

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



Mémoire de fin d'études
En vue de l'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structure

Thème

Simulation numérique de l'effet de la suppression d'un poteau sur le comportement des portiques en béton armé - Approche multifibre-

Réalisé par :

M^r BOUGARA Yacine

Devant le jury:

Président Dr. DEHMOUS Hocine

Université Mouloud MAMMERI

Examineur Mme. KAHIL Ferroudja

Université Mouloud MAMMERI

Encadreur Dr. KAHIL Amar

Université Mouloud MAMMERI

Année universitaire : 2019/2020

Remerciement

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon encadreur Mr. Kahil Amar pour avoir accepté de diriger ce modeste travail.

Je tiens à remercier enfin, les membres du jury pour avoir accepté d'examiner ce travail.



Dédicace

C'est avec beaucoup de joie que j'ai l'honneur de dédier ce travail :

A mes très chers parents.

A toute la famille.

A tous mes amis.

A tous ceux qui ont cru en moi.

Yacine

Résumé

Dans notre étude, On a opté pour notre structure un chargement vertical dans la première partie et un chargement horizontal dans la deuxième partie.

La simulation numérique du comportement non linéaire de structure en portiques en béton armé a été menée en utilisant un élément poutre 3D multifibre Timoshenko existant dans le programme « CAST3M 2000 » qui est un code de calcul pour l'analyse des structures par la méthode des éléments finis.

On se focalise dans cette étude sur le comportement des poutres centrales et les déplacements des nœuds centraux horizontalement et verticalement.

Mots clés

Simulation numérique, methode des elements finis

Abstract

In our study, we opted for our structure a vertical loading in the first part and a horizontal loading in the second part.

The simulation of the nonlinear behavior of a reinforced concrete portal structure was carried out using a 3D multifiber Timoshenko beam element existing in the “CAST3M 2000” program which is a calculation code for the analysis of structures by the method finite elements.

One focuses in this study on the behavior of the central beams and the displacements of the central nodes horizontally and vertically.

Keywords

Numerical simulation, finite element method

Tables des matières

Chapitre I Généralités sur les séismes

I.1. Introduction.....	3
I.2. Qu'est ce qu'un séisme	3
I.3. Les types de séismes	3
I.3.1. Les séismes inter-plaques	3
I.3.2. Les séismes d'origine volcanique	4
I.3.3. Les séismes liés à l'activité humaine	4
I.4. Hypocentre et épicentre	5
I.5. Les ondes sismiques.....	5
I.5.1. Les ondes de compression (P) (primaires).....	5
I.5.2. Les ondes de cisaillement (S et L)	6
I.5.3. Les ondes de Rayleigh (R).....	6
I.6. Quantifier les séismes	7
I.6.1. La magnitude de Richter M	7
I.6.2. L'intensité macroscopique EMS 98.....	7
I.7. Mécanismes de rupture	8
I.7.1. Définition des failles	8
I.8. Types des failles.....	10
I.8.1. Failles normales	10
I.8.2. Failles inverses.....	10
I.8.3. Failles de décrochement.....	10
I.9. Les séismes en Algérie.....	11
I.9.1. Caractéristiques de sismicité du nord Algérien.....	11
I.9.2. Historique des séismes en Algérie	12
I.9.3. Les zones sismiques en Algérie	13

Chapitre II Travaux antérieurs

II.1. Introduction	15
II.2. Travaux antérieurs par apport à la suppression d'un poteau	15
II.3. Facteur d'augmentation dynamique pour châssis RC avec colonnes de forme spéciale contre l'effondrement progressif.....	18
II.4. scénario d'effondrement progressif.....	21

Chapitre III Approche de modélisation

III.1. Introduction	- 25 -
III.2. Approches de modélisation par éléments finis.....	- 25 -
III.2.1. Approche globale	- 26 -
III.2.1.1. Définition.....	- 26 -
III.2.1.2. Élément finis de barre et de poutre	- 26 -
III.2.1.3. Éléments finis de barre	- 26 -
III.2.1.4. Éléments finis de poutre	- 27 -

III.2.1.5. Généralités	- 27 -
III.2.1.6. L'élément poutre :	- 28 -
III.2.1.7. L'élément TIMOSHENKO	- 29 -
III.2.2. Approche locale.....	- 30 -
III.2.3. Approche semi-locale.....	- 31 -
III.2.3.1. Définition.....	- 31 -
III.2.3.2. Remarque.....	- 32 -
III.2.4. L'élément poutre multifibre	- 32 -
III.2.4.1. Introduction	- 32 -
III.2.4.2. Élément de la théorie des poutres	- 32 -
III.2.4.3. Élément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre supérieur.....	- 34 -
III.2.4.4. Fonctions d'interpolation.....	- 35 -
III.2.4.5. Matrices de rigidités	- 37 -
III.2.4.6. Intégration dans le cas non-linéaire (matrice de rigidité).....	- 38 -
III.2.4.7. Matrices de masse.....	- 38 -
III.2.4.8. Efforts internes et efforts résultants.....	- 39 -
III.2.5. Élément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre 1	- 40 -
III.2.5.1. Fonctions d'interpolation.....	- 40 -
III.2.5.2. Matrices de rigidité.....	- 40 -
III.2.5.3. Matrices de masse.....	- 41 -
III.2.5.4. Efforts internes	- 41 -
III.2.6. Élément fini poutre multifibre Euler – Bernoulli	- 41 -
III.2.6.1. Fonctions d'interpolation.....	- 41 -
III.2.6.2. Matrices de rigidité.....	- 42 -
III.2.6.3. Matrices de masse.....	- 43 -
III.2.6.4. Efforts internes et efforts résultants.....	- 43 -
III.2.7. Comparaison entre les avantages et les inconvénients des différentes approches	- 43 -
III.2.8. Modélisation globale :	- 43 -
III.2.9. Modélisation locale :	- 44 -
III.2.10. Modélisation semi-globale :	- 44 -
III.3. La méthode de 'Pushover'	- 45 -
Introduction.....	- 45 -
III.3.1. Définition de l'analyse Pushover	- 45 -
III.3.2. But de l'analyse Pushover	- 46 -
III.3.3. Principes théoriques du calcul Pushover	- 47 -
Conclusion.....	- 48 -

Chapitre IV Modèles de comportement

IV.1. Description des lois de comportement globales existantes dans « CAST3M »	- 49 -
IV.1.1. Le modèle GLOBAL.....	- 49 -
IV.2. Description de lois de comportement locales.....	- 50 -
IV.2.1. Comportement uni-axial du béton.....	- 50 -
IV.2.2. Traction directe	- 51 -
IV.2.3. Traction cyclique.....	- 51 -
IV.2.4. Compression simple	- 52 -
IV.2.5. Compression cyclique	- 53 -
IV.2.6. L'effet unilatéral.....	- 53 -
IV.2.7. Conclusions sur le comportement expérimental du béton.....	- 54 -
IV.3. Comportement du béton confiné.....	- 55 -
IV.3.1. Définition du béton confiné.....	- 55 -
IV.3.2. Effet du confinement du béton sur la ductilité des structures en B.A	- 55 -
IV.3.3. Comportement du béton confiné en élasticité non linéaire	- 56 -
IV.3.4. Modèle d'Hognestad (1951).....	- 56 -
IV.3.5. Comportement en compression.....	- 57 -
IV.3.6. La prise en compte du confinement en compression.....	- 57 -
IV.3.7. Comportement en traction.....	- 58 -
IV.3.8. Modèle de B. Bousalem et N. Chikh (2007)	- 59 -
IV.4. Modélisation du comportement du béton.....	- 60 -
IV.4.1. Le modèle de béton_uni	- 60 -
IV.4.2. Courbe de première charge en compression.....	- 61 -
IV.4.3. Prise en compte du confinement en compression	- 61 -
IV.4.4. Dégradation de raideur en compression	- 62 -
IV.4.5. Comportement en traction.....	- 62 -
IV.4.6. La loi d'endommagement fragile en traction et compression FRAGILE_UNI.....	- 63 -
IV.5. Lois de comportement de l'acier.....	- 63 -
IV.5.1. Le modèle d'acier de Manegotto-pinto ACIER_UNI	- 64 -
IV.5.2. La loi acier élastoplastique avec écrouissage cinématique PARFAIT_UNI.....	- 65 -

Chapitre V Modélisation de CAST3M

V.1. Modélisation numérique du CAST3M	- 65 -
V.2. Eléments finis de poutre	- 66 -
V.3. Principe du modèle à fibre pour l'élément Timoshenko	- 66 -
V.4. Modélisation du portique.....	- 68 -
V.4.1. Présentation du logiciel CAST3M 2000.....	- 68 -
V.4.1.1. Définition.....	- 68 -
V.4.1.2. Organisation d'un calcul dans CAST3M.....	- 68 -

V.4.1.3. Langage de Cast3M	- 69 -
V.5. Système d'unités.....	- 69 -
V.6. Définition du modèle à simuler	- 70 -
V.7. Définition de la section transversale sur CAST3M	- 72 -
V.7.1. Section d'acier	- 72 -
V.7.2. Section de béton	- 72 -
V.7.3. Définition des coordonnées des nœuds et adaptation de poteaux et poutres du portique..	- 72 -
V.7.3.1. Conditions aux limites	- 74 -
V.7.3.2. Application des charges externes	- 74 -
Chapitre VI Résultats et interprétation	
VI.1 Evolution des courbures dans les poutres centrales sous chargement vertical	- 75 -
VI.1.1 Evolution des courbures le long des poutres centrales	- 76 -
VI.1.2 Evolution des déplacements horizontaux et verticaux en fonction des courbures	- 78 -
VI.2 Evolution des courbures dans les poutres centrales sous chargement horizontal	- 89 -
VI.2.1 Evolution des courbures le long des poutres centrales	- 90 -
VI.2.2 Evolution des déplacements horizontaux et verticaux en fonction des courbures	- 92 -
Conclusion générale	100

Liste des figures

Chapitre I Généralités sur les séismes

Figure.I.1	Sismicité mondiale et déplacements relatifs entre plaques.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure.I.2	Hypocentre et zone épacentrale d'un séisme	Erreur ! Signet non défini.
Figure.I.3	Ondes sismique.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure.I.4	Influence du temps sur la propagation des ondes sismique	Erreur ! Signet non défini.
Figure.I.5	Les effets du séisme.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure.I.6	Schéma des caractéristiques relatives d'une faille.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure.I.7	Caractéristiques d'une faille	Erreur ! Signet non défini.
Figure.I.8	Faille normale.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure.I.9	Faille inverse	Erreur ! Signet non défini.
Figure.I.10	Faille de décrochement.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure.I.11	Carte de sismicité historique de 1359 à 1895 (Harbi 2006) avec la sismicité instrumentale du nord de l'Algérie de 1900 à 2005 (Source Bounouar 1995 ISC)..	Erreur ! Signet non défini.
Figure.I.12	Carte de zonage sismique du territoire nationale (d'après CGS 2003).	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre II Travaux antérieurs

Figure II.1	Le modèle de Ghada Hekal	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.2	L'expérience de Ghada.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.3	Le comportement en compression et en tension à charge statiquement dynamique	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.4	Relation verticales charge déformation au niveau de la colonne du milieu	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.5	Illustration du DIF	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.6	Montage expérimental	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.7	Plan du premier étage	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.8	Matériel de chargement	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.9	Historique des temps de déplacement pour le scénario de suppression de la colonne A1.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.10	Plan et élévation du bâtiment	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.11	Configuration de test réelle	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.12	Charge par rapport à la déformation centrale du portique	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.13	(a) Schéma de défaillance de la connexion monolithique	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.14	(b) Schéma de défaillance de la connexion humide préfabriquée	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.15	Modélisation du spécimen par le code Abaqus	Erreur ! Signet non défini.
Figure II.16	Dégradation de la rigidité	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III Approche de modélisation

Figure III.1	Orientation, conventions et positions des points de Gauss dans l'élément de poutre d'Euler-Bernoulli.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.2	Orientation, conventions et positions des points de Gauss dans l'élément de poutre de TIMO.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.3	Description d'une modélisation de type poutre multifibre.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.4	Poutre d'Euler 3D	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.5	Élément poutre.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.6	Signification physique de la courbe de capacité.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.7	Endommagement correspondant [FEMA356].....	Erreur ! Signet non défini.
Figure III.8	Courbe de capacité.	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre IV Modèle de comportement

Figure IV.1	Lois de fonctionnement du modèle global	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.2.	Comportement fragile du béton en traction (Terrien 1980)....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.3	Comportement cyclique fragile du béton en traction (Reinhardt et Corneillesen).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.4	Comportement du béton en compression simple (Chen 1982).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.5	Comportement cyclique du béton en compression simple.	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.6	Comportement cyclique expérimental du béton (d'après Terrien).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.7	Représentation de la formation d'arches dans le béton confiné.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.8	Loi de comportement du béton confiné.	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.9	Comportement en traction du béton.	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.10	Courbe contrainte– déformation du béton confiné.	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.11	Loi de comportement BETON_UNI.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.12	Loi d'endommagement fragile Fragile_Uni.	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.13	Loi de comportement ACIER_UNI.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure IV.14	Loi de comportement acier simplifié PARFAIT_UNI.	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre V Modélisation avec CAST3M

Figure V.1	Principe du modèle à fibre.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.2	Éléments bidimensionnels utilisés pour la description des sections.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.3	Organigramme de résolution d'un problème avec CASTEM	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.4	Le portique à simulé	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.5	Dimensions des sections.....	Erreur ! Signet non défini.

Figure V.6	La section transversale des éléments du portique.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.7	Définition des nœuds, poteaux et poutres.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure V.8	Portique en 3D.....	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre VI Interprétation des résultats

Figure VI.1	Localisation des poutres centrales dans le portique étudié.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.2	Courbe force déplacement	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.3	Évolution de la courbure le long de la poutre BA2	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.4	Evolution de la courbure le long de la poutre BB2	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.5	Evolution de la courbure le long de la poutre BC2	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.6	Evolution de la courbure le long de la poutre BA3	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.7	Évolution de la courbure le long de la poutre BB3	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.8	Évolution de la courbure le long de la poutre BC3	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.9	Position des points étudiés dans le portique	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.10	Evolution des courbures en fonction des déplacement du nœud P6E	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.11	Evolution des courbures en fonction des déplacements des neouds P7E et 7E	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.12	Evolution des courbures en fonction des déplacement du nœud P8W	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.13	Evolution des courbures en fonction des déplacement du nœud P11E	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.14	Evolution des courbures en fonction des déplacement des noeuds P12W et P12E ...	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.15	Evolution des courbures en fonction des déplacement du nœud P13W	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.16	Evolution des courbures en fonction des déplacement du nœud P16E	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.17	Evolution des courbures en fonction des déplacement des nœuds P17W et P17E ...	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.18	Evolution des courbures en fonction des déplacement du nœud P18W	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.19	Maximum des déplacements horizontaux aux nœuds des poutres du niveau 1.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure VI.20	Maximum des déplacements verticaux nœuds des poutres du niveau 1.....	Erreur ! Signet non défini.

Figure VI.21 Maximum des courbures aux nœuds des poutres du niveau1
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.22 Maximum des déplacements horizontaux du niveau 2
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.23 Maximum des déplacements verticaux du niveau 2
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.24 Maximum des courbures du niveau 2
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.25 Maximum des déplacements horizontaux du niveau 3.....
Erreur ! Signet non défini.

Figure VI.26 Maximum des déplacements verticaux du niveau 3
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.27 Maximum des courbures du niveau 3
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.28 Déformation des poutres centrales
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.29 Localisation des poutres centrales dans le portique étudié
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.30 Évolution de la courbure le long de la poutre BA2
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.31 Évolution de la courbure le long de la poutre BB2.....
Erreur ! Signet non défini.

Figure VI.32 Évolution de la courbure le long de la poutre BC2
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.33 Évolution de la courbure le long de la poutre BA3.....
Erreur ! Signet non défini.

Figure VI.34 Évolution de la courbure le long de la poutre BB3.....
Erreur ! Signet non défini.

Figure VI.35 Évolution de la courbure le long de la poutre BC3
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.36 Evolution des courbures en fonction des déplacements du nœud P6E
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.37 Evolution des courbures en fonction des déplacements des nœuds P7W et P7E
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.38 Evolution des courbures en fonction des déplacements du nœud P8W
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.39 Evolution des courbures en fonction des déplacements du nœud P11E
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.40 Evolution des courbures en fonction des déplacements des nœuds P12W et P12E
...**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.41 Evolution des courbures en fonction des déplacements du nœud P13W
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.42 Evolution des courbures en fonction des déplacements du nœud P16E
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.43 Evolution des courbures en fonction des déplacements des nœuds P17W et P17E...
Erreur ! Signet non défini.

Figure VI.44 Evolution des courbures en fonction des déplacements du nœud P18W.....
Erreur ! Signet non défini.

Figure VI.45 Déplacement max sous chargement vertical et horizontal
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.46 Déplacement max sous chargement vertical et horizontal
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.47 Courbure max sous chargement vertical et horizontal
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.48 Déplacement max sous chargement vertical et horizontal
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.49 Déplacement max sous chargement vertical et horizontal
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.50 Courbure max sous chargement vertical et horizontal
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.51 Déplacement max sous chargement vertical et horizontal
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.52 Déplacement max sous chargement vertical et horizontal
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Figure VI.53 Courbure max sous chargement vertical et horizontal
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Liste des tableaux

Chapitre I Généralités sur les séismes

Tableau I.1 Récapitulatif des séismes d'Algérie.....
..Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III Pathologies des structures

Tableau III.1 Types de modélisation**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau III.2 Déformations et contraintes généralisées dans le repère local ..**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre V Modélisation avec CAST3M

Tableau V.1 Avantages et inconvénients de la modélisation semi-locale poutre multifibre
Erreur ! Signet non défini.

Tableau V.2 système d'unité dans Cast3m.....**Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre VI résultats et interprétation

Tableau VI.1 Valeurs numériques maximales des déplacements et des courbures
.....**Erreur ! Signet non défini.**

Tableau VI.2 Valeurs numériques maximales des déplacements et des courbures.....
Erreur ! Signet non défini.

Introduction générale

Les structures de génie civil sont exposées aux risques inévitables comme le séisme, qui cause des dégâts humains et matériels catastrophiques. Ce type d'évènement peut imposer une charge anormale sur la structure, ou les éléments de cette dernière deviennent incapables de résister et cela aboutit à une défaillance ou endommagement qui aboutit dans certains cas à une suppression de l'un des éléments de la structure comme le poteau.

Les outils de simulation permettent une description très fine, ces outils ne se limitent pas à la mécanique linéaire, mais sont développés pour décrire des comportements plus compliqués allant jusqu'à la ruine des structures.

On a adopté l'approche globale, locale et semi-locale pour modéliser la structure et la méthode pushover.

Les lois de comportement globales sont des relations entre une déformation généralisée et sa contrainte associée, sans passage par les lois locales des matériaux.

Les lois de comportement locales des matériaux sont décrites par des variables locales (contraintes et déformations). La modélisation par la méthode des éléments finis permet d'accéder aux déformations en tout point de la structure à des déplacements nodaux et les contraintes correspondantes sont intégrées sur le volume de l'élément pour accéder aux forces internes. Les résultats donnés par cette approche permettent de localiser les zones critiques.

L'étude s'est concentrée sur le comportement du portique en béton armé avec trois niveaux et quatre travées pour visualiser les rotules plastiques sous chargement verticale (déplacement imposé) dans la première partie et dans seconde partie sous chargement horizontal. Les résultats montrent que l'apparence des rotules plastiques (niveau de dommage) est localisée sur les nœuds à côté du poteau central et le bord subit des dommages mineurs et reste pratiquement au stade élastique.

Notre mémoire de fin d'étude comporte six chapitres dont :

-) Le premier chapitre parle de généralités sur les séismes, ses types et les grandeurs qui permettent de le quantifier ainsi ses caractéristiques, et les séismes en Algérie.
-) Le deuxième chapitre est fait sur les travaux antérieurs notamment la suppression des poteaux et leur impact sur la structure.
-) Le troisième chapitre détaille les approches de modélisation adoptées qui sont l'approche globale, locale et semi-locale, et la méthode de pushover.

-) Le quatrième chapitre est fait sur les modèles de comportement pour le béton et l'acier, on a opté le modèle du béton-uni pour le béton et le modèle Acier Uni pour l'acier.
-) Le cinquième chapitre parle sur la modélisation avec CAST3M, présentation du logiciel et ses caractéristiques, et une présentation du modèle à simuler et ses dimensions.
-) Le sixième chapitre représente les résultats de notre travail et les interprétations.

Chapitre I

Généralités sur les séismes

Sommaire du chapitre I

I.1. Introduction.....	- 3 -
I.2. Qu'est ce qu'un séisme	- 3 -
I.3. Les types de séismes	- 3 -
I.3.1. Les séismes inter-plaques	- 3 -
I.3.2. Les séismes d'origine volcanique	- 4 -
I.3.3. Les séismes liés à l'activité humaine	- 4 -
I.4. Hypocentre et épicentre	- 5 -
I.5. Les ondes sismiques.....	- 5 -
I.5.1. Les ondes de compression (P) (primaires).....	- 5 -
I.5.2. Les ondes de cisaillement (S et L)	- 6 -
I.5.3. Les ondes de Rayleigh (R).....	- 6 -
I.6. Quantification les séismes.....	- 7 -
I.6.1. La magnitude de Richter M	- 7 -
I.6.2. L'intensité macroscopique EMS 98.....	- 7 -
I.7. Mécanismes de rupture	- 8 -
I.7.1. Définition des failles	- 8 -
I.8. Types des failles.....	- 9 -
I.8.1. Failles normales	- 9 -
I.8.2. Failles inverses.....	- 10 -
I.8.3. Failles de décrochement.....	- 10 -
I.9. Les séismes en Algérie.....	- 11 -
I.9.1. Caractéristiques de sismicité du nord Algérien.....	- 11 -
I.9.2. Historique des séismes en Algérie	- 12 -
I.9.3. Les zones sismiques en Algérie	- 13 -

I.1. Introduction

Un séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier et le plus dévastateur.

Le séisme est une secousse ou succession de secousses plus au moins violentes du sol. Un séisme résulte du relâchement brutal de contraintes dans la croûte terrestre qui provoque un glissement de deux compartiments le long d'une faille. Ces secousses peuvent être imperceptibles où très destructrices. (Houmadi Y, 2012).

Les séismes sont dus pour la plupart aux déformations lentes de la couche externe de la Terre, appelée lithosphère. Celle-ci est composée de grandes plaques rigides animées de mouvements relatifs très lents. A la limite de ces plaques, des contraintes s'accumulent dans les roches qui se déforment jusqu'au point de rupture, au-delà duquel elles cassent brutalement le long d'une ou plusieurs failles, en libérant une énergie considérable. Le point à partir duquel se développe la rupture s'appelle le foyer. 80% des foyers sont situés entre la surface de la terre et 60 km de profondeur.

I.2. Qu'est ce qu'un séisme

Un séisme, ou tremblement de terre, résulte de la vibration du sol causée par le déplacement instantané qui se produit lorsque les efforts créés par les mouvements des plaques [divergents (Extension), convergents (compression) ou en coulissage (cisaillement) : deviennent supérieurs aux efforts résistants admissibles par les matériaux constituant les plaques. Le lieu où cette libération brusque d'énergie provoque la rupture des roches en profondeurs, se nomme le foyer. La rupture des roches en surface s'appelle une faille.

I.3. Les types de séismes**I.3.1. Les séismes inter-plaques**

Dans la majorité des cas ; les séismes se déclenchent en limite de plaques : les points rouges de la figure suivante représentent les séismes des 5 dernières années au niveau mondial ; de la magnitude supérieure à 4.

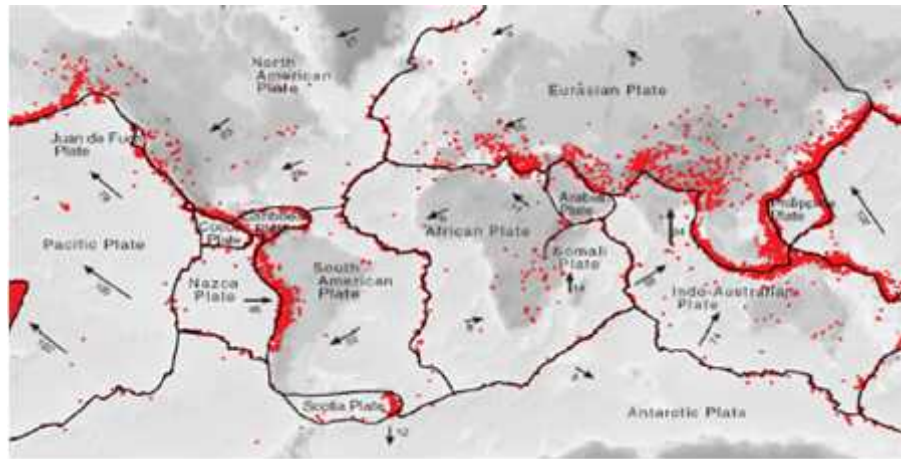


Figure.I.1 Sismicité mondiale et déplacements relatifs entre plaques

On observe effectivement une très forte concentration des séismes près des frontières de plaques : c'est au niveau de ces contacts que les contraintes occasionnées par les mouvements relatifs des plaques tectoniques sont les plus fortes. Les flèches représentent la direction de déplacement des plaques ainsi que leur vitesse moyenne (en mm par an) : plus le mouvement relatif entre deux plaques est rapide, plus la sismicité est élevée. On parle de vitesse moyenne car le mouvement des plaques est le plus souvent discontinu.

