer un chargement statique latérale piloté en déplacement multiplié par l'amplitude qu'on a défini pour avoir un chargement statique.
- 3- ajouter une charge verticale pour stabiliser le portique et pour tenir compte des chargements verticaux existants.

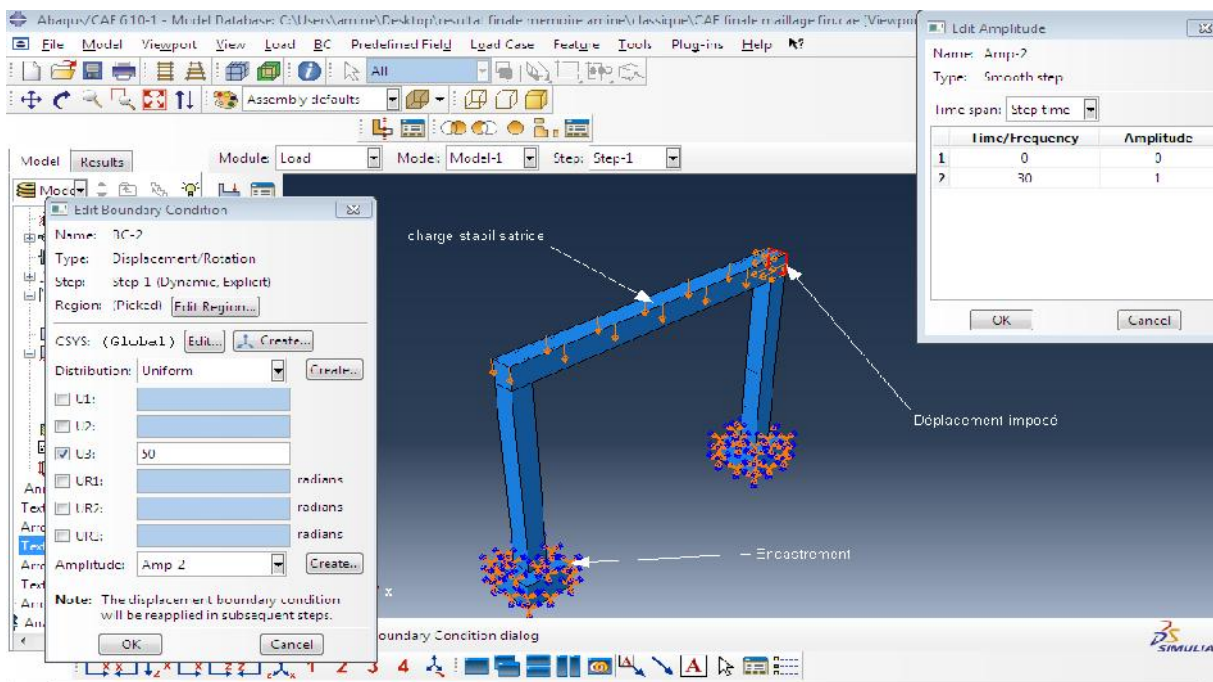


Figure III.11: définition des conditions aux limites (mécanisme1)

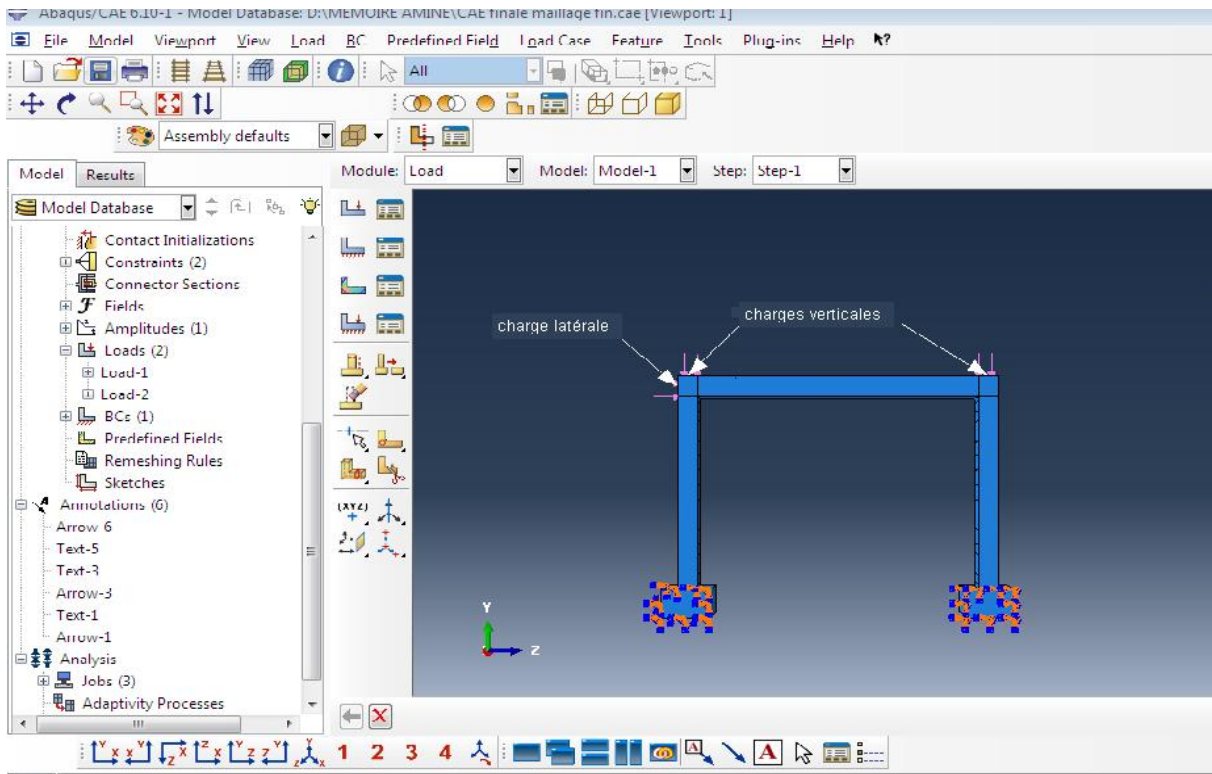


Figure III.12: définition des conditions aux limites (mécanisme2)

III-3.8 Définition du maillage des barres :

Pour mailler les barres d'acier on a choisi des éléments tétraédrales à 4 nœud, puis donné une taille approximative de l'élément.

On peut vérifier ce maillage par l'icône « verify Mesh » pour voir les erreurs et les warning avant de lancer le calcul.

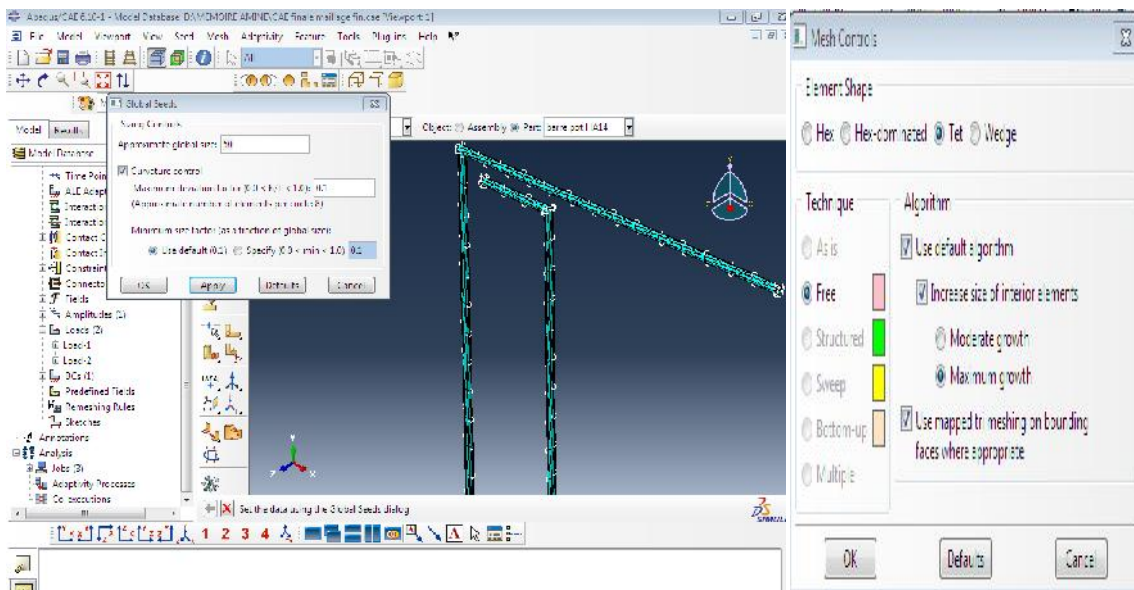


Figure III.13 : définition du maillage des barres

Chapitre III : Simulation numérique

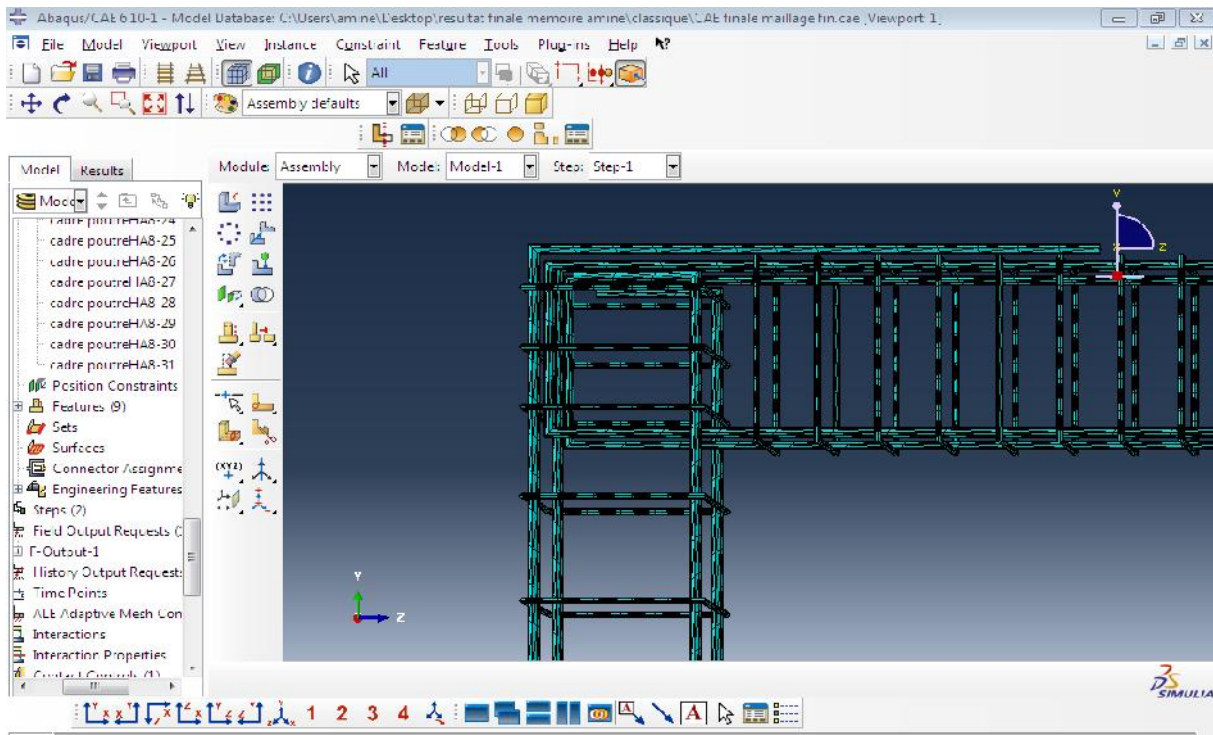


Figure III.14: Présentation du maillage des barres.

III-3.9 Maillage du portique :

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

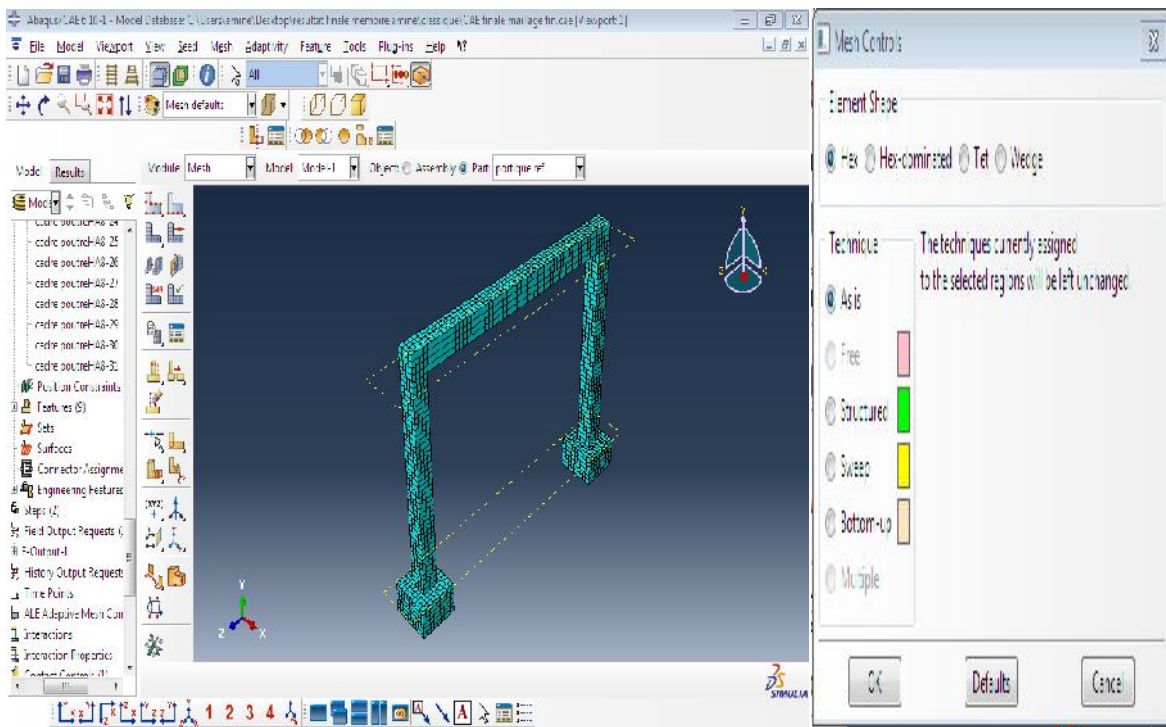


Figure III.15 : présentation du maillage du portique

III-3.10 Définition du job:

Cette étape nous a permis de lancer l'analyse non linéaire du modèle après la définition d'un job, en cliquant sur « submit ».

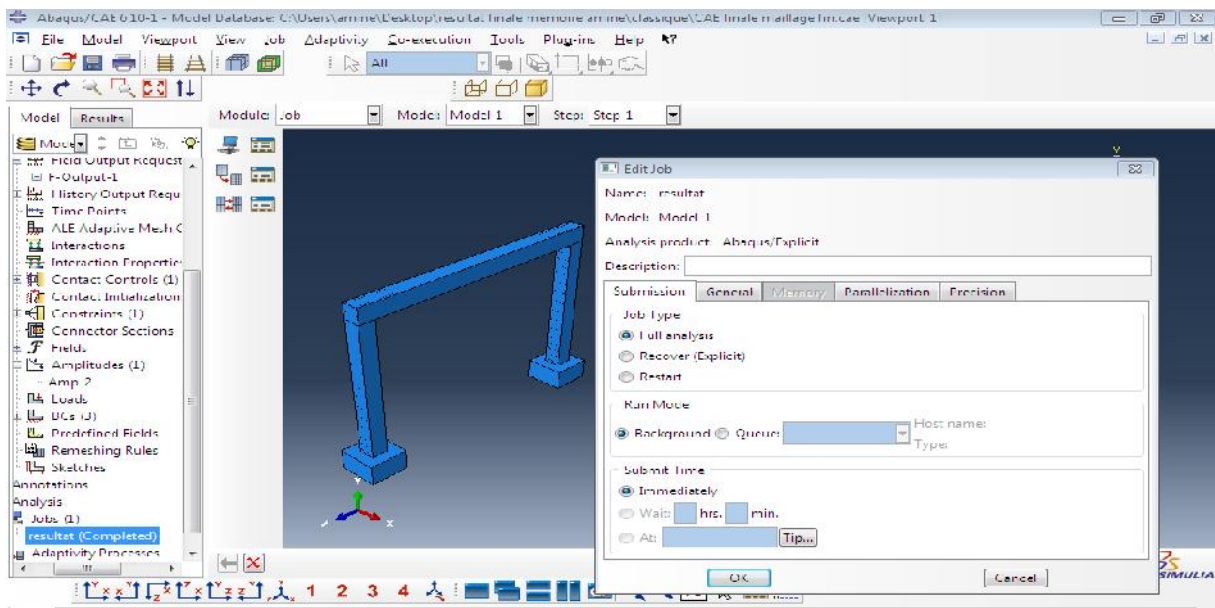


Figure III.16 : définition du job

III-3.11 Visualisation des résultats de l'analyse :

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

Remarque :

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

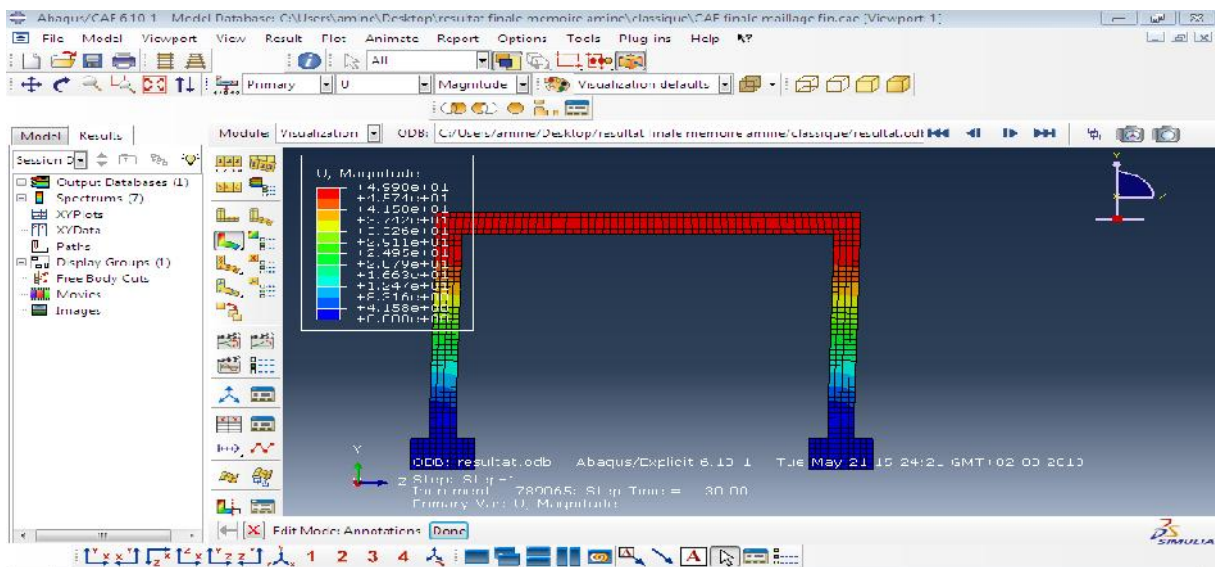


Figure III.17 : présentation d'un résultat

III-4. Méthode d'investigation du ferrailage :

Notre travail nous a mené à remarquer qu'on peut visualiser deux mécanismes de ruine par rapport à l'apparition des rotules plastiques. La formalisation de ces mécanismes est due à la façon dont on a appliqué nos charges.

Mécanisme 1: Il est obtenu avec une charge latérale sur la surface transversale de la poutre appliquée en déplacement ($U=50\text{mm}$) et une charge verticale sur toute la poutre et les poteaux (imposée $U=5\text{mm}$) qui représentent des charges et surcharges stabilisantes très importantes appliquées en déplacement empêchant la flexion de la poutre pour avoir des rotules en tête des poteaux.

Mécanisme 2 : obtenu avec une charge latérale sur la surface transversale de la poutre appliquée en pression ($P=2\text{ Mpa}$) et deux charges verticales appliquées sur les sections transversales des deux poteaux ($P=18\text{Mpa}$) qui représentent des efforts normaux sur les poteaux, dans ce cas la poutre peut travailler en flexion ce qui a engendré l'apparition des rotules plastiques dans les poutres et au pied des poteaux.

III-4.1 Disposition des barres de renforcement dans les zones critiques pour le premier mécanisme :

En se référant aux résultats du modèle classique, nous avons placé des barres en x dans les zones des rotules plastiques dans les poteaux, et cela, en se basant sur les zones de concentration de contrainte. L'angle d'inclinaison des barres, par rapport à l'horizontale, a été varié afin de pouvoir renforcer toute la zone critique.

III-4.2 Disposition des barres de renforcement dans les zones critiques pour le deuxième mécanisme :

En se référant aux résultats du modèle classique et ceux du premier mécanisme, en se basant sur les zones de concentration de contrainte, nous avons placé des barres en x dans les zones des rotules plastiques :

1-on a renforcé uniquement les zones critiques des poutres.

2-on a renforcé toutes les zones critiques.

Conclusion :

Toutes ces investigations du renforcement ont pour but :

1-D'améliorer le comportement globale de la structure en comparant :

- Les courbes force-déplacement des modèles.
- L'état d'endommagement des modèles dans le béton, au même pas de chargement.
- L'état de contrainte des modèles dans les aciers.

2-D'améliorer le comportement des zones des rotules plastiques par comparaison :

- Endommagement en traction dans le béton.
- Endommagement en compression dans le béton.
- Contraintes dans les aciers.
- Déformations dans les aciers.

Partie A: Résultats du mécanisme 1.

Ce mécanisme nous a permis d'avoir des concentrations de contraintes dans les aciers et des dommages dans le béton en tête et aux pieds des poteaux. Il y'a possibilités d'apparition des rotules plastiques dans ces zones.

IV.A.1.Présentation des résultats du modèle classique:

IV.A.1.1 Comparaison des énergies du modèle classique en (Mili joule) :

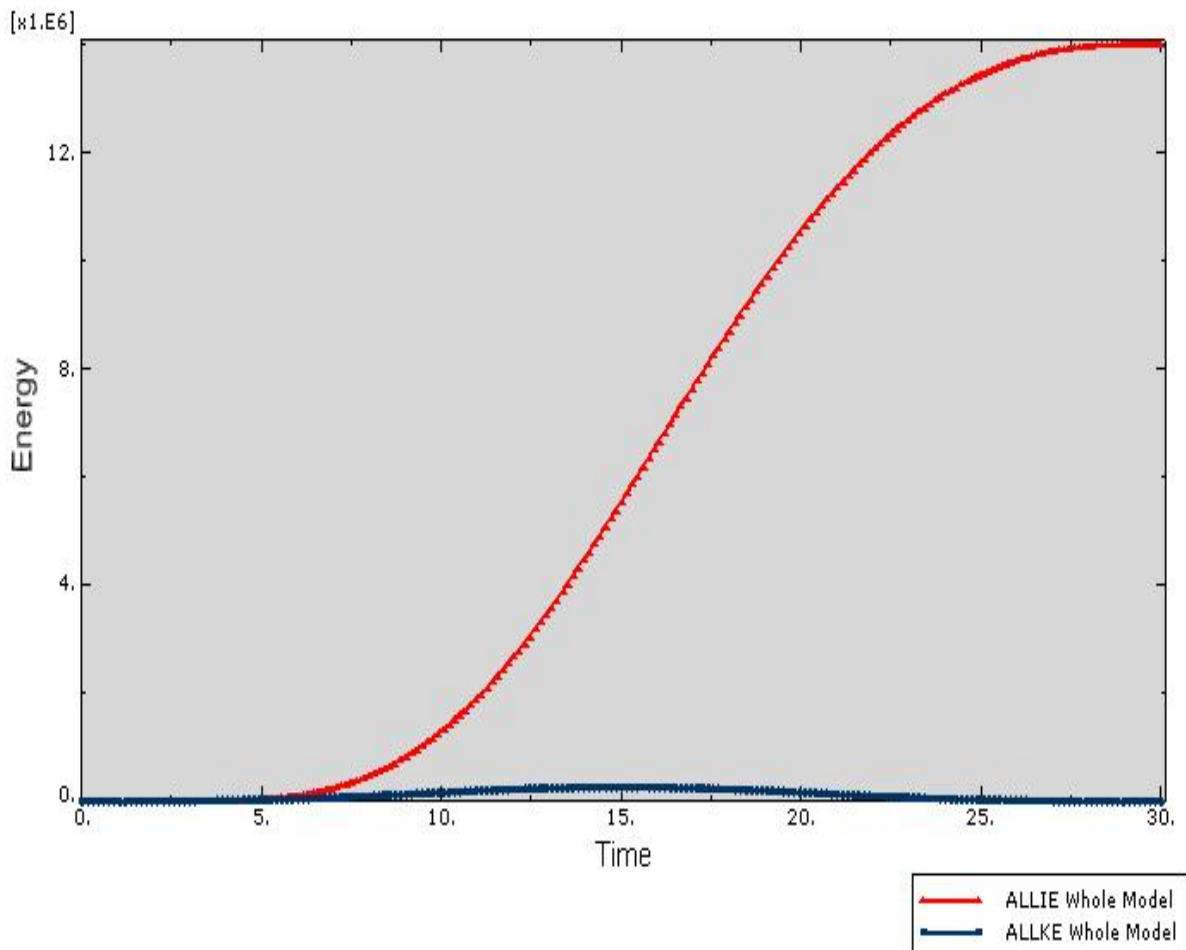


Figure IV.1 : Vérification des énergies.