Dans le monde, les zones les plus actives sont situées en Asie (Japan, Chine, Indonésie, Himalaya), Au proche Orient (Turquie, Afghanistan), en Afrique du nord (Algérie et Maroc), en Amérique (Chilie, Mexique, Etats-Unis) et dans les Caraïbes (Antilles). (Gehl, 2006)

I.3.2. Les séismes d'origine volcanique

Les séismes d'origine volcanique résultent de l'accumulation de magma dans la chambre magmatique d'un volcan. Les sismographes enregistrent alors une multitude de microséismes dus à des ruptures dans les roches comprimées ou au dégazage du magma. La remontée progressive des hypocentres (liée à la remontée du magma) est un indice pouvant que le volcan est en phase de réveil et qu'une éruption est imminente.

I.3.3. Les séismes liés à l'activité humaine

Certaines activités humaines peuvent également occasionner des séismes, généralement modéré. Il s'agit notamment de la mise en eau des barrages, de l'exploitation des gisements souterrains (gaz ; minerais...) ou de l'injection d'eau en sous-sol (géothermie), modifiant ainsi les pressions auxquelles sont soumises les roches. Les explosions souterraines, comme des essais nucléaires, peuvent aussi générer des ondes sismiques. Ce type de sismicité est plutôt anecdotique.

I.4. Hypocentre et épicentre

Lorsqu'un séisme est déclenché, un front d'ondes sismiques se propage dans la croûte terrestre. On nomme foyer ou hypocentre, le lieu dans le plan de faille où se produit réellement le séisme, alors que la zone épicentrale désigne la portion de surface terrestre à la verticale du foyer. Il s'agit généralement de la zone géographique où le maximum des effets du séisme est observé.

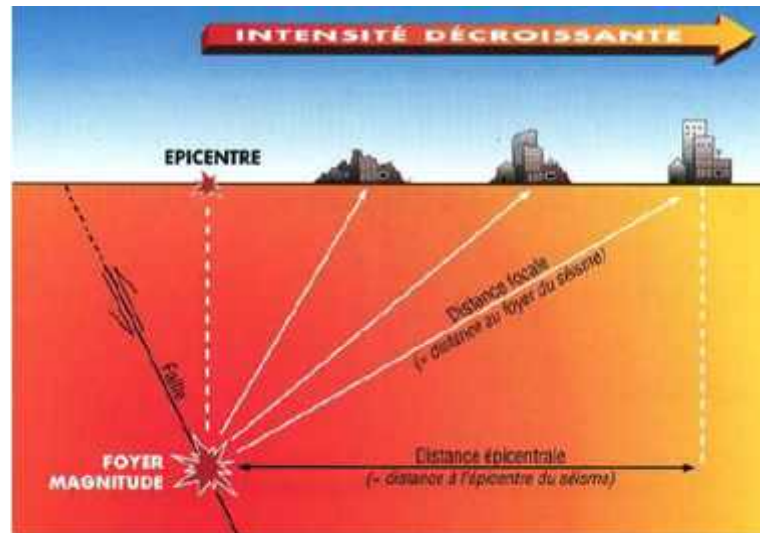


Figure.I.2 Hypocentre et zone épicentrale d'un séisme

I.5. Les ondes sismiques

L'essentiel des effets des séismes provient des vibrations associées aux ondes émises par le glissement soudain des deux lèvres de la faille. Ces vibrations peuvent être caractérisées par :

Leur fréquence (pouvant aller de 0.01 à 50 Hz),

Leur amplitude

Les ondes qui les propagent sont elles caractérisées par :

Leur type (par exemple compression ou cisaillement),

Leur vitesse de propagation.

Les ondes sismiques provoquent des déformations élastiques (figure I.2.), qui dans un milieu isotrope peuvent être caractérisées, par le type de mouvement qui affecte les particules le constituant. Elles sont classées selon plusieurs types.

I.5.1. Les ondes de compression (P) (primaires)

Ce sont les plus rapides ; elles correspondent à un mouvement de compression et de détente dans la direction de propagation de l'ébranlement. Elles sont encore appelées ondes longitudinales.

I.5.2. Les ondes de cisaillement (S et L)

Elles sont cantonnées au milieu solide. La direction de déplacement des particules est perpendiculaire à celle du déplacement de l'onde. La déformation s'effectue dans un plan perpendiculaire au cheminement de l'onde : les particules sont affectées de mouvements en cisaillement. Les ondes L se déplacent horizontalement dans les niveaux de surface. Les ondes S (secondes), plus lentes que les ondes P ; correspondent à un mouvement du sol transversal à la direction de propagation de l'ébranlement. Ce sont des ondes de cisaillement ou ondes transverses.

I.5.3. Les ondes de Rayleigh (R)

Le mouvement des particules s'effectue dans une ellipse à grand axe vertical et à petit axe dans la direction de déplacement de l'onde. Le sens de déplacement des particules est rétrograde par rapport à celui de l'onde. Ce type d'onde est cantonné dans les niveaux de surface.

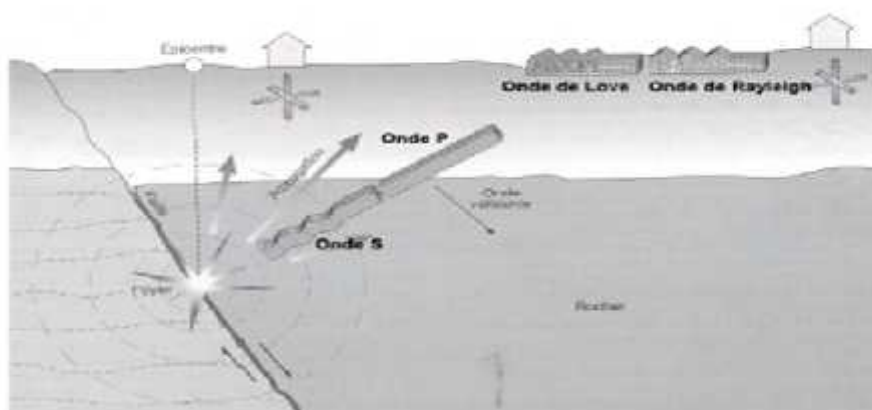


Figure.I.3 Ondes sismique

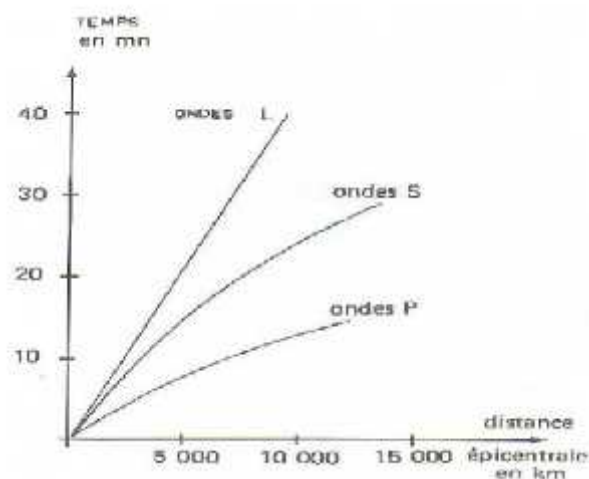


Figure.I.4 Influence du temps sur la propagation des ondes sismique

On constate que :

Les ondes P et S ont des vitesses qui croissent avec les distances parcourues. Etant entendu que la vitesse de propagation d'une onde est fonction de la densité du milieu traversé, on en déduit que ces ondes traversent les couches profondes du globe et circulent dans les milieux denses, différents de ceux de la surface.

Les ondes L ont des vitesses constantes, on en déduit que le milieu parcouru ne change pas de propriétés avec l'éloignement du foyer.

I.6. Quantification des séismes

Deux paramètres sont utilisés pour mesurer la force des séismes : la magnitude et l'intensité. Un séisme est associé à une seule magnitude et à une gamme de valeur d'intensité, le séisme n'ayant pas les mêmes effets partout, l'intensité sismique varie d'un site à un autre pour un même séisme.

Les séismes qui se sont produits avant la mise en place des réseaux d'enregistrements sismologiques (soit avant la fin du XIX^{ème} siècle) ne sont connus qu'au travers des témoignages préservés dans les archives historiques. Ces témoignages nous informent des effets des séismes du passé et permettent d'estimer leur intensité en différents lieux.

I.6.1. La magnitude de Richter M

Représentant par une seule valeur l'énergie libérée lors de la rupture, La valeur maximale enregistrée par les sismomètres est de 9,5. Cette échelle n'est pas linéaire: un séisme de magnitude 7 sera dix fois plus fort qu'un événement de magnitude 6, cent fois plus fort qu'un de magnitude 5.

I.6.2. L'intensité macroscopique EMS 98

Estimée par observation des désordres sur les bâtiments et les infrastructures, ainsi que par la perception du séisme par la population.

Elle comporte 12 niveaux et varie selon la distance à l'épicentre et les effets de site (amortissement ou amplification des ondes sismiques).

La magnitude et l'intensité d'un séisme n'ont pas de relation directe entre elles : un séisme de forte magnitude se propageant à partir d'un foyer profond et dans une région peu peuplée sera peu destructeur et donc de faible intensité, à l'inverse, un séisme de faible magnitude dont le foyer est proche de la surface, pourra être très destructeur et donc qualifié de forte intensité.

Pour un séisme de magnitude donnée, le mouvement du sol est généralement maximal à l'aplomb de la faille et décroît avec la distance. Cependant, le mouvement du sol peut varier localement en fonction de la topographie du site ou de la constitution du sous-sol: par exemple, les désordres sont amplifiés pour des sites présentant des reliefs importants ou dont le sous-sol comporte des couches d'alluvions de grande épaisseur.

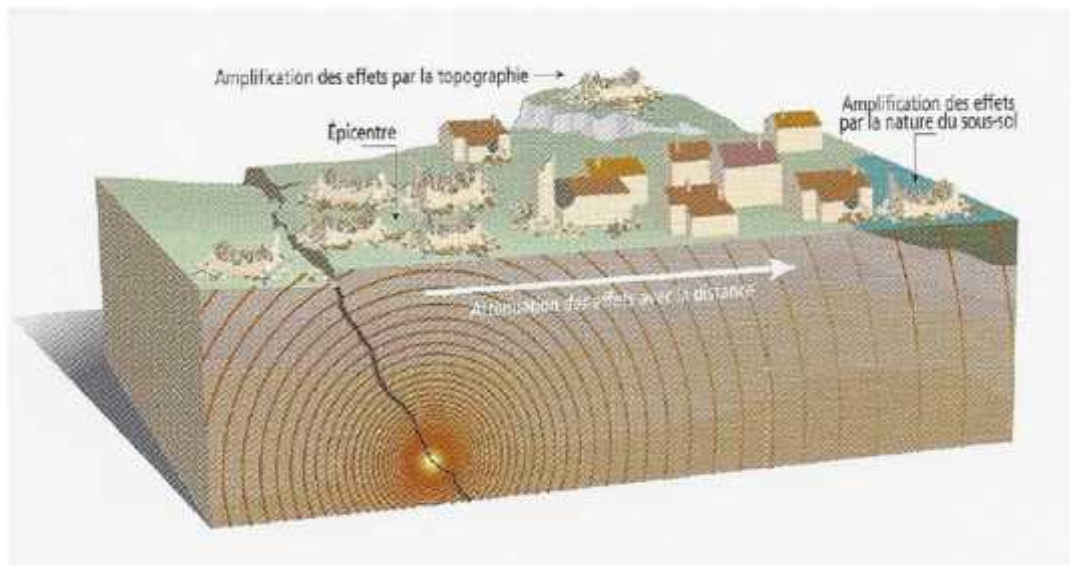


Figure.I.5 Les effets du séisme

Les vibrations du sol engendrées par les séismes sont enregistrées par un sismomètre qui fournit l'amplitude de la vibration visible dans le sismogramme qu'il restitue.

I.7. Mécanismes de rupture

I.7.1. Définition des failles

Une faille est une cassure accompagnée d'un mouvement relatif de deux compartiments qu'elle détermine dans les terrains qu'elle affecte. On distingue :

Les diaclases: qui sont des cassures sans déplacement visible.

Les flexures: qui sont de brusques changements de pentes selon une surface déterminée, mais sans rupture : il arrive souvent qu'une flexure résulte de l'amortissement d'une faille les dans la Figure I.6.

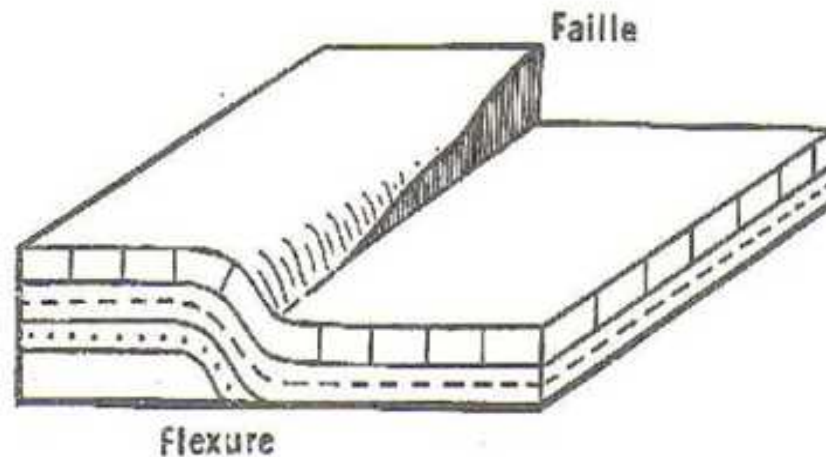


Figure.I.6 Schéma des caractéristiques relatives d'une faille

Comme l'indique la Figure I.7, le mouvement d'une faille donne naissance à :

1. Un plan de faille, qui est une surface le long de laquelle s'est fait le déplacement,
2. Un toit de faille, qui est le compartiment situé au dessus du plan de faille,
3. Un mur de faille, qui est le compartiment situé sous le plan de faille,
4. Un rejet est une distance qui sépare deux points situés de part et d'autre du plan de faille, et qui étaient en contact avant la cassure. On en mesure surtout les composantes verticale et horizontale.

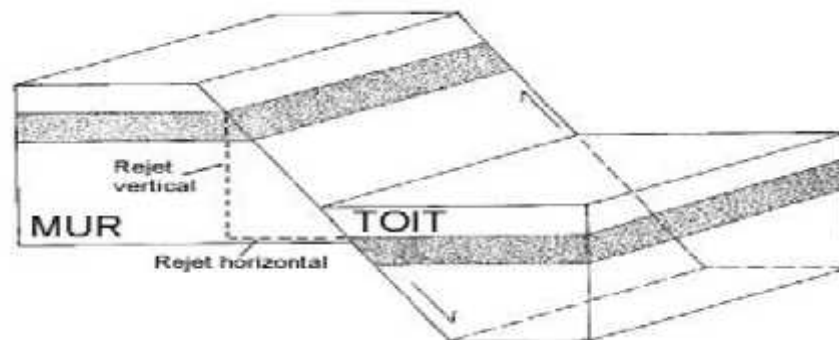


Figure.I.7 Caractéristiques d'une faille

I.8. Types des failles

I.8.1. Failles normales

La composante horizontale du glissement correspond à un écartement qui s'accompagne de l'affaissement d'un des blocs par rapport à l'autre. Ces failles se rencontrent dans les régions étirées et amincies comme les dorsales médio-océaniques et les rifts continentaux. Sur le terrain, l'escarpement de faille est un bel exemple du jeu d'une faille normale. Cet

escarpement déchire la steppe et correspond à un affaissement de plusieurs mètres du bloc aval par rapport au bloc amont voir figure I.8.

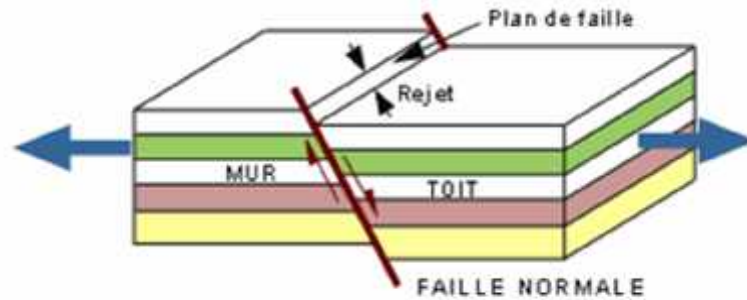


Figure.I.8 Faille normale

I.8.2. Failles inverses

La composante horizontale du glissement correspond cette fois à un rapprochement qui s'accompagne du chevauchement d'un des blocs sur l'autre. Ces failles se rencontrent dans les régions raccourcies et épaissies comme au front des chaînes de montagne comme indique la figure I.9.

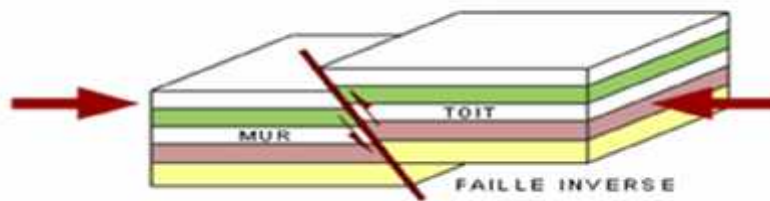


Figure.I.9 Faille inverse

I.8.3. Failles de décrochement

Le troisième type de faille correspond à un plan vertical sur lequel se produit un glissement horizontal. Ces failles que l'on appelle décrochements ne créent généralement pas de reliefs car les déplacements se font parallèlement à la surface de la terre. Pour un observateur arbitrairement placé sur l'un des blocs, on parle de décrochement dextre lorsque l'autre bloc auquel il fait face, se déplace vers sa droite, et de décrochement sénestre lorsqu'il se déplace vers sa gauche, voir figure I.10.

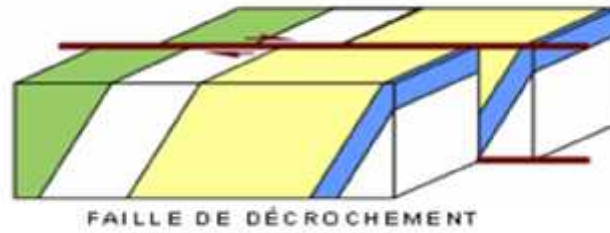


Figure.I.10 Faille de décrochement

I.9. Les séismes en Algérie

Algérie du Nord est caractérisée par une sismicité qui est causée par l'affrontement des plaques Africaine et Eurasiatique: Cette sismicité se matérialise généralement par des séismes modérés à faibles intensités parfois des séismes violents puissent se produire. Ces séismes génèrent bien souvent des catastrophes à savoir les séismes d'El Asnam du 10/10/1980, et de Boumerdes du 21/05/2003.

Le séisme qui a touché la région de Boumerdes le 21 mai 2003 ($M_w = 6,8$) (Yelles-Chaouche et al.,1983) témoigne de cette déformation, au même titre que les séismes d'El Asnam le 10 octobre 1980 (Benhallou,1985) (Meghraoui ,1988), de Constantine le 27 octobre 1985 (Bounif et al.,1987), de Tipaza le 29 octobre 1989 (Meghraoui ,1991) , de Mascara le 17 août 1994 (Benouar et al.,1994) ou d'Alger le 4 septembre 1996 (Yelles-Chaouche et al .,2002). Les séismes algériens sont d'autre part superficiels ne dépassant pas en profondeur les 15 km, ce qui les rend plus dangereux et perceptibles par la population.

I.9.1. Caractéristiques de sismicité du nord Algérien

Les différentes études menées ont d'ailleurs permis d'obtenir les caractéristiques des principales structures actives en Algérie du Nord. Les différents mécanismes au foyer montrent un raccourcissement (figure I.10), selon une direction NNW–SSE (N140 E) dans les régions occidentales et centrales (Bezzeghoud et al, 1996), (Stich et al, 2003).

En Algérie, les différentes études géologiques et sismologiques montrent que 70% du Nord du pays sont soumis à l'activité sismique. Dans cette partie du territoire national sont concentrées au moins 90% des installations socio-économiques et politiques du pays (Refas, 2009).

D'Ouest en Est, les massifs des Traras sont le siège de nombreux séismes. C'est le cas également des massifs de Beni Chougrane, au Sud d'Oran, où s'est produit le séisme de

Mascara. Les monts de l'Ouarsenis ainsi que du Dahra Zaccar ont connu, de par le passé, de nombreux séismes importants. La région des Hauts Plateaux se caractérise par très peu de sismicité. Le réseau sismologique n'enregistre que très peu de secousses dans cette région. En effet, il suffit de considérer le dernier séisme meurtrier du 21 mai 2003 (Ayadi, 2003).

I.9.2. Historique des séismes en Algérie

La sismicité algérienne est principalement située dans la partie Nord de l'Algérie, plus précisément dans la région tellienne. Une partie de ces tremblements de terre s'est produite dans la partie offshore indiquant que la marge algérienne est également active. Les hauts plateaux sont marqués par une faible de sismicité, car aucun des événements sismiques ont été rapportés (Yelles-Chaouche, 2003). L'Algérie a connu plusieurs séismes de forte magnitude, qui ont généré parfois des pertes humaines et matérielles importantes. Le plus ancien séisme recensé par les études historiques remonte au le 2 janvier 1365 (figure I.11), date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger (Ambraseys et Vogt., 1988). En Algérie, actuellement, les principales failles actives montrent une activité associée à des chevauchements (cas de la faille de Chélif, de Tipasa, Boumerdes-Zemmouri).

L'étude de quelques séismes récents, exemple : El Asnam, 1980 ; Boumerdes, 2003 ; Constantine, 1985 ; Tipaza, 1989) ont permis de préciser les caractéristiques des séismes qui se produisent en Algérie. Ces séismes sont produit généralement par des plis, plis failles ou failles inverses de direction NNE-SSW témoignant un raccourcissement, comme l'indiquent les différents mécanismes au foyer. Les études de sismicité historique montrent que les séismes les plus violents, voire les plus meurtriers, sont ceux qui se sont produits dans la région littorale, particulièrement dans la région d'Alger en 1716 et en 1755, à Oran en 1790, à Blida en 1825, à Djidjel en 1856 et à Gouraya en 1891. Au cours de la première moitié du XXe siècle, l'Algérie a été touchée par deux autres séismes importants : celui de Sour-El-Ghozlane (24 juin 1910, $M_s = 6,4$) et celui d'Orléansville (9 septembre 1954, $M_s = 6,7$). Après l'indépendance de l'Algérie, (Roussel, 1973), a édité un catalogue qui a été précis, y compris les paramètres d'un séisme tels que l'amplitude, la profondeur ... Il a été suivi plus tard par les catalogues publiés après le tremblement de terre El Asnam (10 Octobre, 1980).

Le catalogue de Mokrane et al. (1994) à complété les précédents en incluant tous les événements survenus entre 1365 et 1992. Benouar en 1996 a publié un catalogue de la période entre 1900 et 1990, en utilisant toutes les sources sismiques, en donnant des détails sur tous les grands événements.

Boudiaf en 1996 a édité un nouveau catalogue de la région d'Alger en essayant de combiner tous les événements sismiques rapportés dans le catalogue de la sismicité Méditerranéenne.

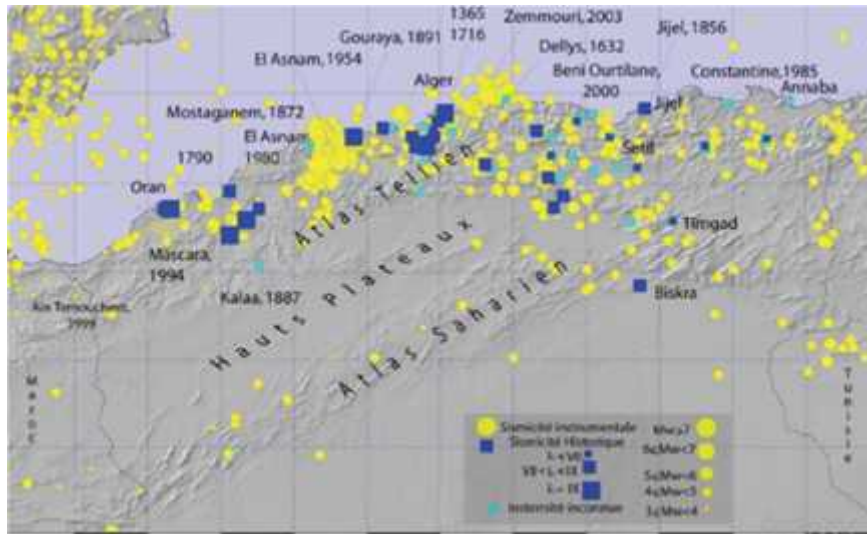


Tableau I.1. Récapitulatif des séismes d'Algérie

Lieu	Date	Magnitude	Observations.
Alger	1365	/	Destructeur : Alger complètement détruite. Une partie d'Alger fut inondée.
Gouraya	1891	7.5	Destructeur, dégâts importants : Gouraya et Villebourg ont été complètement détruites.
Orléans ville (chelef)	1964	6.7	20 000 habitations détruites.
Al Asnam (chelef)	1980	7.3	70%des habitations détruites.
Tipasa	1989	6.0	Dégâts importants à Sidi-Moussa et Nador.
Ain T'émouchent	1999	5.8	Dégats importants à Ain Temouchent, Ain-Tolba, Ain-Kihal et Sidi-Ben-Adda.
Boumerdès	2003	6.8	100 000 habitations touchées.

Chapitre II

Travaux antérieurs

Sommaire du chapitre II

II.1. Introduction	- 15 -
II.2. Travaux antérieures par apport à la suppression d'un poteau.....	- 15 -
II.3. Facteur d'augmentation dynamique pour châssis RC avec colonnes de forme spéciale contre l'effondrement progressif.....	- 17 -
II.4. scénario d'effondrement progressif.....	- 20 -

II.1. Introduction

Les structures en portique en béton armé sont toujours soumises au risques naturels (séismes, inondations, glissements de terre..) ou risque artificiels (suppression des éléments porteurs pour des raisons architecturales..).

La suppression de ces éléments engendre des changements au niveau du comportement de la structure vu la charge prise par les poteaux (effet de compression).

La section suivante résume quelques études réalisées dans la même thématique qui est l'influence de la suppression des poteaux sur le comportement des structures en béton armé.

II.2. Travaux antérieurs par apport à la suppression d'un poteau

Une expérience était faite par Ghada Mousa Hekal, en supprimant un poteau d'un portique et la charge de ce poteau est appliquée verticalement sur la face supérieure pour évaluer le comportement du bâti jusqu'à la rupture.

Dans l'étude faite par Ghada Mousa Hekal, le comportement de cette ossature est réévalué sous l'effet de la suppression instantanée de la colonne médiane due aux charges d'explosion comme indiqué sur la figure II.1.

L'analyse a été réalisée à l'aide du logiciel Abaqus où la capacité de la trame et le mode de défaillance ont été surveillés en tenant compte de différents emplacements d'application de l'onde incidente sur la colonne cible. La comparaison des résultats obtenus avec le modèle original a indiqué que la capacité et le mode de défaillance diffèrent considérablement en changeant l'emplacement d'application de l'onde incidente. Le comportement de ce bâti est réévalué sous l'effet d'une suppression instantanée de la colonne médiane dû aux charges d'explosion voir la figure II.2

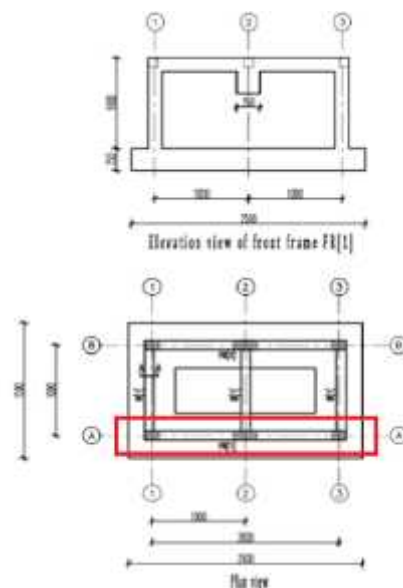


Figure II.1 Le modèle de Ghada Hekal



Figure II.2 Model expérimental de Ghada

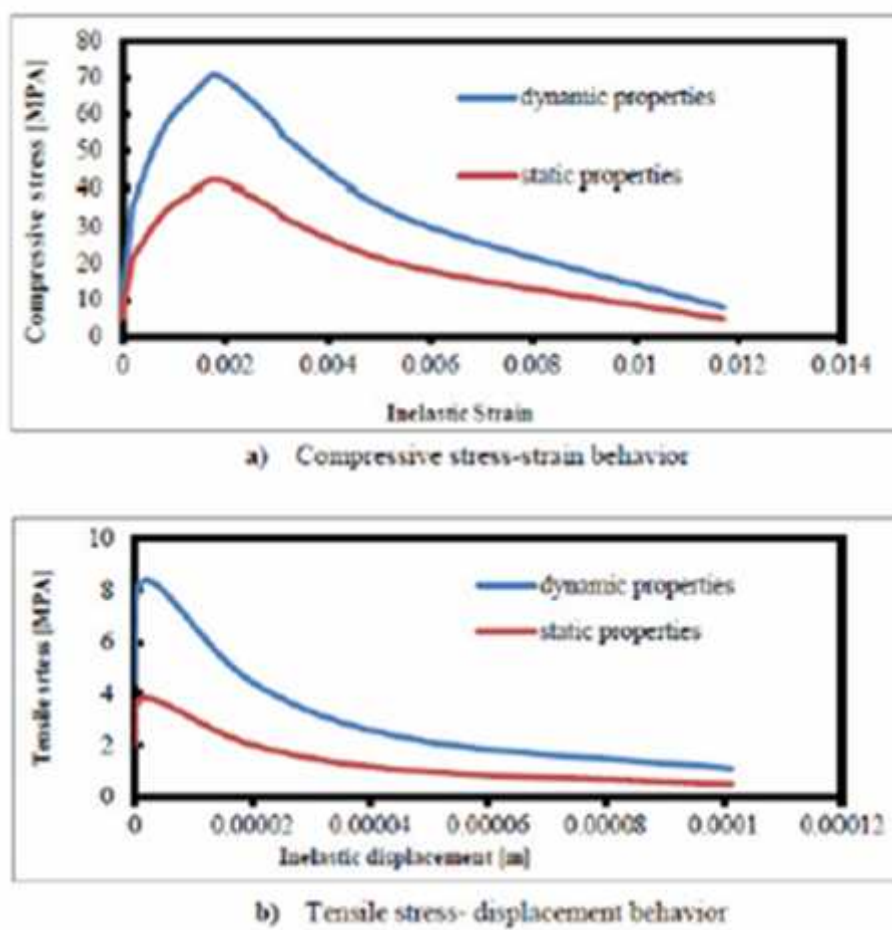


Figure II.3 Le comportement en compression et en tension à charge statiquement dynamique

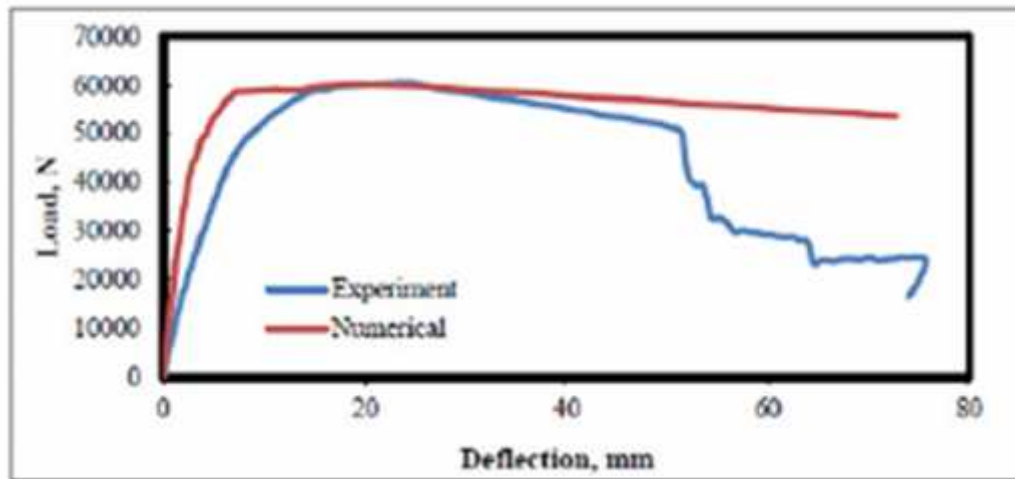


Figure II.4 Relation verticales charge déformation au niveau de la colonne du milieu

Selon le comportement total et modèle de défaillance du portique voir figure II.3 et la figure II.4 est considérablement influencé par la nature et la position des applications de la charge d'explosion, de sorte que les méthodes courantes suivies pour étudier l'effondrement progressif en supprimant certains éléments ne représentant pas le comportement réel car elles ignorent le principal raison de l'effondrement.

Outre les dommages qui ont été observées dans la poutre transversale et donc la colonne B-2 a participé à la capacité totale de la structure, cela indique que considérer uniquement les structures 2D ne suffit pas pour exprimer le comportement réel d'une structure (Ghada Mousa Hekal, 2008).

II.3. Facteur d'augmentation dynamique pour châssis RC avec colonnes de forme spéciale contre l'effondrement progressif

Lei Zhang, Hailong Zhao, Tiecheng Wang, Qingwei Chen se sont faits une analyse pour étudier le facteur d'augmentation dynamique (DIF) pour l'analyse de chemin alternatif statique non linéaire (NS), l'analyse dynamique non linéaire (ND) et statique d'un cadre en béton armé comme indique la figure II.5, (RC) de 6 étages avec des colonnes de forme spéciale avec le code de calcul OpenSees, le côté ou la colonne intérieure sont respectivement supprimés, voir figurs II.6 et II.7.



Figure II.5 Montage expérimental

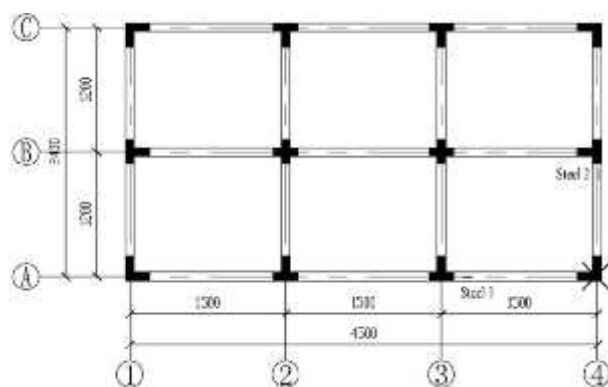


Figure II.6 Plan du premier étage

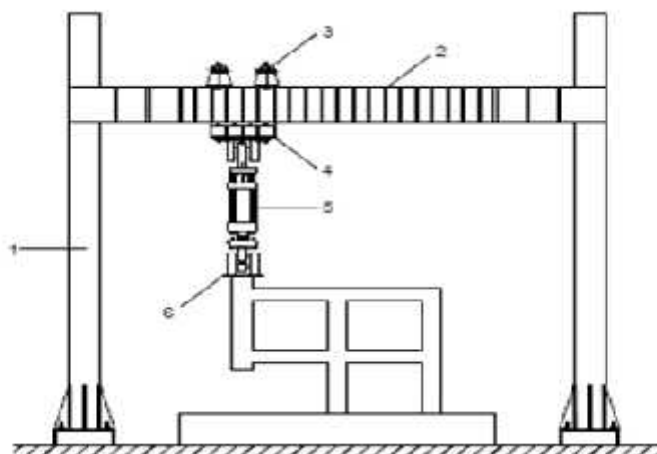


Figure II.7 Matériel de chargement

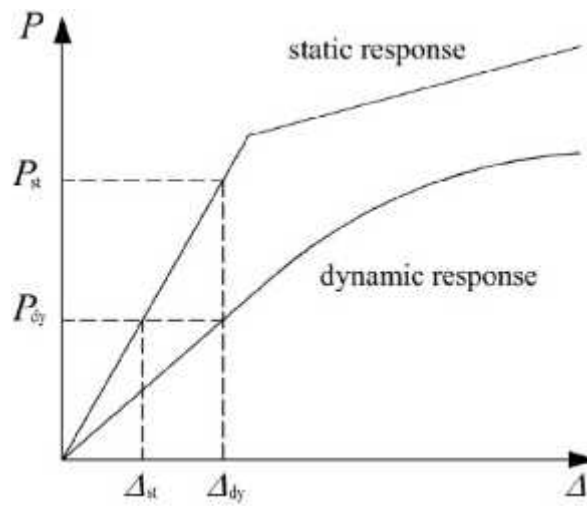
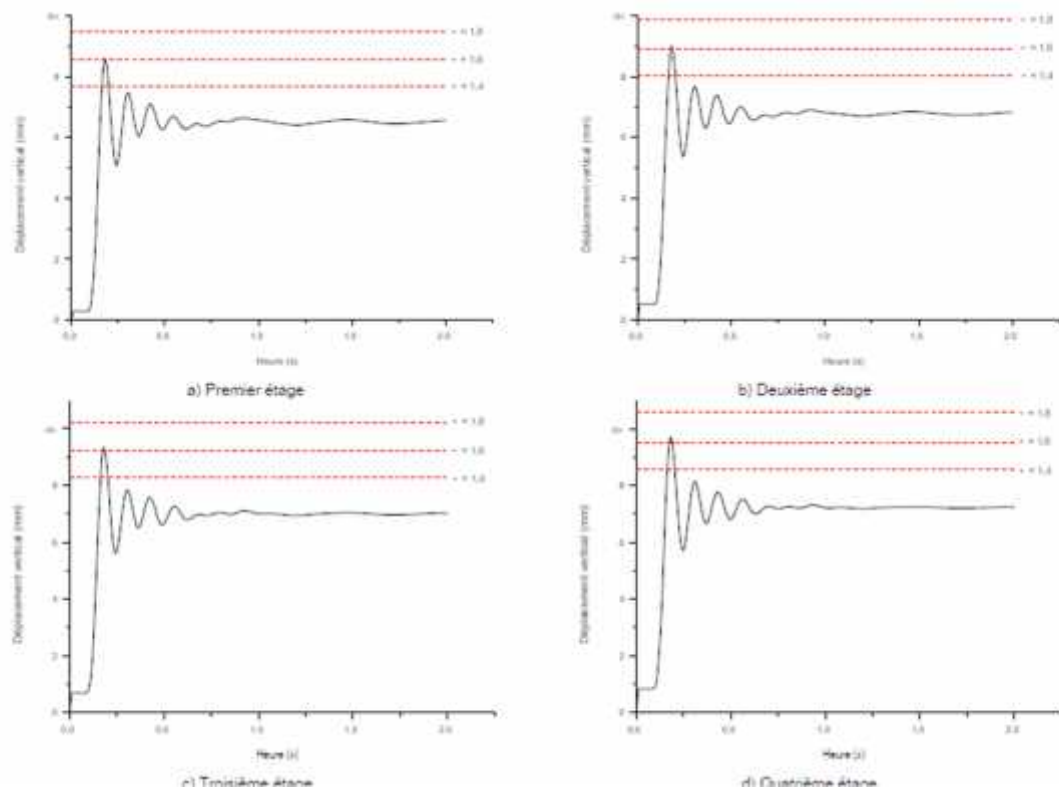


Figure II.8 Illustration du DIF



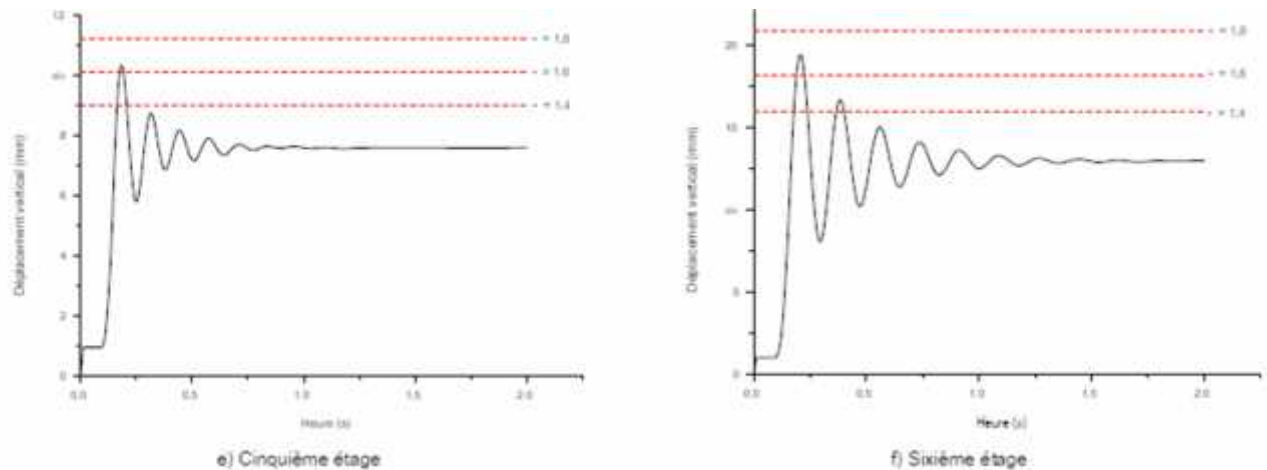


Figure II.9 Historique des temps de déplacement pour le scénario de suppression de la colonne A1

Afin d'examiner l'influence des renforts sur le facteur d'augmentation dynamique voir figure II.8, la structure est conçue pour des intensités sismiques de 7 et 8 degrés respectivement. Dans lesquelles le renfort augmente d'environ 17% et 87% par apport au cadre conçu de 6 degrés.

La figure II.9 montre que le facteur d'augmentation dynamique pour le cadre conçu de 7 degrés est complètement identique à celui de 6 degrés et le facteur d'augmentation dynamique pour le cadre conçu de 8 degrés dans les scénarios de suppression de poteaux d'angle.

Il est indiqué que les renforts du cadre avec des colonnes de forme spéciale ont relativement peu d'effet sur le facteur d'augmentation dynamique

II.4. scénario d'effondrement progressif

Digesh D. Joshi et Paresh V. Patel, Husain M. Rangwala b et Bhautik G. Patoliya se sont fait une analyse expérimentale et numérique des assemblages préfabriqués dans un scénario d'effondrement progressif.

L'une des principales causes de défaillance de nombreuses structures de haut niveau est les effets de charge extrêmes générés par les tremblements de terre. Généralement, les éléments des bâtiments ne sont pas capables de résister à ce type de charge anormale et aboutit à une défaillance. L'un des mécanismes d'échec lors d'un tel événement est appelé «effondrement progressif». L'effondrement progressif est une situation dans laquelle la défaillance locale d'un composant structurel conduit à l'effondrement des éléments adjacents, ce qui conduit à son tour à la propagation de l'effondrement voir figure II.10.

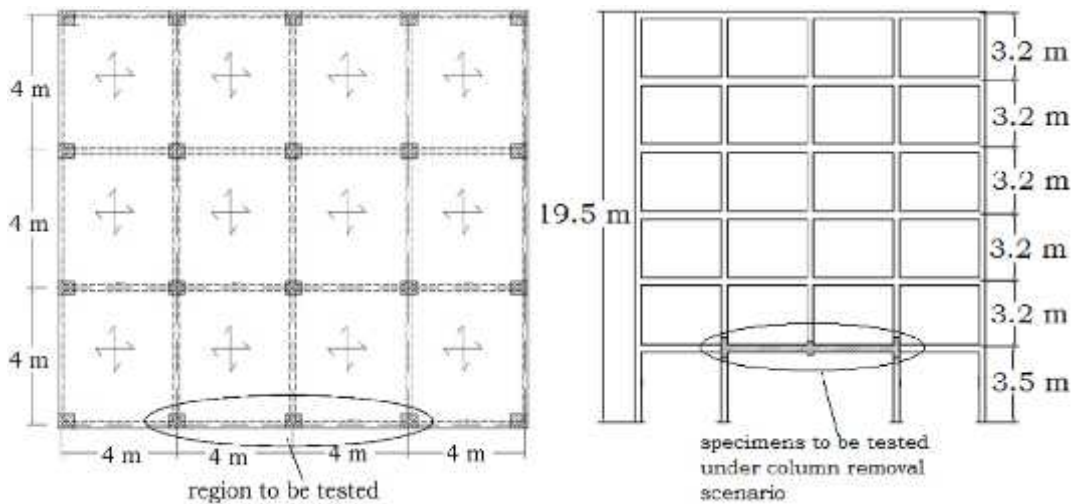


Figure II.10 Plan et élévation du bâtiment

La configuration de test est illustrée à la figure II.11, Le spécimen considéré dans cette étude est un portique, de sous-structure avec deux poutres de portée et trois colonnes au niveau du premier étage du bâtiment prototype. Afin de tenir compte de l'effet de continuité de la poutre dans le spécimen, les armatures de la poutre sont intégrées dans deux colonnes d'extrémité et l'extrémité des colonnes est empêchée de tout mouvement horizontal et vertical. L'espace entre le vérin hydraulique et le dessus de l'éprouvette est rempli de plaques d'espacement. La charge est appliquée en haut de la colonne centrale retirée à l'aide d'un vérin hydraulique d'une capacité de 250 kN jusqu'à ce que la rupture complète de specimen se produise.



Figure II.11 Configuration de test réelle

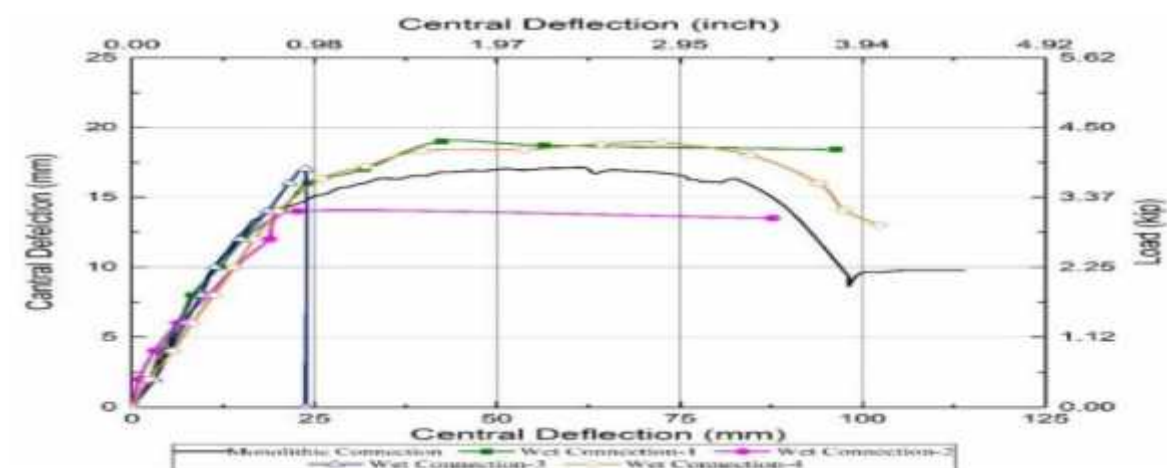


Figure II.12 Charge par rapport à la déformation centrale du portique



Figure II.13 Schéma de défaillance de la connexion monolithique



Figure II.14 Schéma de défaillance de la connexion humide préfabriquée

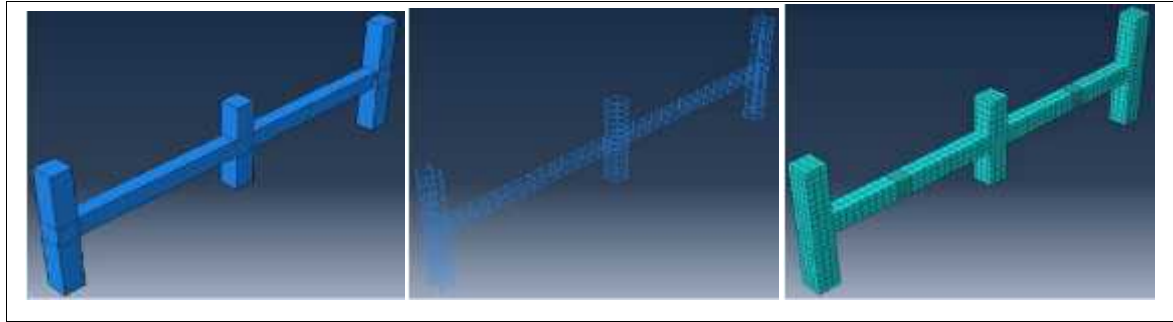


Figure II.15 Modélisation du spécimen par le code Abaqus

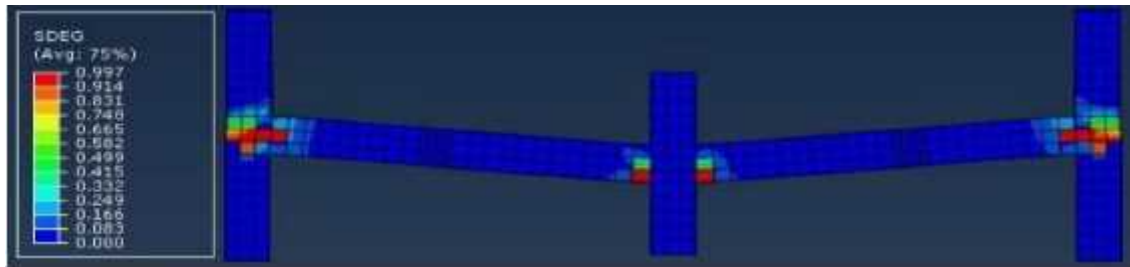


Figure II.16 Dégradation de la rigidité

Selon la simulation numérique d'investigation expérimentale (figures II.15 et II.16) de quatre connexions préfabriquées différentes dans le scénario d'effondrement progressif discuté et leur performance est comparée à une connexion monolithique. Pour les éprouvettes préfabriquées, les connexions sont effectuées à la jonction du poteau de poutre et loin de la jonction du poteau de poutre comme indique les figures II.13 et II.14.

D'après les résultats de l'étude, une performance supérieure de la connexion humide préfabriquée-4 est observée lorsque la connexion est fournie loin de la jonction du poteau de poutre par rapport à la connexion fournie à l'intérieur ou à la face de la jonction de poteau de poutre. À partir de la comparaison de la charge maximale, on observe que la connexion humide préfabriquée-4 a une capacité de charge maximale, qui est 10,59% de plus par rapport à la connexion monolithique.

À partir du modèle de rupture de la connexion humide préfabriquée-4, où les connexions sont fournies loin de la jonction du poteau de poutre, on observe que, il se comporte de manière similaire à celle de la connexion monolithique avec formation de fissures de tension de flexion et formation de rotules en forme de l'écrasement du béton. Aucune défaillance significative n'est observée dans la zone de connexion, pour une connexion humide. 4, qui indiquent que les forces sont effectivement transférées d'un élément préfabriqué à un autre par connexion.

Pour la connexion humide-3, un effondrement soudain de l'élément de forme cruciforme est observé en raison d'une rupture fragile du béton et d'un renforcement de cisaillement insuffisant dans la zone de connexion.

Une bonne concordance est observée entre les résultats obtenus à partir d'études expérimentales et la simulation numérique, ce qui indique que les modèles d'éléments finis adoptés dans cette étude sont sur le point de capturer le comportement des assemblages préfabriqués sous un scénario de suppression d'un poteau jusqu'à la charge maximale.

La simulation numérique peut être mise en œuvre d'avantage pour évaluer le comportement de divers types d'assemblages préfabriqués en tenant compte de différents paramètres, au lieu d'études expérimentales coûteuses et longues.