Cette figure montre clairement que l'énergie cinétique est insignifiante et l'énergie potentielle est supérieure de plus de 10 fois, cela nous permet de dire que nous sommes en statique.

VI.A.1.2 Propagation des déplacements dans le portique (mm) :

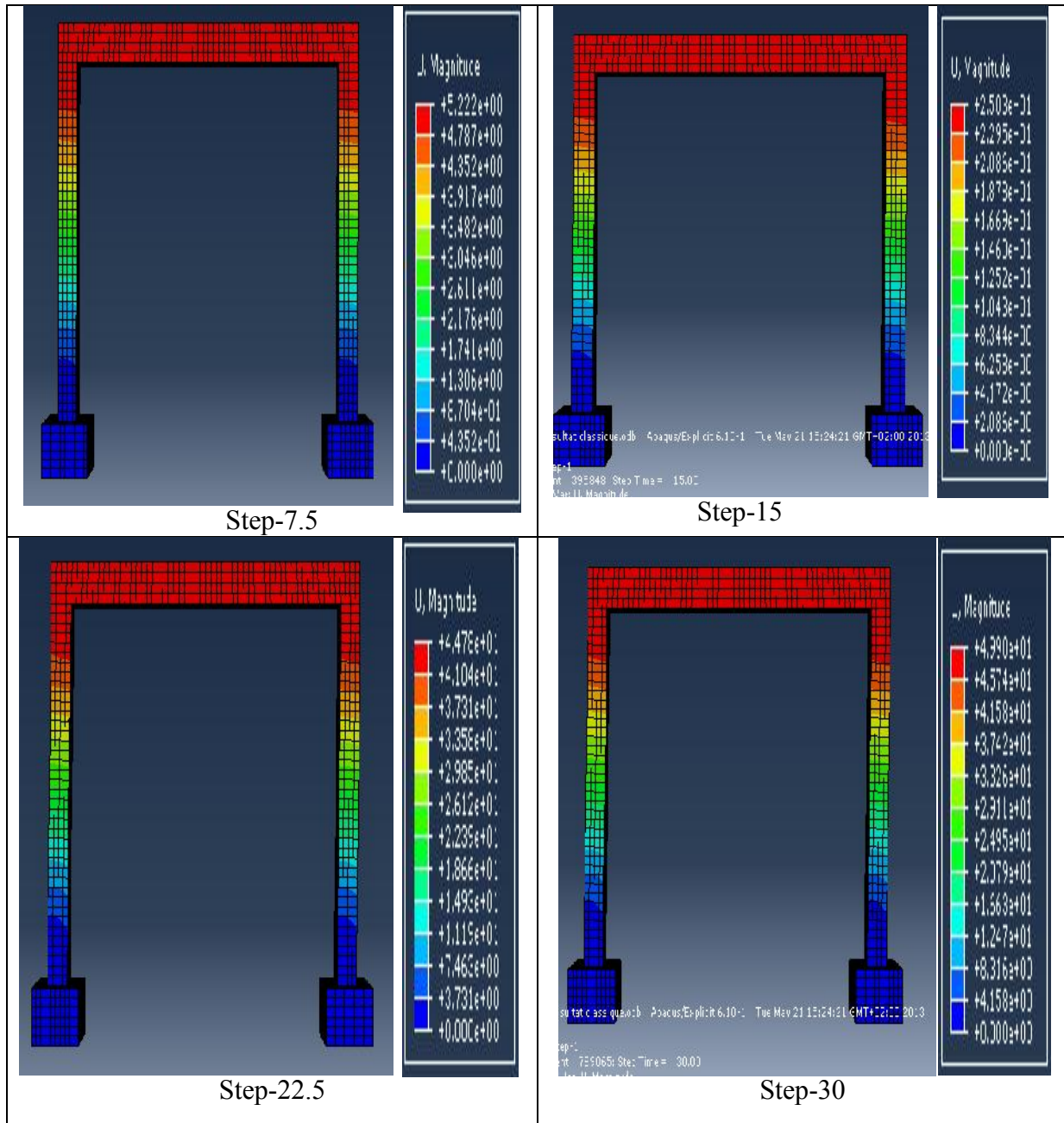


Figure IV.2: Propagation des déplacements dans le portique.

Le portique atteint le déplacement qu'on lui a imposé (50Millimètre) au dernier incrément de chargement.

IV.A.1.3 Propagation des contraintes dans le béton en (Mpa) :

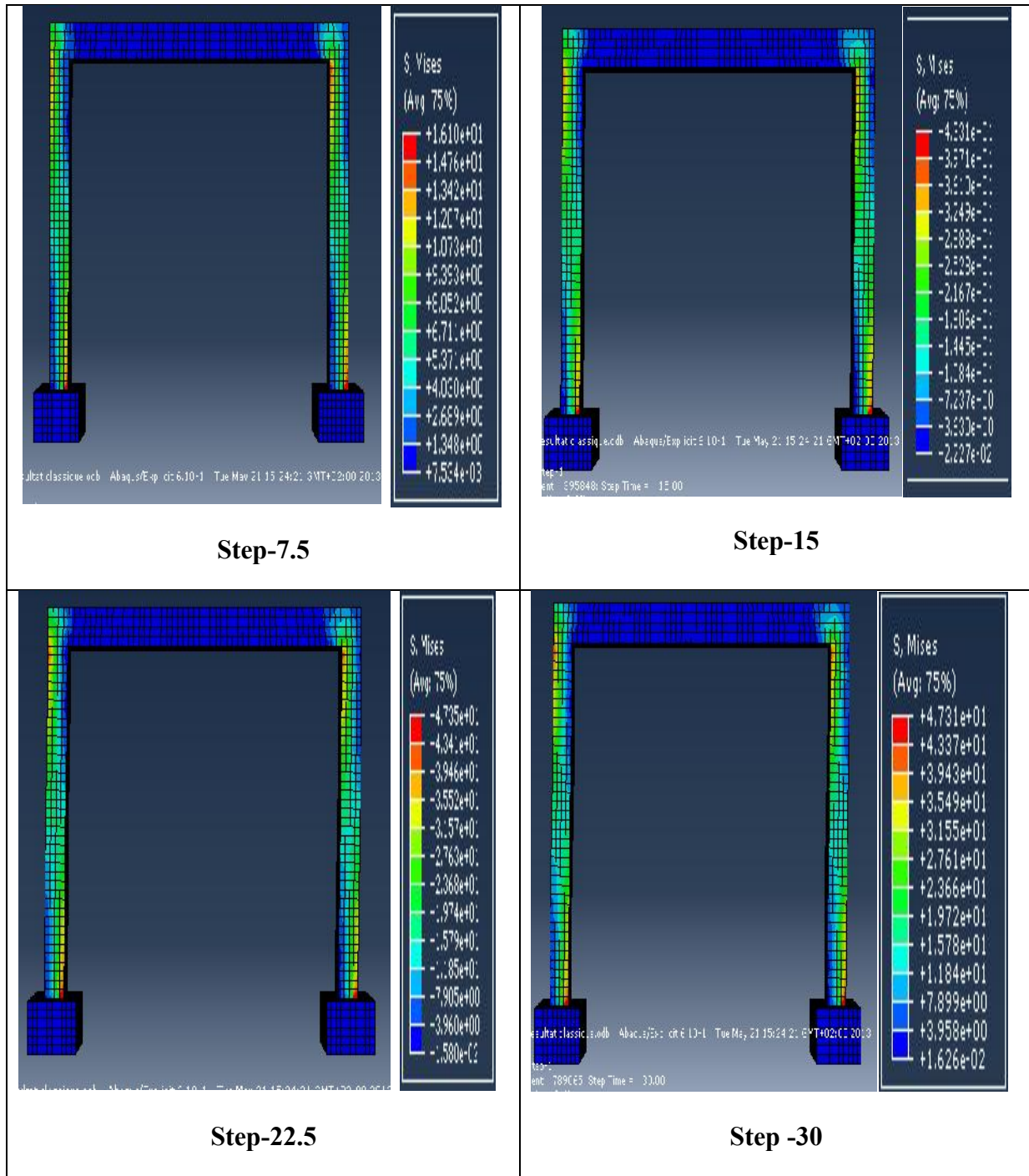


Figure IV.3: Propagation des contraintes dans le béton.

Les contraintes sont très importantes dans les zones critiques des poteaux.

IV.A.1.4 Propagation des déformations dans le béton :

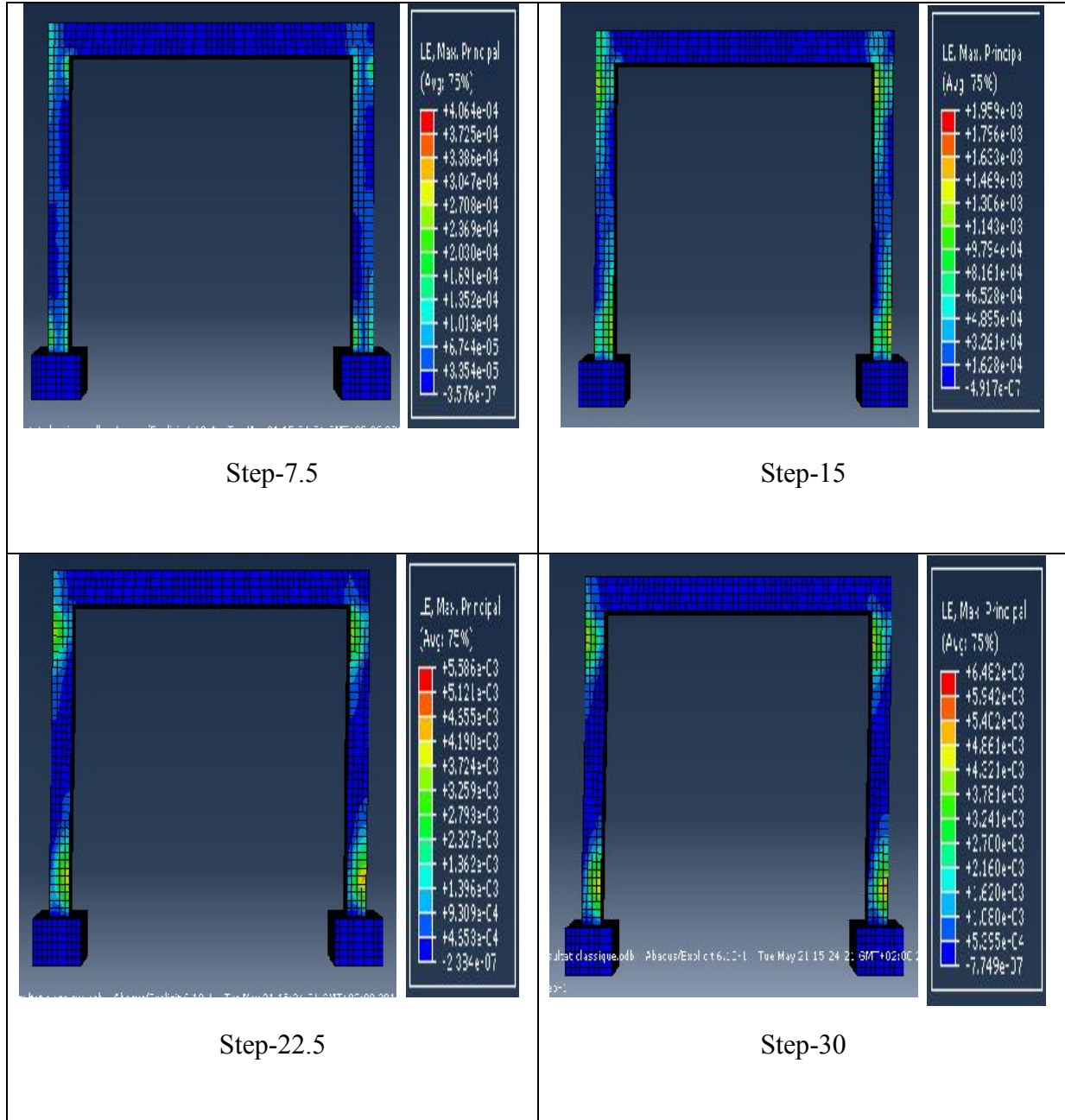


Figure IV.4: Propagation des déformations dans le béton.

IV.A.1.5 Propagation des dommages en compression dans le béton :

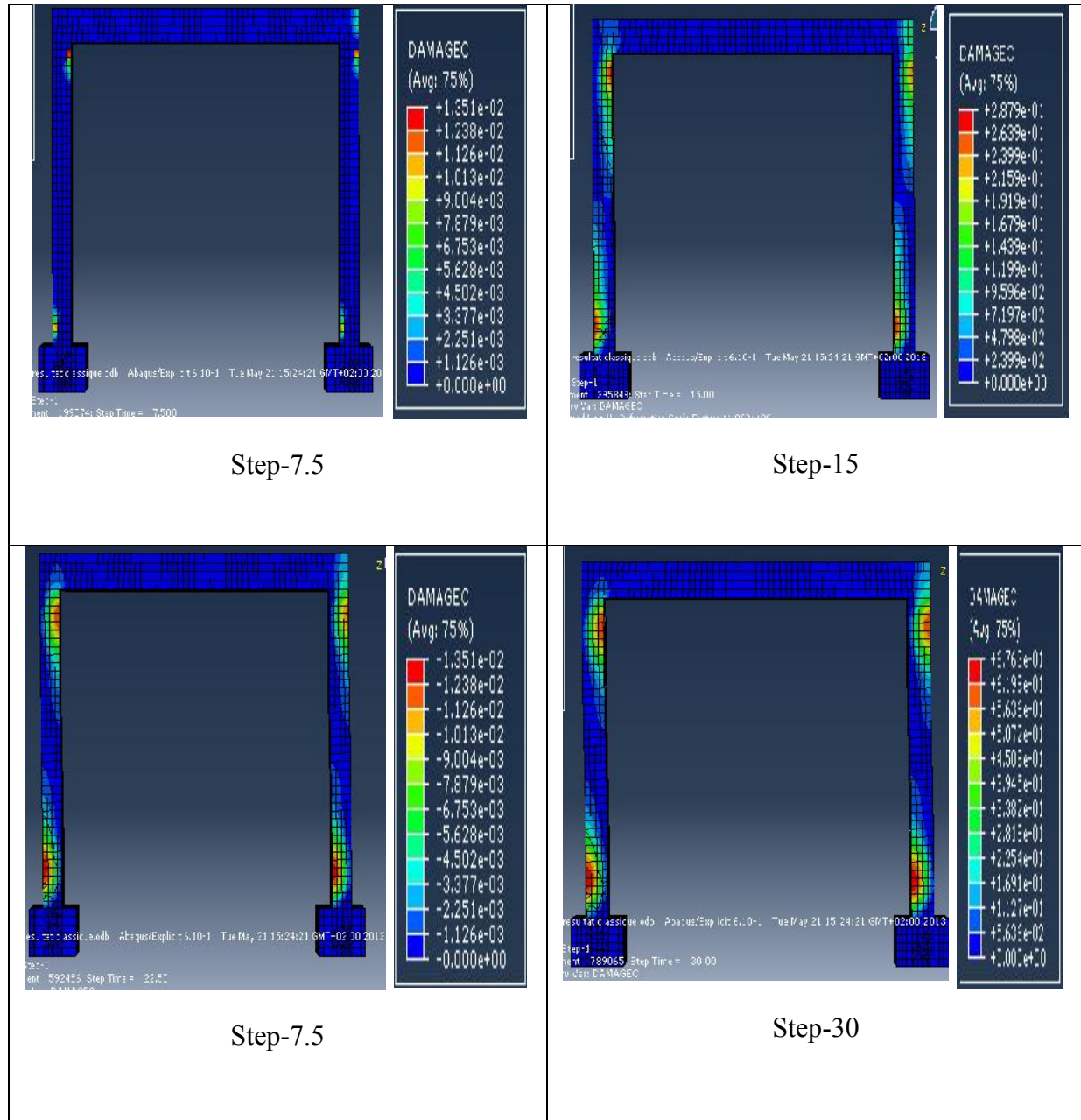


Figure IV.5 : Propagation des dommages en compression dans le béton.

IV.A.1.6 Propagation des dommages en traction dans le béton :

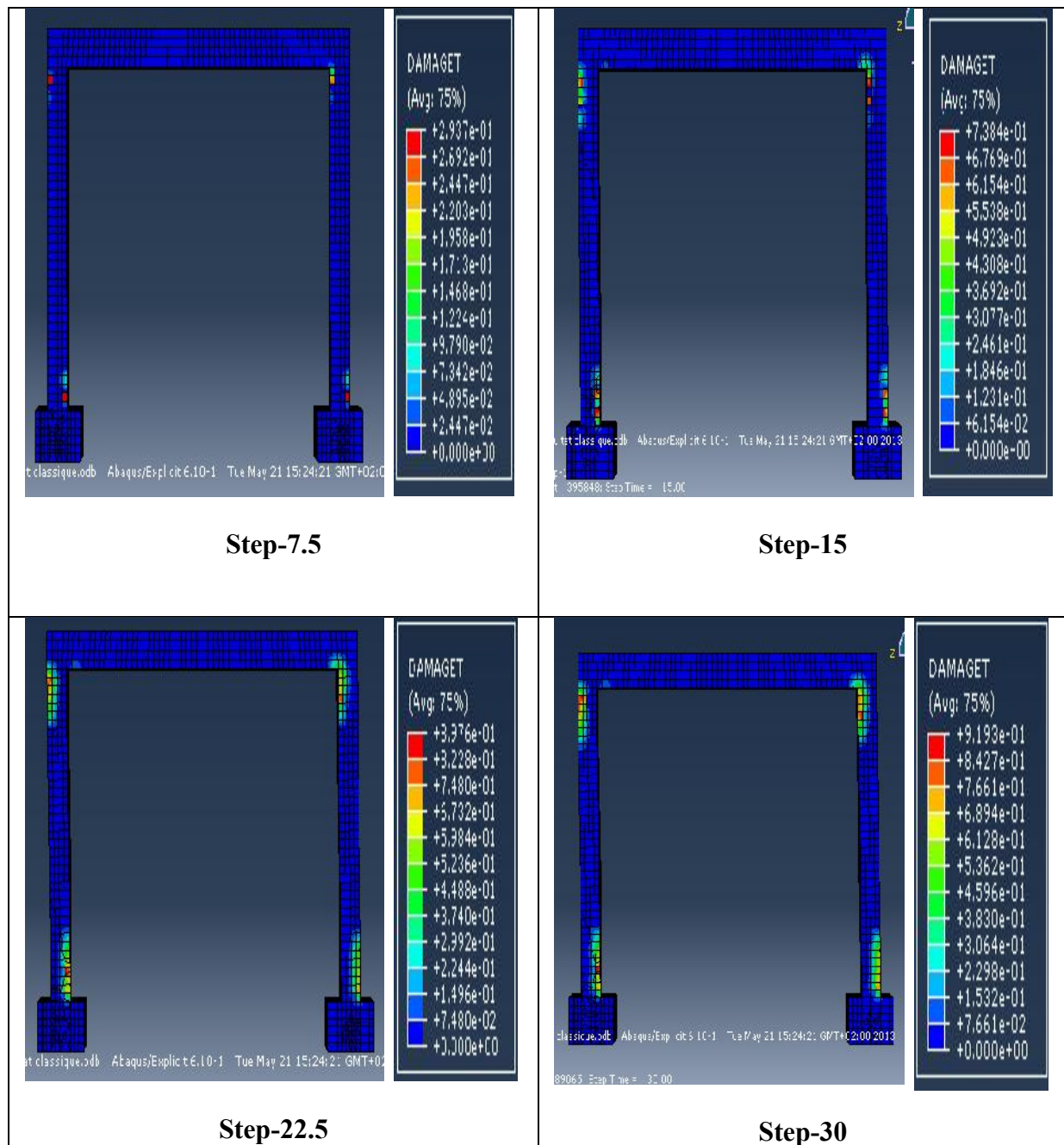


Figure IV.6 : Propagation des dommages en traction dans le béton.

On remarque, que pour les figures (IV.4), (IV.5) et (IV.6), les déformations et les dommages sont concentrés exactement dans les zones où se produisent les rotules plastiques.

Cela nous permet de dire qu'à un certain temps l'apparition de ces rotules est possible.

IV.A.1.7 Propagation des contraintes dans les aciers en (Mpa) :

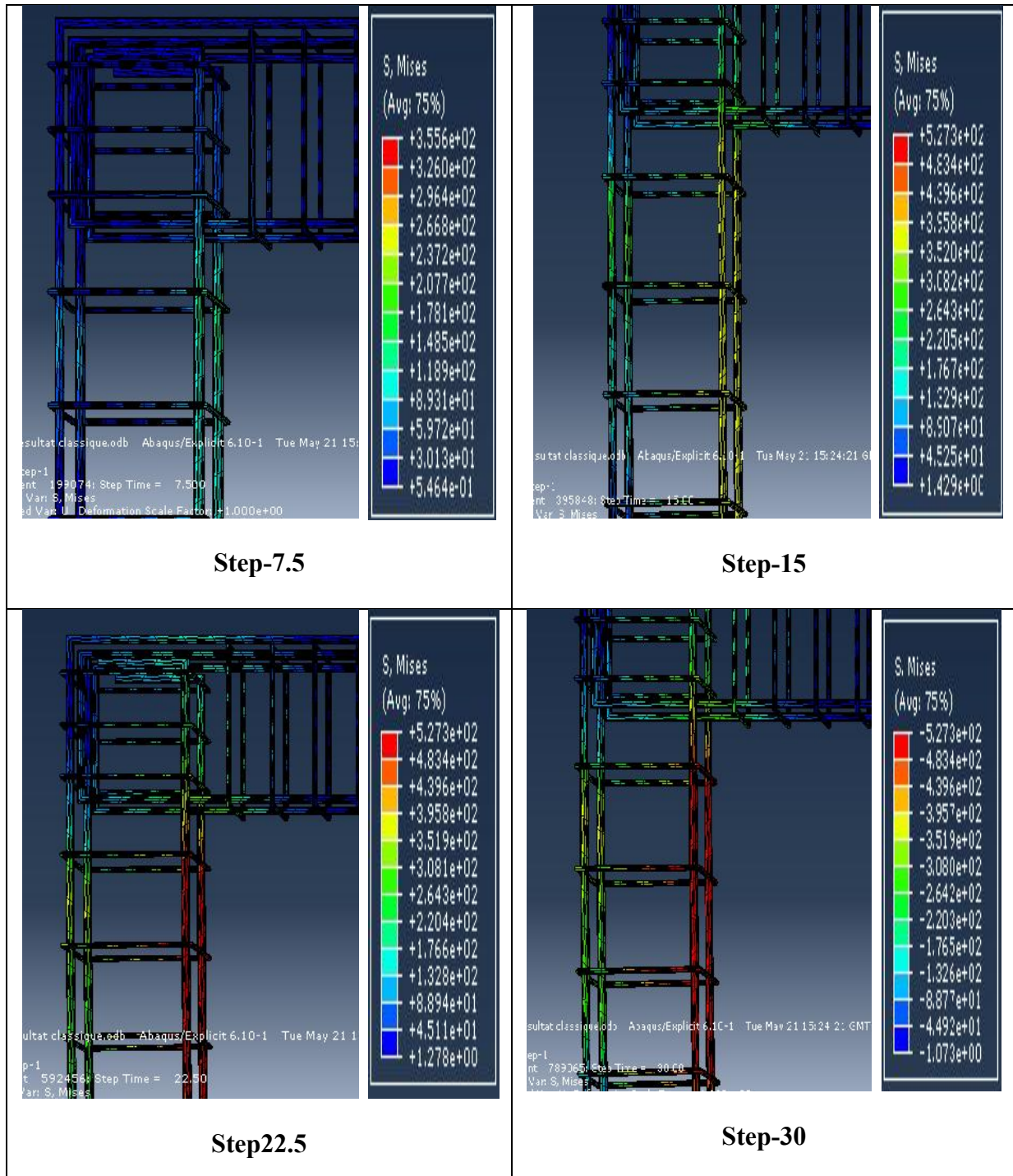


Figure IV.7 (a) : Propagation des contraintes dans les aciers en tête du pot.