Chapitre III

Approche de modélisation

Sommaire du chapitre III

III.1. Introduction	- 25 -
III.2. Approches de modélisation par éléments finis.....	- 25 -
III.2.1. Approche globale.....	- 26 -
III.2.1.1. Définition	- 26 -
III.2.1.2. Élément finis de barre et de poutre	- 26 -
III.2.1.3. Éléments finis de barre.....	- 26 -
III.2.1.4. Éléments finis de poutre.....	- 27 -
III.2.1.5. Généralités	- 27 -
III.2.1.6. L'élément poutre :.....	- 28 -
III.2.1.7. L'élément TIMOSHENKO.....	- 29 -
III.2.2. Approche locale	- 30 -
III.2.3. Approche semi-locale	- 31 -
III.2.3.1. Définition	- 31 -
III.2.3.2. Remarque	- 32 -
III.2.4. L'élément poutre multifibre.....	- 32 -
III.2.4.1. Introduction.....	- 32 -
III.2.4.2. Élément de la théorie des poutres	- 32 -
III.2.4.3. Élément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre supérieur	- 34 -
III.2.4.4. Fonctions d'interpolation	- 35 -
III.2.4.5. Matrices de rigidités.....	- 36 -
III.2.4.6. Intégration dans le cas non-linéaire (matrice de rigidité)	- 38 -
III.2.4.7. Matrices de masse	- 38 -
III.2.4.8. Efforts internes et efforts résultants	- 39 -
III.2.5. Élément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre 1.....	- 40 -
III.2.5.1. Fonctions d'interpolation	- 40 -

III.2.5.2. Matrices de rigidité	- 40 -
III.2.5.3. Matrices de masse	- 41 -
III.2.5.4. Efforts internes	- 41 -
III.2.6. Elément fini poutre multifibre Euler – Bernoulli	- 41 -
III.2.6.1. Fonctions d’interpolation	- 41 -
III.2.6.2. Matrices de rigidité	- 41 -
III.2.6.3. Matrices de masse	- 43 -
III.2.6.4. Efforts internes et efforts résultants	- 43 -
III.2.7. Comparaison entre les avantages et les inconvénients des différentes approches :	- 43 -
III.2.8. Modélisation globale :	- 43 -
III.2.9. Modélisation locale :	- 44 -
III.2.10. Modélisation semi-globale :	- 44 -
III.3. La méthode de ‘Pushover’	- 44 -
Introduction	- 44 -
III.3.1. Définition de l’analyse Pushover	- 45 -
III.3.2. But de l’analyse Pushover	- 46 -
III.3.3. Principes théoriques du calcul Pushover	- 46 -
Conclusion	- 47 -

III.1. Introduction

L'objectif de la recherche bibliographique est de tirer les conclusions utiles pour notre travail. L'étude expérimentale du béton permet de mieux comprendre le comportement mécanique de ce matériau surtout avec l'apparition des fissures. Le béton présente un comportement adoucissant et anisotrope. La résistance en compression est beaucoup plus élevée que celle en traction. De plus, un béton préalablement fissuré en traction récupère sa rigidité quand on le comprime, ce phénomène est dû à la refermeture des fissures. Face à la complexité du comportement du béton (hétérogénéité, aspect multiphasique, fissuration, anisotropie, unilatéralité avec déformation permanente...) plusieurs modèles mécaniques ont été proposés. Nous citerons : les modèles de plasticité, les modèles d'endommagement et les modèles couplant l'endommagement et la plasticité.

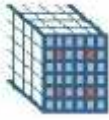
L'analyse des structures soumises à un chargement dynamique nécessite des modèles de comportement capables de représenter les non-linéarités du matériau.

Avant de commencer un calcul linéaire ou non linéaire. Il faut choisir le niveau de modélisation et l'échelle de discrétisation. Il existe différentes approches pour modéliser le comportement du béton telle que l'approche globale qui représente les phénomènes locaux d'une manière grossière et vise à donner une indication sur la répartition des efforts d'ensemble dans les principaux éléments porteurs. L'approche locale est une modélisation plus fine car l'état du matériau est pris en compte en chaque point d'intégration de l'élément fini considéré. L'approche semi-globale constitue une approche intermédiaire par rapport aux deux précédentes. Le champ de déplacements est décrit par les déplacements et les rotations d'un élément poutre, d'un élément plaque ou d'une coque, tandis que toute information concernant le comportement des matériaux est traitée au niveau local.

III.2. Approches de modélisation par éléments finis

Plusieurs approches peuvent être adoptées afin de modéliser le comportement d'un élément de structure soumise à des chargements mécaniques, on peut citer trois approches : approche globale, semi globale et approche locale (tableau III.1).

Tableau III.1 Types de modélisation

	Modélisation locale	Modélisation semi-locale	Modélisation globale
Elément de poutre et de poteau			
	Modélisation 3D	Modélisation poutre multifibre	Modélisation 1D

III.2.1. Approche globale

III.2.1.1. Définition

Dans l'approche globale, le comportement du béton armé est modélisé par des éléments finis des éléments de structures (poutres, poteaux). Les modèles de comportement spécifiques associés sont écrits en variables globales (efforts généralisés, déformations généralisées). Les modélisations globales sont généralement développées pour des applications spécifiques (pour un type d'élément constitutif d'une structure, pour un type de sollicitation,...).

Ce type de représentation est très peu coûteux en temps et en taille mémoire, mais les données de la modélisation nécessitent une identification qui doit être réalisée avec soin. De plus, cette identification est généralement valide uniquement pour une classe de chargements.

III.2.1.2. Élément finis de barre et de poutre

Ce niveau de modélisation globale est particulièrement bien adapté à l'étude de structures complexes sous chargement sismique. Les lois non linéaires s'appuient sur des éléments de barre ou de poutre (Timoshenko ou Bernoulli). (D-Combescure, 2001).

III.2.1.3. Éléments finis de barre

L'élément fini de barre à 2 nœuds "BARR" a pour support géométrique l'élément "SEG2" et fonctionne uniquement en traction-compression. La déformation axiale est constante sur l'élément.

Cet élément sert de support à plusieurs lois de comportement d'acier et de béton. L'utilisateur doit fournir la section "SECT" en plus des caractéristiques du matériau ("YOUN" et "NU").

La déformation axiale (ε_x) et l'effort normal (N_x) sont notés respectivement "EPSS" et EFFX. (D-Combescure, 2001).

III.2.1.4. Eléments finis de poutre

III.2.1.5. Généralités

CAST3M 2000 possède deux éléments finis de poutre: poutre d'Euler-Bernoulli figure III.1 et poutre de Timoshenko figure III.2. (D-Combescure, 2001).

- l'élément poutre d'Euler-Bernoulli sans déformation de cisaillement et avec une répartition de courbure linéaire sur la hauteur de l'élément.
- l'élément poutre avec déformation de cisaillement et une répartition de courbure constante sur l'élément.

Ces deux éléments finis de poutre ont pour support géométrique l'élément segment à 2 nœuds (SEG2) et fonctionnent en 3D et en 2D (contraintes planes et déformations planes).

Ils servent de support à plusieurs lois de comportement globales et semi globales en traction-compression, flexion et cisaillement.

Pour ces deux éléments, l'utilisateur doit fournir la section SECT, les inerties de flexion INRY (uniquement en 3D) et INRZ et l'inertie de torsion INRX (uniquement en 3D). Les sections réduites pour le cisaillement SECY et SECZ sont facultatives. Le module de cisaillement G est calculé à partir du module d'Young (E) et du coefficient de Poisson (ν) :

$$G = E / 2(1 + \nu).$$

Dans le repère local, la direction de la poutre est notée O_x . En 3D, l'utilisateur peut fixer l'axe O_y grâce au paramètre facultatif VECT (objet POINT). Par la suite, nous ne présenterons que la formulation 3D. Les déformations et contraintes généralisées sont exprimées dans le repère local de la poutre (Tableau III.2).

Tableau III.2 Déformations et contraintes généralisées dans le repère local

Définition	Notation	Notation CAST3M
Allongement Axial	ε_x	<i>EPS</i>
	N_x	<i>EFFX</i>
Flexion	ϕ_y	<i>CY</i>
	ϕ_z	<i>CZ</i>
	M_y	<i>MOMY</i>
	M_z	<i>MOMZ</i>
Torsion	ϕ_x	<i>CX</i>
	M_x	<i>MOMX</i>
Cisaillement	γ_y	<i>GXY</i>
	γ_z	<i>GXZ</i>
	T_y	<i>EFFY</i>
	T_z	<i>EFFZ</i>

III.2.1.6. L'élément poutre :

L'élément de poutre POUT (Figure III.1) vérifie les hypothèses d'Euler-Bernoulli « les sections droites restent droites et il n'y a aucune déformation de cisaillement ».

Les fonctions de forme sont de:

- Degré 3 pour les déplacements transverses U_y et U_z
- Degré 2 pour les rotations de flexion θ_y et θ_z
- Degré 1 pour les courbures ϕ_y et ϕ_z
- Degré 1 pour le déplacement longitudinal U_x
- Constante pour la déformation axiale ε_x
- Degré 1 pour la rotation de torsion θ_x
- Constante pour le gauchissement de torsion f_x

Les contraintes et les déformations généralisées sont données aux deux extrémités de l'élément. Il faut remarquer que l'allongement axial, le gauchissement de torsion et les contraintes correspondantes sont identiques aux deux extrémités, seules les courbures diffèrent. Les déformations de cisaillement γ_y et γ_z sont nulles.

En élasticité, cet élément donne une solution exacte pour des forces et des moments appliqués aux nœuds des éléments.

Pour cet élément de poutre, l'utilisateur peut donner les sections réduites en cisaillement. La matrice de rigidité est alors modifiée pour tenir compte de la flexibilité additionnelle. Cette correction est bien évidemment ignorée en plasticité. (D-Combescure, 2001).

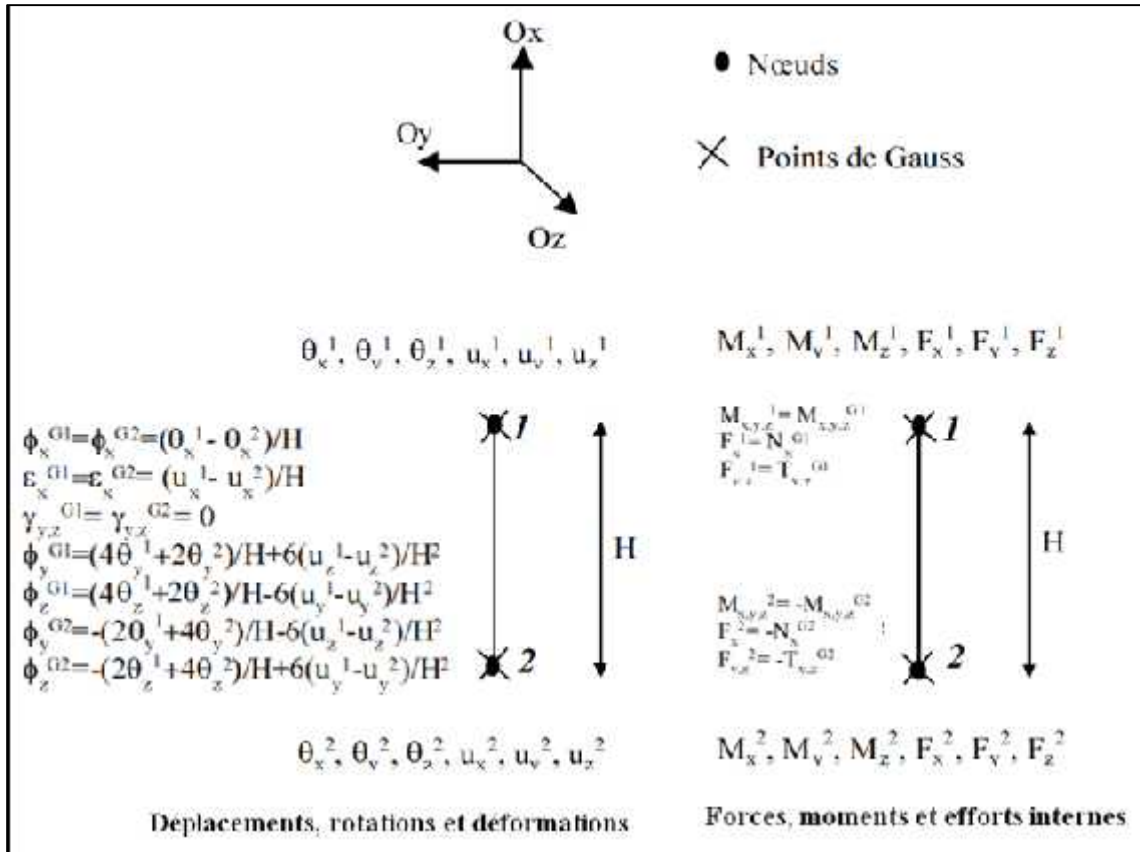


Figure III.1 Orientation, conventions et positions des points de Gauss dans l'élément de poutre d'Euler-Bernoulli.

III.2.1.7. L'élément TIMOSHENKO

L'élément de poutre TIMO (Figure III.2) vérifie les hypothèses suivantes « les sections planes restent planes mais pas obligatoirement normales à la fibre moyenne » (possibilité de déformations de cisaillement).

Cet élément est sous intégré pour éviter les problèmes de blocage en cisaillement (shear locking). Ce développement a été documenté dans "A TIMOSHENKO simple beam element in Castem 2000" (Pegon, 1993).

Les fonctions de forme sont donc :

- De degré 1 pour les rotations, les déplacements transverses et le déplacement axial,
- Constante pour les courbures, les déformations de cisaillement et l'allongement axial.

Cet élément a donc une convergence spatiale limitée par rapport à l'élément POUT et son utilisation nécessite une discrétisation plus fine.

Les contraintes et déformations sont données au point de Gauss unique situé au centre de l'élément.

Une des différences par rapport à l'élément POUT est que, pour l'élément TIMO, l'équation d'équilibre locale $T=dM/ds$ est vérifiée grâce à l'équilibre global alors que, pour l'élément POUT, cette relation est directement imposée dans l'élément (les efforts tranchants sont déduits directement des moments fléchissants). (D-Combescure, 2001).

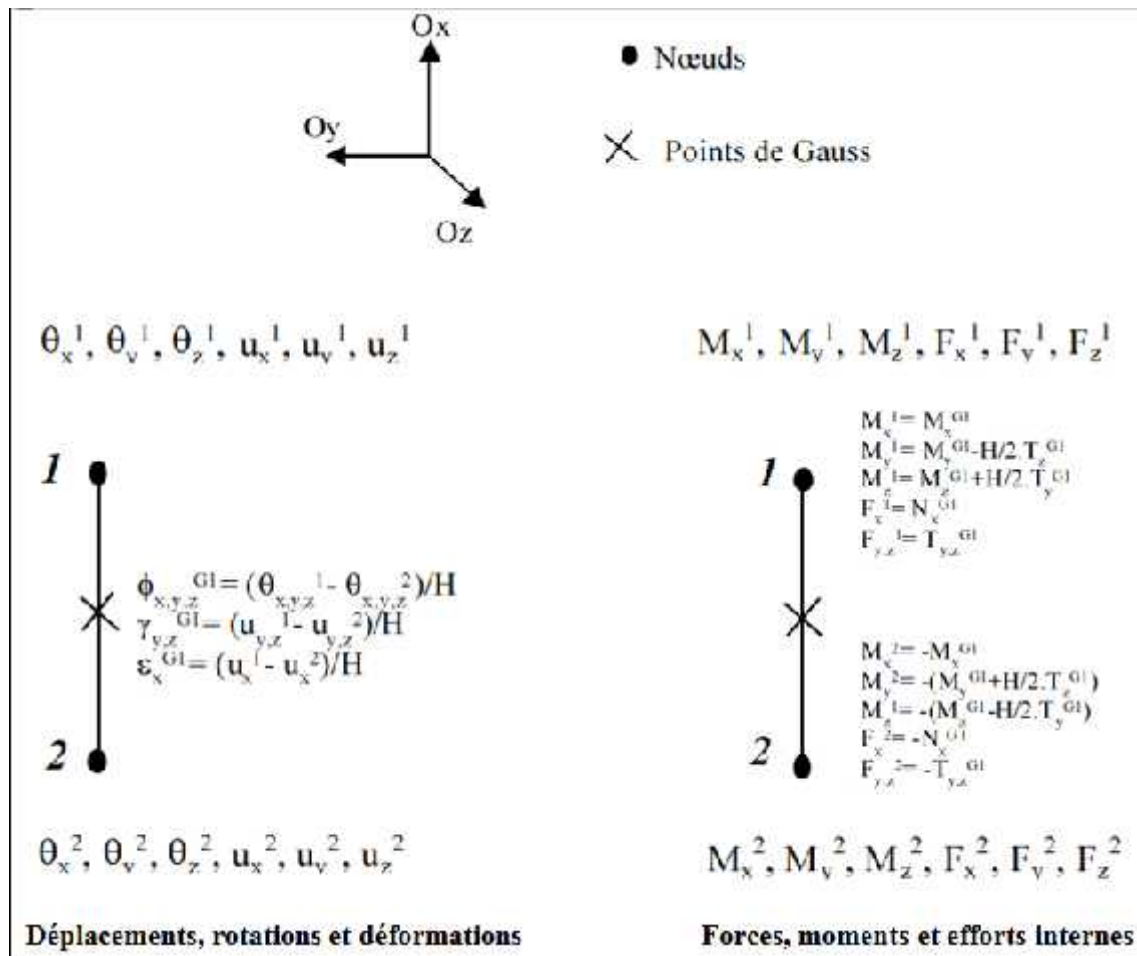


Figure III.2 Orientation, conventions et positions des points de Gauss dans l'élément de poutre de TIMO.

III.2.2. Approche locale

Dans cette approche, les matériaux acier et béton sont modélisés séparément. On utilise des éléments finis massifs pour le béton et les modèles de comportements associés en 3D. Ce type d'approche permet d'obtenir une description détaillée des phénomènes non linéaires en jeu

mais son application à la totalité d'une structure de type industrielle peut s'avérer difficile (temps et taille mémoire exagérés). De plus, l'utilisation de modèles de comportement locaux entraîne des problèmes de non convergence importants.

III.2.3. Approche semi-locale

III.2.3.1. Définition

La discrétisation est la même que pour les approches globales. Des hypothèses permettent de calculer les variables cinématiques locales (déformations) en fonction des variables cinématiques globales (déplacements, rotations). Une loi de comportement permet de calculer les variables statiques locales (contraintes) qui sont ensuite intégrées pour déterminer les variables statiques généralisées (moments, efforts).

La loi de comportement porte sur les variables globales telles que les moments, l'effort normal, les rotations, les déplacements. Il faut alors identifier cette loi pour chaque géométrie et chaque matériau (Figure III.3).

Cette méthode est un bon compromis pour les structures à géométrie simple car elle est beaucoup moins coûteuse que les méthodes locales et permet d'accéder à un niveau d'informations intéressant compte tenu des restrictions imposées par les hypothèses. Elle permet de plus de représenter de manière relativement réaliste la structure à étudier.

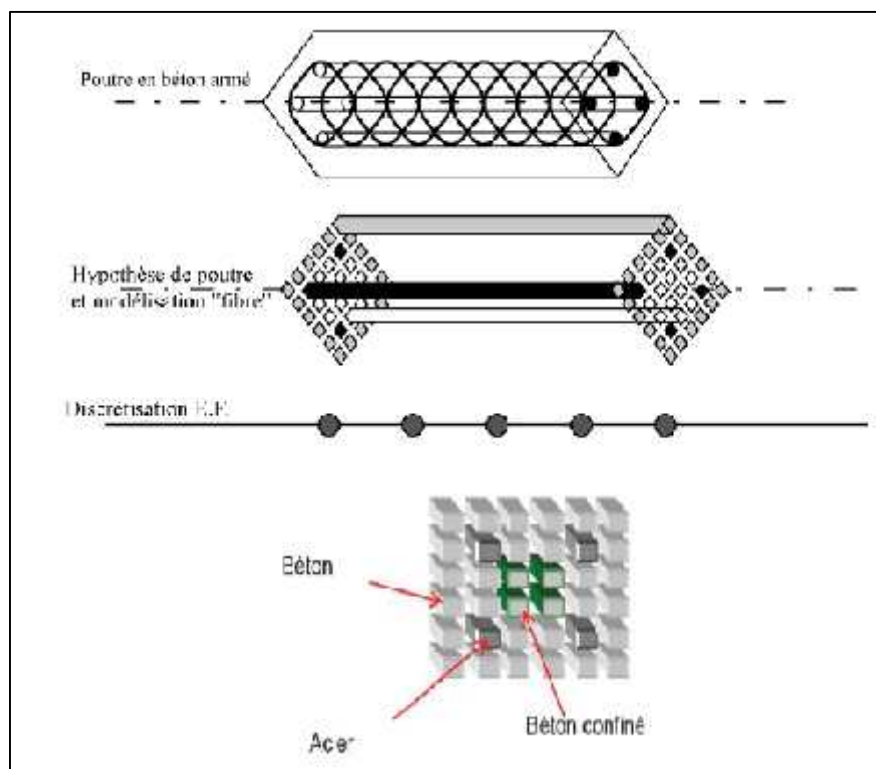


Figure III.3 Description d'une modélisation de type poutre multifibre.

III.2.3.2. Remarque

L'approche global donne une idée générale sur le comportement de la structure c'est-à-dire les relations contrainte-déformation, moment-effort normale, mais les informations au niveau local de la structure nécessite un calcul supplémentaire.

L'approche semi-globale où on utilise moins de paramètres avec plus d'informations au niveau local de la structure sans calcul supplémentaire donne des meilleurs résultats.

III.2.4. L'élément poutre multifibre

III.2.4.1. Introduction

Une poutre multifibre est un élément fini basé sur la théorie des poutres dont chaque section est divisée en fibres. A chaque fibre nous pouvons associer une loi de comportement locale en contraintes-déformations. Ce type de description possède les avantages d'hypothèses simplificatrices associées à une cinématique de type poutre Navier-Bernoulli tout en offrant une solution robuste et rapide pour une analyse non linéaire de structures composites.

Nous présentons dans ce qui suit trois formulations d'éléments finis poutres multifibres existant dans la littérature (les deux premières de cinématique Timoshenko et la dernière de cinématique Navier-Bernoulli), ainsi que des exemples d'application sur des structures en béton armé soumises à des chargements sismiques. (Stéphan MOULIN, 2009).

III.2.4.2. Élément de la théorie des poutres

Soit une poutre droite 3D de longueur L (figure III.4) orientée selon la direction x et soumise à des efforts distribués q_y, q_z .

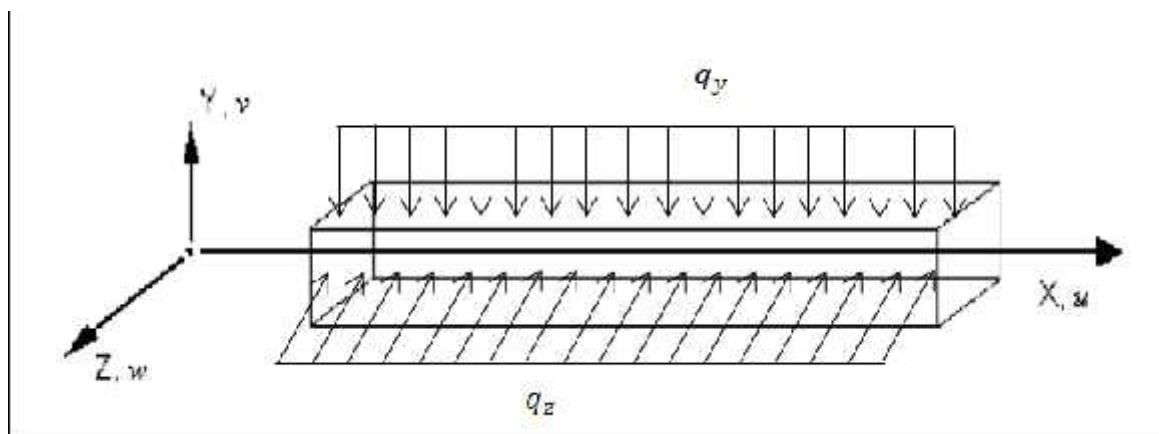


Figure III.4 Poutre d'Euler 3D

L'hypothèse des sections planes (théorie Timoshenko) permet d'exprimer les déplacements $u(x, y, z)$, $v(x, y, z)$, $w(x, y, z)$ d'un point quelconque de la poutre en fonction des déplacements u_s , v_s , w_s d'un point situé sur l'axe de référence x et des déplacements dus aux rotations θ_s , θ_s , θ_s de la section S :

$$u(x, y, z) = u_s(x) - y\theta_{sz}(x) + z\theta_{sy}(x) \quad (\text{III.1})$$

$$v(x, y, z) = v_s(x) - z\theta_{sx}(x) \quad (\text{III.2})$$

$$w(x, y, z) = w_s(x) + y\theta_s(x) \quad (\text{III.3})$$

Le champ des déformations prend alors la forme suivante :

$$\varepsilon_{xx} = u'_s(x) - y\theta'_{sz}(x) + z\theta'_{sy}(x) \quad (\text{III.4})$$

$$2\varepsilon_{xy} = v'_s(x) - \theta_{sz}(x) - z\theta'_{sx}(x) \quad (\text{III.5})$$

$$2\varepsilon_{xz} = w'_s(x) + \theta_s(x) + y\theta'_{sx}(x) \quad (\text{III.6})$$

En introduisant le principe des travaux virtuels « Dans un déplacement virtuel quelconque, la somme des travaux virtuels des forces à distance, des forces de liaisons, des forces d'inertie généralisées, telles qu'elles existent à un instant t , et nulle » dans les équations (III.1) à (III.6) on obtient:

$$\begin{aligned} \int_{V_0}^V (\delta\varepsilon_{xx} \cdot \sigma_{xx} + 2\delta\varepsilon_{xy} \cdot \sigma_{xy} + 2\delta\varepsilon_{xz} \cdot \sigma_{xz}) dV_0 &= \int_0^L (\delta v_s(x) q_y + \delta w_s(x) q_z) dx \\ \Leftrightarrow \int_0^L (N \delta u'_s(x) + T_y \delta \beta_{sy}(x) + T_z \delta \beta_{sz}(x) + M_x \delta \theta'_{sx}(x) + M_y \delta \theta'_{sy}(x) + M_z \delta \theta'_{sz}(x)) \\ &= \int_0^L (\delta v_s(x) q_y + \delta w_s(x) q_z) dx \end{aligned} \quad (\text{III.7})$$

avec :

$$\text{L'effort normal : } N = \int_S \sigma_{xx} dS \quad (\text{III.8})$$

$$\text{Les efforts tranchants : } T_y = \int_S \sigma_{xy} dS; T_z = \int_S \sigma_{xz} dS \quad (\text{III.9})$$

$$\text{Les moments de flexion : } M_y = \int_S z \sigma_{xx} dS; M_z = \int_S -y \sigma_{xx} dS \quad (\text{III.10})$$

$$\text{Le moment de torsion : } M_x = \int_S (-z \sigma_{xy} + y \sigma_{xz}) dS \quad (\text{III.11})$$

$$\beta_s(x) = v'_s(x) - \theta_{sz}(x); \beta_s(x) = w'_s(x) - \theta_s(x) \quad (\text{III.12})$$

La théorie des poutres et les équations d'élasticité donnent:

$$\begin{cases} \sigma_{xx} = E, \varepsilon_{xx} ; \\ \sigma_{xy} = 2G, \varepsilon_{xy} ; \\ \sigma_{xz} = 2G, \varepsilon_{xz} ; \\ \sigma_{yy} = \sigma_{zz} = 0 \end{cases} \quad (\text{III.13})$$

avec : E le module de Young de la section et G le module de cisaillement.