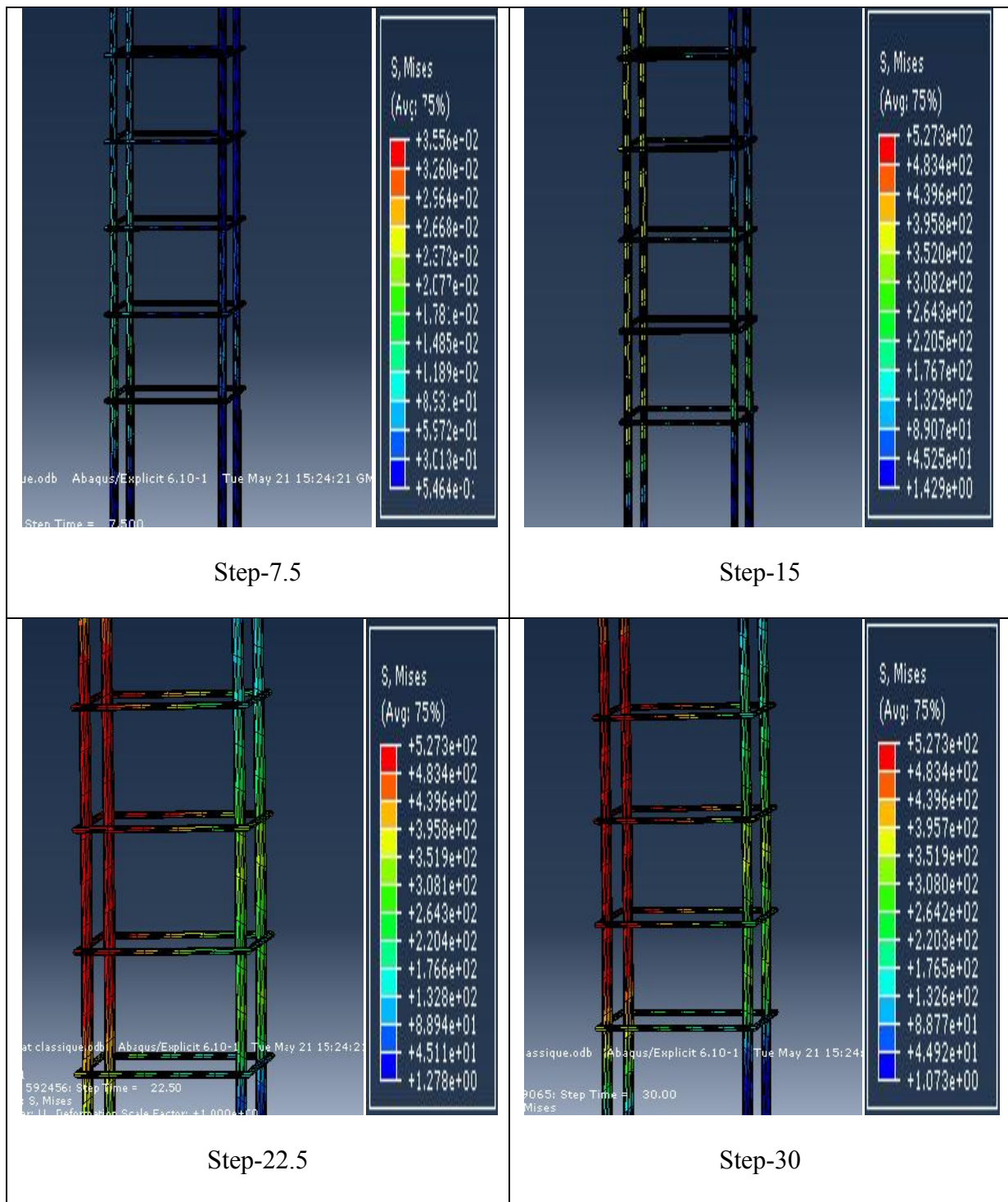


Figure IV.7 (b) : Propagation des contraintes au pied des poteaux

Les aciers ont atteint leurs limites en termes de contraintes (527Mpa) dans les zones critiques uniquement.

IV.A.1.8 Propagation des déformations dans les aciers :

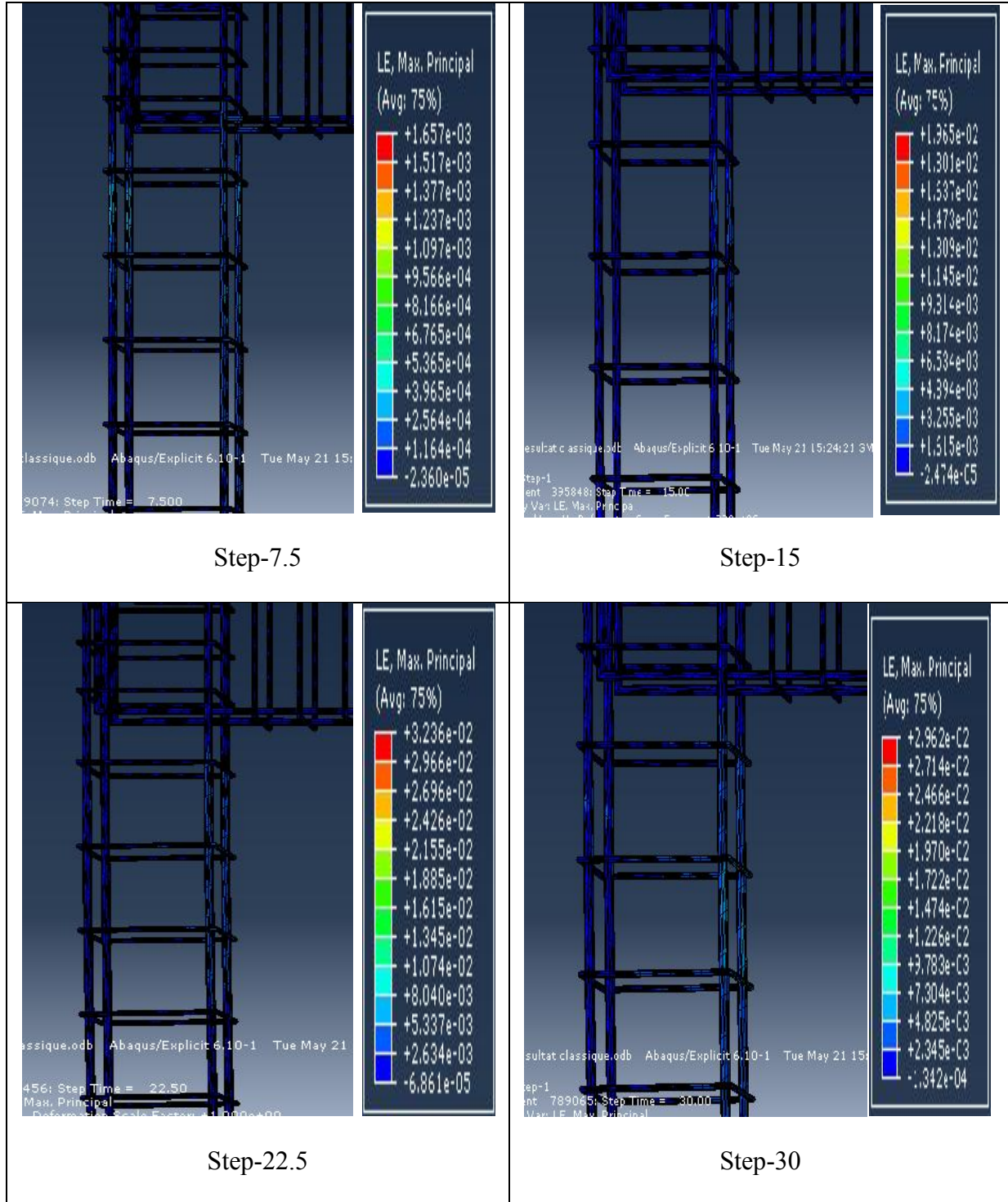


Figure IV .8 (a): Propagation des déformations dans les aciers en tête du pot.

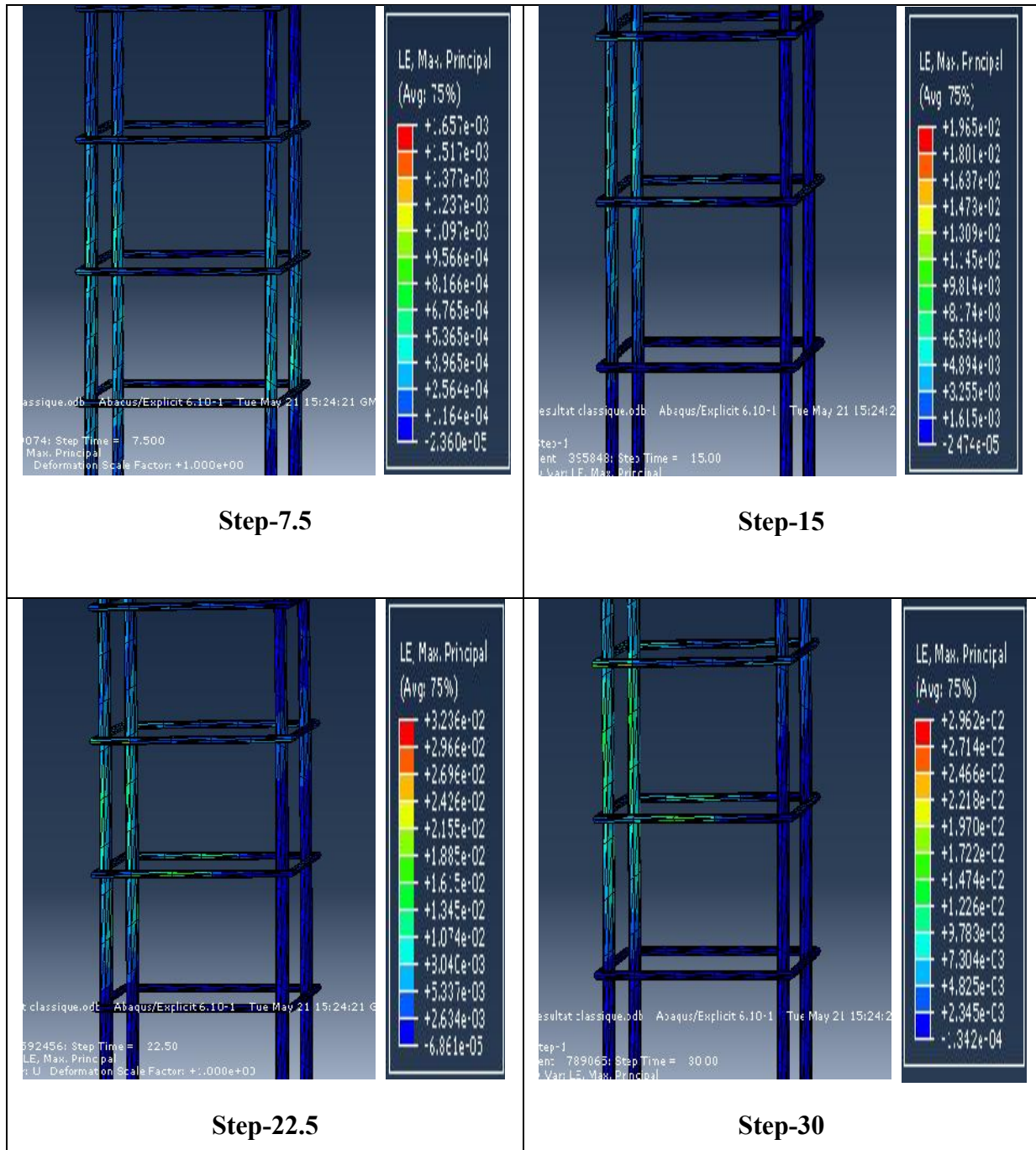


Figure IV.8 (b) : Propagation des déformations dans les aciers au pied du poteau.

Les déformations sont proportionnelles aux contraintes.

IV.A.1.9 Propagation des déformations plastiques dans les aciers :

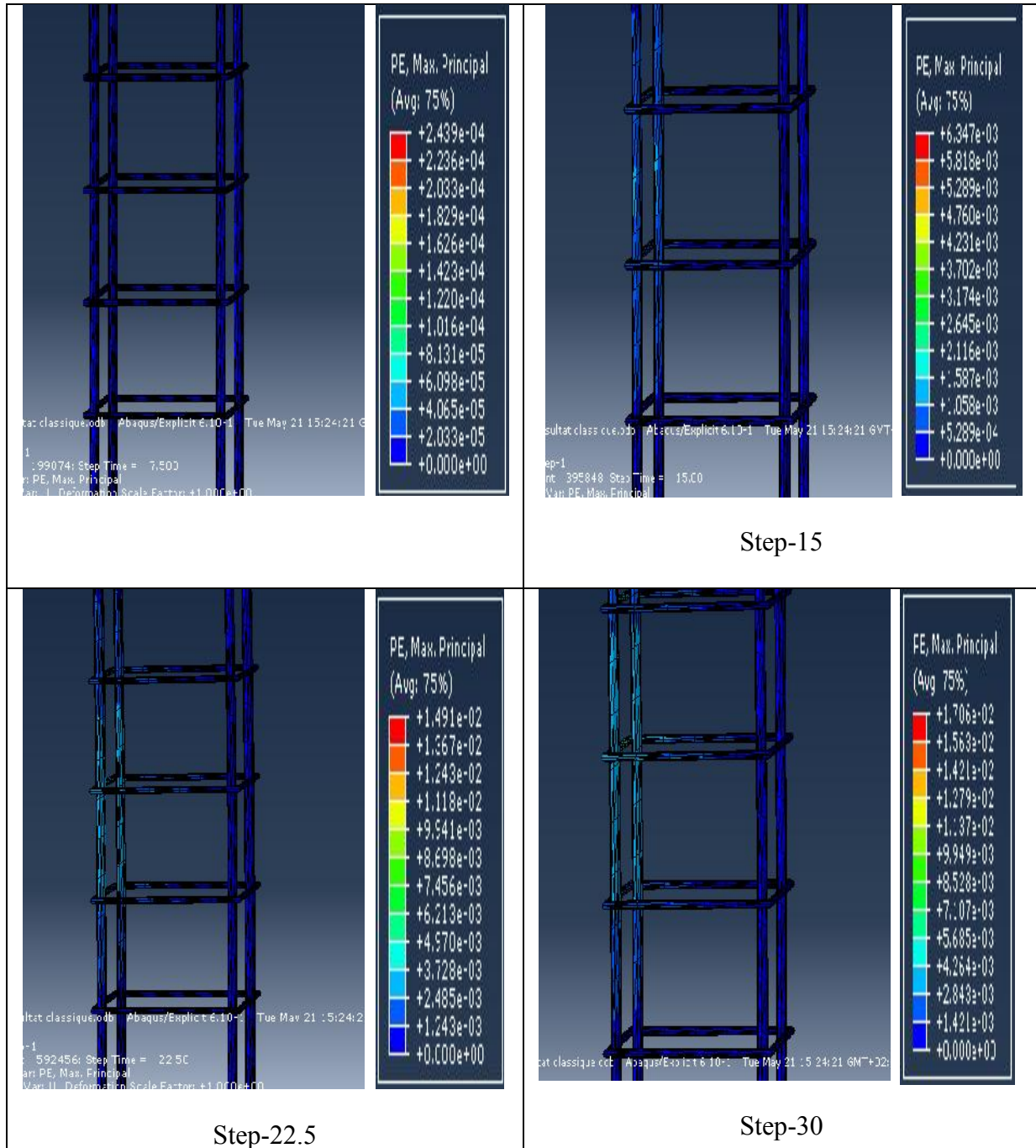


Figure IV.9 : Propagation des déformations plastiques au pied des poteaux.

IV.A.1.10 Courbe force-déplacement (N-mm) selon l'horizontale :

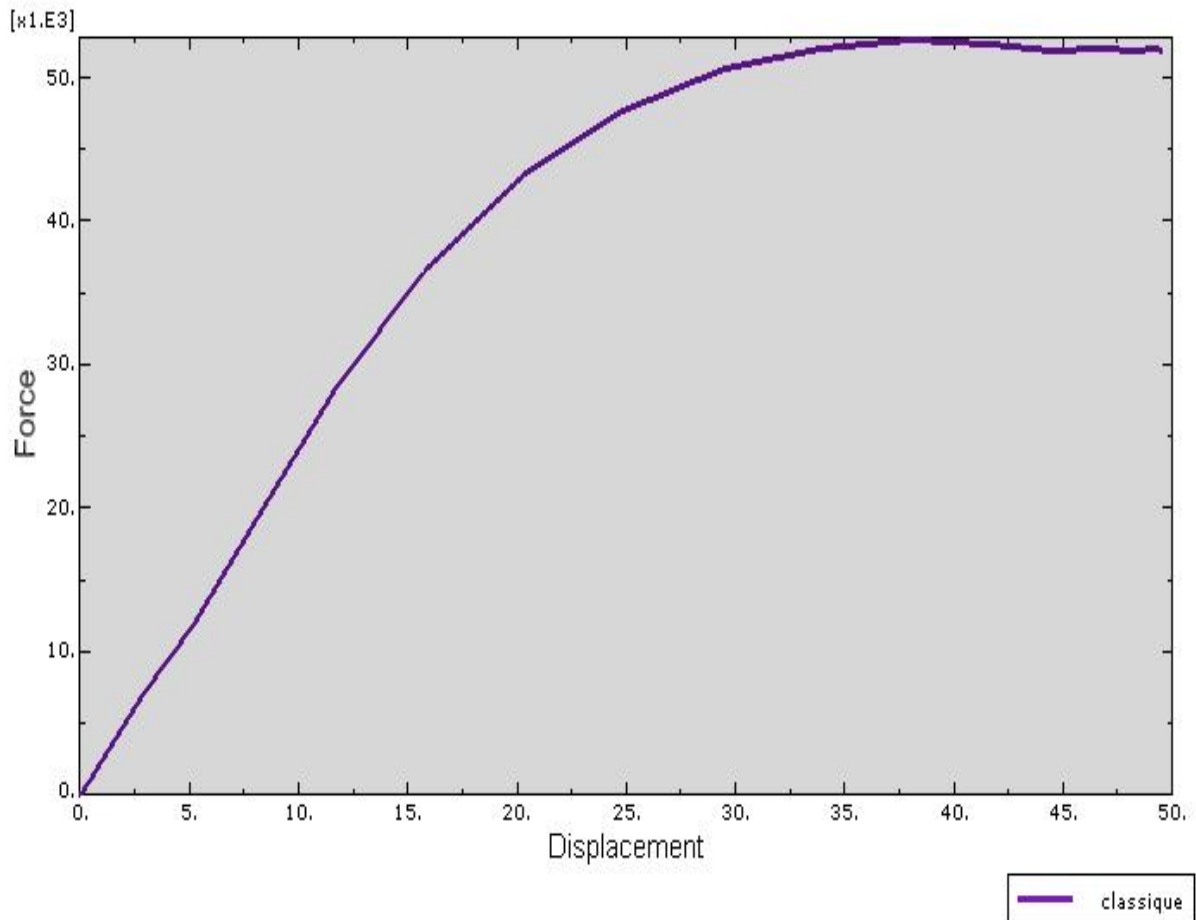


Figure IV.10 : courbe force-déplacement.

Le portique a une réponse linéaire jusqu'à un déplacement de (15mm), au-delà, il rentre dans son domaine inélastique où il subit des déformations permanentes. Il atteint sa capacité maximale qui reste presque constante mais les déplacements augmentent, ce qui signifie une perte de rigidité.

IV.A.1.11 Comportement d'un élément de béton en compression :

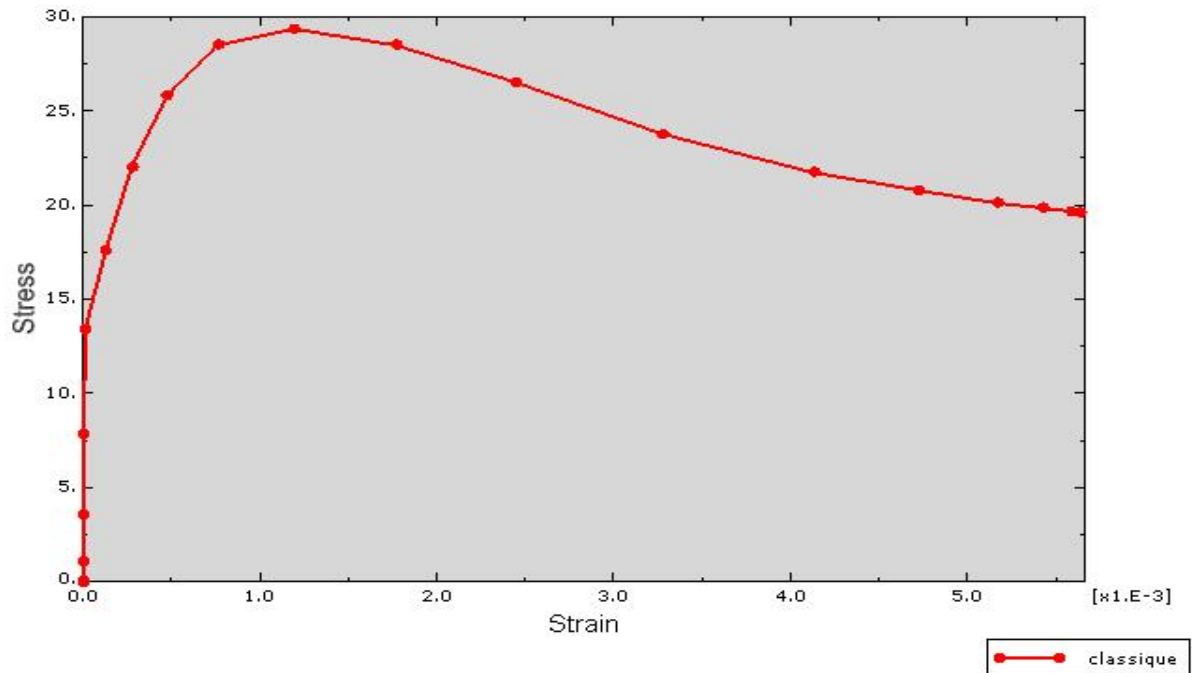


Figure IV.11 : Contrainte-déformation en compression en tête du poteau dans le béton.

IV.A.1.12 Comportement des aciers :

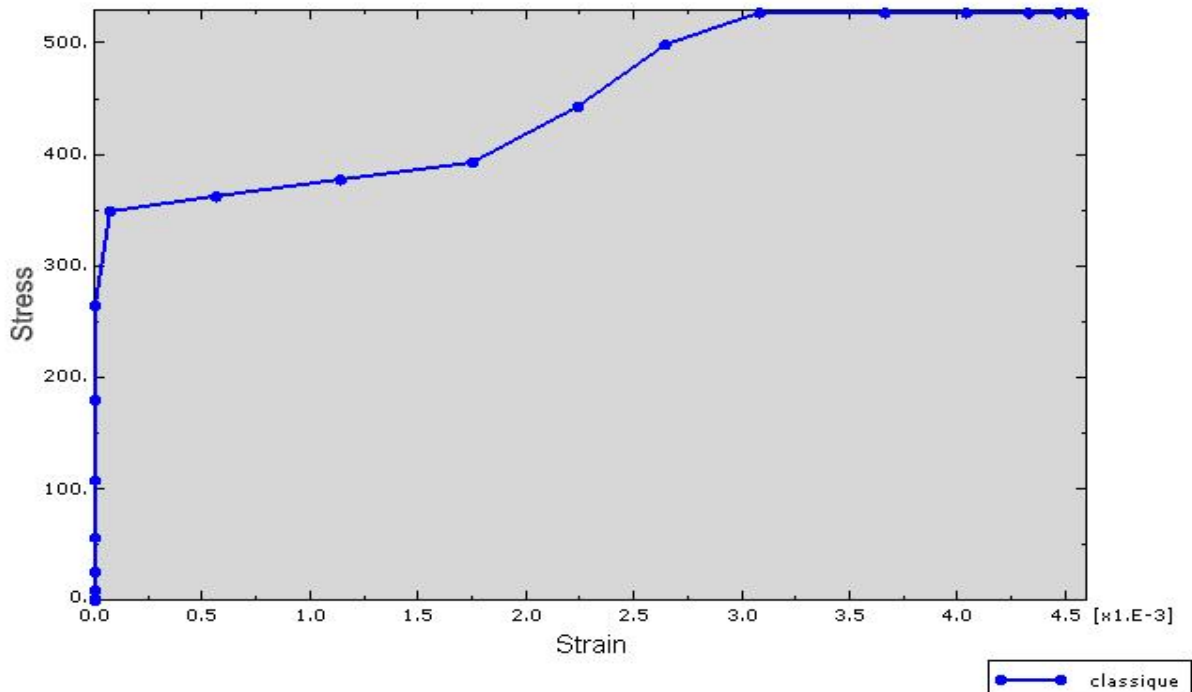


Figure IV.12 : Courbe contrainte déformation plastique dans les aciers.

On remarque dans ces courbes que le comportement suit les lois de comportement introduites dans le fichier de donnée.

IV.A.2 Etude comparative globale :

Remarque : Les images commentées ci-dessous sont présent au même pas de chargement (même déplacement appliqué) pour tous les modèles.

IV.A.2.1 Comparaison des courbes force-déplacement(N,mm) :

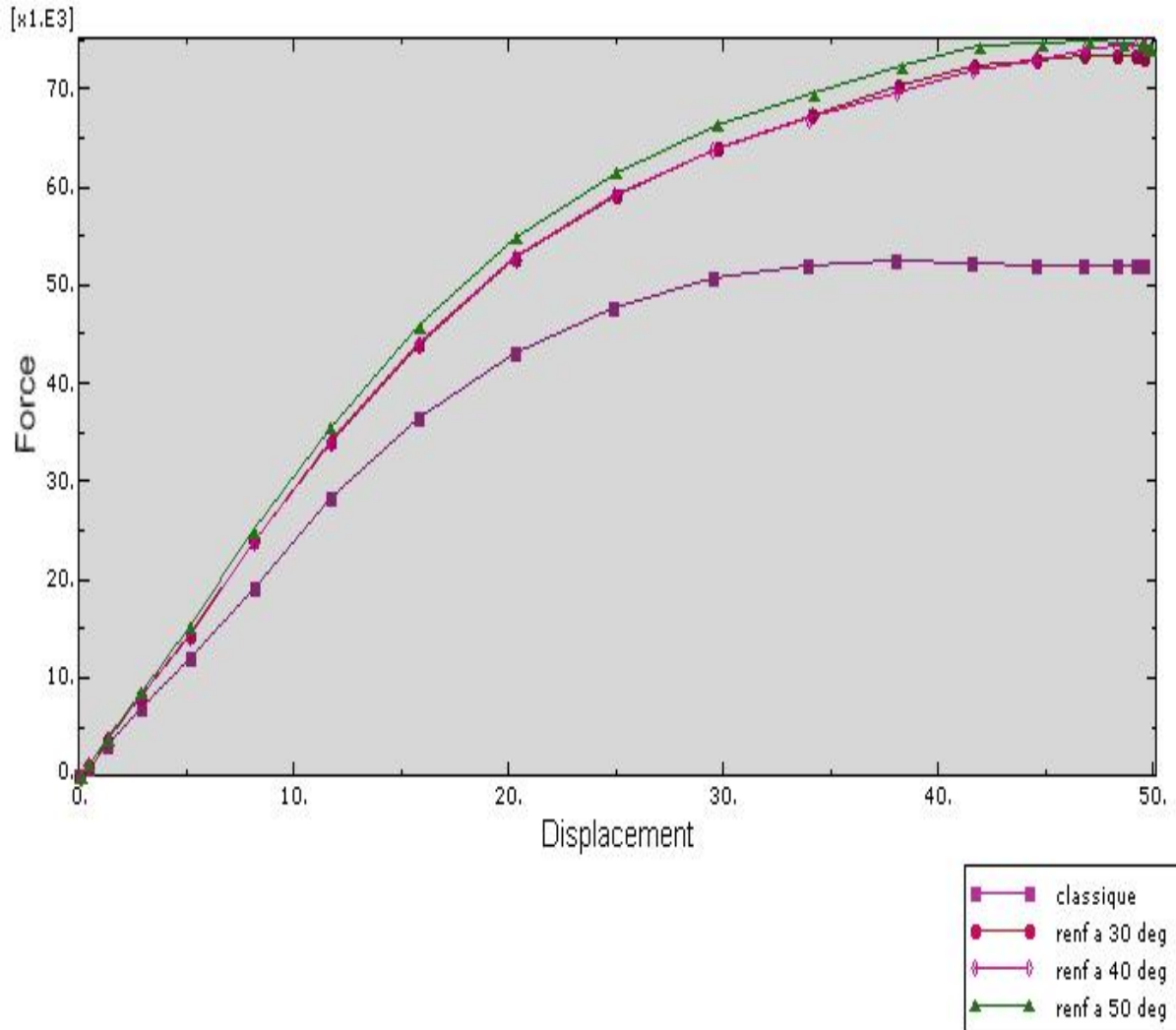


Figure IV.13 : Courbes force-déplacement.

On remarque que jusqu'à un déplacement de 3mm les courbes sont confondues car les efforts sont repris par le béton. La transmission des efforts aux aciers a engendré une divergence de ces courbes relevant l'apport des barres de renforcements dans le comportement du portique.

Le modèle classique atteint sa capacité maximale pour un déplacement de 33mm et la force reste constante mais le déplacement augmente (palier plastique), par contre les modèles renforcés sont au début de leur domaine non linéaire. Cela explique que ce renforcement est efficace.

Chapitre IV : Interprétation et analyse des résultats

On a un gain important en terme de capacité portante qui vaut 40.38% pour le renf a 30 deg, 42.3% pour le renf a 40 deg et 44.23% pour le renf a 50 deg. Le domaine élastique pour ce portique est prolongé par ce renfort.

Ces barres en X améliorent le comportement du portique en terme de rigidité, capacité portante et ductilité. Dans cette comparaison la différence de capacité n'est pas importante entre le renf à (30,40 et 50 deg) alors on peut dire que le renf à 30 deg est le plus efficace si on considère la quantité d'armature utilisé pour chaque modèle.

IV.A.2.2 Comparaison des dommages en compression :

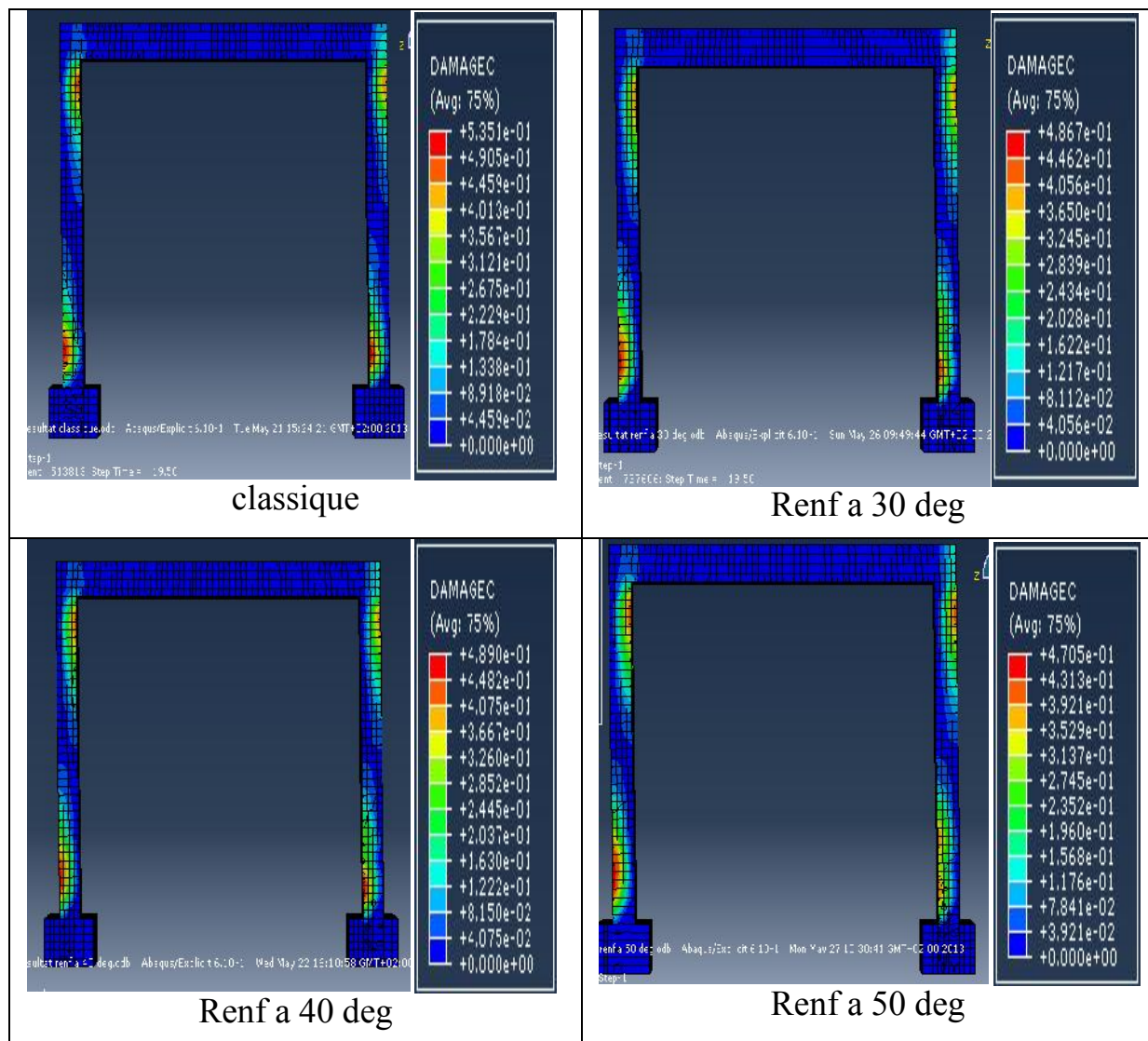


Figure IV.14 : Comparaisons des dommages en compression.

Les dommages en compression sont très importants car les poteaux sont sollicités en compression et le mode de ruine est par écrasement de béton.

Chapitre IV : Interprétation et analyse des résultats

On visualise que les dommages sont concentrés dans les zones des rotules plastiques pour tout les modèles. Les barres de renforcement améliorent le comportement de ces zones avec une diminution de la valeur du paramètre de l'endommagement de 0.535 à 0.47 ce qui représente un réduction de 12% pour le renf à 50 deg et de 9% pour les deux autres.

On remarque une redistribution des dommages de la zone critique à la zone courante pour les trois modèles renforcés. Cela permet de soulager les zones dangereuses.

La possibilité d'apparition des rotules plastique dans le modèle classique est plus prépondérante par rapports aux modèles renforcés.

IV.A.2.3 Comparaison des dommages en traction :

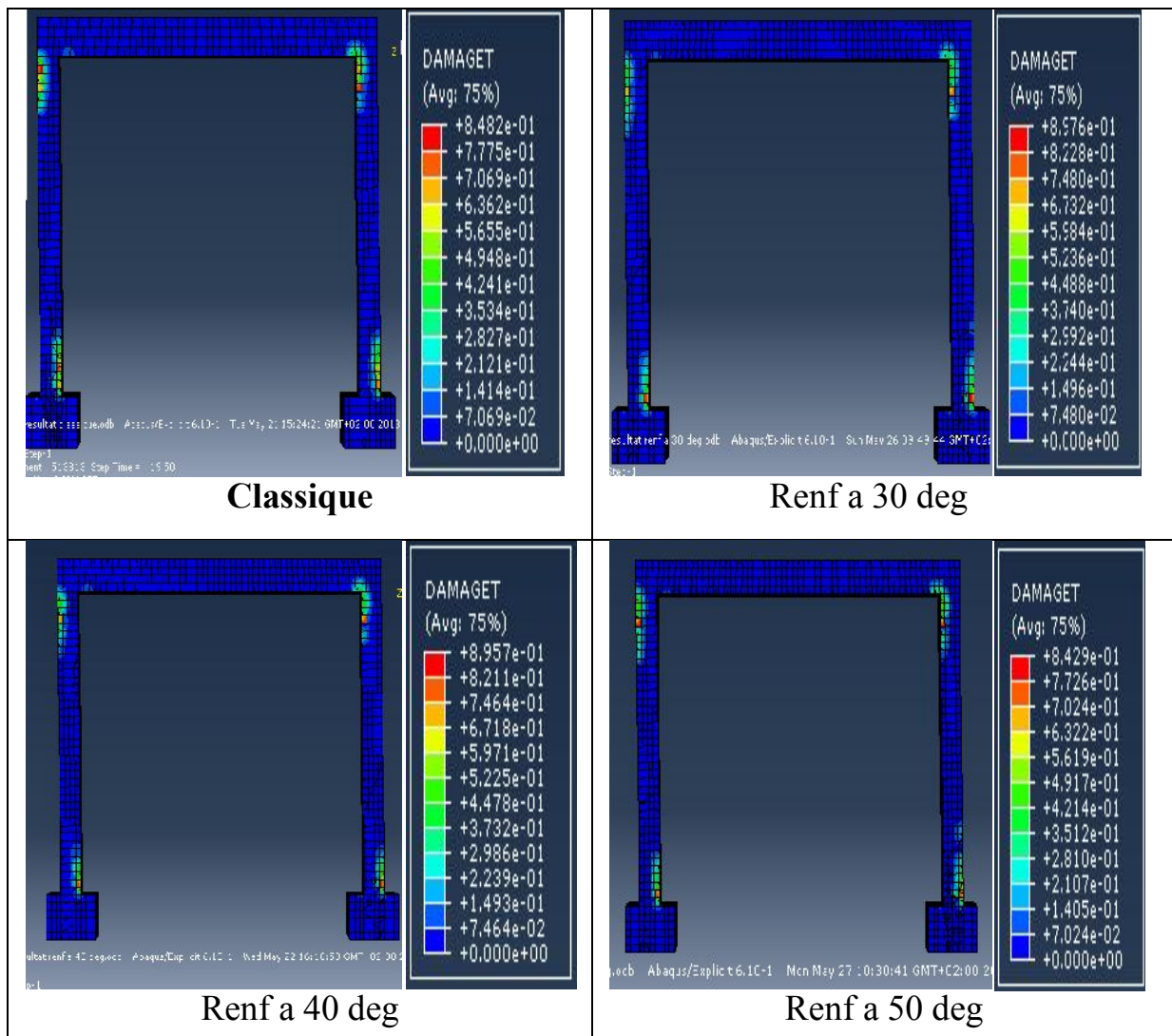


Figure IV.15: Comparaisons des Dommages en traction.

Les dommages en traction sont presque identiques dans tous les modèles, ce qui explique le comportement fragile du béton en traction et que les barres de renforcement travaillent beaucoup plus en compression.

Chapitre IV : Interprétation et analyse des résultats

On a une traction sur une longueur réduite (vers l'intérieur du poteau) et les barres de renforcement sont disposées entre les barres d'acier longitudinales du poteau alors la différence ne va pas être claire dans une comparaison globales.

IV.A.2.4 Comparaison des contraintes dans les aciers :

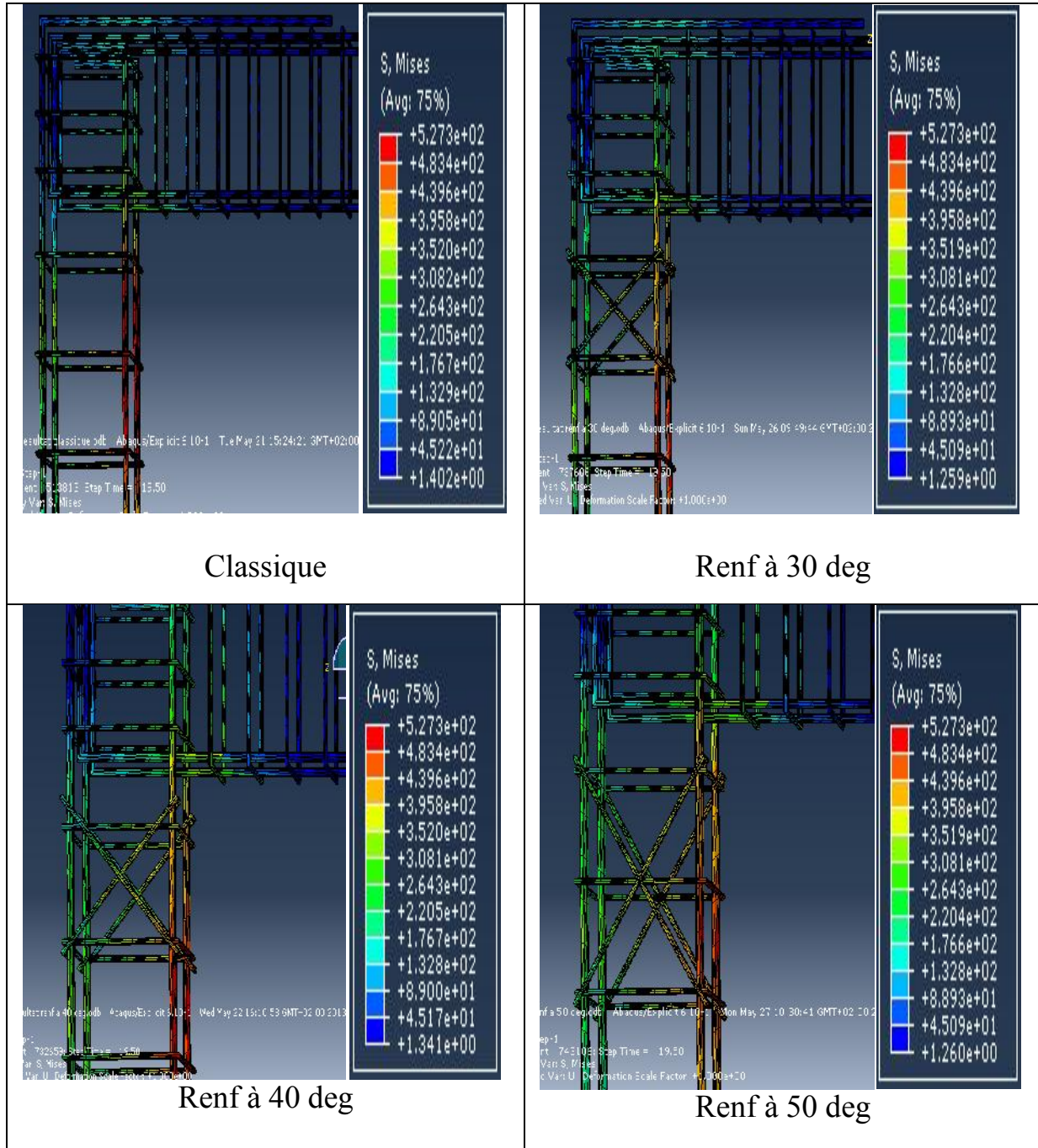


Figure IV.16: comparaison des contraintes dans les aciers

On remarque des concentration de contraintes pour les armatures longitudinales et transversales de la zone critique dans le modèle classique (possibilité d'apparition des rotules plastique), par contre dans les modèles renforcés, les contraintes sont moins importantes et la

plastification totale est atteinte juste dans quelques éléments. Cela explique qu'il y a d'une partie de contraintes vers les barres de renforcement.

Le renforcement des zones critique par des barres en X semble efficace, les contraintes ultimes qui sont atteintes au modèle classique sont éliminées dans ces zones critiques pour ce pas de chargement. Ce renfort a un effet considérable sur l'apparition de ces rotules.

IV.A.3 Etudes comparatives locales :

Remarque : Tous les éléments qu'on a étudiés sont sélectionnés dans les zones critiques en choisissant les éléments les plus sollicités en traction et en compression dans le modèle classique et on prend le même élément dans les modèles renforcés.

IV.A.3.1 Comparaison des dommages en traction dans le béton en tête du poteau :

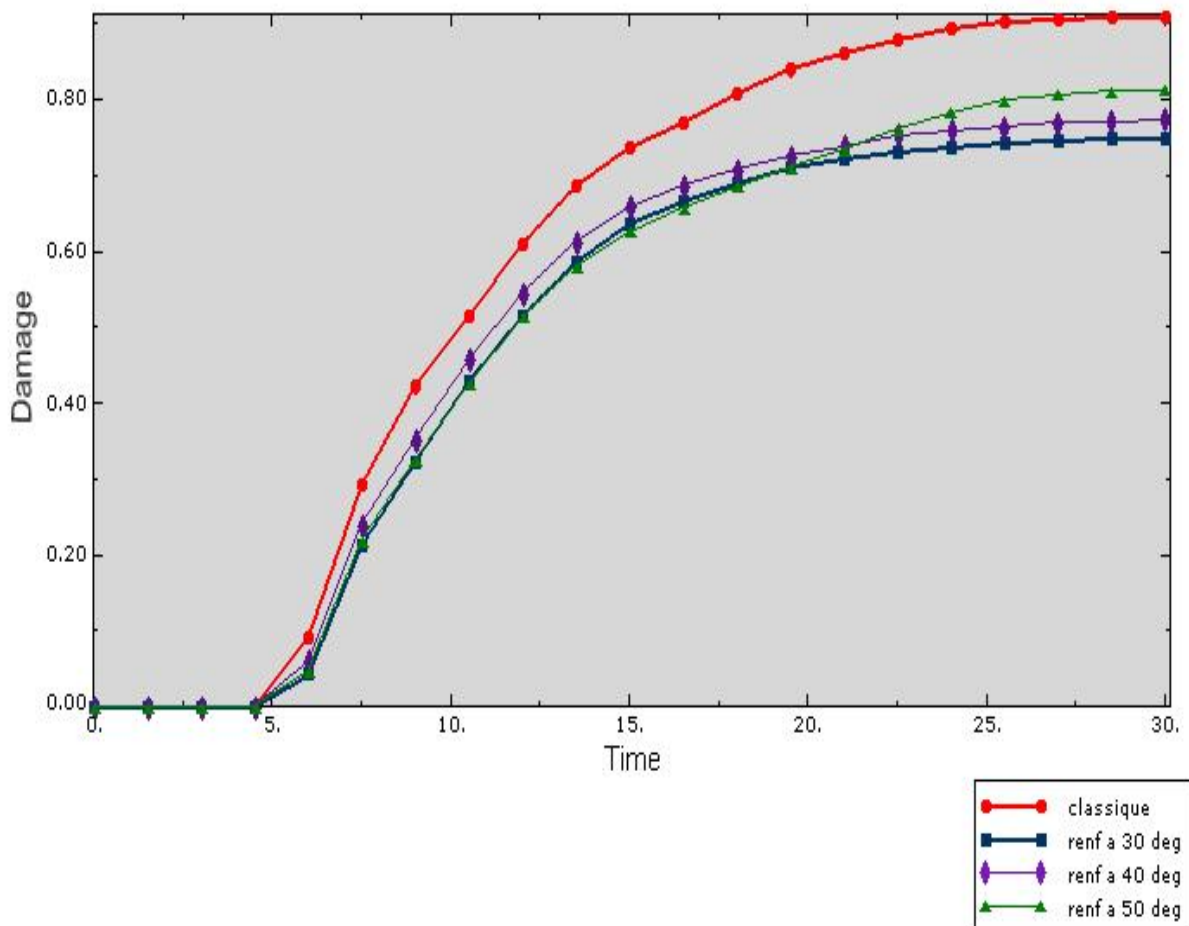


Figure IV.17 : Propagation des dommages en traction en tête du pot

Chapitre IV : Interprétation et analyse des résultats

Dans ces courbes, on remarque que jusqu'à 5 secondes le béton travaille dans son domaine élastique, au delà il commence à se fissurer. La propagation des fissures est très importante dans le modèle classique contrairement à ceux renforcés. Le meilleur modèle pour améliorer le comportement en traction est le renforcement à 30 deg car il représente une réduction de dommages qui vaut 21 %, 19.5% pour le renf à 40 deg et 11% pour le renf à 50 deg. La réduction entre le (renf à 30 deg et 50 deg) est de 10 %. L'angle d'inclinaison des barres de renforcement modifie le comportement local en traction dans les zones critique.

IV.A.3.2 Comparaison des dommages en compressions dans le béton en tête du poteau :

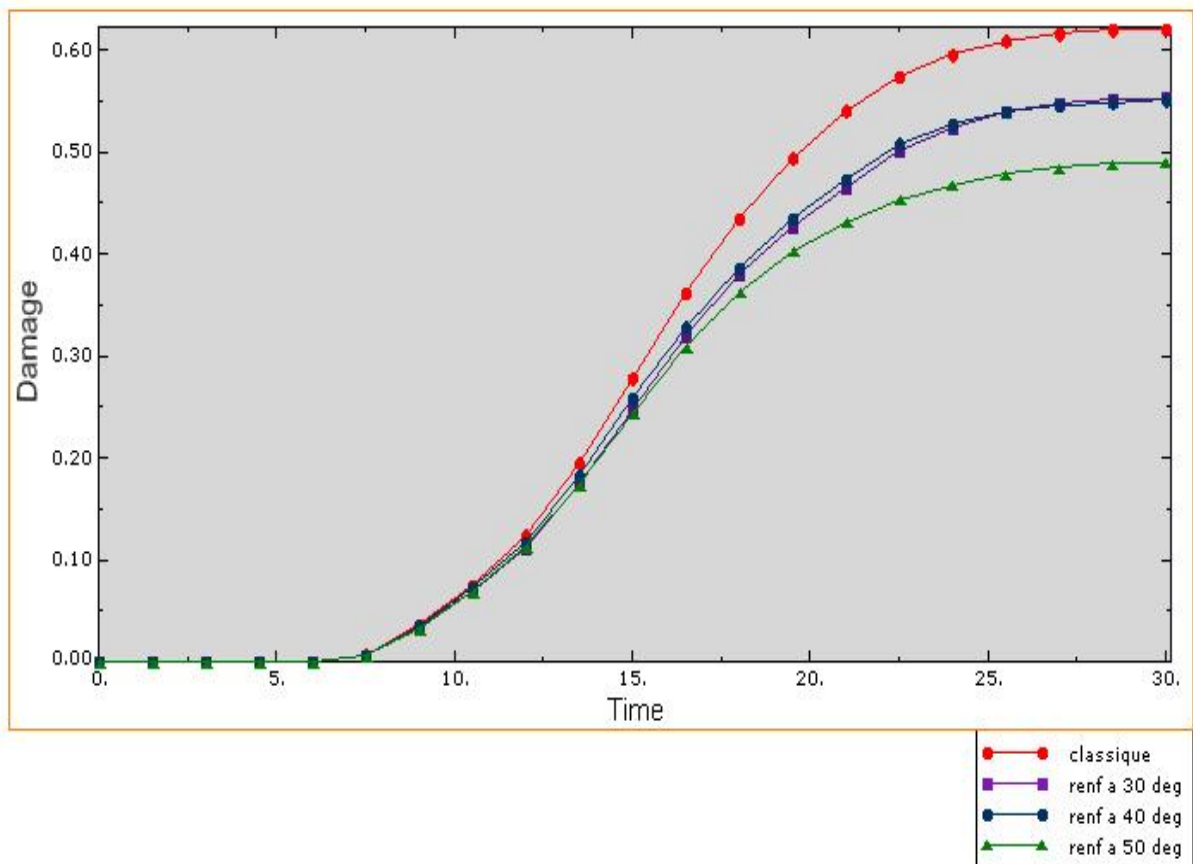


Figure IV.18 : Propagation des dommages en compression en tête du poteau.