Dans le cadre de la théorie d'Euler - Bernoulli (les sections planes restent planes et perpendiculaires à l'axe neutre), les équations précédentes (III.1) à (III.6) prennent la forme suivante :

$$\begin{cases} u(x,y,z) = u_s(x) - y\theta_{sz}(x) + z\theta_{sy}(x) \\ v(x,y,z) = v_s(x) \\ w(x,y,z) = w_s(x) \\ \varepsilon_{xx} = u'_s(x) - y\theta'_{sz}(x) + z\theta'_{sy}(x) \\ \varepsilon_{xy} = \varepsilon_{xz} = 0 \end{cases} \quad (\text{III.14})$$

Contrairement à la poutre Timochenko, la poutre Euler - Bernoulli néglige les déformations dues au cisaillement. En appliquant le principe des travaux virtuels, nous obtenons finalement :

$$\int_0^L \left(N\delta u'_s(x) + M_y\delta\theta'_{sy}(x) + M_z\delta\theta'_{sz}(x) \right) dx = \int_0^L (\delta v_s(x)q_y + \delta w_s(x)q_z) dx \quad (\text{III.15})$$

$$\text{avec : } N = \int_S \sigma_{xx} dS; M_y = \int_S z\sigma_{xx} dS; M_z = \int_S -y\sigma_{xx} dS \quad (\text{III.16})$$

Remarque :

Le moment de torsion M_x et les efforts tranchants T_y et T_z ne peuvent pas être calculés par intégration des contraintes de cisaillement puisque ces dernières sont négligées. Dans la suite nous présentons en détail plusieurs éléments finis poutre multifibre existants dans la littérature basées sur la théorie de Timoshenko ou d'Euler – Bernoulli (Panagiotis KOTRONIS, 2008), (Stéphan MOULIN, 2009).

III.2.4.3. Elément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre supérieur

Soit une poutre Timoshenko 3D à 2 nœuds (Stéphan MOULIN, 2009), de longueur L, soumise à des efforts distribués q_y et q_z (figure III.4). S est la section de la poutre discrétisée en fibres de coordonnées y, z. Nous présentons ici une généralisation où l'axe de référence choisi pour la poutre est indépendant de toute considération géométrique, inertielle ou mécanique.

La discrétisation en éléments "exacts" de poutre s'effectue sur un élément linéique à deux nœuds et six degrés de liberté par nœuds. Ces degrés de liberté sont les trois translations u , v , w et les trois rotations θ_x , θ_y , θ_z (Figure III.5).

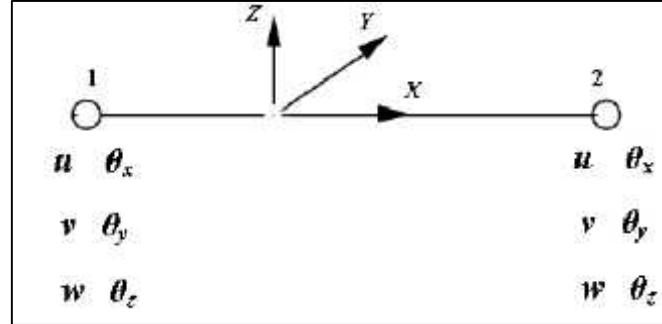


Figure III.5 Élément poutre.

Pour chaque nœud, on stocke d'abord les grandeurs liées aux trois translations, puis celles liées aux trois rotations. Par exemple, un vecteur déplacement sera structuré de la manière suivante :

$$\{U^T\} = \{u_1, v_1, w_1, \theta_{x1}, \theta_{y1}, \theta_{z1}, u_2, v_2, w_2, \theta_{x2}, \theta_{y2}, \theta_{z2}\} \quad (\text{III.17})$$

III.2.4.4. Fonctions d'interpolation

Nous considérons le champ de déplacements continus en tout point de la ligne moyenne x en fonction du champ de déplacements discrétisés :

$$U_s = [N] \cdot \{U\} \quad (\text{III.18})$$

$$\text{avec : } \{U_s\}^T = \{u_s(x), v_s(x), w_s(x), \theta_{sx}(x), \theta_{sy}(x), \theta_{sz}(x)\} \quad (\text{III.19})$$

Le choix des fonctions d'interpolation $[N]$ conditionne la performance numérique de l'élément. Le phénomène du blocage par cisaillement (apparition de rigidité 'parasite' quand l'élément est élancé) est présent dans tous les éléments finis de poutre Timoshenko où les déplacements transversaux et les rotations sont discrétisés séparément.

Afin d'affranchir ce problème, la formulation présentée ci-dessous opte pour une interpolation polynomiale de degré supérieur pour les déplacements transversaux (par exemple cubique) et les rotations (par exemple quadratique) qui ne sont plus indépendants. Ce type d'approche conduit à des éléments finis à plus de deux nœuds (deux nœuds aux extrémités et des nœuds intérieurs), ou à des éléments finis à deux nœuds dont les fonctions

d'interpolation dépendent des propriétés des matériaux (Mazars et al., 2006). Dans cette dernière formulation les fonctions d'interpolation prennent la forme suivante:

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_3 & 0 & 0 & 0 & N_4 & 0 & N_5 & 0 & 0 & N_6 \\ 0 & 0 & N_3^* & 0 & -N_4^* & 0 & 0 & 0 & N_5^* & 0 & -N_6^* \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 \\ 0 & 0 & -N_7^* & 0 & N_8^* & 0 & 0 & 0 & -N_9^* & 0 & N_{10}^* \\ 0 & N_7 & 0 & 0 & 0 & N_8 & 0 & N_9 & 0 & 0 & N_{10} \end{bmatrix} \quad (III.20)$$

avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 1 - \frac{x}{L} \\ N_2 = \frac{x}{L} \\ N_3 = \frac{1}{1+\phi} \left\{ 2 \left(\frac{x}{L} \right)^3 - 3 \left(\frac{x}{L} \right)^2 - \phi \left(\frac{x}{L} \right) + 1 + \phi \right\} \\ N_4 = \frac{1L}{1+\phi} \left\{ \left(\frac{x}{L} \right)^3 - \left(2 + \frac{\phi}{2} \right) \left(\frac{x}{L} \right)^2 + \left(1 + \frac{\phi}{2} \right) \left(\frac{x}{L} \right) \right\} \\ N_5 = -\frac{1}{1+\phi} \left\{ 2 \left(\frac{x}{L} \right)^3 - 3 \left(\frac{x}{L} \right)^2 - \phi \left(\frac{x}{L} \right) \right\} \\ N_6 = \frac{1L}{1+\phi} \left\{ \left(\frac{x}{L} \right)^3 - \left(1 - \phi/2 \right) \left(\frac{x}{L} \right)^2 - \frac{\phi}{2} \left(\frac{x}{L} \right) \right\} \\ N_7 = \frac{6}{1+\phi} \left\{ \left(\frac{x}{L} \right)^2 - \left(\frac{x}{L} \right) \right\} \\ N_8 = \frac{L}{1+\phi} \left\{ 3 \left(\frac{x}{L} \right)^2 - (4+\phi) \left(\frac{x}{L} \right) + (1+\phi) \right\} \\ N_9 = -\frac{6}{(1+\phi)L} \left\{ \left(\frac{x}{L} \right)^2 - \left(\frac{x}{L} \right) \right\} \\ N_{10} = \frac{1}{1+\phi} \left\{ 3 \left(\frac{x}{L} \right)^2 - (2-\phi) \left(\frac{x}{L} \right) \right\} \\ N_i^* = N_i(\theta) \end{array} \right. \quad (III.21)$$

Les rapports entre la rigidité de flexion et la rigidité de cisaillement dans les axes y et z deviennent:

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi = \left(\frac{\int_s E y^2 dS}{\int_s G dS} \right) \\ \phi^* = \frac{12}{L^2} \left(\frac{\int_s E z^2 dS}{\int_s G dS} \right) \end{array} \right. \quad (III.22)$$

III.2.4.5. Matrices de rigidités

La relation entre les forces et les déformations généralisées dans une section prend la forme suivante (Guedes et al., 1994) :

$$\{F\}=[K_s].\{D\} \quad (III.23)$$

$$\{F\}^T=[N, T_y, T_z, M_x, M_y, M_z] \quad (III.24)$$

$$\{D\}^T=[u'_s(x), v'_s-\theta_{sz}(x), w'_s+\theta_{sy}(x), \theta'_{sx}(x), \theta'_{sy}(x), \theta'_{sz}(x)] \quad (III.25)$$

La matrice de rigidité de la section devient:

$$[K_s]=\begin{bmatrix} K_{s11} & 0 & 0 & 0 & K_{s15} & K_{s16} \\ & K_{s22} & 0 & K_{s24} & 0 & 0 \\ & & K_{s33} & K_{s34} & 0 & 0 \\ & & & K_{s44} & 0 & 0 \\ & Sym & & & K_{s55} & K_{s56} \\ & & & & & K_{s66} \end{bmatrix} \quad (III.26)$$

$$\begin{cases} K_{s11}=\int_s E dS; K_{s15}=\int_s E z dS; K_{s16}=-\int_s E y dS; K_{s22}=K_y \int_s G dS \\ K_{s24}=-K_y \int_s G z dS; K_{s33}=K_z \int_s G dS; K_{s34}=K_z \int_s G y dS \\ K_{s44}=\int_s G (K_z y^2 + K_y z^2) dS; K_{s55}=\int_s E . z^2 dS \\ K_{s56}=-\int_s E . y . z . dS; K_{s66}=\int_s E . y^2 dS \end{cases} \quad (III.27)$$

Les variables K_y et K_z sont les coefficients de correction de cisaillement de la section définie. L'introduction des équations (III.38) à (III.45) dans le principe des travaux virtuels conduit à :

$$\int_0^L \delta\{D\}^T [K_s] \{D\} dx = \int_0^L (\delta v_s(x) q_y + \delta w_s(x) q_z) dx \quad (III.28)$$

La déformation généralisée est calculée par :

$$\{D\}=[B].\{U\} \quad (III.29)$$

avec :

$$[B]=\begin{bmatrix} N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N'_3-N_7 & 0 & 0 & 0 & N'_4-N_8 & 0 & N'_5-N_9 & 0 & 0 & 0 & N'_6-N_{10} \\ 0 & 0 & N'^*_3-N'^*_7 & 0 & -N'^*_4+N'^*_8 & 0 & 0 & 0 & N'^*_5-N'^*_9 & 0 & -N'^*_6+N'^*_{10} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -N'^*_7 & 0 & N'^*_8 & 0 & 0 & 0 & -N'^*_9 & 0 & N'^*_{10} \\ 0 & 0 & N'_7 & 0 & 0 & 0 & N'_8 & 0 & N'_9 & 0 & 0 & 0 & N'_{10} \end{bmatrix} \quad (III.30)$$

La matrice de rigidité de l'élément est donnée par :

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T [K_s] [B] dx \quad (III.31)$$

III.2.4.6. Intégration dans le cas non-linéaire (matrice de rigidité)

Lorsque le comportement du matériau est non linéaire, pour permettre une intégration correcte des efforts internes, il est nécessaire d'avoir au moins deux points d'intégration le long de la poutre (points de Gauss) la matrice de rigidité est calculée en utilisant l'équation suivante :

$$[K_e] = \int_0^L [B]^T \cdot [K_s] \cdot [B] dx = J \sum_{i=1}^2 w_i [B(x_i)]^T \cdot K_s \cdot [B(x_i)] \quad (III.32)$$

Où : x_i est la position du point de Gauss i dans un élément de référence de longueur 1, c'est-à-dire : $1 \mp \frac{0,5}{2}$

w_i est le poids du point de Gauss i. On prend ici $w_i = 0,5$ pour chacun des deux points et J est le Jacobien.

Cette formule est utilisée également avec les autres types de poutre multifibre que nous présentons dans la suite.

III.2.4.7. Matrices de masse

Selon Guedes (Guedes et al., 1994) le travail virtuel des efforts d'inertie et la matrice de masse de la section prennent la forme suivante:

$$W_{int} = \int_0^L \int_S \rho (\delta u(x,y,z) \cdot \frac{d^2 u(x,y,z)}{dt^2} + \delta v(x,y,z) \cdot \frac{d^2 v(x,y,z)}{dt^2} + \delta w(x,y,z) \cdot \frac{d^2 w(x,y,z)}{dt^2}) ds dx$$

$$W_{int} = \int_0^L \delta \{U_s\}^T \cdot [M_s] \cdot \frac{d^2 \{U_s\}}{dt^2} \cdot dx \quad (III.33)$$

Avec U_s le vecteur des déplacements généralisé.

Ce qui donne pour la matrice de masse :

$$[M_s] = \begin{bmatrix} M_{s11} & 0 & 0 & 0 & M_{s15} & M_{s16} \\ & M_{s22} & 0 & M_{s24} & 0 & 0 \\ & & M_{s33} & M_{s34} & 0 & 0 \\ & & & M_{s44} & 0 & 0 \\ & Sym & & & M_{s55} & M_{s56} \\ & & & & & M_{s66} \end{bmatrix} \quad (III.34)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{s11} = \int_S \rho dS; M_{s15} = \int_S \rho z dS; M_{s16} = - \int_S \rho y dS; M_{s22} = K_y \int_S \rho dS \\ M_{s24} = -K_y \int_S \rho z dS; M_{s33} = K_z \int_S \rho dS; M_{s34} = K_z \int_S \rho y dS \\ M_{s44} = \int_S \rho (K_z y^2 + K_y z^2) dS; M_{s55} = \int_S \rho z^2 dS \\ M_{s56} = - \int_S \rho y z dS; M_{s66} = \int_S \rho y^2 dS \end{array} \right. \quad (III.35)$$

Avec ρ masse volumique.

La matrice de masse de l'élément est donnée par :

$$[M_{elem}] = \int_0^L [M]^T [M_s] [M] dx \quad (III.36)$$

Remarque

Cette expression de la matrice de masse est rarement présentée dans la littérature. Dans la plupart des codes éléments finis elle est remplacée par la matrice de masse de type Euler - Bernoulli (ainsi les termes de correction de cisaillement intervient uniquement dans la matrice de raideur).

III.2.4.8. Efforts internes et efforts résultants

Le calcul des forces nodales dues à un état de contraintes internes donné se fait finalement par l'intégrale suivante:

$$\{F_{int}\} = \int_0^L [B]^T \{F\} dx \quad (III.37)$$

Avec $\{F\}$ le vecteur des forces de la section issu de l'intégration des contraintes dans les fibres (III.8---III.11, III.24) et $[B]$ qui est donné par l'équation 30.

Les efforts résultants sont donnés par : $\{F_{res}\} = \int_0^L [N]^T \{Q\} dx$ (III.38)

Avec $[N]$ qui est donné par les équations III.24---III.37.

Le vecteur Q dépend du chargement extérieur :

$$\{Q\}^T = (0 q_y q_z 0 0 0) \quad (III.39)$$

Si nous considérons que les efforts distribués sont constants, nous obtenons le vecteur des forces résultantes suivant :

$$\{F_{res}\}^T = (0 \frac{L q_y}{2} \frac{L q_z}{2} 0 0 0 0 \frac{L q_y}{2} \frac{L q_z}{2} 0 0 0) \quad (III.40)$$

Remarques

- Pour des sections homogènes de comportement linéaire et quand l'axe de référence coïncide avec l'axe neutre de la poutre la matrice de rigidité de l'élément ainsi calculée est la

même que la matrice de rigidité exacte d'un élément Timoshenko. Un seul élément fini est donc suffisant pour calculer les déplacements exacts d'une poutre soumise à des chargements statiques. Pour des sections hétérogènes la qualité des résultats dépend de la précision de calculs des propriétés élastiques de la section.

- Lorsque l'élancement devient grand $\delta \rightarrow 0$ et $\delta^* \rightarrow 0$ et donc la matrice de rigidité tend vers celle d'un élément Bernoulli.

III.2.5. Élément fini poutre multifibre Timoshenko à deux nœuds avec des fonctions d'interpolation d'ordre 1

III.2.5.1. Fonctions d'interpolation

La matrice des fonctions d'interpolation $[N]$ est de la forme :

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 \end{bmatrix} \quad (III.41)$$

$$N_1 = 1 - \frac{x}{L} ; N_2 = \frac{x}{L} \quad (III.42)$$

III.2.5.2. Matrices de rigidité

La matrice de rigidité de la section $[K_s]$ est donnée par les équations (III.26) à (III.27). La déformation généralisée est calculée comme avant par $\{D\} = [B]\{U\}$ avec :

$$[B] = \begin{bmatrix} N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{2} & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & -\frac{1}{2} \\ 0 & 0 & N'_1 & 0 & \frac{1}{2} & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 \end{bmatrix} \quad (III.43)$$

$$N'_1 = -\frac{1}{L}, N'_2 = \frac{1}{L} \quad (III.44)$$

La matrice de rigidité d'élément est finalement donnée selon l'équation (III.49):

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T [K_s] [B] dx$$

La matrice $[B]$ devait être alors :

$$[B] = \begin{bmatrix} N_1' & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2' & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_1' & 0 & 0 & 0 & -\frac{L-x}{L} & 0 & N_2' & 0 & 0 & 0 & -\frac{x}{L} \\ 0 & 0 & N_1' & 0 & \frac{L-x}{L} & 0 & 0 & 0 & N_2' & 0 & \frac{x}{L} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1' & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2' & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & N_1' & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_1' & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2' \end{bmatrix} \quad (\text{III.45})$$

$$N_1' = -\frac{1}{L}, N_2' = \frac{1}{L} \quad (\text{III.46})$$

Pour affranchir le problème de blocage par cisaillement, les déformations généralisées de cisaillement $(v_s'(x) - \theta_{sz}(x) \text{ et } v_s'(x) - \theta_{sz}(x))$ ont été simplifiées en éliminant les termes linéaires $\frac{1}{2}(\theta_{z1} - \theta_{z2}) \left(x - \frac{L}{2}\right)^2$ et $\frac{1}{2}(\theta_{y2} - \theta_{y1}) \left(x - \frac{L}{2}\right)^2$ (Donea et al., 1987).

III.2.5.3. Matrices de masse

La matrice de masse de la section et la matrice de masse de l'élément sont données par les mêmes équations que pour les fonctions d'interpolation d'ordre supérieur.

III.2.5.4. Efforts internes

Voir les équations des fonctions d'interpolation d'ordre supérieur.

III.2.6. Élément fini poutre multifibre Euler – Bernoulli

III.2.6.1. Fonctions d'interpolation

La matrice des fonctions d'interpolation $[N]$ est de la forme :

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & N_3 & 0 & 0 & 0 & N_4 & 0 & N_5 & 0 & 0 & 0 & N_6 \\ 0 & 0 & N_3' & 0 & -N_4' & 0 & 0 & 0 & N_5' & 0 & -N_6' & 0 \\ 0 & 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N_3' & 0 & N_4' & 0 & 0 & 0 & -N_5' & 0 & N_6' & 0 \\ 0 & N_3' & 0 & 0 & 0 & N_4' & 0 & -N_5' & 0 & 0 & 0 & N_6' \end{bmatrix} \quad (\text{III.47})$$

Avec les fonctions d'interpolation suivantes, et leurs dérivées utiles:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_1 = 1 - \frac{x}{L}, N_1' = -\frac{1}{L} \\ N_2 = \frac{x}{L}, N_2' = \frac{1}{L} \\ N_3 = 1 - 3\frac{x^2}{L^2} + 2\frac{x^3}{L^3}, N_3' = -\frac{6x}{L^2} + 6\frac{x^2}{L^3} \\ N_4 = x - 2\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2}, N_4' = 1 - \frac{4x}{L} + 3\frac{x^2}{L^2} \\ N_5 = 3\frac{x^2}{L^2} - 2\frac{x^3}{L^3}, N_5' = \frac{6x}{L^2} - 6\frac{x^2}{L^3} \\ N_6 = -\frac{x^2}{L} + \frac{x^3}{L^2}, N_6' = -\frac{x}{L} + 3\frac{x^2}{L^2} \end{array} \right. \quad (\text{III.48})$$

III.2.6.2. Matrices de rigidité

La matrice de rigidité de la section devient :

$$\{F\} = [K_s] \cdot \{D\} \quad (\text{III.49})$$

$$\text{Où } \{F\}^T = \{N, M_y, M_z, M_x\} \quad (\text{III.50})$$

$$\{D\}^T = \{u'_s(x), \theta'_{sy}(x), \theta'_{sz}(x), \theta'_{sx}(x)\} \quad (\text{III.51})$$

La matrice K_s peut alors se mettre sous la forme suivante :

$$K_s = \begin{bmatrix} K_{s11} & K_{s12} & K_{s13} & 0 \\ & K_{s22} & K_{s23} & 0 \\ & & K_{s33} & 0 \\ Sym & & & K_{s44} \end{bmatrix} \quad (\text{III.52})$$

$$a : \begin{cases} K_{s11} = \int_s E \cdot dS; K_{s12} = \int_s E \cdot z \cdot dS; K_{s13} = - \int_s E \cdot y \cdot dS \\ K_{s22} = \int_s -E \cdot z^2 \cdot dS; K_{s23} = \int_s E \cdot y \cdot z \cdot dS; K_{s33} = \int_s E \cdot y^2 \cdot dS \end{cases} \quad (\text{III.53})$$

Remarque

Le terme de torsion $K_{s4} = G \cdot J_x$ est donné par l'utilisateur à l'aide de la donnée de J_x .

Les déformations généralisées sont calculées par :

$$[D] = [B][U] \quad (\text{III.54})$$

Avec la matrice $[B]$ suivante :

$$[B] = \begin{bmatrix} N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -N''_3 & 0 & N''_4 & 0 & 0 & 0 & -N''_5 & 0 & N''_6 & 0 \\ 0 & N''_3 & 0 & 0 & 0 & N''_4 & 0 & N''_5 & 0 & 0 & 0 & N''_6 \\ 0 & 0 & 0 & N'_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & N'_2 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (\text{III.55})$$

$$\begin{cases} N''_3 = -\frac{6}{L^2} + 12\frac{x}{L^3}; N''_4 = -\frac{4}{L} + 6\frac{x}{L^2} \\ N''_5 = \frac{6}{L^2} - 12\frac{x}{L^3}; N''_6 = -\frac{2}{L} + 6\frac{x}{L^2} \end{cases} \quad (\text{III.56})$$

La matrice de rigidité de l'élément est finalement donnée par l'équation (III.31) :

$$[K_{elem}] = \int_0^L [B]^T [K_s] [B] dx$$

III.2.6.3. Matrices de masse

Les matrices de masse de la section et de l'élément prennent les formes suivantes :

$$[M_s] = \begin{bmatrix} M_{s11} & 0 & 0 & M_{s12} & M_{s13} & 0 \\ & M_{s11} & 0 & 0 & 0 & -M_{s12} \\ & & M_{s11} & 0 & 0 & -M_{s13} \\ & & & M_{s22} & M_{s23} & 0 \\ Sym & & & & M_{s33} & 0 \\ & & & & & M_{s22} + M_{s33} \end{bmatrix} \quad (III.57)$$

$$\begin{cases} M_{s11} = \int_s \rho \cdot dS ; M_{s12} = \int_s \rho \cdot z \cdot dS ; M_{s13} = - \int_s \rho \cdot y \cdot dS \\ M_{s22} = \int_s \rho \cdot z^2 \cdot dS ; M_{s23} = \int_s \rho \cdot y \cdot z \cdot dS ; M_{s33} = \int_s \rho \cdot y^2 \cdot dS \end{cases} \quad (III.58)$$

III.2.6.4. Efforts internes et efforts résultants

Le calcul des forces nodales dues à un état de contraintes internes donné se fait finalement par l'intégrale suivante: $\{F_{int}\} = \int_0^L [B]^T \cdot \{F\} \cdot dx$

avec $\{F\}$ le vecteur des forces de la section issu de l'intégration des contraintes dans les fibres (équations 8---11, 39) et $[B]$ qui est donné par l'équation III.48.