Le béton a travaillé dans son domaine élastique jusqu'à 7s de chargement, à cet instant, il rentre dans le domaine plastique et les dommages se développent de la même manière jusqu'à 12s, au-delà, dans le modèle classique on a une variation linéaire jusqu'à 20s, puis non linéaire et il se stabilise à 0.62 (valeur d'endommagement). Pour les modèles renforcés la courbe est non linéaire de 15s jusqu'à la fin, la valeur du paramètre d'endommagement vaut 0.55 pour les modèles (renf à 30 et 40 deg), et 0.48 pour le (renf à 50 deg), la réduction dans ce cas est de 20% pour ce dernier et 11% pour les deux autres.

IV.A.3.3 Comparaison des contraintes dans les aciers longitudinales en tête du poteau:

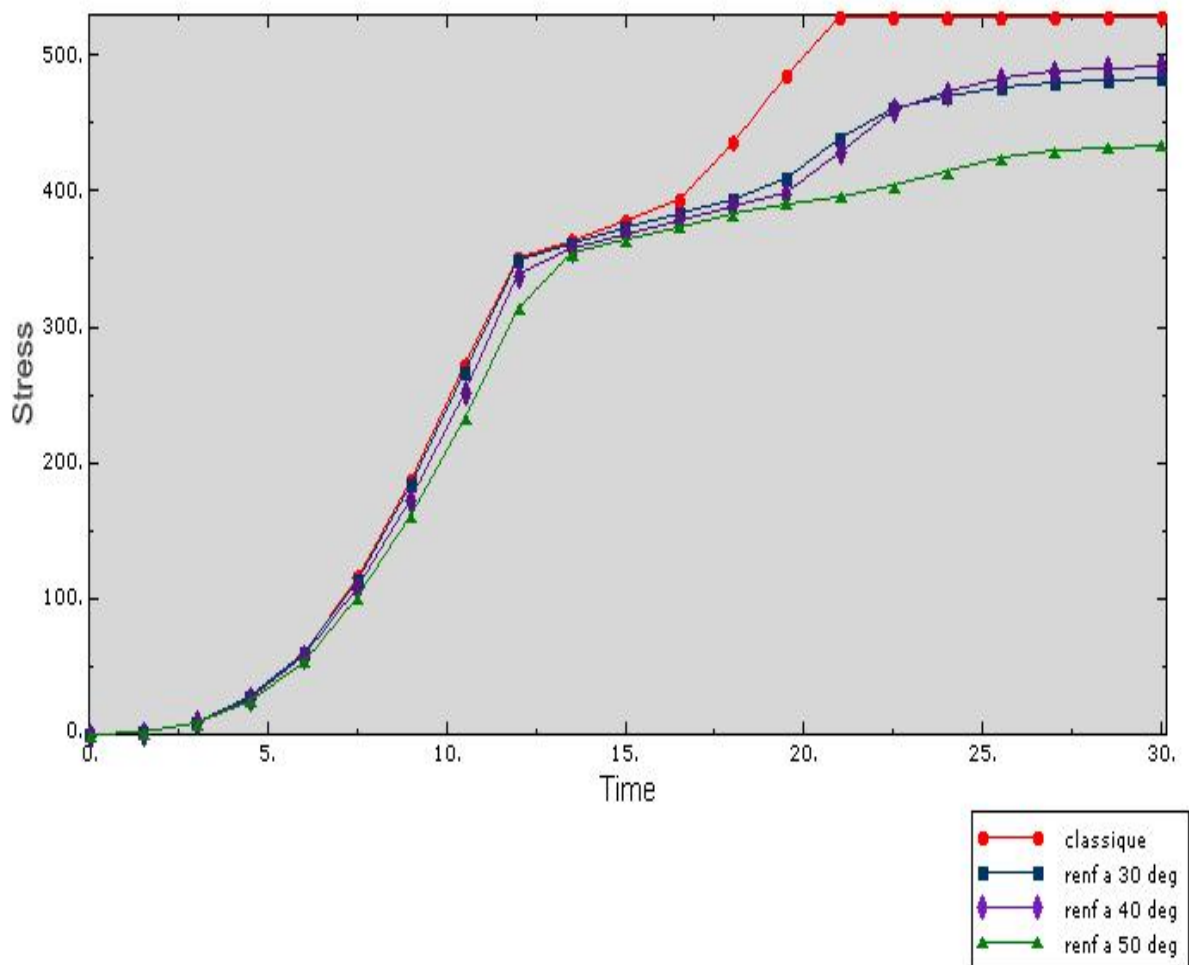


Figure IV.19 : Comparaison des contraintes dans les aciers en tête du poteau.

La figure ci-dessus montre que les aciers sont sollicités à partir d'un chargement correspond à 3 s. Les courbes sont confondues jusqu'à 7s, au-delà, la divergence est visible. Le modèle classique a une variation non linéaire jusqu'à l'atteinte de sa contrainte ultime (527MPa), par contre les modèles renf à 30 et 40 deg se stabilise à environ d'une valeur de(480 MPA) à partir d'un chargement correspond à 23s de chargement. Pour le renf à 50 deg , la contrainte est presque égale à (430Mpa), les armatures longitudinales ne sont pas sollicitées fortement dans leur domaine plastique car elle sont soulagées par les barres de renforcements.

Le renforcement en X diminue les contraintes dans les aciers (zone critique) de 30% pour le renf à 50 deg, de 9% pour le renf à 40 deg et 10% pour le renf à 30%, cela améliore la réponse de ces zones en termes de contraintes et confirme que les rotules plastiques dans les modèles renforcés seront moins dangereuses que celles du modèle classique.

IV.A.3.4 Comparaisons des déformations plastiques dans les aciers transversaux en tête du poteau:

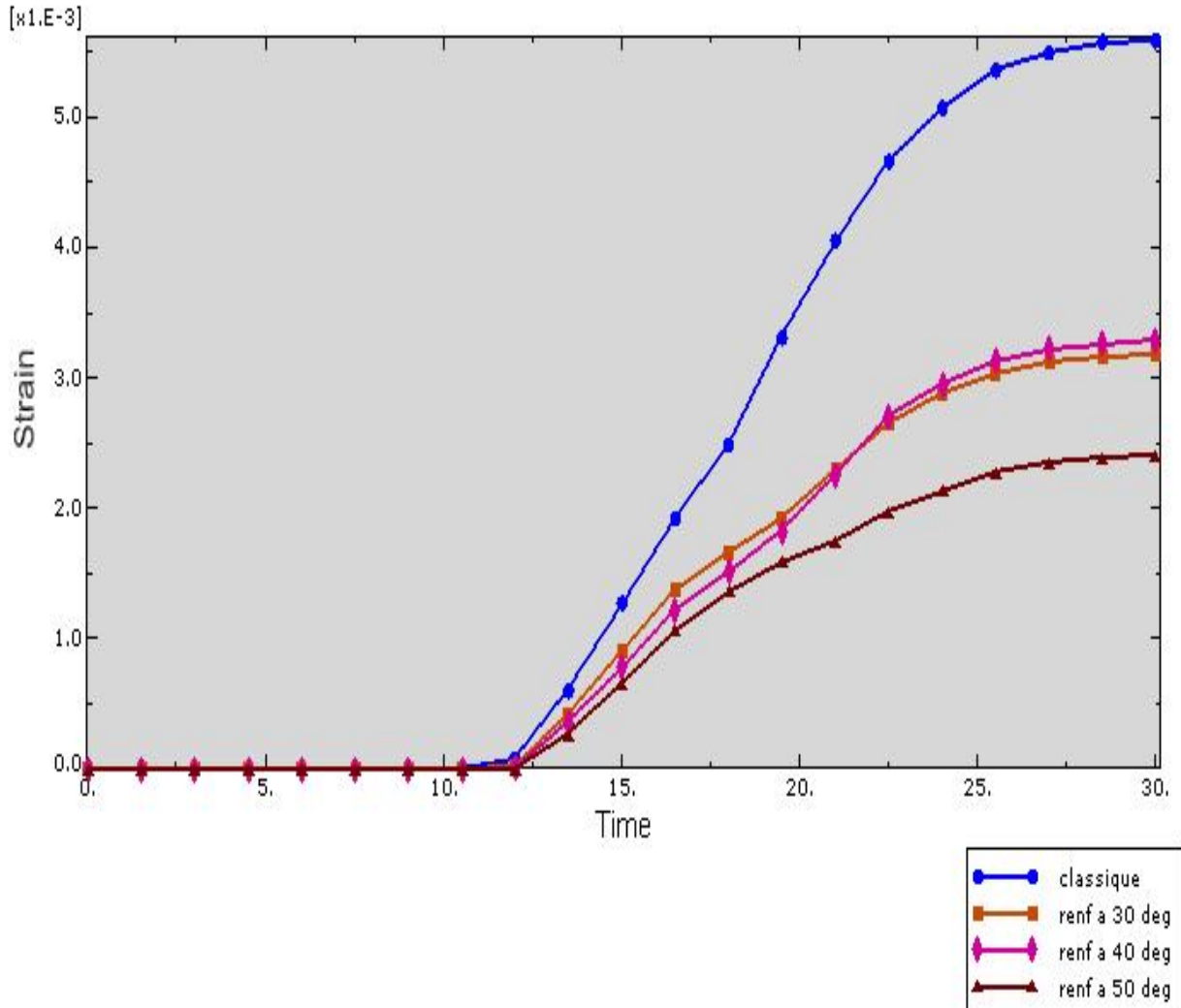


Figure IV.20 : Comparaison des déformations plastiques dans les aciers transversaux.

Pour les aciers transversaux les déformations plastiques ont pris naissance à partir d'un chargement correspond à 14s du chargement (limite du domaine élastique). Pour le modèle classique la variation est linéaire jusqu'à 23s, contrairement aux modèles renforcés qui ont une plastification progressive au cours du temps. On a diminué les déformations de 57.14% pour le renf à 50 deg et de 42% pour les deux autres modèles, ce qui peut modifier le comportement plastique des armatures transversales. Les barres de renforcement ont un effet considérable sur la résistance à l'effort tranchant.

PARTIE B : Résultat du mécanisme 2 :

Ce mécanisme nous a permis d'avoir des concentrations de contraintes dans les aciers et des dommages dans le béton aux extrémités de la poutre et aux pieds des poteaux. La poutre a participé à reprendre un pourcentage d'effort.

IV.B.1 Présentation des résultats du modèle classique:

IV.B.1.1 Vérification des énergies pour le modèle classique :

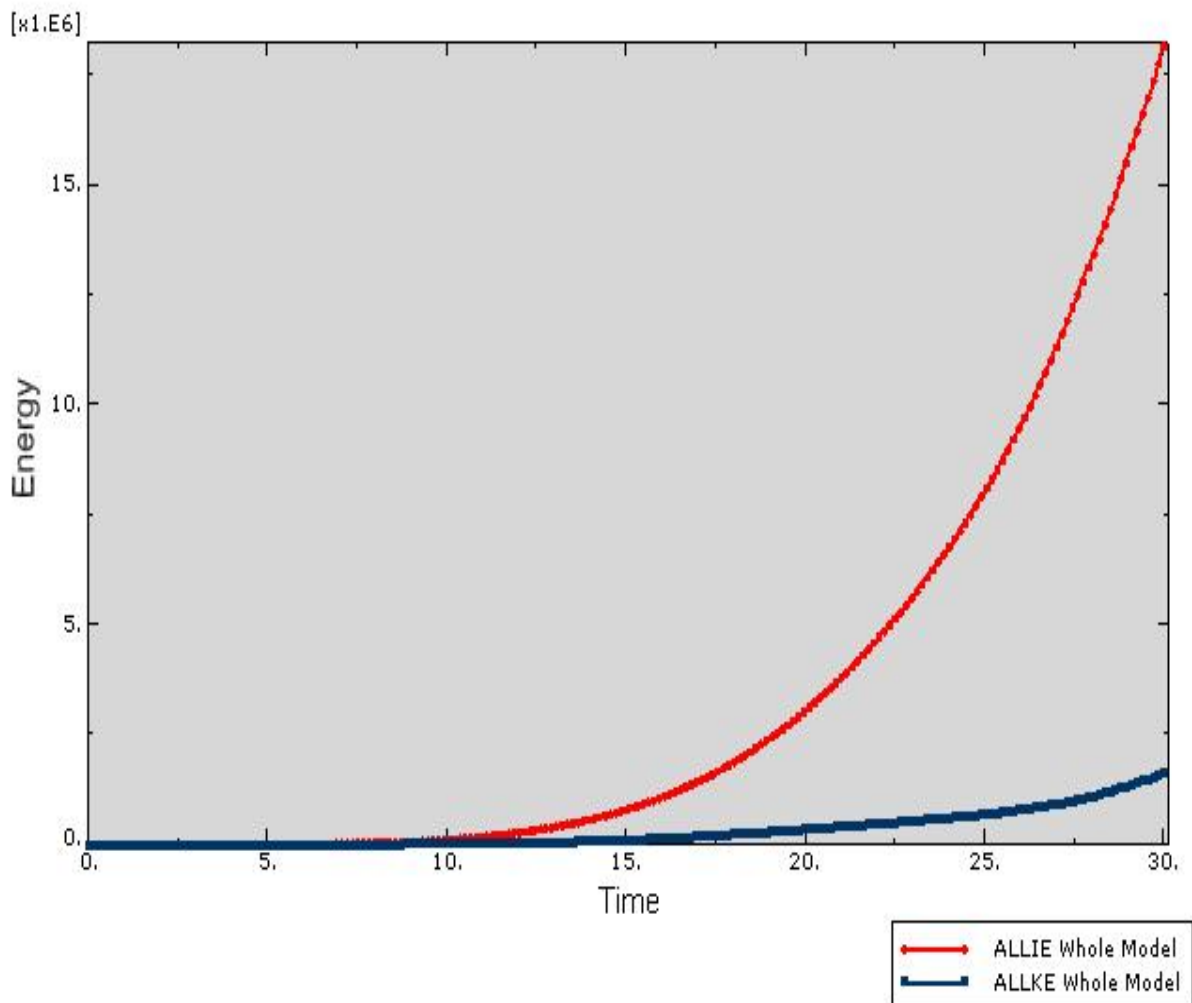


Figure IV.21 : Vérification des énergies pour le modèle classique.

IV.B.1.2 Propagation des déplacements dans le portique :

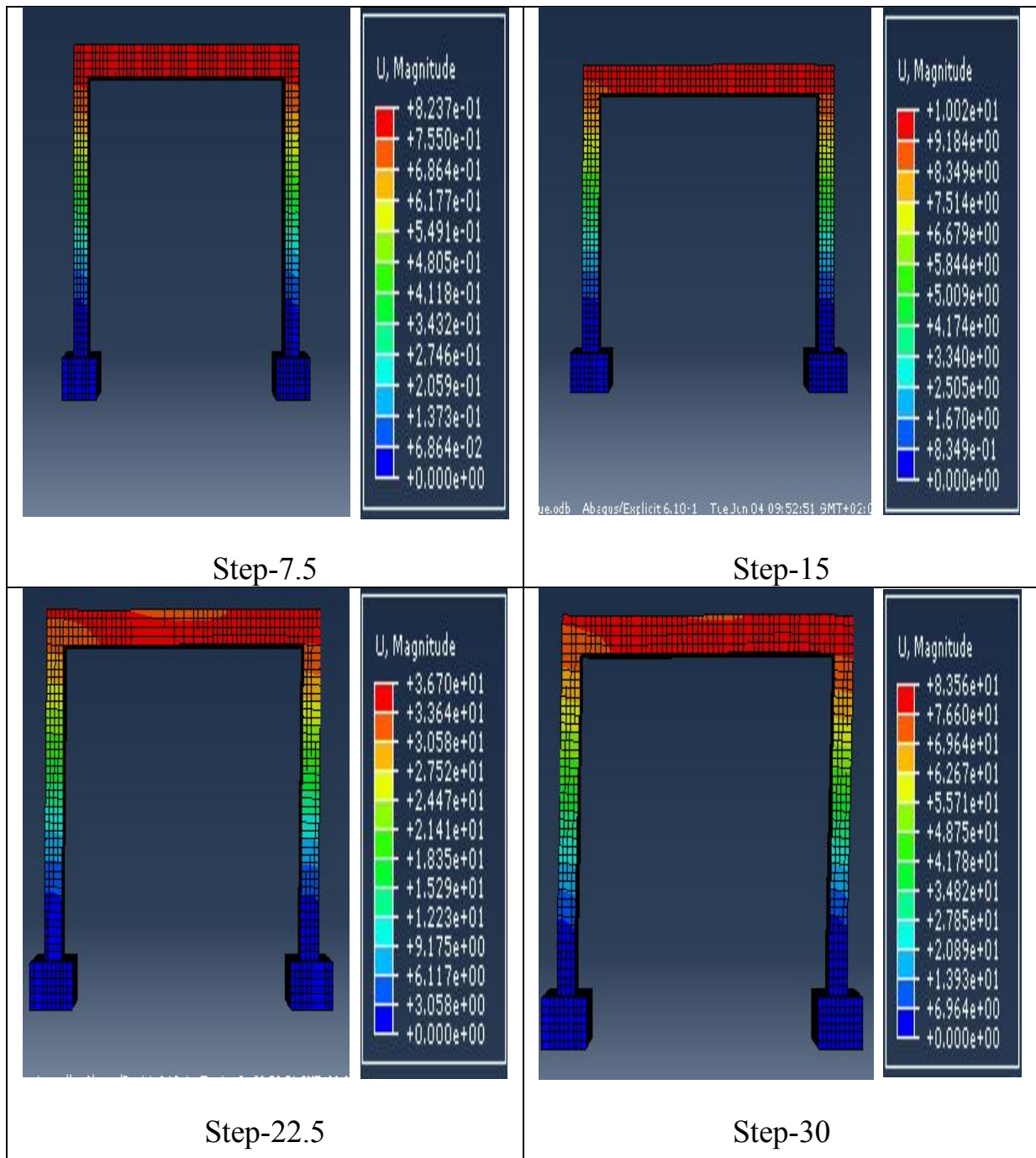


Figure IV.22: propagation des déplacements dans le portique (modèle classique).

Dans ce mécanisme, le portique a subit des déplacements (horizontales et verticales).

IV.B.1.3 Propagation des dommages en traction :

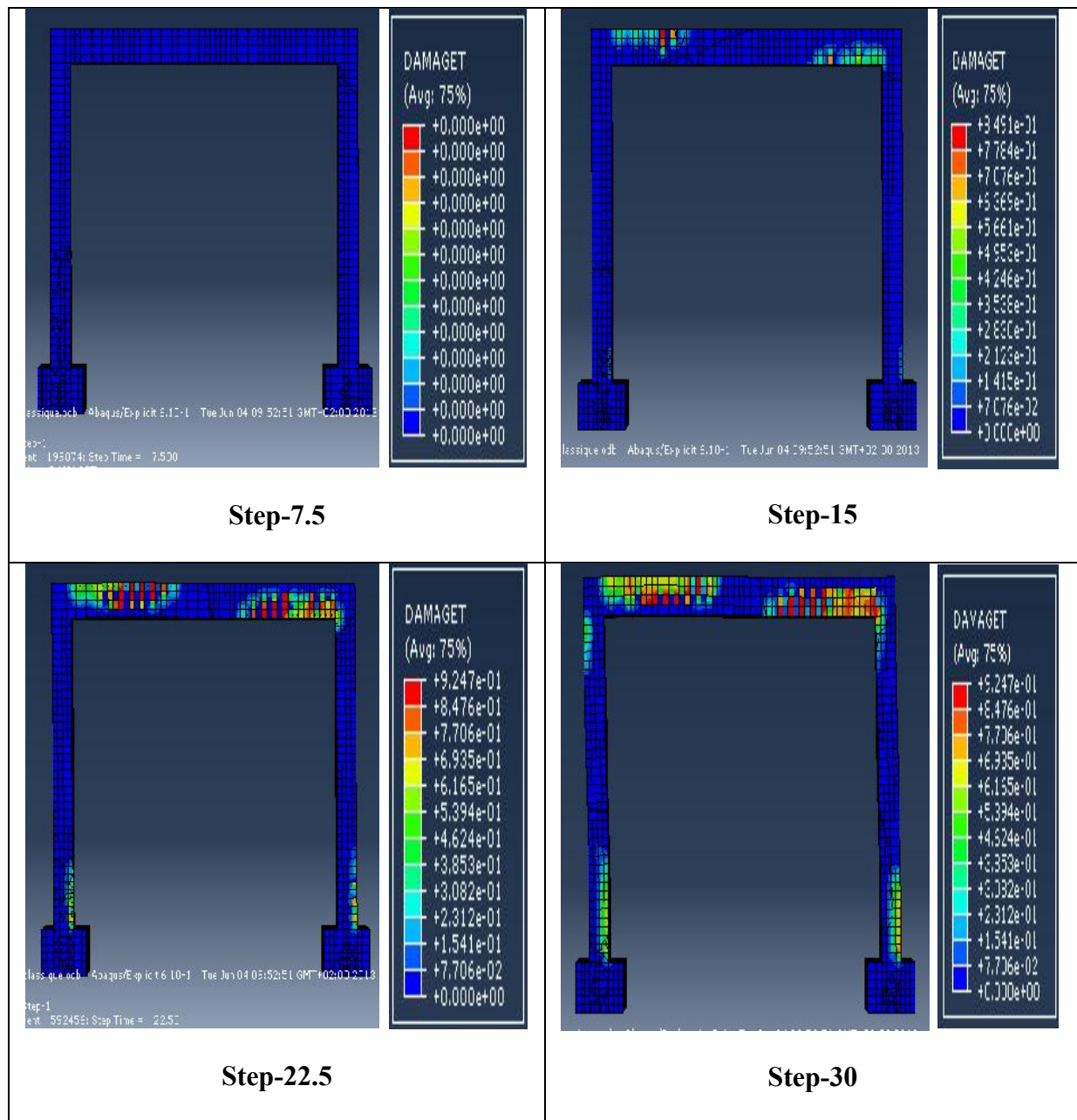


Figure IV.23 : propagation des dommages en traction a l'intérieur du béton du modèle classique.

Jusqu'au step 7.5, le béton ne s'est pas encore fissuré (comportement élastique), au step 15, le béton aux extrémités de la poutre commence à se fissurer et ses dommages augmentent en fonction du temps de calcul. A la fin, la poutre a subit des dommages en traction très importants ce qui favorise l'apparition des rotules plastiques.

IV.B.1.4 Propagation des dommages en compression :

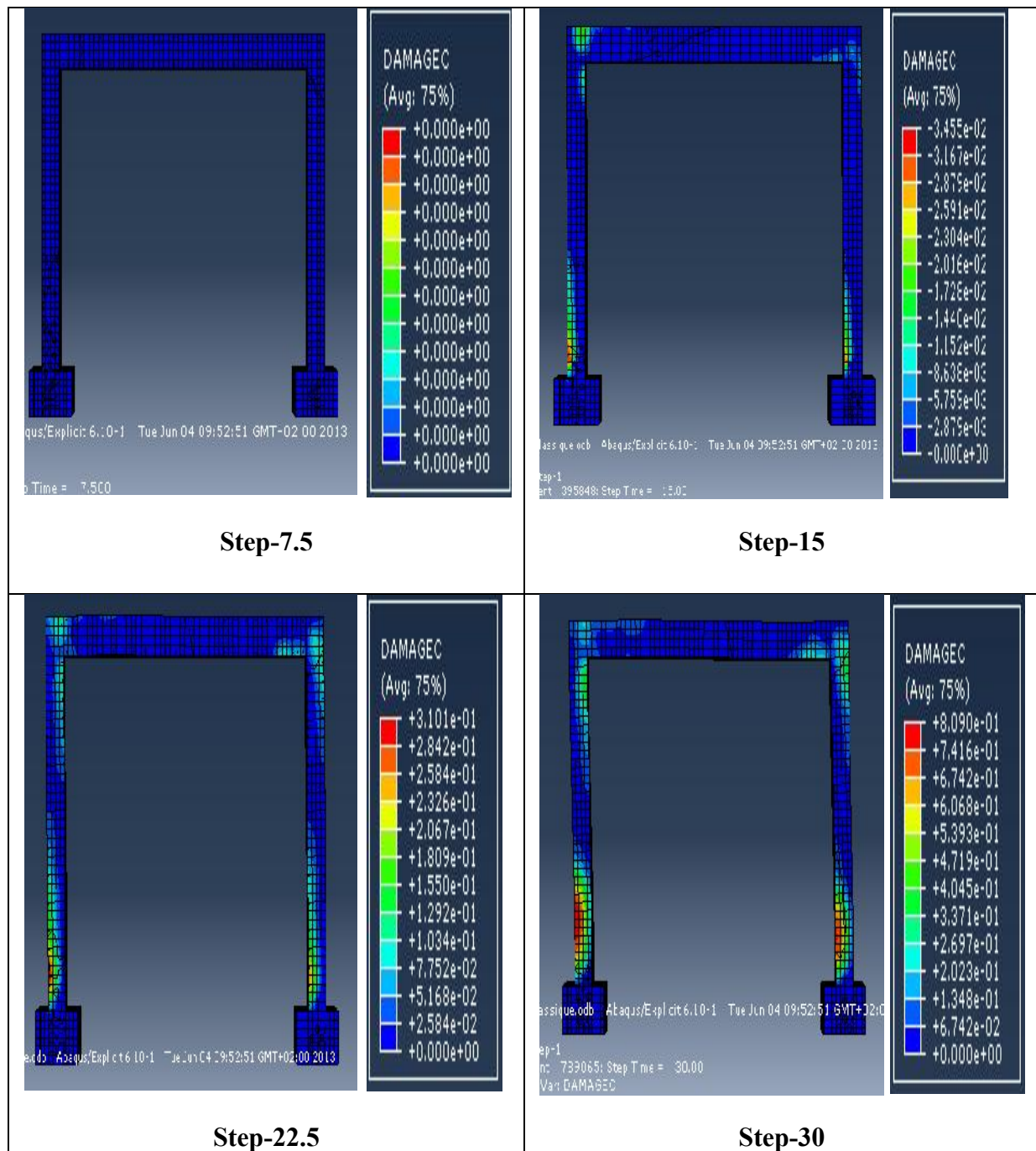


Figure IV.24 : propagation des dommages en compression dans le béton du modèle classique.

Les dommages en compression sont concentrés au pieds des poteaux. (L'apparition des rotules plastiques est primordiale au pied des poteaux).

IV.B.1.5 Propagation des contraintes dans le béton :

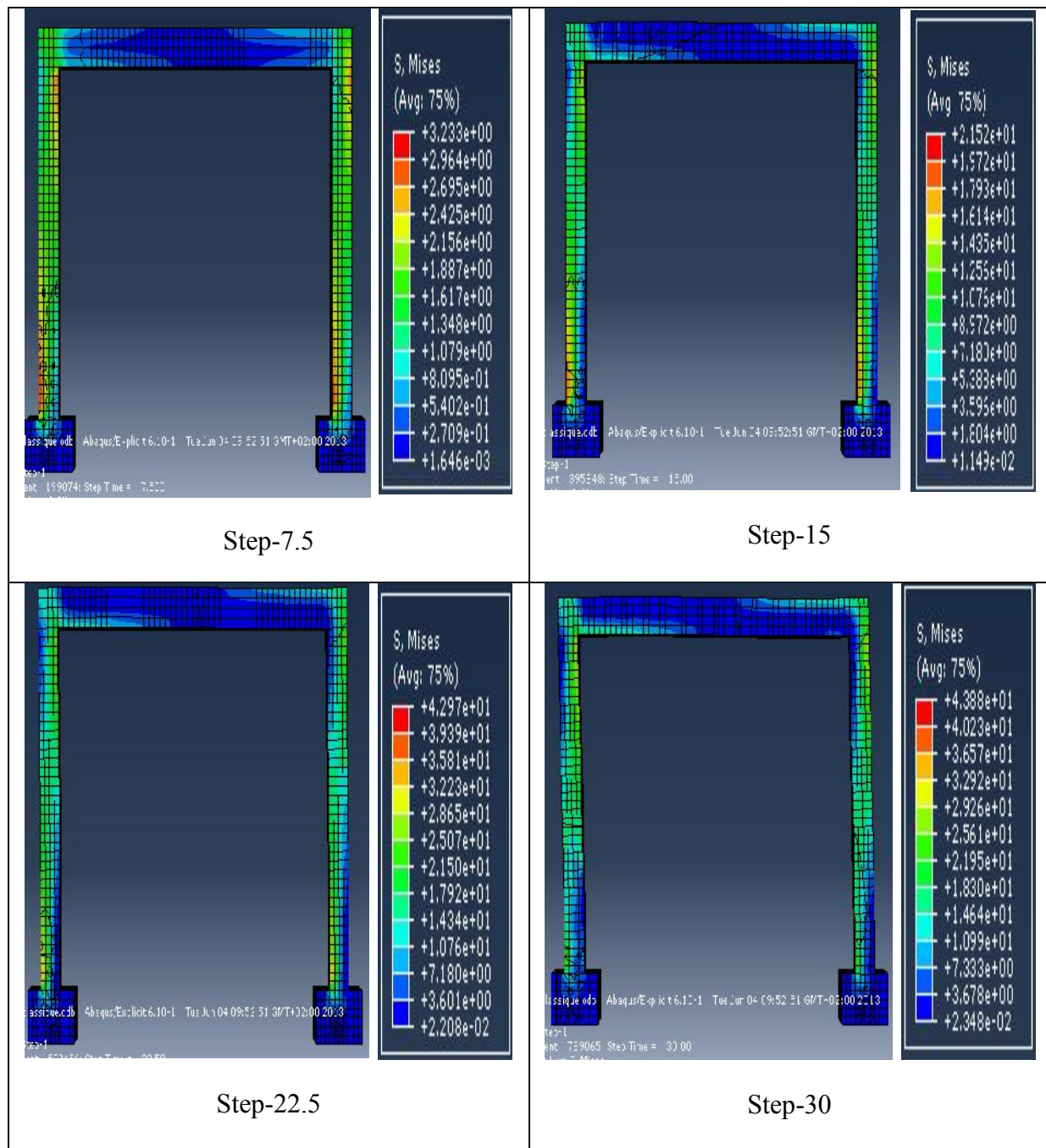


Figure IV.25 : Propagation des contraintes dans le béton du modèle classique.

Les valeurs des contraintes sont considérables dans les zones comprimées.

IV.B.1.6 Propagation des déformations dans le béton :

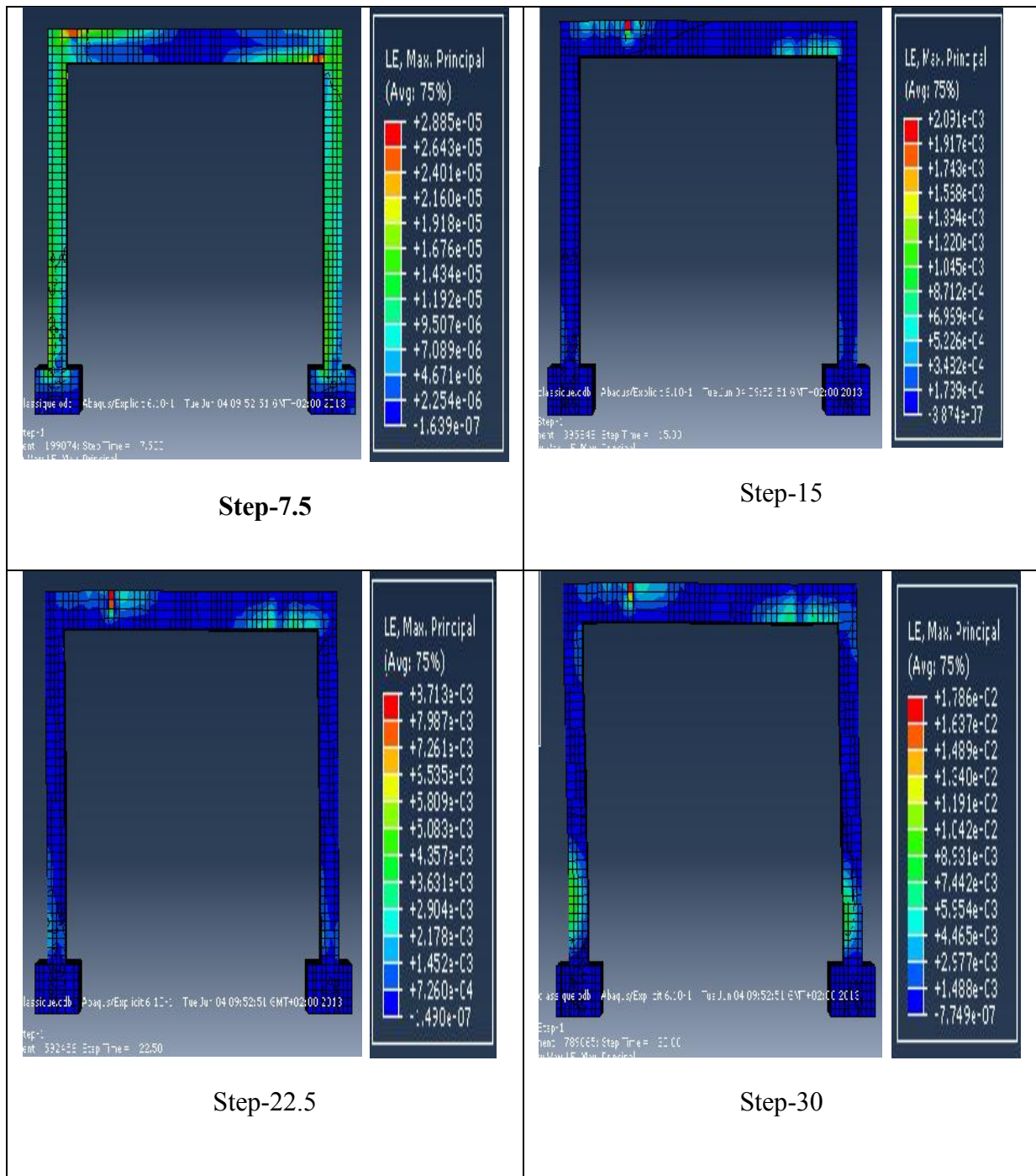


Figure IV.26 : propagation des déformations dans le béton.

Les déformations correspondantes au step-30 sont concentrées dans les zones critiques.

IV.B.1.7 Propagation des contraintes dans les aciers :

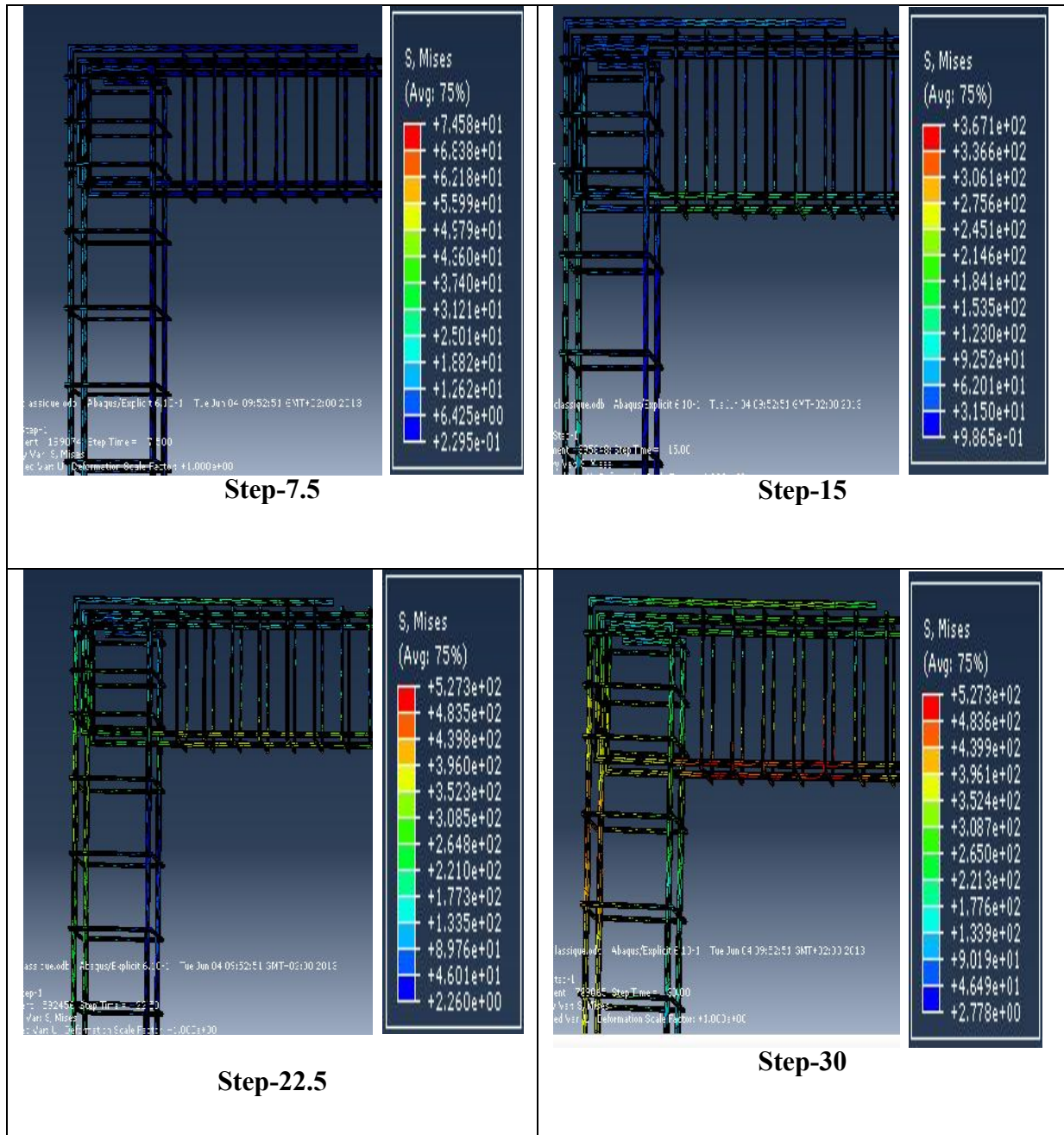


Figure IV.27: propagation des contraintes dans le nœud du modèle classique.

IV.B.1.8 Propagation des déformations dans les aciers :

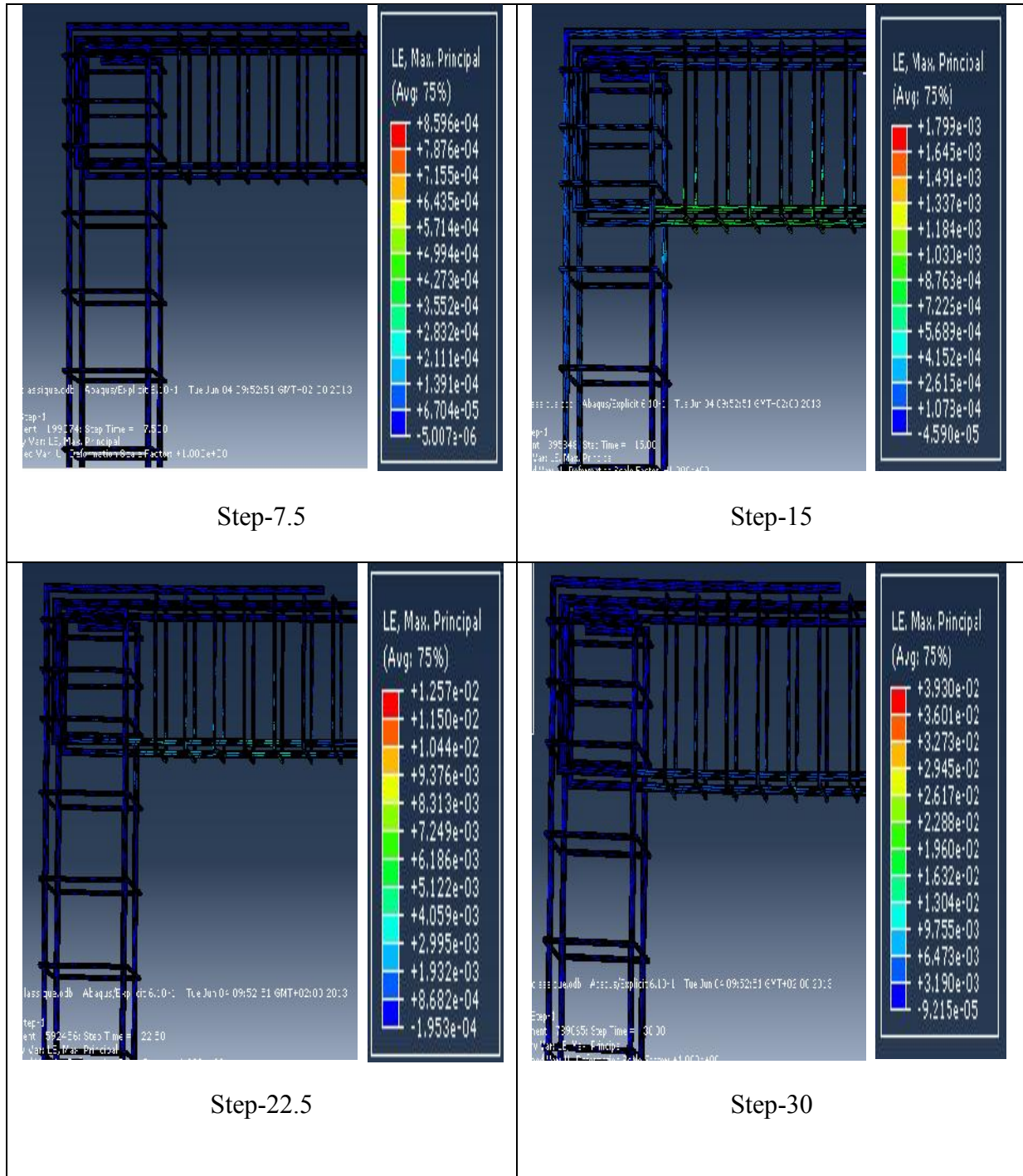


Figure IV.28 : Propagation des déformations dans les aciers du modèle classique.

IV.B.1.9 Courbe force-déplacement

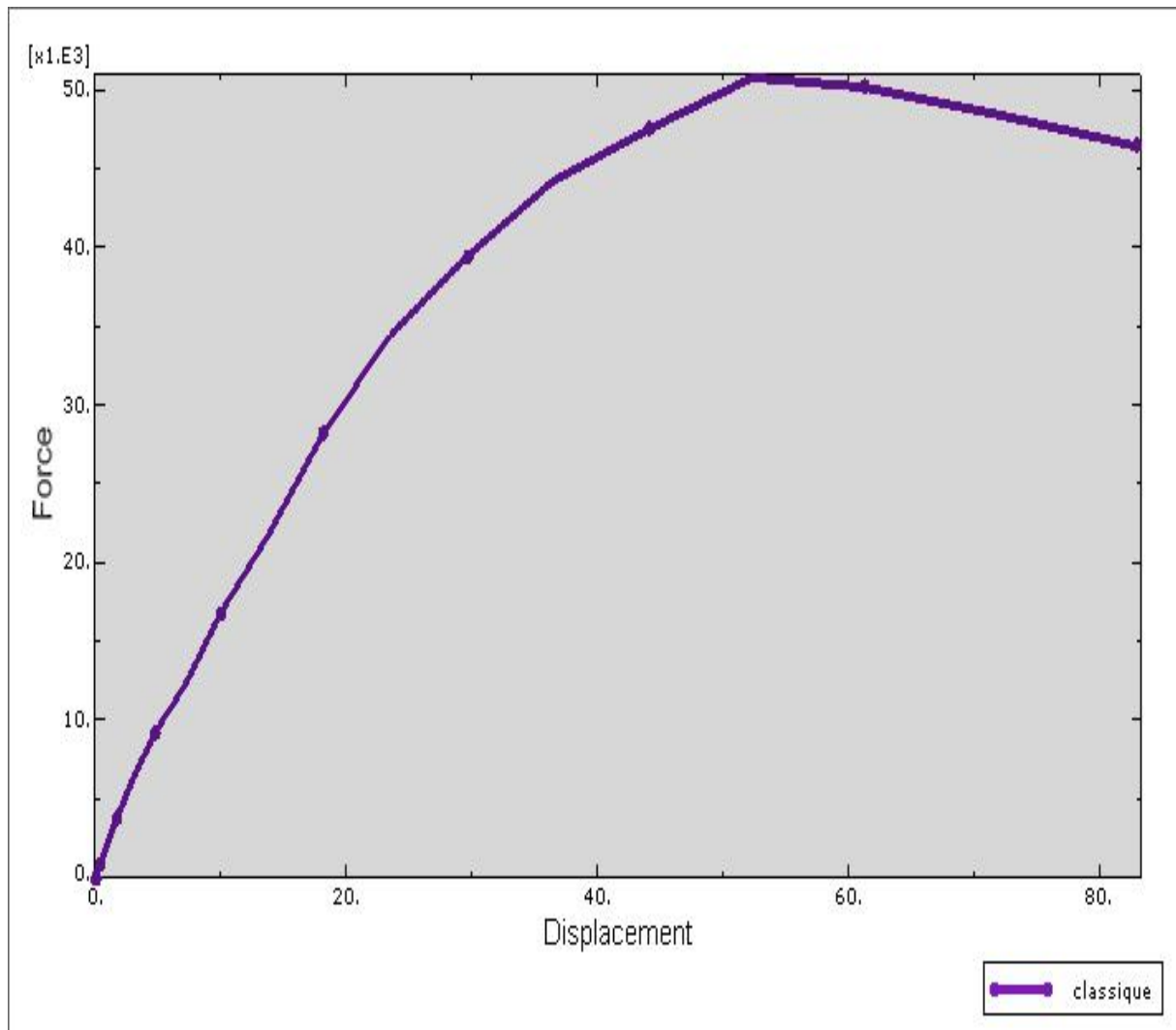
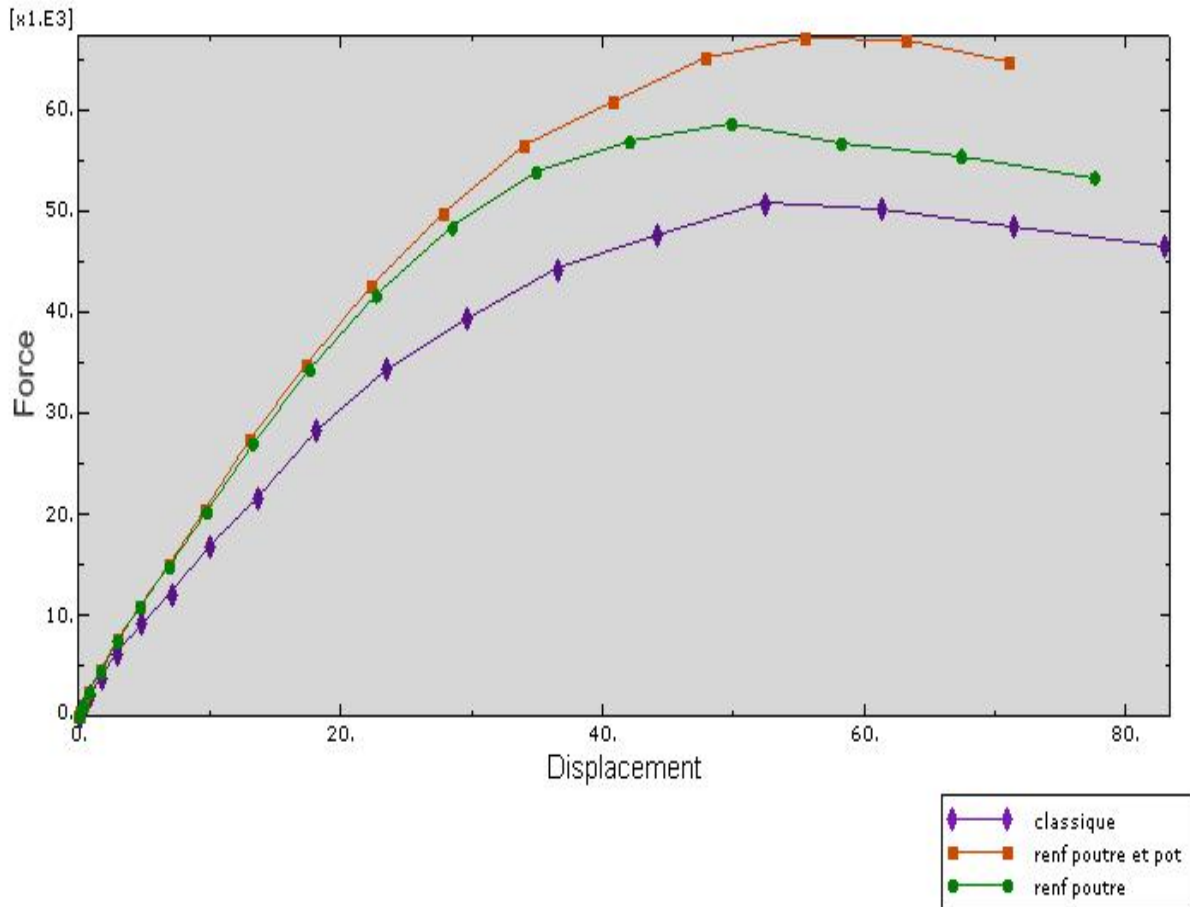


Figure IV.29: courbe force-déplacement

IV.B.2 Etude comparative globale :

Remarque : Les images commentées ci-dessus sont prise au meme pas de chargement (même force appliquée) pour tous les modèles.