Si nous considérons que les efforts distribués sont constants, nous obtenons le vecteur des forces résultantes suivant :

$$\{F_{res}\}^T = \left(0 \frac{Lq_y}{2} \frac{Lq_z}{2} 0 - \frac{L^2 q_z}{2} \frac{L^2 q_y}{2} 0 \frac{Lq_y}{2} \frac{Lq_z}{2} 0 \frac{L^2 q_z}{2} - \frac{L^2 q_y}{2} \right) \quad (III.59)$$

III.2.7. Comparaison entre les avantages et les inconvénients des différentes approches :

III.2.8. Modélisation globale

Ses avantages:

- Elles adaptée à la modélisation des structures de types coque (dalle et voile).
- Elle est peu couteuse en temps CPU et en taille mémoire.
- Elle peut etre combinée à l'emploi d'autres éléments de structure (coque ; multicouche...).

Ses inconvénients :

- Elle ne permet pas de représenter finement les phénomènes mécaniques et les réponses locales (contraintes..). Le comportement de la structure est « homogénéisé ».

- La mise en œuvre de modèle de comportement globaux nécessite une identification des paramètres pouvant être difficile.

III.2.9. Modélisation locale :

Ses avantages :

- Elle permet de représenter finement des géométries complexes du type nœuds d'ossatures ou zones que l'on cherche à modéliser avec précision (y compris l'ensemble du ferraillement longitudinale et transversale).
- Elle permet de représenter tous les types de chargement .
- Elle permet d'accéder aux grandeurs globales et locales.

Ses inconvénients :

- Elle est plus coûteuse en temps CPU et en taille mémoire que les modélisations semi-globales et globales.
- Le mélange éléments massifs (béton) et barre (acier) peut introduire des singularités source de non convergence.
- La délocalisation n'est pas disponible avec DYNA-LINE.

III.2.10. Modélisation semi-globale :

Avantage :

- Elle est adaptée à la modélisation des structures minces de type poutre.
- Elle permet de réduire la taille du problème par rapport à une modélisation en élément massifs.
- Elle est peu combinée à l'emploi d'autres éléments de structure.

Ses inconvénients :

- Elle ne permet pas de représenter le ferraillement transverse.
- Elle n'est pas adaptée aux changements de type cisaillement.
- Elle est plutôt adaptée aux structures relativement simples.

III.3. La méthode de 'Pushover'

Introduction

Une évaluation fiable du comportement d'un bâtiment face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique. La méthode d'analyse de type "Pushover", basée sur les courbes de capacité (ou bien les courbes "Pushover"), représente une nouvelle approche d'estimation

dedommages (structuraux et non structuraux), incluant notamment les effets du comportement post-élastique. Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

L'outil le plus performant pour donner une estimation réaliste du comportement d'une structure existante avant et après réhabilitation est : Analyse Pushover.

III.3.1. Définition de l'analyse Pushover

L'analyse 'Pushover' est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure.

Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement du sommet de la structure. voir figure III.6.

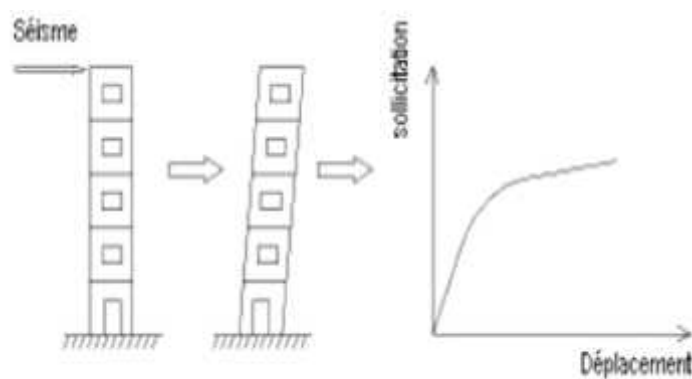


Figure III.6 Signification physique de la courbe de capacité

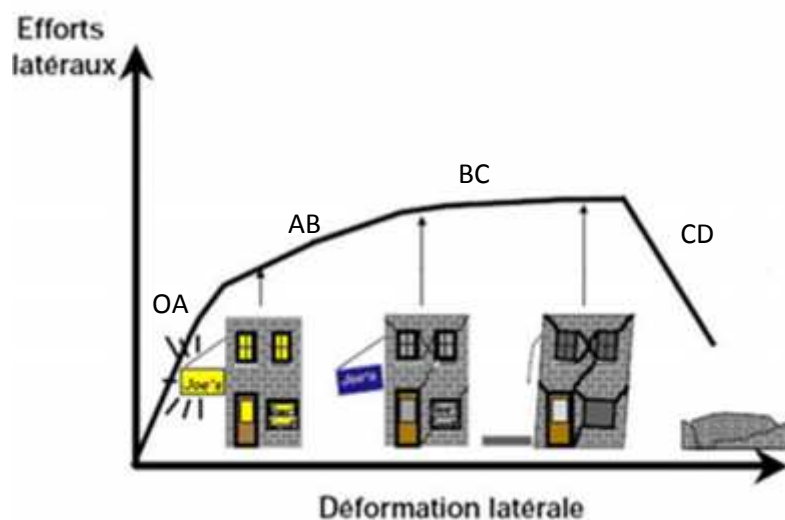


Figure III.7 Endommagement correspondant [FEMA356].

Premier niveau comportement élastique (non endommagement) ;

Deuxième niveau un endommagement mineur est susceptible de se développer ;

Troisième niveau endommagement avancé (aucune capacité de résistance) ;

Quatrième niveau effondrement de la structure.

III.3.2. But de l'analyse Pushover

Le but de l'analyse Pushover est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure. L'analyse Pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- l'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.

- la détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.

- les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.

- l'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.

- l'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

III.3.3. Principes théoriques du calcul Pushover

Pushover est une méthode de calcul, utilisée en particulier pour l'évaluation des structures existantes, qui consiste à appliquer une charge statique, d'allure triangulaire, sur la structure à analyser. Cette allure triangulaire a pour objectif de représenter l'effet d'un séisme par une force de remplacement statique. A partir de cette charge, qui est appliquée par étapes, le comportement non linéaire de la structure peut être défini. La non linéarité est en effet introduite dans la structure au moyen des paramètres des rotules plastiques.

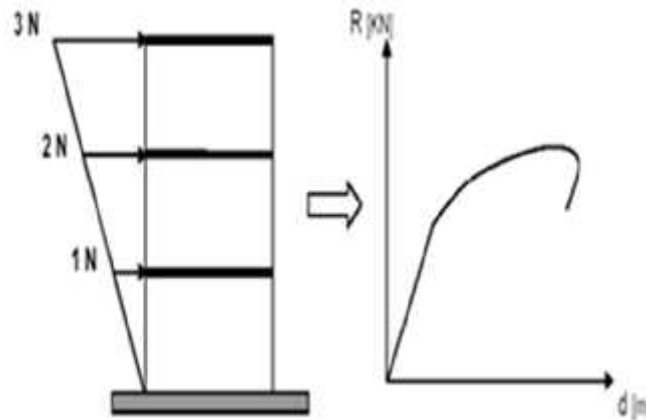


Figure III.8 Courbe de capacité.

L'exécution d'un calcul Pushover a pour objectif d'éviter de se lancer dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques temporels. Cette méthode dynamique est plus exacte, car elle permet de définir le comportement réel d'une structure face à un séisme (graphiques déplacement-temps, accélération-temps). Toutefois, dans ce type de méthode, la difficulté se situe dans le choix du séisme, et plus particulièrement de son accélérogramme. En effet, l'étude doit être basée soit sur un séisme naturel mesuré, soit sur un accélérogramme artificiel. La définition de cette donnée de base pose des problèmes non négligeables et parfois reste très approximative. Malgré ses limites, comme par exemple le fait de modéliser le séisme comme une action unidirectionnelle, Pushover représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances utiles sur le comportement de la structure.

Conclusion

L'analyse Pushover est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs schémas de confortement de bâtiments existants et d'étudier de nouvelles structures qui se comporteront d'une manière adéquate durant de futurs séismes.

Les résultats obtenus à partir d'une analyse Pushover en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement de la structure.

Chapitre IV

Modèles de comportement

Sommaire du chapitre IV

IV.1. Description des lois de comportement globales existantes dans « CAST3M »	- 49 -
IV.1.1. Le modèle GLOBAL.....	- 49 -
IV.2. Description de lois de comportement locales.....	- 50 -
IV.2.1. Comportement uni-axial du béton.....	- 50 -
IV.2.2. Traction directe	- 51 -
IV.2.3. Traction cyclique.....	- 51 -
IV.2.4. Compression simple	- 52 -
IV.2.5. Compression cyclique	- 53 -
IV.2.6. L'effet unilatéral.....	- 53 -
IV.2.7. Conclusions sur le comportement expérimental du béton.....	- 54 -
IV.3. Comportement du béton confiné	- 55 -
IV.3.1. Définition du béton confiné	- 55 -
IV.3.2. Effet du confinement du béton sur la ductilité des structures en B.A	- 55 -
IV.3.3. Comportement du béton confiné en élasticité non linéaire	- 56 -
IV.3.4. Modèle d'Hognestad (1951)	- 56 -
IV.3.5. Comportement en compression.....	- 57 -
IV.3.6. La prise en compte du confinement en compression.....	- 57 -
IV.3.7. Comportement en traction.....	- 58 -
IV.4. Modélisation du comportement du béton.....	- 60 -
IV.4.1. Le modèle de béton_uni	- 60 -
IV.4.2. Courbe de première charge en compression	- 61 -
IV.4.3. Prise en compte du confinement en compression	- 61 -
IV.4.4. Dégradation de raideur en compression.....	- 62 -
IV.4.5. Comportement en traction.....	- 62 -
IV.5. Lois de comportement de l'acier.....	- 62 -
IV.5.1. Le modèle d'acier de Manegotto-pinto ACIER_UNI.....	- 63 -
IV.5.2. La loi acier élastoplastique avec écrouissage cinématique PARFAIT_UNI.....	- 64 -

IV.1. Description des lois de comportement globales existantes dans « CAST3M »

Les lois de comportement globales sont des relations entre une déformation généralisée ($\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z, \gamma_y, \gamma_z$ ou ϵ_x) et sa contrainte associée (M_x, M_y, M_z, T_y, T_z ou N_x) sans passage par des lois matériaux locales. (Fardis, 1991) et (Politopoulos, 1998) sont des exemples d'états de l'art de ce type de modèle.

Les lois disponibles dans CAST3M 2000 ne comportent aucun couplage entre les différents modes de fonctionnement (par exemple, entre les moments de flexion et l'effort normal). (D-Combescure, 2001)

IV.1.1. Le modèle GLOBAL

Le modèle global non linéaire regroupe trois lois de comportement découplées pour respectivement la compression/traction (éléments TIMO et POUT), la flexion (éléments TIMO et POUT) et l'effort tranchant (élément TIMO uniquement) (Figure IV.1-a, b, c). Un même élément peut être non linéaire suivant 1, 2 ou 3 modes de fonctionnement suivant les paramètres considérés (COMP, FLXY ou FLXZ et CISY ou CISZ).

Ce développement et plusieurs applications sont documentés dans (Lavarenne, 1994, 1995 et 1996). Les trois lois ont un fonctionnement similaire à celui de la loi Takeda mais seule la courbe de première charge est spécifiée.

En traction-compression, la courbe de première charge comporte un total de six points, soient deux segments en traction et trois segments en compression. Cette courbe est donnée en déplacement-force axiale avec les conventions génie civil (valeurs négatives en traction).

En flexion, la courbe de première charge donne le moment en fonction de la rotation multipliée par la longueur de l'élément et comporte 7 points, soient trois segments pour chaque direction de chargement. Les 2 premiers segments sont représentatifs de la fissuration: la décharge a lieu en visant l'origine et aucune déformation plastique n'est créée. Après le début de la plastification, la rigidité diminue proportionnellement à un facteur $(\frac{d_m}{d_p})^{0,5}$ où d_m est le déplacement maximal atteint dans la même direction et d_p le déplacement de début de plastification.

La loi en cisaillement est identique à la loi en flexion à l'exception du pincement sous chargement cyclique. La courbe de première charge donne l'effort tranchant en fonction du déplacement différentiel. (D-Combescure, 2001)

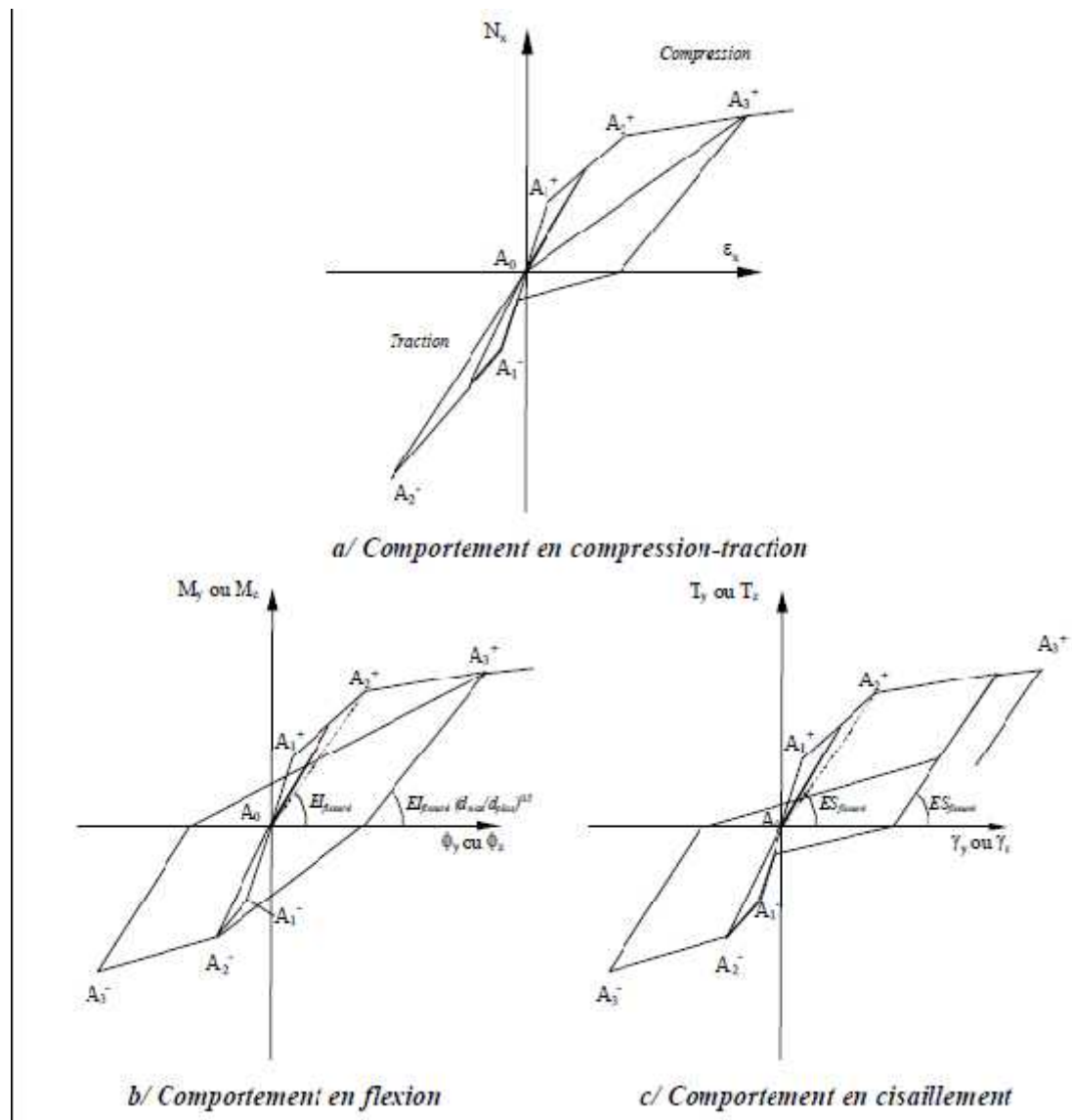


Figure IV.1 Loies de fonctionnement du modèle global

IV.2. Description de lois de comportement locales

IV.2.1. Comportement uni-axial du béton

Généralement la formulation principale du béton est schématisée par trois constituants : la pâte du ciment, les granulats, les cavités et microfissures. On peut démontrer facilement qu'une simple sollicitation unidirectionnelle de traction engendre un état complexe de contrainte au sein du matériau et notamment une concentration des contraintes dues principalement à la différence de rigidité entre les granulats et le ciment et à la présence des microfissures et cavités. (Hung UNG QUOC, 2004).

IV.2.2. Traction directe

Bien que le béton soit principalement conçu pour résister à la compression, la connaissance de ses propriétés en traction est importante pour une description complète de son comportement matériel. La figure IV.2 représente la réponse d'un essai de traction (Frédéric RAGUENEAU, 1999). Au début du chargement (jusqu'à 50-60% de la résistance en traction, f_t) le comportement est quasiment linéaire. Le module d'Young commence ensuite à diminuer lentement jusqu'au pic de contrainte. Une fois le pic atteint ($\sigma = f_t$), la contrainte chute brutalement (on parle d'adoucissement) et les fissures s'orientent perpendiculairement au chargement. Comme la déformation à la rupture en traction est faible (0,2 %), il est courant de ne pas modéliser les déformations anélastiques. L'endommagement est alors défini à partir du module sécant mesuré sur la courbe de l'essai. (Marion CHAMBART, 2009).

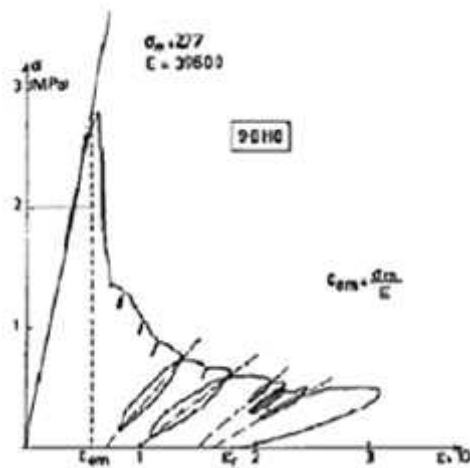


Figure IV.2 .Comportement fragile du béton en traction (Terrien 1980).

IV.2.3. Traction cyclique

La figure IV.3 montre que les boucles d'hystérésis sont très faibles. Ceci paraît logique si l'on admet qu'elles sont principalement dues à des phénomènes de frottement entre lèvres de microfissures (phénomènes peu importants dans ce type de sollicitation), ainsi l'essai de traction permet de confirmer que la dégradation des caractéristiques élastiques du matériau est due essentiellement au développement de la microfissuration. (MechnechWahid, 2000)

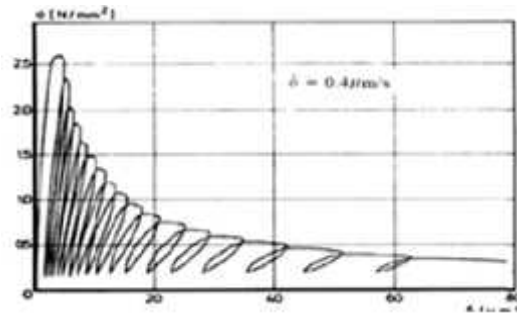


Figure IV.3 Comportement cyclique fragile du béton en traction (Reinhardt et Corneilleussen).

IV.2.4. Compression simple

Le comportement en compression est obtenu plus facilement du fait de la plus grande ductilité du matériau. Les microfissures sont parallèles à l'axe de chargement jusqu'à la rupture complète de l'éprouvette.

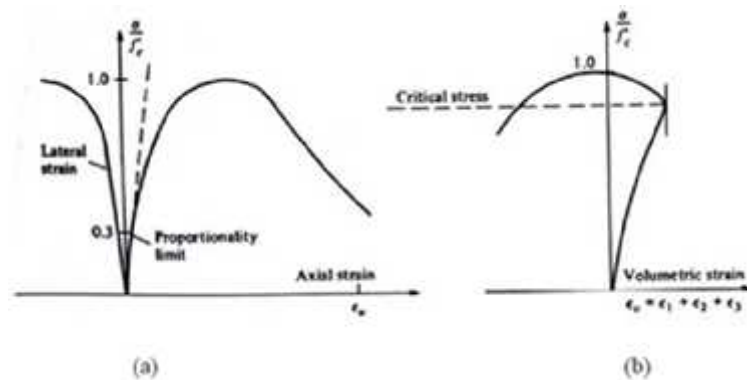


Figure IV.4 Comportement du béton en compression simple (Chen 1982).

Pour un essai de compression, l'allure générale de la courbe contrainte-déformation est donnée par la figure IV.4. On observe principalement que la réponse est presque linéaire jusqu'à 30% de la limite en compression simple f_c .

En dépassant ce point, la raideur décroît sensiblement, et on observe que la courbe devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 75% de la limite en compression simple avec une diminution de volume de l'éprouvette. Puis, à partir de 85% de la résistance, la rupture devient inévitable même si l'accroissement de la charge reste nul. Les déformations latérales augmentent plus vite que les déformations longitudinales, le volume apparent de l'éprouvette augmente. Cette caractéristique est appelée dilatance.

Les fissures se propagent progressivement dans la pâte de ciment sous la forme de macro-fissures, jusqu'à la rupture du matériau.

Sur des tranches de matériaux pré-sollicités, des observations au microscope optique ont montré que des microfissures sont perpendiculaires 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. (Farid BENBOUDJEMA, 2002).

IV.2.5. Compression cyclique

L'essai cyclique en compression simple présenté à la figure IV.5, permet de tirer d'autres explications sur le comportement du béton. D'une part les différences de diminution de rigidité longitudinale et transversale mettent en évidence l'anisotropie induite par la fissuration orientée sur des plans parallèles au chargement, et d'autre part les imperfections des fissures empêchent leur complète refermeture après décharge générant des déformations irréversibles. Le frottement entre les lèvres de fissures rugueuses est en partie responsable de la boucle d'hystérésis au-delà d'un certain niveau de chargement. (MechnechWahid, 2000), (Frédéric RAGUENEAU, 1999).

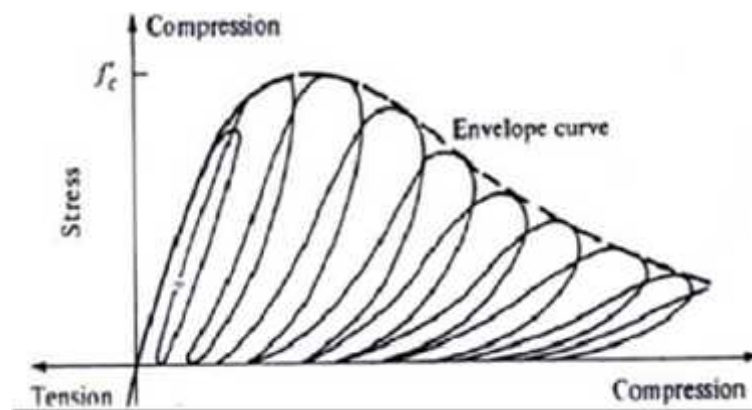


Figure IV.5 Comportement cyclique du béton en compression simple.

IV.2.6. L'effet unilatéral

Le comportement unilatéral du béton dans le cas d'une rupture localisée a été mis en évidence par Terrien (figure IV.6), par la suite il a été confirmé par Ramtani dans le cas d'un endommagement diffus. (Mohammed MATALLAH, 2006).

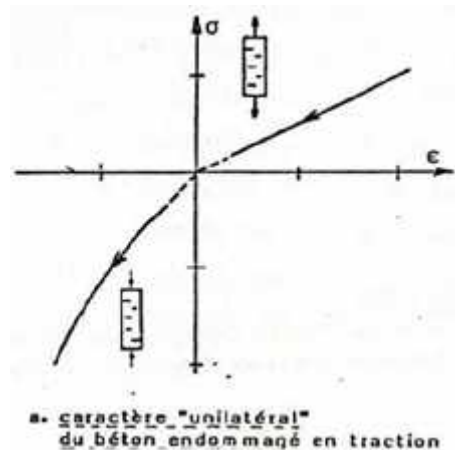


Figure IV.6 Comportement cyclique expérimental du béton (d'après Terrien).

L'information principale de cet essai est que lorsque l'on sollicite en compression une éprouvette préalablement endommagée en traction, la raideur du matériau n'est pas la raideur endommagée ($\bar{E} = (1 - D)E$ pour un endommagement scalaire), mais une raideur "restaurée" proche de la raideur initiale du matériau sain, ce phénomène est connu sous le nom d'effet unilatéral. Cet effet unilatéral se manifeste d'abord par une phase transitoire non linéaire due à la refermeture des fissures lors du changement de signe de la contrainte et puis la restauration de la raideur en compression.

IV.2.7. Conclusions sur le comportement expérimental du béton

D'après l'étude bibliographique sur le comportement expérimental du béton, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Le comportement élastique initial du béton en traction comme en compression est linéaire.
- Le comportement présente en post pic un caractère adoucissant aussi bien en traction qu'en compression.
- La dissymétrie du comportement se constate aussi bien sur les contraintes pic (10 fois plus élevées en traction qu'en compression) que sur les déformations.
- Le comportement non linéaire du béton a pour origine deux phénomènes distincts, s'interprète comme étant de l'endommagement du fait de la perte de raideur constatée sur les décharges élastiques et l'existence de déformations anélastiques.
- Des déformations permanentes apparaissent du fait de l'ouverture des microfissures. Ces déformations sont plus importantes en compression qu'en traction.
- Restauration de la raideur lors de l'inversion du signe de la contrainte (chargement cyclique).

IV.3. Comportement du béton confiné

IV.3.1. Définition du béton confiné

C'est 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 longitudinales en zone comprimée, ce qui impose une entre distance(s) limitée (Figure IV.7).

L'armature de confinement est soumise à une pression latérale perpendiculaire à la surface, qui la met en traction. La déformation à la rupture du béton confiné peut être estimée en fonction de l'armature transversale et sont imposées dans les zones dissipatives ou critiques.

Les armatures transversales ont une contribution essentielle au bon comportement des structures, leur efficacité dépend des facteurs suivants :

- L'importance du pourcentage en volume des armatures transversales.