IV.B.2.1 Comparaison des courbes force déplacement :



FigureIV.30 : courbes force-déplacement

La capacité portante du modèle classique est de 50kN par contre pour le renf poutre elle vaut 59kN alors que le renforcement poteau-poutre nous donne une valeur de 67kN, ce qui nous permet d'avoir un gain de capacité de 18% pour le renf poutre et 34% pour le renf poteau poutre. Le gain entre les deux modèles renforcés est de 16%. On a aussi diminué les déplacements dans les modèles renforcés et la rigidité est améliorée.

Le renforcement des zones critiques par des barres en X a amélioré le comportement de la structure.

IV.B.2.2 Comparaison des dommages en traction :

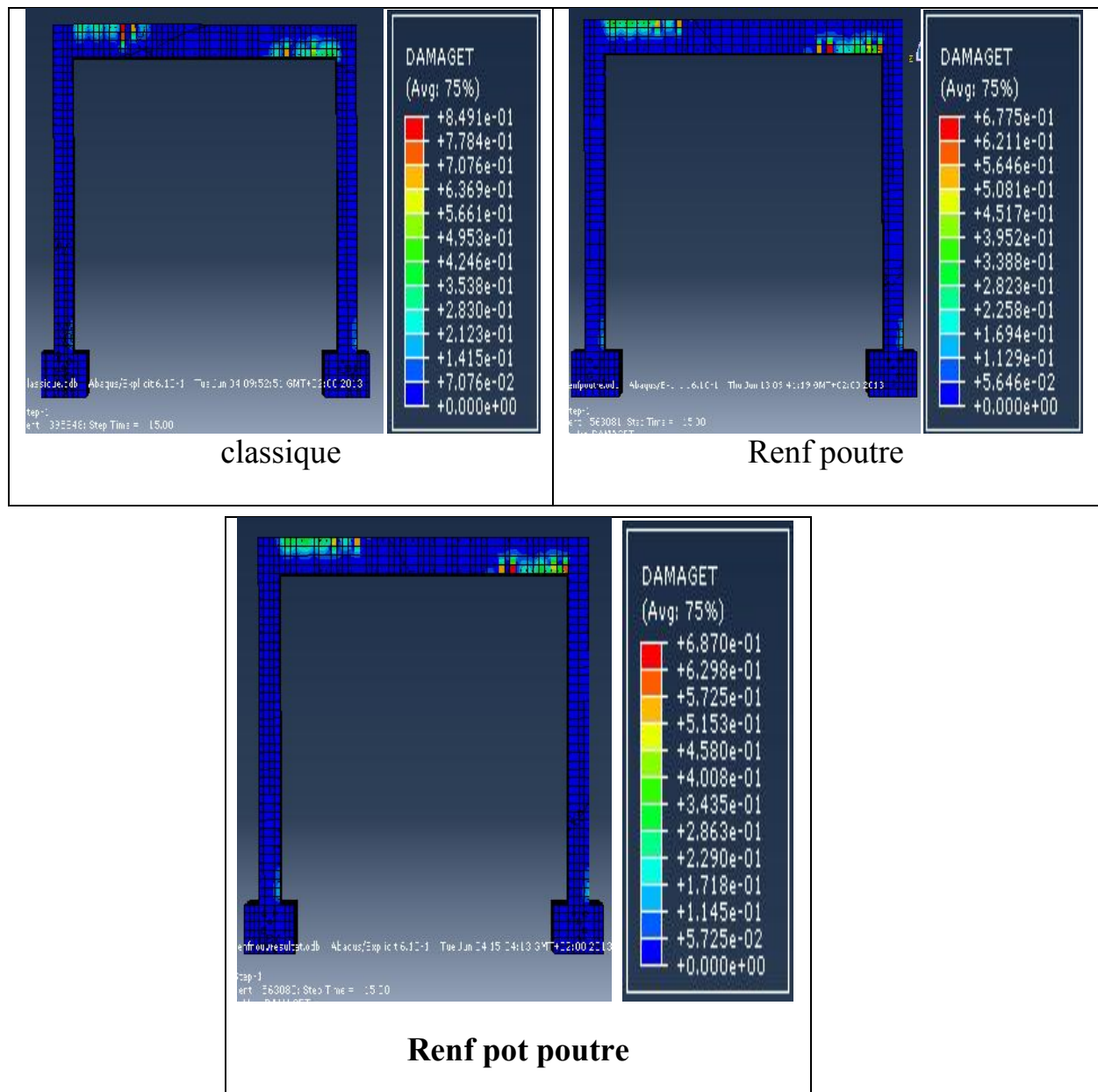
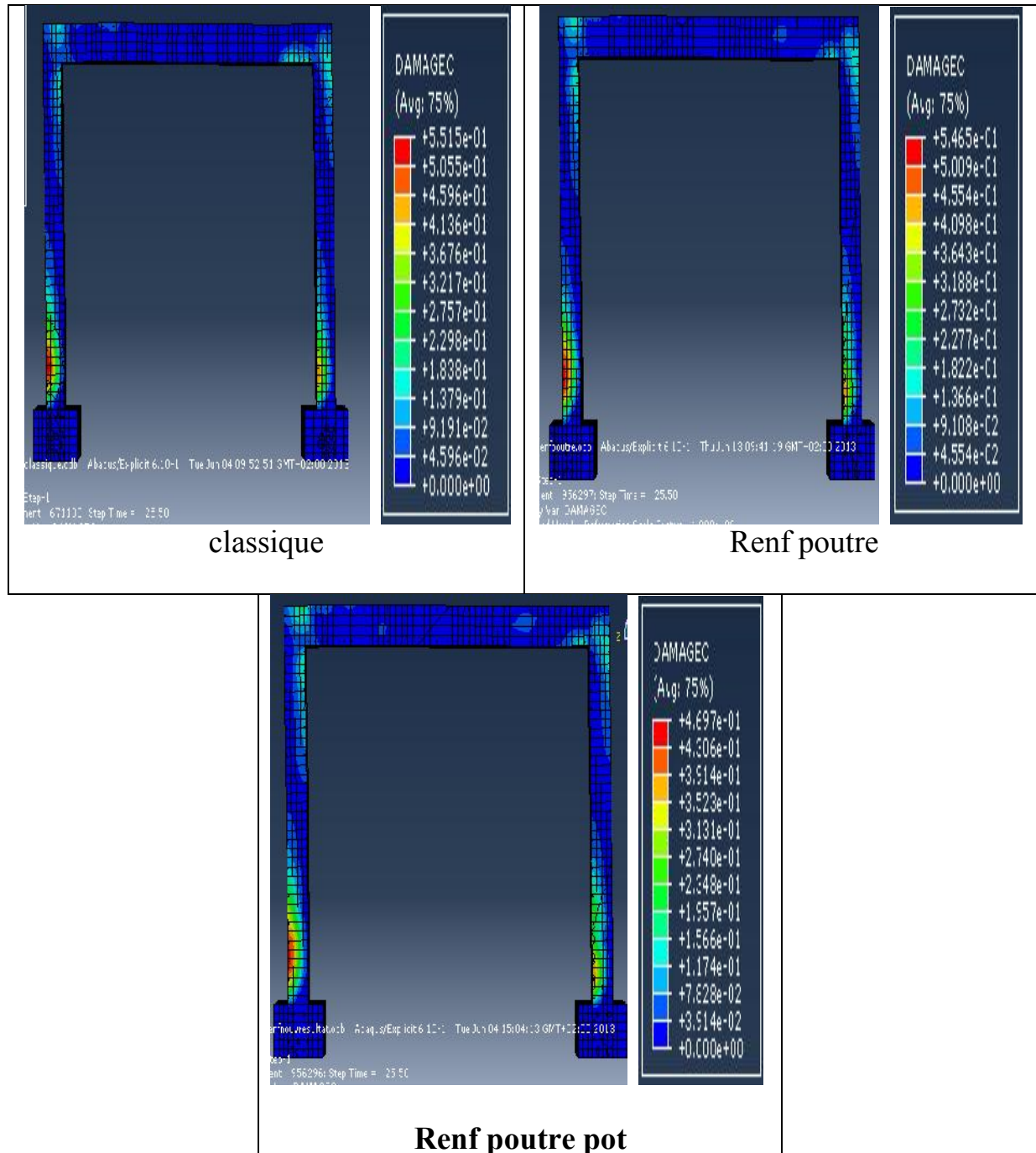


Figure IV.31 : comparaison des dommages en traction

Le béton dans les extrémités des poutres est fortement fissuré (rupture par fissuration) surtout dans le modèle classique, cela traduit l'apparition des rotules plastiques dans les poutres en premier lieu. On a une réduction de 20% en termes de dommage en traction pour le renf poutre. Les dommages dans le modèle renf poteau poutre sont supérieurs à ceux du renf poutre et cela est dû à la redistribution des efforts des poteaux vers la poutre. (L'endommagement en traction apparaît uniquement dans la poutre).

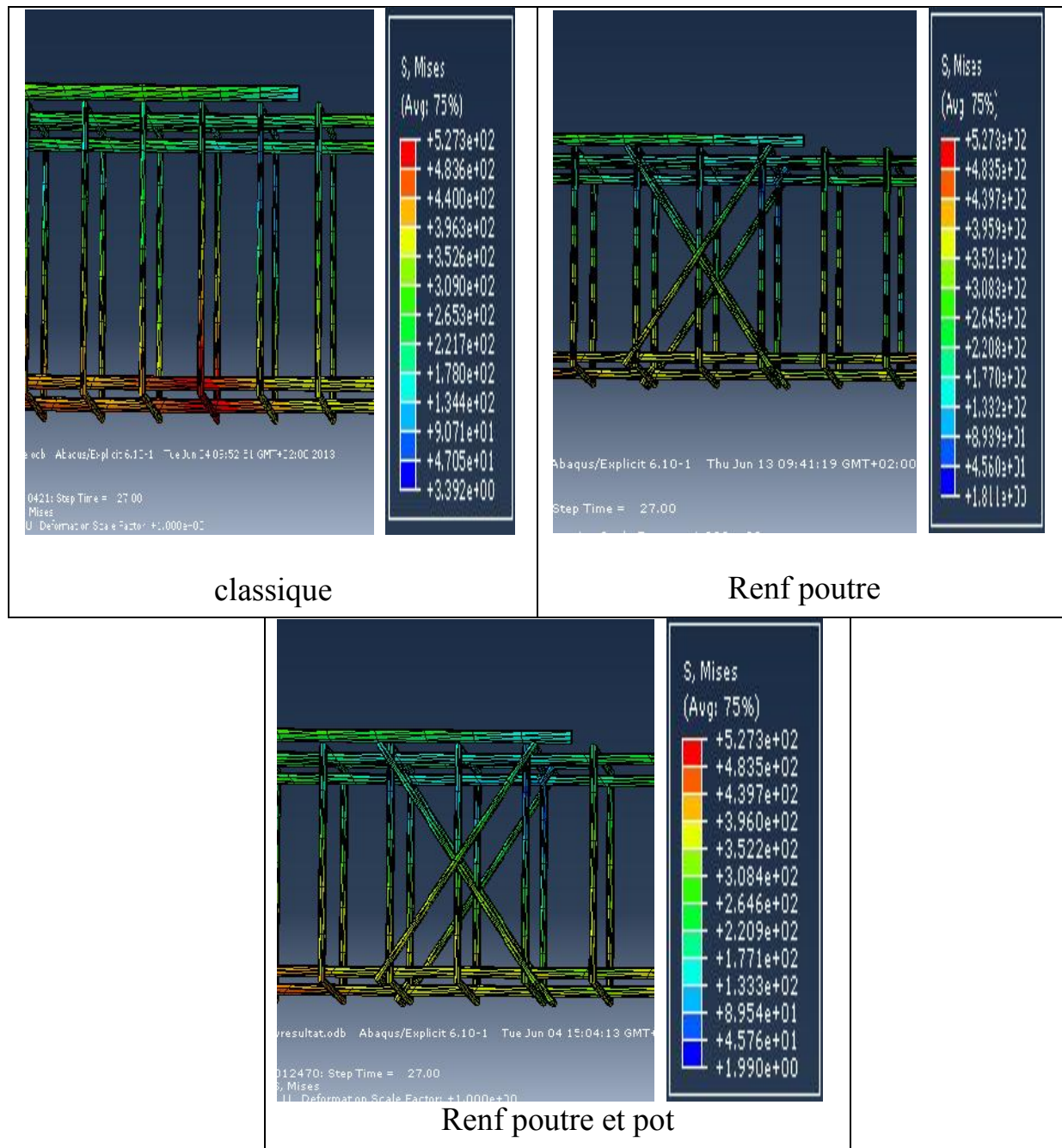
IV.B.2.3 Comparaison des dommages en compression :



FigureIV.32 : comparaison des dommages en compression dans le béton.

Les poteaux sont les éléments les plus sollicités en compression, le modèle classique est le plus endommagé. Pour le modèle renf poutre la valeur d'endommagement est presque la même (0.55 et 0.54) car la poutre n'est pas très sollicitée en compression, par contre l'autre modèle (poteau poutre), les dommages sont réduits de 15%.

IV.B.2.4 Comparaisons des contraintes dans les aciers pour la poutre :



FigureIV.33 : comparaison des contraintes dans les aciers pour la poutre.

Dans ce cas, les aciers (longitudinaux et transversaux) du modèle classique ont atteint la contrainte ultime qui vaut (527 MPa) contrairement aux deux autres. Dans cette zone la contrainte est de l'ordre de (380MPa). Les rotules plastiques (flexion et cisaillement) qui apparaissent clairement dans le modèle classique sont éliminées par les barres diagonales.

IV.B.2.5 Comparaison des contraintes au pied des poteaux:

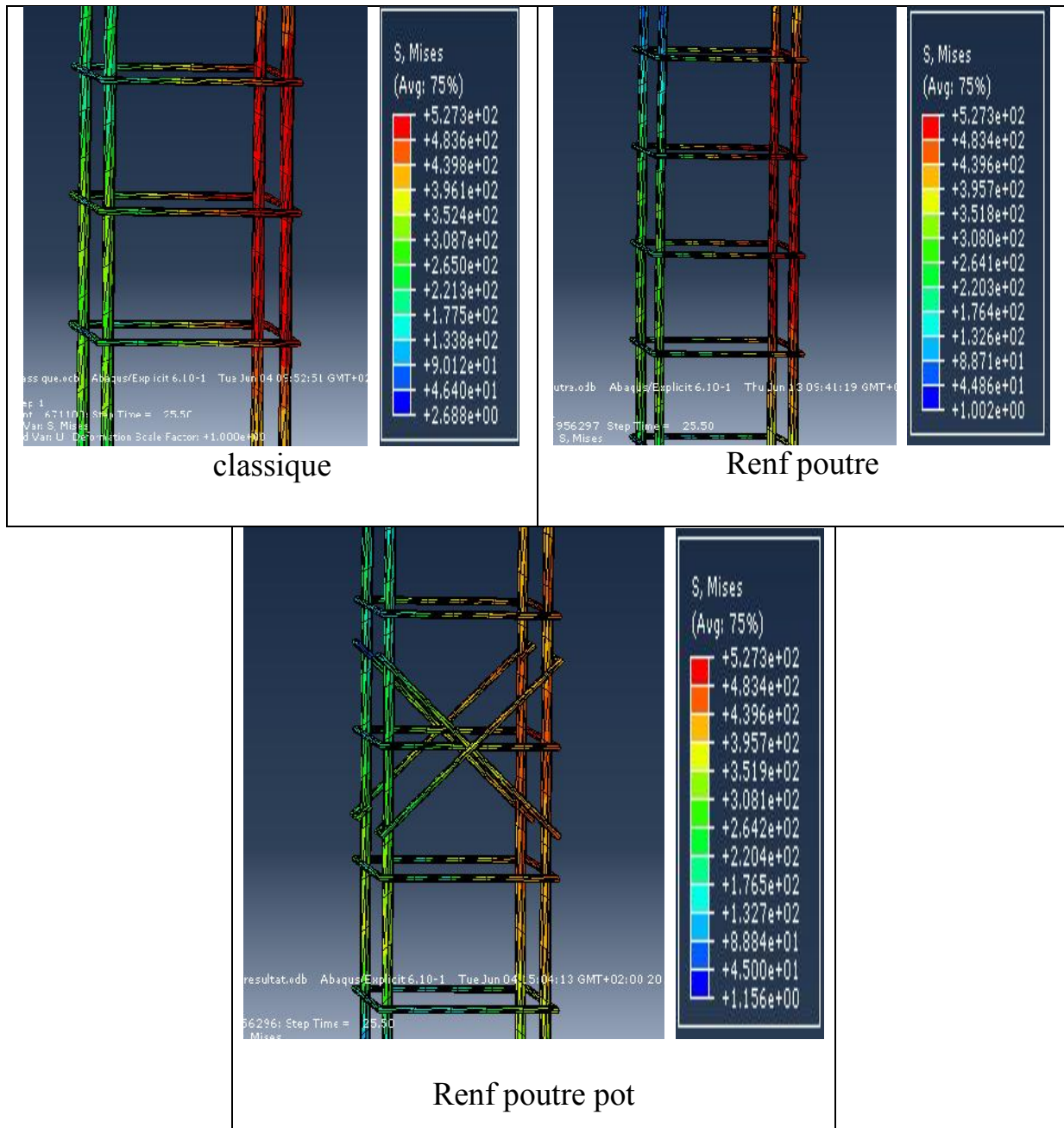


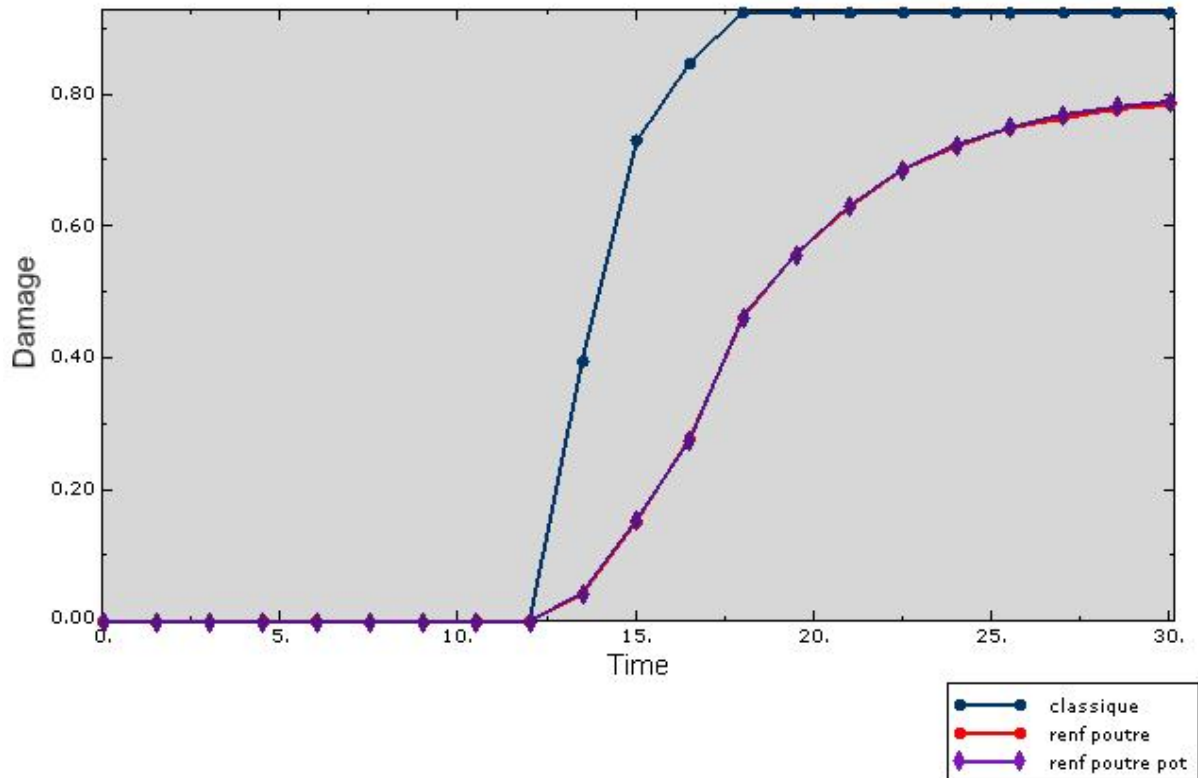
Figure IV.34 : comparaison des contraintes dans les aciers.

La plastification des armatures, aux pieds des poteaux, est très importante dans les deux premiers modèles (classique et renf poutre). Les barres de renforcement disposé en diagonale aux pieds des poteaux ont pu diminuer les contraintes et retarder l'apparition des rotules plastiques.

IV.B.3 Etude comparatives locales :

Remarque : Tous les éléments qu'on a étudiés sont sélectionnés dans les zones critiques en choisissant les éléments les plus sollicités en traction et en compression dans le modèle classique et on prend le même élément dans les modèles renforcés.

IV.B.3.1 Comparaison des dommages en traction de la poutre :



FigureIV.35 : comparaison des dommages en traction dans la poutre.

Ces courbes illustrent parfaitement que les fissures dans le modèles classique ont une variation linéaire jusqu'à atteindre l'endommagement maximal, alors que dans les modèles renforcés le béton se fissure progressivement et ils n'ont pas encore atteint la limite maximale d'endommagement. La réduction de dommage vaut 11% à la fin du chargement. A une force correspondante au step 18s le modèle classique atteint sa limite qui vaut 0.92 or que les deux autres modèles ont atteint une valeur d'endommagement de 0.5, pour ce pas de chargement la réduction est de 45.65%. Les barres en X peuvent influencer sur la possibilité d'apparition des rotules plastiques.

IV.B.3.2 Comparaison des dommages en traction au pied du poteau :

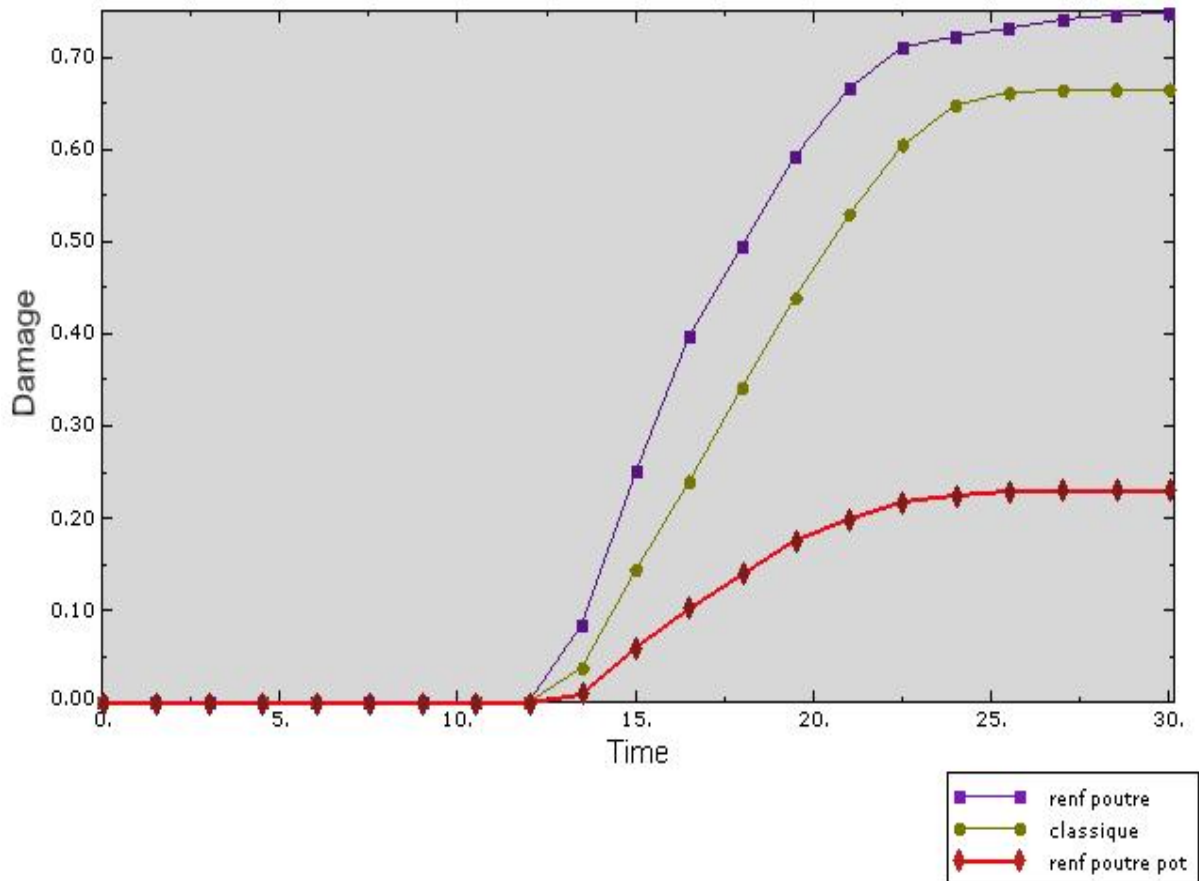


Figure IV.36 : comparaison des dommages en traction au pied du poteau

Dans ces courbes, on remarque que les dommages sont très importants dans le modèle renf poutre, cela est dû à la redistribution des efforts de la poutre vers le poteau mais le renf poteau-poutre nous permet de réduire les dommages du modèle classique de 63%.