- Le rapport entre l'espacement des armatures et le dimensionnement du noyau fretté.

- Une réduction de l'espacement améliore l'effet de frettage.

- La forme des armatures transversales.

- L'ancrage des armatures transversales.

IV.3.2. Effet du confinement du béton sur la ductilité des structures en B.A

La prise en compte de la contribution des armatures transversales (confinement interne) améliore la résistance du béton à la compression. Ces armatures doivent être disposées de façon adéquate dans les éléments en béton armé (poteaux – poutres) pour permettre à la structure d'avoir un comportement ductile sous les sollicitations qui lui sont appliquées (efforts sismique,...). En effet, l'augmentation de la résistance du béton à la compression par des armatures transversales exerce un effet positif qui peut se traduire par la capacité de résister à des déformations ou déplacements importants que la structure peut subir.

Les effets du béton confiné sur la ductilité des structures en béton armé seront quantifiés au niveau de la section puis au niveau de la structure entière.

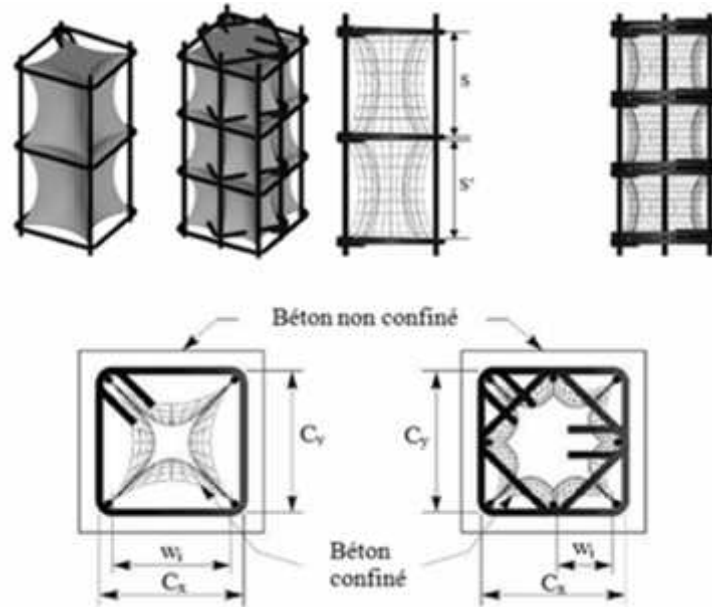


Figure IV.7 Représentation de la formation d'arches dans le béton confiné.

IV.3.3. Comportement du béton confiné en élasticité non linéaire

La plupart des recherches sur le confinement du béton se sont inspirées du modèle de (Richart et al., 1928) qui a été développé pour des cylindres soumis à une pression hydraulique, c'est-à-dire triaxiale. Richart et al ont remarqué que la résistance en compression du béton confiné f_c augmentait en fonction de la pression appliquée. Pour ce, ils ont proposé le modèle suivant:

$$f_c = f_c + 4,1 f_l \quad (\text{IV.1})$$

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{c0} \left(\frac{5f_c}{5f_c} - 4 \right) \quad (\text{IV.2})$$

Où f_c est la résistance du béton non confiné et f_l est la pression de confinement.

Ce modèle permet d'évaluer la contrainte maximale et la déformation du béton confiné. Par la suite, plusieurs autres chercheurs se sont intéressés à ce sujet.

Dans ce qui suit, un résumé sur quelques modèles analytiques ont été établit que ce soit pour les sections rectangulaires ou circulaires.

IV.3.4. Modèle d'Hognestad (1951)

La loi de comportement du béton reprend le modèle d'Hognestad (1951) permet de reproduire l'adoucissement après fissuration, le comportement unilatéral du béton (refermeture des fissures) ainsi que l'adoucissement après avoir atteint la résistance en compression et la prise en compte du confinement sur cet adoucissement et la résistance en compression (Figure IV.8).

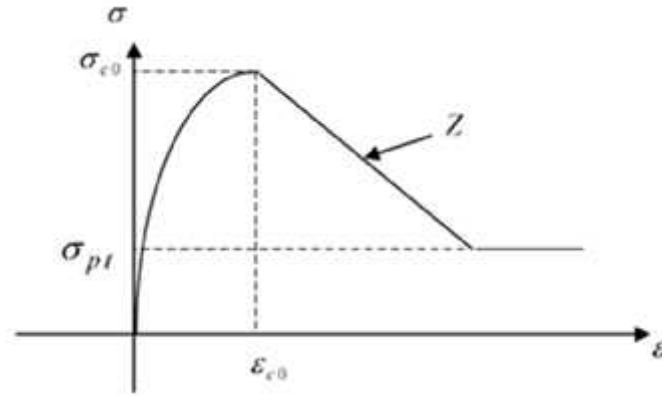


Figure IV.8 Loi de comportement du béton confiné.

IV.3.5. Comportement en compression

Sous chargement monotone, la loi est du type parabole puis linéaire avec adoucissement.

Un plateau avec une contrainte résiduelle non nulle peut-être défini après l'adoucissement. En utilisant les conventions (déformation positive en compression) :

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cu}} = \frac{\epsilon}{\epsilon_{cu}} \cdot \left(2 - \frac{\epsilon}{\epsilon_{cu}} \right) \quad 0 < \epsilon < \epsilon_{c0} \quad (\text{IV.3})$$

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cu}} = 1 - Z \cdot (\epsilon - \epsilon_{c0}) \quad \epsilon_{c0} < \epsilon \quad (\text{IV.4})$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \epsilon_{c0} = 2 \cdot \frac{\sigma_{cu}}{E} \text{ est de plus il faut prendre la contrainte résiduelle ;} \\ \sigma_p = 20\% \text{ de la contrainte maximale ;} \\ (\epsilon_{c0}, \sigma_{c0}) \text{ sont les coordonnées du pic de la courbe de compression ;} \\ Z : \text{ pente après le pic ;} \\ \sigma_{c0} \text{ contrainte résiduelle.} \end{cases}$$

IV.3.6. La prise en compte du confinement en compression.

La ductilité d'une section en béton armée et donc le comportement sismique de la structure dépendent fortement du confinement du béton et le paramètre Z qui est directement fonction du confinement apporté par les cadres.

Si $Z < 0$: la valeur de Z est calculée à partir des coefficients α et ω_w . De plus, dans ce cas, la contrainte et la déformation au pic corrigées d'un facteur β :

$$\sigma'_{cu} = \beta \cdot \sigma_{c0} \quad \epsilon'_{c0} = \beta^2 \cdot \epsilon_{c0} \quad (\text{IV.5})$$

$$\text{Avec : } \beta = m \quad (1 + 2,5 \cdot \alpha \cdot \omega_w; 1,125 + 1,25 \cdot \alpha \cdot \omega_w) \quad (\text{IV.6})$$

$$\text{Donc : } Z = \frac{\beta - 0,8}{\beta \cdot (0,1 \cdot \beta + 0,01 + \epsilon_{cu})} \quad (\text{IV.7})$$

Les coefficients α et β sont déterminés à l'aide des formules suivantes :

$$\alpha = \left(1 - \frac{8}{3n}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_c}\right) \quad (\text{IV.8})$$

$$\omega_w = \frac{A_c \cdot f_y}{b_c \cdot h_c \cdot f_c} \sum \left(\frac{l_w}{s}\right) \quad (\text{IV.9})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N: n \quad b \quad d \quad b \quad d \quad f \quad ; \\ b_c \text{ et } h_c : \text{Dimensions de la surface de béton confiné par les cadres ;} \\ S : \text{Espacement des cadres ;} \\ A_c : \text{Section d'un cadre ;} \\ l_w : \text{Longueur totale des cadres ;} \\ f_c : \text{Contrainte ultime pour le béton ;} \\ f_y : \text{Contrainte de plastification des cadres .} \end{array} \right.$$

Si $Z > 0$: Les coefficients α et ω_w sont ignorés, et la valeur de Z peut être déterminée à l'aide des formules précédentes.

IV.3.7. Comportement en traction

Le béton possède une résistance en traction mais est fragile après fissuration. La loi est linéaire par morceau en traction :

Jusqu'au pic, le comportement est linéaire, la résistance en traction est notée σ_t ;

L'adoucissement est linéaire la déformation ultime est proportionnelle à la déformation au pic, le facteur de proportionnalité étant noté ε_p ,

Un plateau résiduel a été introduit, la résistance résiduelle est notée σ_{rt} .

L'avantage de ce type de modèle, réside dans la prise en compte implicite de l'effet de l'effort normal sur le moment fléchissant résistant maximal ainsi que sur la ductilité de la section, voir figure IV.9.

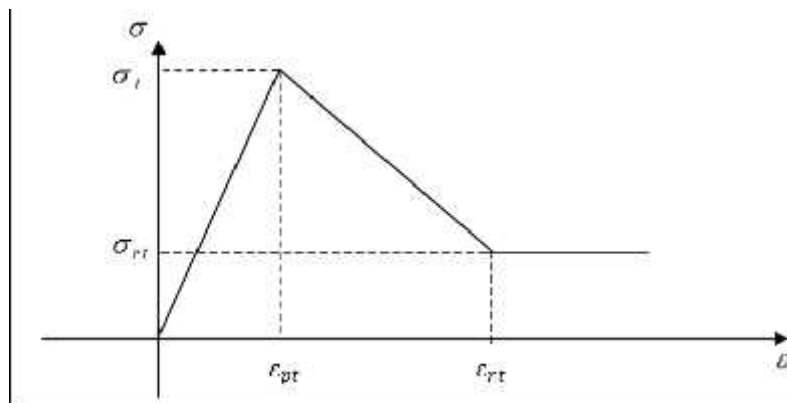


Figure IV.9 Comportement en traction du béton.

L'évidence expérimentale montre que la courbe contrainte-déformation du béton confiné est composée de trois régions: la branche ascendante, la branche descendante et la branche maintenue. La courbe typique contrainte déformation utilisée pour le modèle proposé est schématiquement représentée dans la figure IV.10.

La formulation de la partie ascendante de la courbe est basée sur l'équation de (Popovics,1973) adoptée également par (Mander et al.,1988) et dont la relation est exprimée par:

$$f_c = \frac{f_{c0} x}{n-1+x^n} \quad (IV.10)$$

$$\text{Où : } x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \text{ et } n = \frac{E_c \epsilon_c}{E_c \epsilon_c - f_c} \quad (IV.11)$$

Avec : $E_c = 1100 \sqrt[3]{f_{c0}}$, module d'élasticité longitudinal.

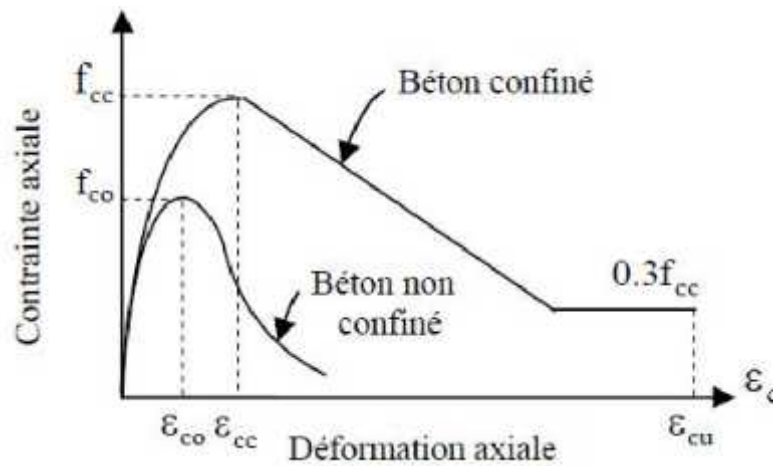


Figure IV.10 Courbe contrainte- déformation du béton confiné.

L'examen des coordonnées des points sur la ligne tombante montre que l'équation de la partie descendante peut s'écrire:

$$f_c = f_{cc} - E_c(\epsilon_c - \epsilon_{cc}) \geq 0.3f_{cc} \quad (IV.12)$$

$$E_s = \frac{4 \times f_{c0}^2}{K_e \times \rho_s \times f_{yh}}$$

$$\text{avec : } \left\{ \begin{array}{l} f_c : \text{Contrainte du béton non confiné} \\ f_c : \text{Contrainte du béton confiné} \\ E_s : \text{Module correspondant à la branche descendante du béton confiné} \\ K_e : \text{Coefficient de confinement effectif} \\ f_{yh} : \text{Contrainte limite des aciers transversaux} \\ \rho_s : \text{Rapport entre le volume des armatures de confinement transversales} \\ \quad \text{et le volume du béton confiné} \\ f_{cc} : \text{Contrainte du béton non confiné à l'âge } j \\ \varepsilon_{cc} : \text{Déformation au pic, correspondante à la contrainte du béton confiné} \\ \varepsilon_c : \text{Déformation du béton confiné} \end{array} \right.$$

Où E_s est la valeur contrôlant la pente de la partie descendante.

Il est clair que les facteurs gouvernants la relation contrainte-déformation du béton confiné matérialisés par les équations (IV.10), (IV.11) et (IV.12) sont: la contrainte de compression pic f_{cc} , la déformation correspondant ε_{cc} et le taux d'adoucissement E_{soft} .

Les essais (Sheikh et al.,1982), (Park et al.,1982), (Saatcioglu et al.,1992) ont montré que la contrainte résiduelle poursuivant la branche descendante est de l'ordre de 20 à 30 % de la résistance pic. Dans le modèle proposé de « B.Bousalem et N.Chikh », la contrainte résiduelle est supposée égale à 30% de la contrainte pic.

IV.4. Modélisation du comportement du béton

IV.4.1. Le modèle de béton_uni

La loi Béton_uni reprend le modèle d'Hognestad (Hognestad, 1951). Elle permet de reproduire l'adoucissement après fissuration, le comportement unilatéral du béton (refermeture des fissures) ainsi que l'adoucissement après avoir atteint la résistance en compression et la prise en compte du confinement sur cet adoucissement et la résistance en compression. Deux fonctionnements d'ouverture et refermeture de fissures sont possible (Guedes, 1997), voir figure IV.11.

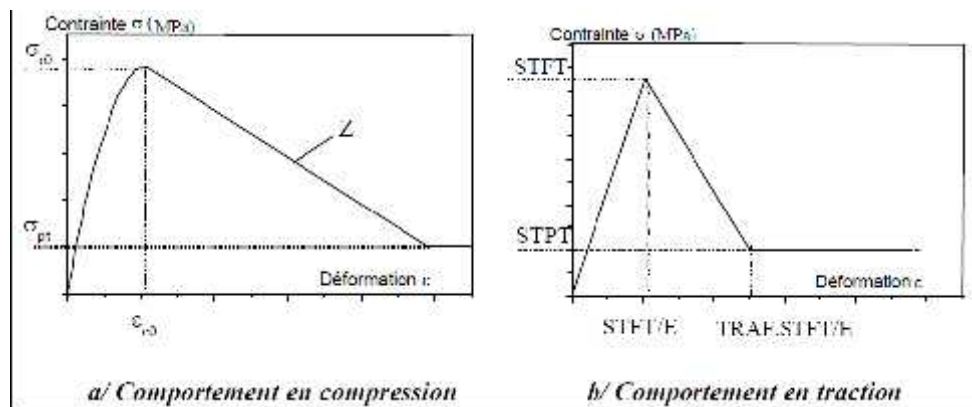


Figure IV.11 Loi de comportement BETON_UNI.

IV.4.2. Courbe de première charge en compression

Sous chargement monotone, la loi est du type parabole puis linéaire avec adoucissement (figure IV.11-a). Un plateau avec une contrainte résiduelle non nulle peut-être défini après l'adoucissement. En utilisant les conventions (déformation positive en compression):

$$\text{Pour } 0 < \sigma < \sigma_{c0}, \frac{\sigma}{\sigma_{c0}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \cdot \left(2.0 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right) \quad (\text{IV.21})$$

$$\text{Pour } \sigma_{c0} < \sigma, \frac{\sigma}{\sigma_{c0}} = 1 + Z \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{c0}) \quad (\text{IV.22})$$

Sur le plateau, $\sigma = \sigma_p$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \sigma_{c0} : \text{contrainte au pic (paramètre STFC);} \\ \varepsilon_{c0} : \text{déformation au pic (paramètre EZER);} \\ Z : \text{pente après le pic (paramètre ZETA);} \\ \sigma_p : \text{contrainte résiduelle (paramètre ST85).} \end{cases}$$

Il faut noter que le logiciel CAST3M ne vérifie pas si l'utilisateur a défini une loi en compression avec une rigidité initiale différente du module d'Young élastique E. Pour avoir un jeu de paramètres cohérent, il faut prendre $\varepsilon_{c0} = 2 \cdot \frac{\sigma_{c0}}{E}$. De plus, il est conseillé de prendre une contrainte résiduelle valant 20% de la contrainte maximale.

IV.4.3. Prise en compte du confinement en compression

La ductilité d'une section en béton armé et le comportement sismique de la structure dépendent fortement du confinement du béton ; et le paramètre Z est directement fonction du confinement apporté par les cadres.

- Si l'utilisateur donne une valeur négative pour Z, la valeur de Z utilisée dans le calcul est calculée à partir des coefficients α (ALF1) et ω_w (OME1). De plus, dans ce cas, la contrainte et la déformation au pic données par l'utilisateur sont corrigées d'un facteur β :

$$\sigma'_{c0} = \beta \cdot \sigma_{c0} \quad (\text{IV.23})$$

$$\varepsilon'_{c0} = \beta^2 \cdot \varepsilon_{c0} \quad (\text{IV.24})$$

$$\text{Avec : } \beta = m \quad (1 + 2,5 \cdot \alpha \cdot \omega_w; 1,125 + 1,25 \cdot \alpha \cdot \omega_w)$$

$$\text{Donc : } Z = \frac{\beta - 0,8}{\beta \cdot (0,1 \cdot \alpha \cdot \beta + 0,0 + \varepsilon'_{c0})} \quad (\text{IV.25})$$

Les coefficients α et ω_w sont déterminés à l'aide des formules suivantes :

$$\alpha = \left(1 - \frac{8}{2n} \right) \left(1 - \frac{5}{2 \cdot D_c} \right) \left(1 - \frac{5}{2 \cdot n_c} \right) \quad (\text{IV.26})$$

$$\omega_w = \frac{A_c \cdot f_y}{b_c \cdot h_c \cdot f_c} \sum \left(\frac{l_w}{s} \right) \quad (\text{IV.27})$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} N : \text{Nombre de barres de flexion ;} \\ b_c \text{ et } h_c : \text{Dimensions de la surface de béton confiné par les cadres ;} \\ S : \text{Espacement des cadres ;} \\ A_c : \text{Section d'un cadre ;} \\ l_w : \text{Longueur totale des cadres ;} \\ f_c : \text{Contrainte ultime pour le béton ;} \\ f_y : \text{Contrainte de plastification des cadres.} \end{array} \right.$$

Si l'utilisateur donne une valeur positive pour Z, les coefficients sont ignorés et la valeur de Z donnée par l'utilisateur est utilisée. Cette valeur peut être déterminée à l'aide des formules précédentes ou de celles disponibles dans la littérature. (D-Combescure, 2001).

IV.4.4. Dégradation de raideur en compression

La non linéarité en compression s'accompagne d'une dégradation de raideur :

$$E_d = E \cdot \left(1 - \frac{(\varepsilon'_m)^2}{1 + (\varepsilon'_m)^2 + (\varepsilon'_m)^2} \right) \quad (\text{IV.28})$$

Avec : E: module élastique.

$$\varepsilon'_m = \frac{\varepsilon_{um}}{\varepsilon_{cu}} \quad (\text{IV.29})$$

La déformation plastique vaut donc :

$$\varepsilon_p = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_d} \quad (\text{IV.30})$$

ε_c est la déformation maximale déjà atteinte en compression.

σ_c est la contrainte associée.

IV.4.5. Comportement en traction

Le béton possède une résistance en traction mais est fragile après fissuration. La loi est linéaire par morceau en traction.

- jusqu'au pic, le comportement est linéaire, la résistance en traction est notée STFT,
- l'adoucissement est linéaire la déformation ultime est proportionnelle à la déformation au pic, le facteur de proportionnalité étant noté TRAF,
- un plateau résiduel a été introduit, la résistance résiduelle est notée STPT.

IV.5. Lois de comportement de l'acier

IV.5.1. Le modèle d'acier de Menegotto-pinto ACIER_UNI

Cette loi reprend le modèle de Menegotto-Pinto (Menegotto, 1973).

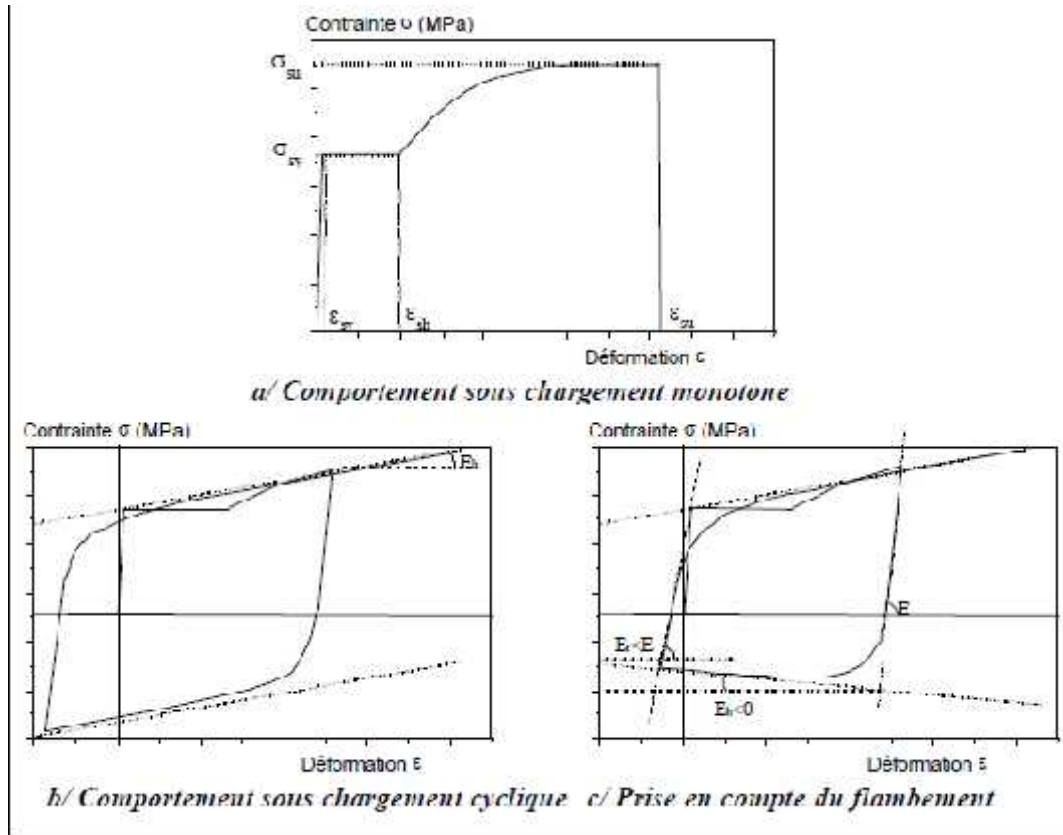


Figure IV.12 Loi de comportement ACIER_UNI.

Sous chargement monotone, la loi possède un plateau plastique ($\sigma = \sigma_S$) suivi d'un écrouissage jusqu'au point ϵ_S, σ_S (Figure IV.13-a):

$$\sigma = \sigma_S - (\sigma_S - \sigma_S) \cdot \left(\frac{\epsilon_S - \epsilon}{\epsilon_S - \epsilon_{sh}} \right)^4 \quad (\text{IV.48})$$

Sous chargement cyclique, l'écrouissage est cinématique et l'effet Bauschinger est reproduit (Figure IV.13 -b). La pente de l'écrouissage peut être estimée à l'aide de la relation :

$$E_h = \frac{\sigma_S - \sigma_S}{\epsilon_S - \epsilon_S} \quad (\text{IV.49})$$

Les 2 droites asymptotes de la courbe $\sigma - \epsilon$ sous chargement cyclique passent par les points de début de plastification $(+/- \epsilon_S, +/- \sigma_S)$.

La loi inclut un modèle de flambement (Figure IV.13-c). Ce phénomène doit être pris en compte si le rapport entre la distance entre 2 cadres L et le diamètre des aciers de flexion D est supérieur à 5.

L'asymptote de la courbe (σ, ϵ) sous chargement cyclique devient alors négative (adoucissement) : sa pente est proportionnelle à $E_h = a \cdot \left(5 - \frac{L}{D} \right) E$.

De plus, le module de décharge élastique E_r est alors inférieur au module élastique E :

$$E_r = \alpha_{\frac{5}{7}} \cdot E \text{ avec : } \alpha_{\frac{5}{7}} = 1.0 + \frac{5-L/D}{7.5}.$$

Le modèle de flambement est valable pour des rapports L/D compris entre 5 et 11.

L'acier est caractérisé par :

Sa raideur élastique E , Sa contrainte de plastification σ_s (paramètre STSY), Sa contrainte ultime σ_s (paramètre STSU), Sa déformation de début d'écrouissage ϵ_{sh} (paramètre EPSH),

Sa déformation ultime ϵ_s (paramètre EPSU), Le ratio entre le module d'écrouissage et le module élastique pour des chargements cycliques (paramètre BFAC), Les paramètres ROFA, A1FA et A2FA gouvernant l'effet Bauschinger (un jeu de paramètre standard: ROFA=20, A1FA=18.5 et A2FA=0.15), Le rapport entre la distance entre deux cadres L et le diamètre des aciers de flexion D (paramètre FALD), Les paramètres (AFAC, CFAC, A6FAC et FALD) permettant de traiter les problèmes de flambement des aciers (le jeu de paramètres standard étant AFAC=0.006, CFAC=0.500 et A6FA=620 pour un acier à 450MPa et une valeur de FALD comprise entre 5 et 11).