Le renforcement des poteaux du modèle (renf poteau) nous a permis d'avoir un poteau fort et une poutre faible.

IV.B.3.3 Comparaison des dommages en compression au pied du poteau :

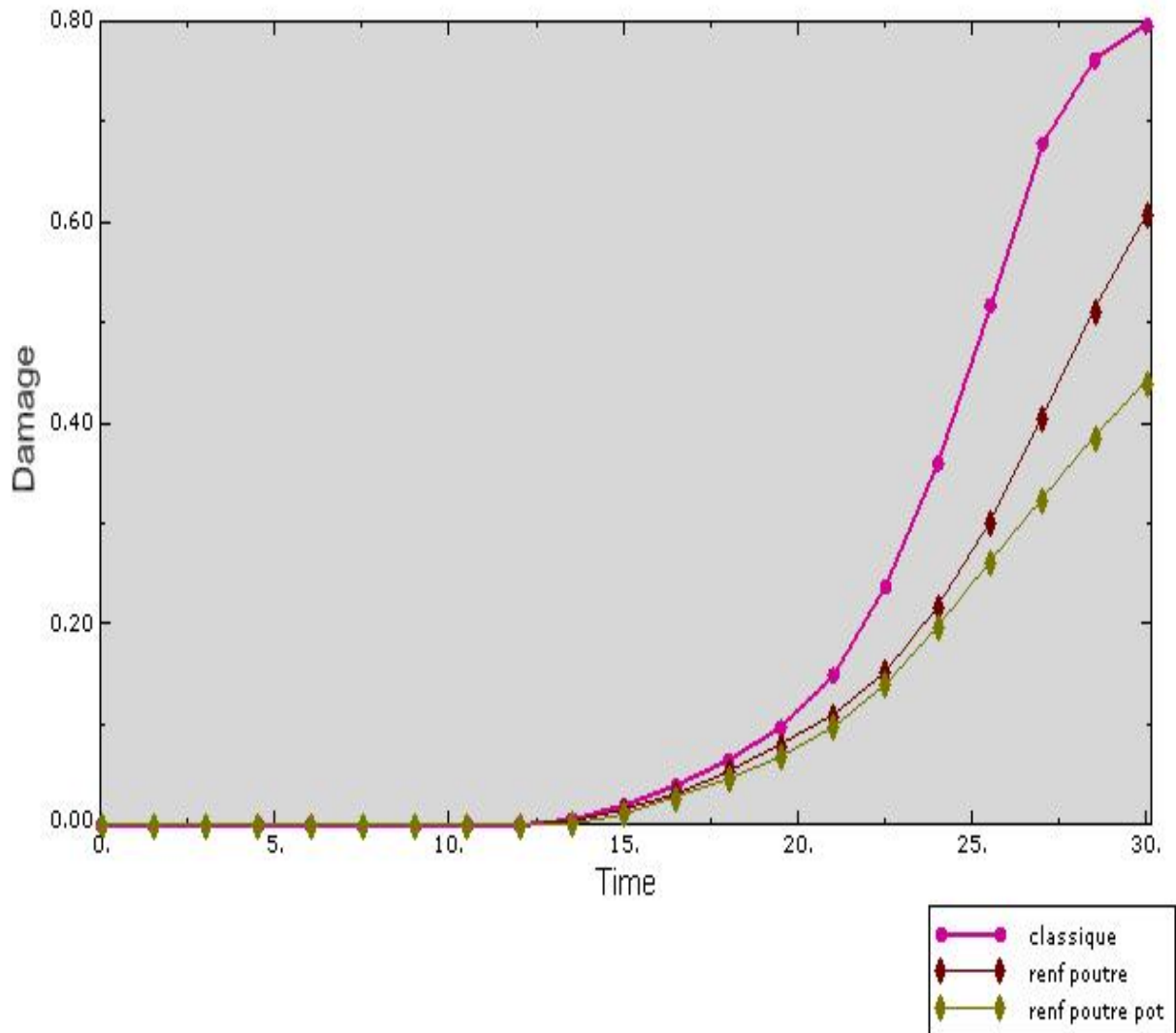


Figure IV.37 : Comparaison des dommages en compression au pied du poteau :

Le béton est sollicité en élasticité jusqu'à 13s de chargement, il commence à s'écraser rapidement dans le modèle classique et progressivement pour les deux autres. Ces renforcement améliorent son comportement en compression de 25% pour le (renf poutre) et de 47.5% pour le (renf poteau-poutre).

IV.B.3.4 Comparaison des contraintes dans les aciers longitudinaux de la poutre :

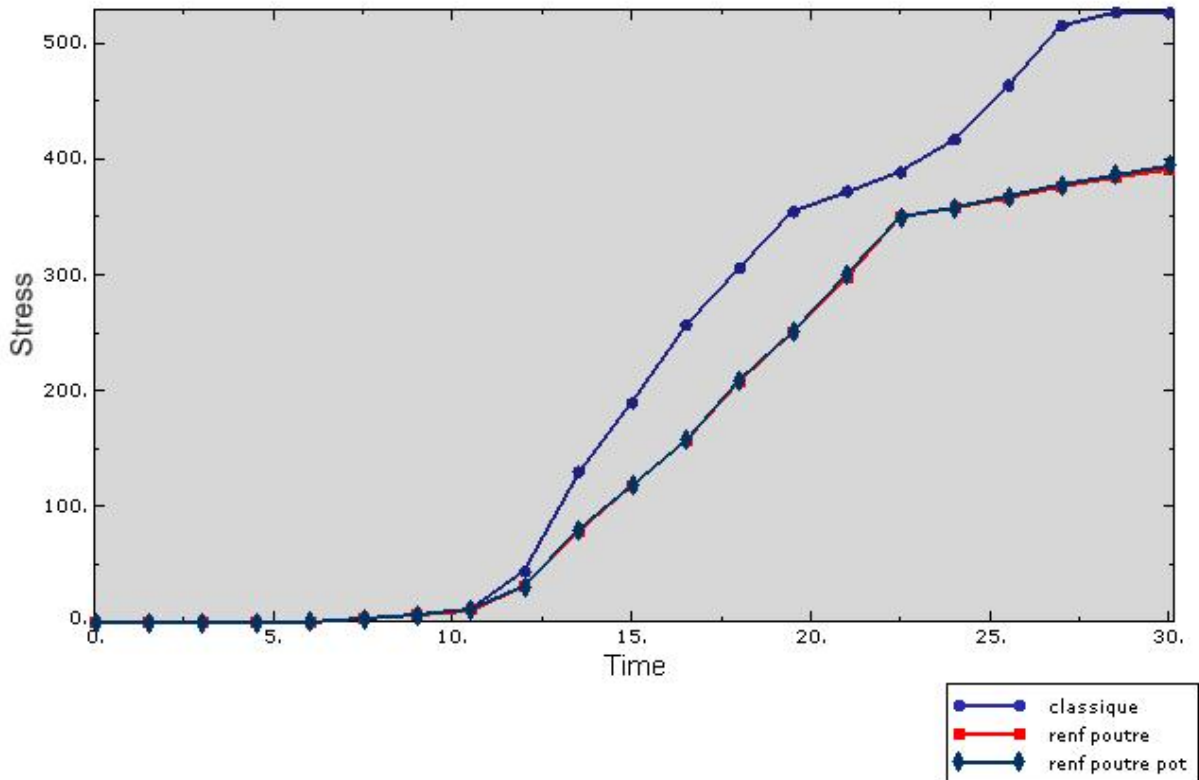


Figure IV.38 : Comparaison des contraintes dans les aciers longitudinaux de la poutre.

Les aciers du modèle classique ont atteint leur contrainte maximale, les autres présentent un palier de plasticité à partir de 360 Mpa. A la fin du chargement, nous avons une réduction de contrainte de 24%. La possibilité d'apparition de rotules plastiques est minimale pour les modèles renforcés.

IV.B.3.5 Déformation plastique dans les aciers transversaux poutre :

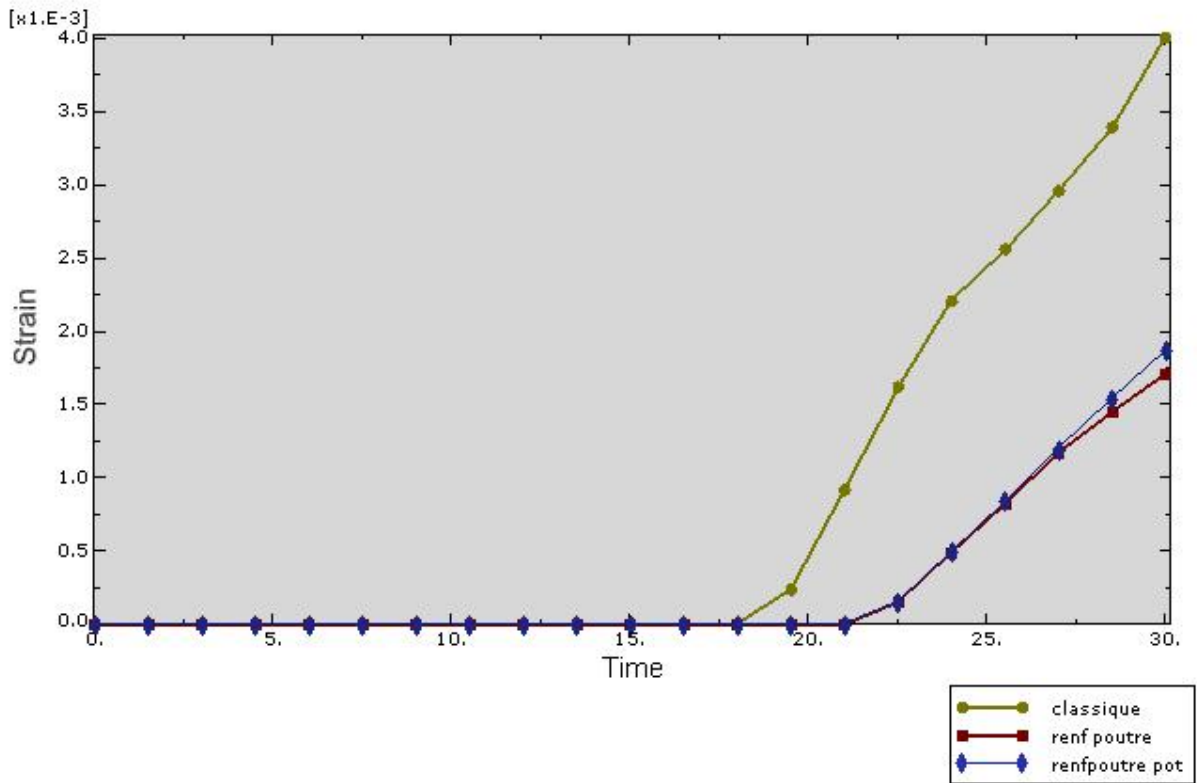


Figure IV.39 : comparaison des déformations.

Ce renfort joue un rôle primordial vis-à-vis de la résistance à l'effort tranchant, la réduction en terme de déformation est environ 55% pour les deux modèles renforcés.

Conclusion générale et perspectives

La simulation d'un portique en béton armé avec le logiciel ABAQUS a été une initiation à la recherche qui nous a permis de découvrir l'analyse non linéaire et d'avoir des informations et des perspectives utiles pour le chercheur.

- Pour le mécanisme 1 :

- **Globalement :**

- Le renforcement par des barres en X améliore le comportement global de la structure avec un gain de capacité de 40.38% pour le renf à 30deg, 42.3% pour le renf à 40deg et 44.23% pour le renf à 50deg.
- Pour le même pas de chargement, la probabilité que des rotules plastiques apparaissent dans le modèle classique est élevée contrairement aux modèles renforcés.
- Une baisse des dommages en compression de 12% pour le renf à 50deg et 9% pour le renf à 30deg et 40deg a été relevée.
- Les contraintes dans les aciers (longitudinales et transversales) du modèle classique atteignent des valeurs ultimes.

- **Localement :**

- Les barres de renforcement en X modifient fortement le comportement local.
- Une réduction des dommages en traction dans le béton de 21% pour le renf à 30deg et 19.5% pour le renf à 40% et de 11% pour le renf à 50%.
- la réduction des dommages en compression atteint les 11% pour le renf à 30 et 40deg et de 20% pour le renf à 50deg.
- Une baisse des contraintes dans les aciers de 10% pour le renf à 30deg, 9% à 40deg et 30% pour le renf à 50deg.
- Une baisse des déformations plastiques dans les aciers transversales de 42% pour le renf à 30 deg et 40deg et de 57.14 % pour le renf à 50deg
- Bien que le modèle renf a 50 deg présente des résultats les plus probants, en réalité il n'est pas le modèle de renforcement adéquat du point de vue économique. En effet la longueur des barres du modèles renf a 50 deg est nettement supérieure aux autres modèles (renf à 30 et à 40 deg).

- Pour le mécanisme 2 :

- **Globalement :**

- Le renforcement de la poutre nous permet d'avoir un gain de capacité de 18%, le renforcement des poteaux nous donne un gain de 34%, par rapport au modèle classique.

Conclusion générale et perspectives

- Dans le modèle (renf poutre) nous avons une réduction de dommages en traction dans la poutre de 20%.
- Le (renf poteau-poutre) réduit les dommages en compression dans les poteaux de 15% par rapport au deux autres modèles.
- Nous avons réduit les contraintes dans les aciers dans la poutre de 28% pour les deux modèles renforcés.

- **Localement :**

- Pour un même pas de chargement, nous avons pu réduire les dommages en traction de 45.65% dans la poutre.
 - Dans le poteau, nous avons une baisse des dommages en traction de 63% entre le modèle classique et le renf poutre poteau.
 - Pour les dommages en compression au pied du poteau, la réduction est de 25% pour le renf poutre) et de 47.5% pour le renf poutre-poteau.
 - Les contraintes dans les aciers du modèle classique dans la poutre sont réduites de 24%.
 - Les déformations plastiques dans les armatures transversales de la poutre sont réduites de 55% avec l'incorporation des barres de renforcement.
- Sur la base des résultats obtenus à travers notre simulation nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

On peut dire que le renfort en X dans les zones critiques dans une structure est efficace car il peut éliminer l'apparition des rotules plastiques, les retarder ou les rendre moins dangereuses.

Pour le mécanisme 1, l'inclinaison des barres a une influence considérable sur le comportement local, le renfort à 30deg est plus économique en terme de matière. Mais en terme de capacité le renf à 50deg est généralement le plus efficace.

Pour le mécanisme 2, le renforcement de la poutre la rend plus rigide, il diminue la possibilité d'apparition des rotules plastiques dans la poutre aboutissant à un système de poutre moyenne et poteau moyen. Le renforcement par la suite du poteau (renforcement de la poutre et du poteau) à entrainer la création d'un mécanisme de poteau fort et poutre faible.

Il serait intéressant de refaire cette étude d'un autre point de vu on jouant sur le ferrailage (longitudinale et transversale) de la poutre et du poteau et d'étudier toutes les zones critiques du portique pour avoir le comportement global de la structure en prenant en considération beaucoup d'élément. On peut aussi varier le diamètre des barres de renforcement pour avoir d'autre résultats et d'autres pourcentages.

Conclusion générale et perspectives

Il ne suffit pas de se limiter aux résultats de la simulation numérique mais, ce travail doit être complété bien entendu par des exemples pratiques plus variés pour valider et tirer des conclusions fiables. Il conviendrait donc de poursuivre et d'enrichir ce travail aussi bien par la voie numérique que par la voie expérimentale.

Références bibliographiques

- [1]- **Victor DAVIDOVICI**, *séisme de BOUMERDES – 21 mai 2003, Rapport préliminaire, Ministère de l'Habitat, E.*, 8 juin 2003.
- [2]- **HAMDANI Naima**, *influence de l'irrégularité en élévation de structure en portique en béton armé sur leur comportement sismique*, Thèse magister, ummto, Tizi ousou, (juin 2012).
- [3]- **CHERTOUT ABLA**, *Evaluation du rapport des moments aboutissants aux nœuds poteaux-poutres des portiques auostabes en béton armé*, thèse magistère, Université Mentouri - Constantine (2010).
- [4]- **Guy BESACIER**, *La prise en compte du risque sismique dans les constructions*, PARIS, Risques Infos n°13, (Juin 2002).
- [5]- **Patricia BALANDIER**, *les séismes et les constructions en béton armé et en maçonnerie, information sur les constructions parasismiques – VOLUME 3*, SECQUIP, (Juillet 2001).
- [6]- **Amar KASSOULET, Edouard SHDEED**, *prise en compte de la ductilité dans les méthodes de renforcement des anciens batis-Algérie,syrie*, -Damcus UNIV-JournalVol(18),(2001)
- [7]- **Lorient cedex, Sofiane Amziane, Jean Francois Dubé, Jacques Lamirault**, *Domage local et global des structures: Analyse et méthode d'évaluation*.
- [8]- **Simon Foo, Nove Naumoski, Murat Saatcioglu**, *Aléas sismiques, codes du bâtiment et opinions d'atténuation des risques pour les immeubles canadiens*, Ottawa (Ontario), Canada (2001).
- [9]- **M. Achit-Henni1, M. Taazount, M.N. Farsi**, *Influence du ferrailage transversal sur le comportement des nœuds poutres poteaux en béton armé soumis à des charges cycliques alternées*, La Bourboule, (juin 2010).
- [10]- **Didier Combescure**, *Quelques exemples de modélisations non linéaires simplifiées pour l'étude du comportement dynamique des structures de génie civil*, France, (2007).
- [11]- **Kheir-Eddine Ramdane1, Youcef Mehaniz et Mebrouk Hamane1**, *etude expérimentale des nœuds poteaux poutres dans les régions sismiques*, Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010
- [12]- **ADAM M. NEVILLE**, *propriétés des bétons*, Eyrolles, Paris, (septembre 2000).
- [13]- **Mazars J.**, [1984]. —Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structurel. Thèse de doctorat d'état, Université Paris6.
- [14]- **Mohammed Bénali BENMANSOUR**, Thèse de Doctorat, *modélisation du comportement cyclique alterné du béton armé, Application à divers essais statiques de poteaux*, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, (Janvier 1997).

Références bibliographiques

- [15]- **DJEBBAR NABIL**, thèse de doctorat, *contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments Linéaires en béton*, Université Mentouri, Constantine. (2011).
- [16]- **S.A.SHEIKH AND S.M.UZUMERI**. "Analytical model or concrete confinement in tied columns" ASCE Journal of Strutral Engeeniring, Vol 108, n°ST12, Decembre 1982.D.C.KENT, R.Park.Cyclic load behavior of reinforcing steel " Straine" July 1973.
- [17]- **SOLTANI Aghiles**, thèse de master Structure et Matériaux, *Influence du ferrailage sur le comportement des voiles en béton armé*, université Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou, (2012).
- [18]- **Ali kezmane**, thèse master, *étude d'un voile renforcé avec des barres diagonales interne par ABAQUS*, université Mouloud Maameri Tizi Ouzou, (2010).
- [19]- **Sanya Johnson**, *Comparison of Nonlinear Finite Element Modeling Tools for Structural Concrete*, university of illinois at urbana champaign, (December 15, 2006).
- [20]- **Joshua S tyau**, *Finite element modeling for reinforced concrete using 3dimensional solid elements with discrete rebar*, Brigham Young University in partial fulfillment of the requirements for the degree of master of science. (april 2009).
- [21] **SR.IYGNAR, P.DEASYI ET K.N.REDDY**, *Stress- strain characteristics of concrete confined in steel binder Magazine of concrete Research*.
- [22]-**RPA**, *règlements parasismique Algérien*, (1999 version 2003).
- [23]-**ADAM M. NEVILLE**, *propriétés des bétons*, Eyrolles, Paris, (septembre 2000).
- [24]- **JEAN MICHEL TORRENTI**, thèse de doctorat, *comportement multi axial du béton : aspects expérimentaux et modélisation*, l'école national des ponts et chaussées, (juin 1987).
- [25]- **Milan Zacek**, *Conception parasismiques des bâtiments*, formations techniques, (septembre 2010).
- [26]- **Oliver Martin**, *Comparison of different Constitutive Models for Concrete I ABAQUS/Explicit for Missile Impact Analyses*, European Commission, (2010).
- [27]- **Patricia BALANDIER**, *Les séismes et les sites constructibles: Document d'information à l'usage du constructeur - VOLUME 1*, Direction Départementale de l'Equipement de la Guadeloupe.
- [28]- **Q.-B. Bui, J.-P. Plassiard, M. Mommessin, P. Perrotin**, *Evaluation par des mesures dynamiques de l'endommagement à l'échelle locale de portiques en béton armé*, Chambéry, (juin 2012).

Références bibliographiques

- [29]- **Victor DAVIDOVICI**, *Rapport d'expertise des bâtiments*, République d'Haïti Séisme de Port-au-Prince, (12 janvier 2010).
- [30]- **Xuân Huy NGUYEN**, *Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: expérimentation et modélisation*, INSTITUT NATIONAL POLYTECHNIQUE DE GRENOBLE, (Juin 2006)
- [31]- **BERTHAUD Y.** *Mesure de l'endommagement du béton par une méthode ultrasonore. Thèse de Génie Civil : Université de Paris 6*, (1988)175p.
- [32]- Help abaqus analysis user's manual 19. Inelastic Mechanical Properties> 19.6.3 Concrete damaged plasticity
- [33]- **BAEL** (Béton Armé au Etat Limites)
- [34]- Apprentissage de crash sur Abaqus, Université du Maine
- [35]- **Mickaël ABBAS**, *Présentation du logiciel ABAQUS Principes et fonctionnement*, Université de Technologie de Compiègne Laboratoires Roberval / UMR UTC-CNRS.
- [36]- **Jean-Luc HANUS, Mathieu REIMERINGER & Patrice BAILLY**, *Modélisation du comportement dynamique des portiques en béton armé consécutif à un fort endommagement structurel initial.*, 18^{ème} Congrès Français de Mécanique, Grenoble, (27-31 août 2007).
- [37] **Terrien M.**, [1980]. —Emission acoustique et comportement mécanique post critique d'un béton sollicité en traction| Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées numéro 106, pp. [38] **F.E.Richart, A.Brandtzaeg et R.L.Brown**, *The failure of plain and spirally reinforce concrete in compression Urbana University of Illinois Engineering Experiment Station*», bulletin n°190.
- [39] **H.RUSCH AND STOCKEL**, *The effect of stirrups and compression reinforced meat on the flexural compressive zone of reinforced concrete beams*, Berlin, Deutscher Ausschus für Stahlbeton, 1963 N°148.
- [40] **S.H.AHMAD AND S.P.SHAH**, *Stress – Strain curves of concrete confined by spiral Reinforcement*, ACI Journal, Vol 79, n°6 novembre – Decembre 1982.
- [41] **S.A.SHEIKH AND S.M.UZUMERI.**, *Analytical model or concrete confinement in tied columns” ASCE Journal of Strutural Engeeniring*, Vol 108, n°ST12, Decembre 1982.D.C.KENT, R.Park.Cyclic load behavior of reinforcing steel “ Straine” July 1973.
- [42] **Terrien M.**, [1980]. —Emission acoustique et comportement mécanique post critique d'un béton sollicité en traction, Bulletin de liaison des Ponts et Chaussées numéro 106, pp.