IV.5.2. La loi acier élastoplastique avec écrouissage cinématique PARFAIT_UNI

Les aciers peuvent être modélisés avec cette loi élastoplastique avec écrouissage cinématique (Figure IV.14). Les deux paramètres de cette loi sont :

- La contrainte de plastification (paramètre SIGY),
- Le module d'écrouissage (paramètre H) qui vaut 0 pour un matériau parfaitement plastique. (D-Combescure, 2001).

Remarque :

Le module d'écrouissage est lié à la pente après plastification E_p avec la relation suivante :

$$E_p = \frac{E \cdot H}{E + H}.$$

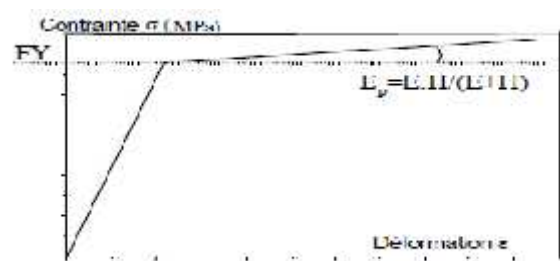


Figure IV.13 Loi de comportement acier simplifié PARFAIT_UNI.

V.1	Modélisation numérique du CAST3M	65
V.2	Eléments finis de poutre	65
V.3	Principe du modèle à fibre pour l'élément Timoshenko	65
V.4	Modélisation du portique.....	67
V.4.1	Présentation du logiciel CAST3M 2000.....	67
V.4.2	Organisation d'un calcul dans CAST3M.....	67
V.4.3	Langage de Cast3M.....	68
V.4.4	Système d'unités.....	68
V.5	Définition du modèle à simuler	69
V.6	Définition de la section transversale sur CAST3M	71
V.6.1	Section d'acier	71
V.6.2	Section de béton.....	71
V.6.3	Définition des coordonnées des nœuds et adaptation de poteaux et poutres du portique	71
-		
V.6.4	Conditions aux limites	73
V.6.5	Application des charges externes.....	73

V.1 Modélisation numérique du CAST3M

Ce niveau de modélisation est particulièrement bien adapté à l'étude de structures complexes sous chargement sismique. Les lois non linéaires s'appuient sur des éléments barre ou de poutre (Timoshenko ou Bernoulli) (D-Combescure, 2001).

Dans le cadre d'une modélisation de type multifibre, il y a deux «niveaux» d'intégration. Il y a la modélisation dite «longitudinale» qui sera représentée par une poutre (de support géométrique linéique avec deux points de Gauss sur la longueur) et une modélisation plane de la section (perpendiculaire au support géométrique, discrétisée avec des fibres qui jouent le rôle des points d'intégration dans la section).

V.2 Eléments finis de poutre

Le logiciel Cast3M possède deux éléments finis de poutre, poutre d'Euler-Bernoulli et poutre de Timoshenko:

- 1- l'élément poutre d'Euler-Bernoulli sans déformation de cisaillement et avec une répartition de courbure linéaire sur la hauteur de l'élément,
- 2- l'élément poutre de Timoshenko avec déformation de cisaillement et une répartition de courbure constante sur l'élément.

Ces deux éléments finis de poutre ont pour support géométrique l'élément SEG2 à deux nœuds et fonctionnent en 3D et en 2D (contraintes planes et déformations planes).

Ils servent de support à plusieurs lois de comportement semi globales en traction-compression, flexion et cisaillement.

Pour ces 2 éléments, l'utilisateur doit fournir la section SECT, les inerties de flexion INRY (uniquement en 3D) et INRZ et l'inertie de torsion INRX (uniquement en 3D). Les sections réduites pour le cisaillement SECY et SECZ sont facultatives. Le module de cisaillement G est calculé à partir du module d'Young ($E=YOUN$) et du coefficient de Poisson ($\nu=NU$) : $G=E/2(1+\nu)$.

V.3 Principe du modèle à fibre pour l'élément Timoshenko

Sur CAST3M, la poutre Timoshenko est adaptée pour faire une modélisation multifibre.

Le modèle à fibre permet de calculer la loi de comportement de l'élément de poutre de Timoshenko i.e. la relation entre déformation axiale, courbure, déformation de cisaillement et les contraintes généralisées associées (N, M et T) à partir d'une description géométrique de la section basée sur les éléments bidimensionnels TRIS et QUAS et de lois de comportement uniaxiales pour chaque matériau (béton, acier, ...) (Figure V.1).

Il faut noter que la loi de comportement est intégrée en un seul point pour l'élément POJS et l'élément triangulaire à 3 nœuds TRIS, sur 2 points pour l'élément à 2 points SEGS et sur 4 points pour l'élément à 4 nœuds QUAS. Les positions de ces points d'intégration sont données (Figure V.2) Pour les éléments SEGS et QUAS, la solution est donc exacte pour une section rectangulaire en élasticité avec un seul élément.

Remarquons aussi que les hypothèses cinématiques supposent l'absence de gauchissement et, en torsion, la répartition de contrainte de cisaillement n'est exacte que pour des sections circulaires. En élasticité, cette répartition ne vérifie pas la théorie de Saint-Venant.

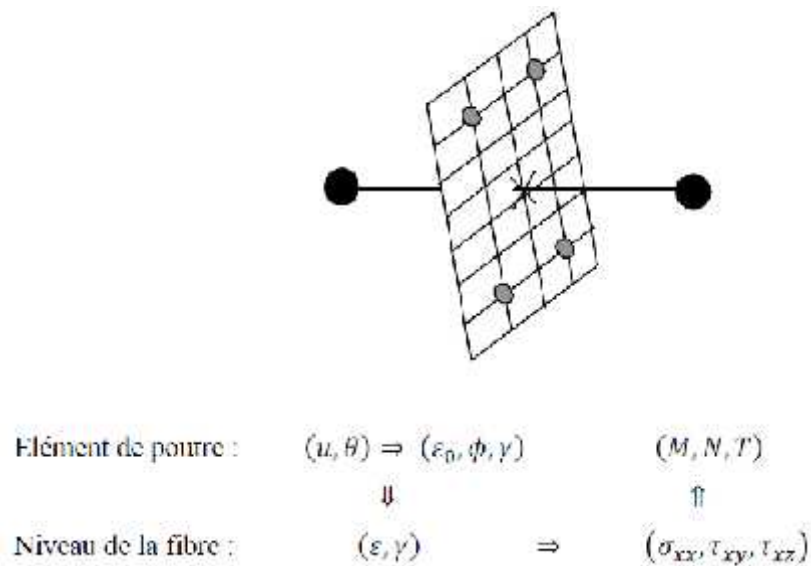


Figure V.1 Principe du modèle à fibre.

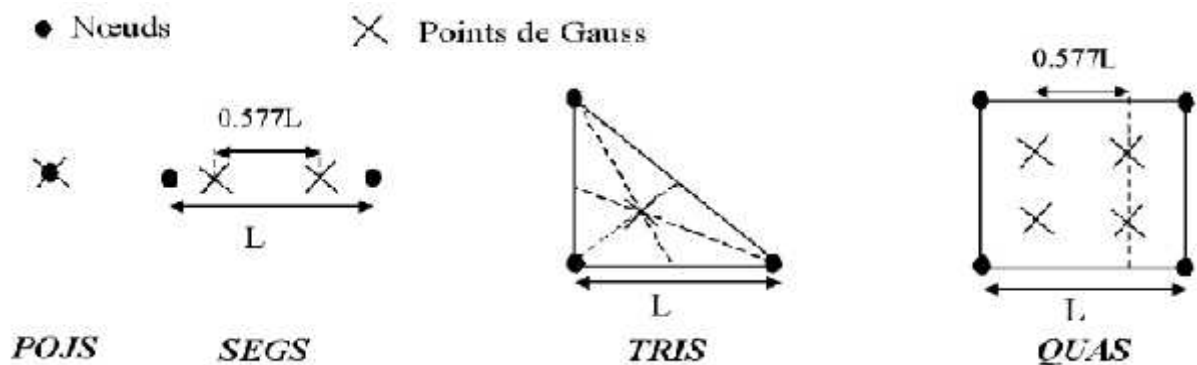


Figure V.2 Éléments bidimensionnels utilisés pour la description des sections

Tableau V.1. Avantages et inconvénients de la modélisation semi-locale poutre multifibre

Avantages de la modélisation semi-locale	Inconvénients de la modélisation semi-locale
-Elle est adaptée à la modélisation des structures minces, -Elle permet de réduire la taille du problème par rapport à une modélisation en éléments massifs, -Elle est peu coûteuse en temps CPU et en taille mémoire, -Elle peut être combinée à l'emploi d'autres éléments de structure (coques multicouches,...).	-Elle ne permet pas de représenter le ferrailage transverse, -Elle est plutôt adaptée aux structures relativement simples. Cependant on peut envisager de simuler le comportement global de structures en béton armé relativement complexes.

V.4 Modélisation du portique

V.4.1 Présentation du logiciel CAST3M 2000

Cast3M 2000 (Castem) est un logiciel de simulation numérique utilisé en mécanique des structures, et développé par le Département de Modélisation des Systèmes et Structures (DM2S), autrefois Département Mécanique et Technologie (DMT), du Commissariat français à l'Energie Atomique et aux énergies alternatives (CEA). Il est mis à disposition gracieusement pour l'enseignement et la recherche.

Il utilise la méthode des éléments finis pour résoudre différents types de problèmes scientifiques.

Cast3M est un code de calcul pour l'analyse de structures par la méthode des éléments finis (M.E.F), il permet de traiter des problèmes d'élasticité linéaire dans les domaines statique et dynamique, des problèmes de thermique, des problèmes non linéaires (comportements, grands déplacements, grandes déformations, contact, frottement...), des problèmes dynamiques « pas-à-pas », etc.

Dans ce travail, nous allons résoudre un problème non linéaire avec un chargement statique représenté en dynamique pour obtenir les courbes « forces-déplacements » du portique traité.

V.4.2 Organisation d'un calcul dans CAST3M

Une analyse générale effectuée à l'aide de la méthode des éléments finis peut se décomposer en quatre grandes étapes:

- 1–Le choix de la géométrie et du maillage,
- 2–La définition du modèle mathématique,
- 3–La résolution du problème discrétisé,

4–L’analyse et le post-traitement des résultats.

V.4.3 Langage de Cast3M

Cast3M utilise le langage Gibiane, pour décrire les données et les opérations. Cast3M est à la fois un programme de maillage, un programme de calcul et un programme de visualisation des résultats, la syntaxe est basée sur l’utilisation de directives, d’opérateurs et de procédures qui s’appliquent à des opérandes (COMBRESURE.D ,2001).

V.4.4 Système d’unités

Cast3M ne dispose d’aucun système particulier d’unité de mesure. C’est à l’utilisateur de fournir les données dans un système cohérent. Une fois que les unités de mesure utilisées dont les données sont définies, tous les résultats seront exprimés dans ces mêmes unités. Le tableau suivant (Tableau V.2) regroupe quelques exemples de systèmes d’unités de mesure cohérents (MULTONN Stéphane, 2007-2008)

Tableau V.2. système d’unité dans Cast3m

Longueur	Force	Contrainte
M	N	Pa
M	MN	MPa
Mm	N	MPa

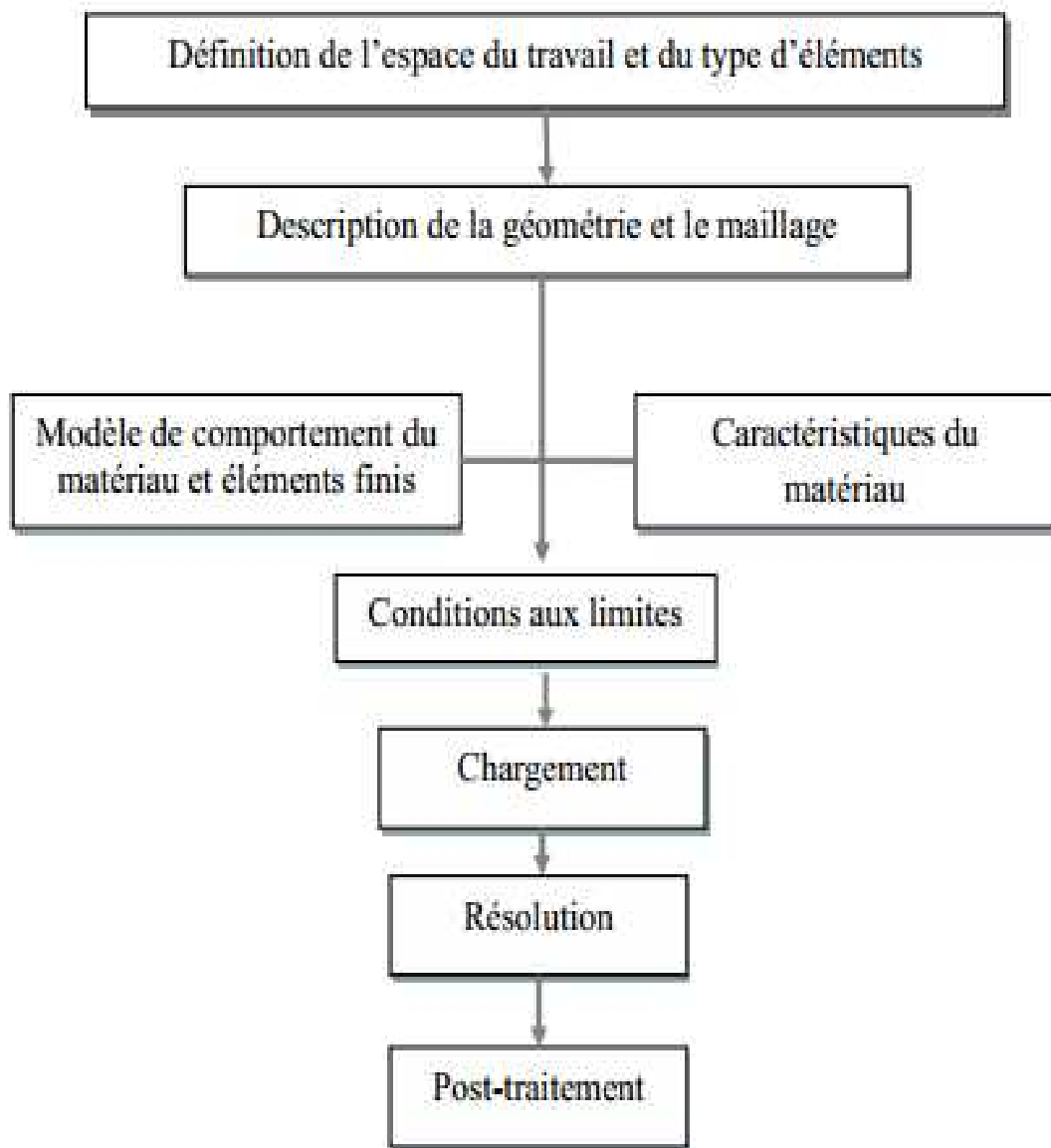


Figure V.3 Organigramme de résolution d'un problème avec CASTEM

V.5 Définition du modèle à simuler

Pour mieux comprendre le comportement des portiques soumis à des chargements verticaux et horizontaux jusqu'à la rupture, il a été considéré un exemple d'un portique simple sujet de suppression d'un poteau au milieu du rez de chaussée et d'étudier son comportement.

Nous avons à simuler un portique en béton armé de 3 niveaux à 4 trames, la structure en portique est représentée dans la figure (Figure V.4) avec les sections transversales des poteaux et des poutres et la disposition des armatures sont représentées dans la figure V.5.a et V.5.b.

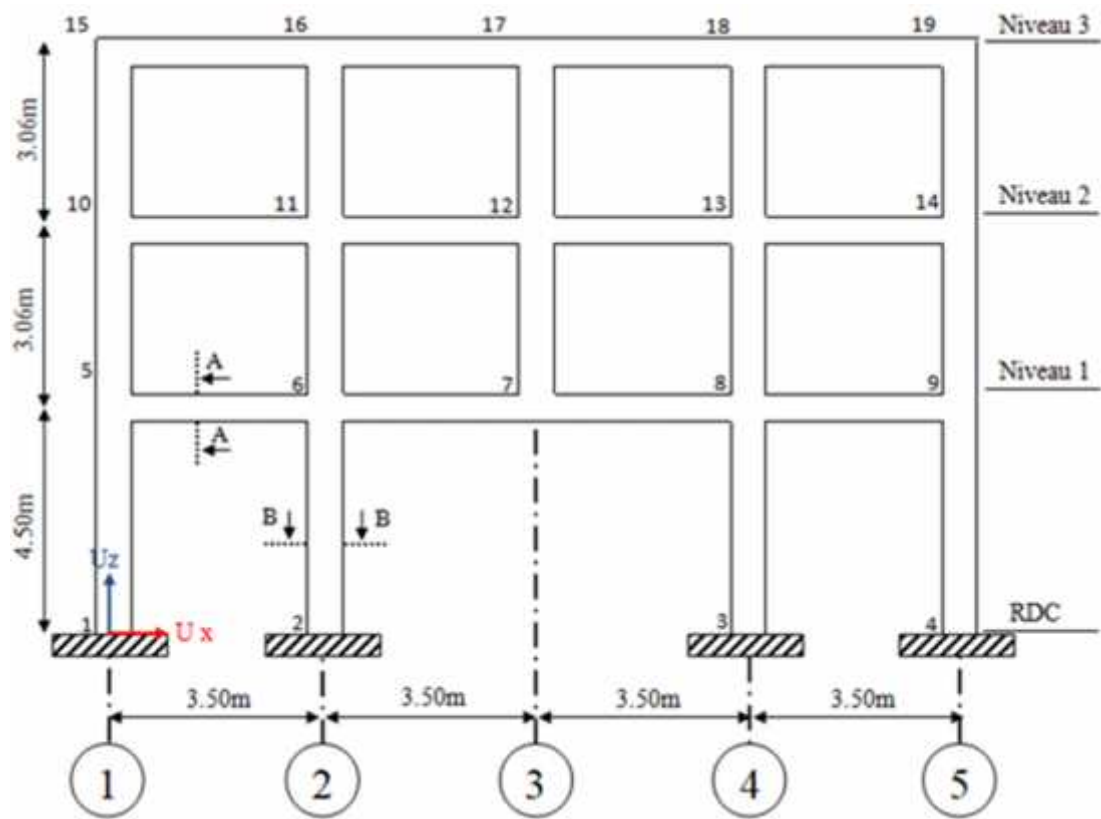


Figure V.4 Le portique à simulé

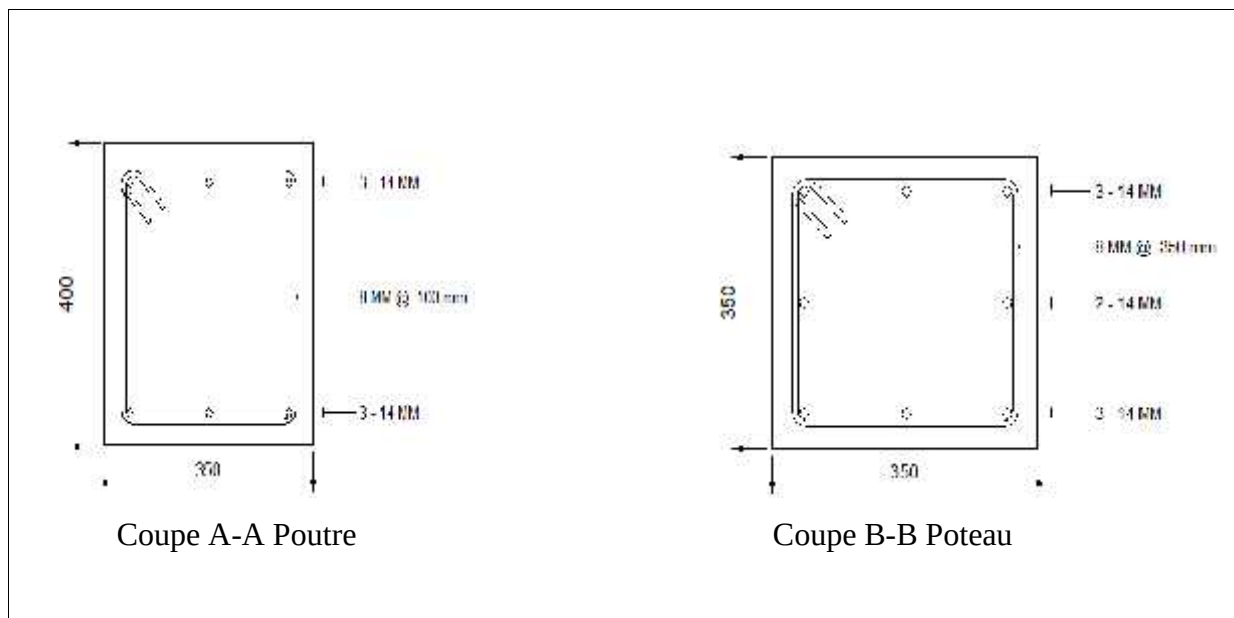


Figure V.5 Section transversale et ferrailage des éléments

V.6 Définition de la section transversale sur CAST3M

V.6.1 Section d'acier

Nous avons commencé par la détermination des coordonnées des barres d'armatures dans la section transversale et qui sont définies dans CAST3M par : CARS1, CARS2, CARS3, ..., CARS8.

V.6.2 Section de béton

Après avoir défini les barres d'aciers, nous passerons à la définition de la section de béton, cette dernière est constituée de deux sections: section de béton confiné présentée en rouge, et section de béton non confiné présentée en jaune.

Nous avons superposé les trois sections définies au paravent (section d'acier, section de béton confiné et section de béton non confiné) et la (figure V.6) montre la géométrie de la section transversale comme présentée dans CAST3M.

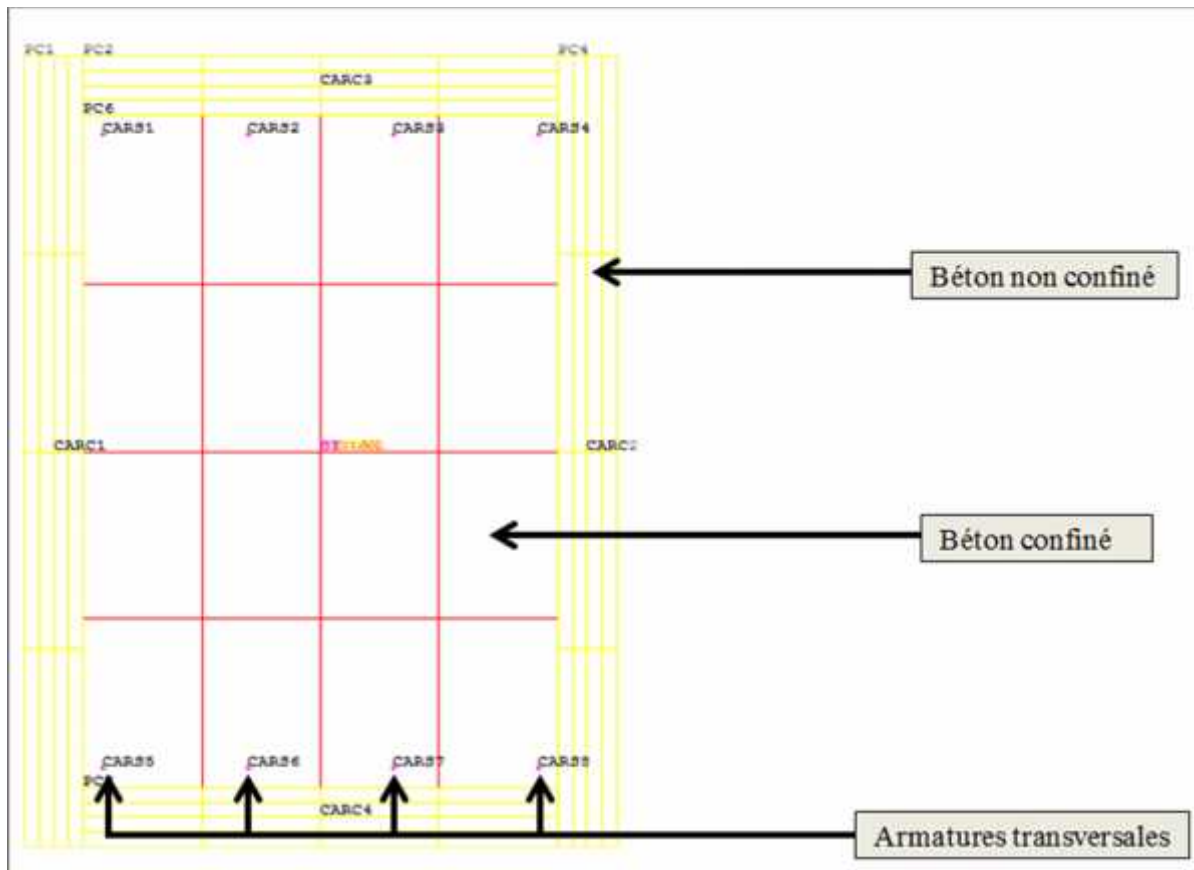


Figure V.6 La section transversale des éléments du portique

V.6.3 Définition des coordonnées des nœuds et adaptation de poteaux et poutres du portique

Pour tracer le portique dans CAST3M, nous devons définir les coordonnées des nœuds : P1, P2, P3,..., P19. Par la suite nous adapterons les poteaux: CA1, CB1, CC1, CD1,

CE1....CA3, CB3, CC2, CE3 et les poutres : BA1, BB1, BC1,..., BA4, BB4, BC4 qui sont présentés dans la figure V.7.

La figure V.8 montre le portique en 3D après avoir défini la géométrie de tous ses éléments constitutifs et le maillage de ces derniers.

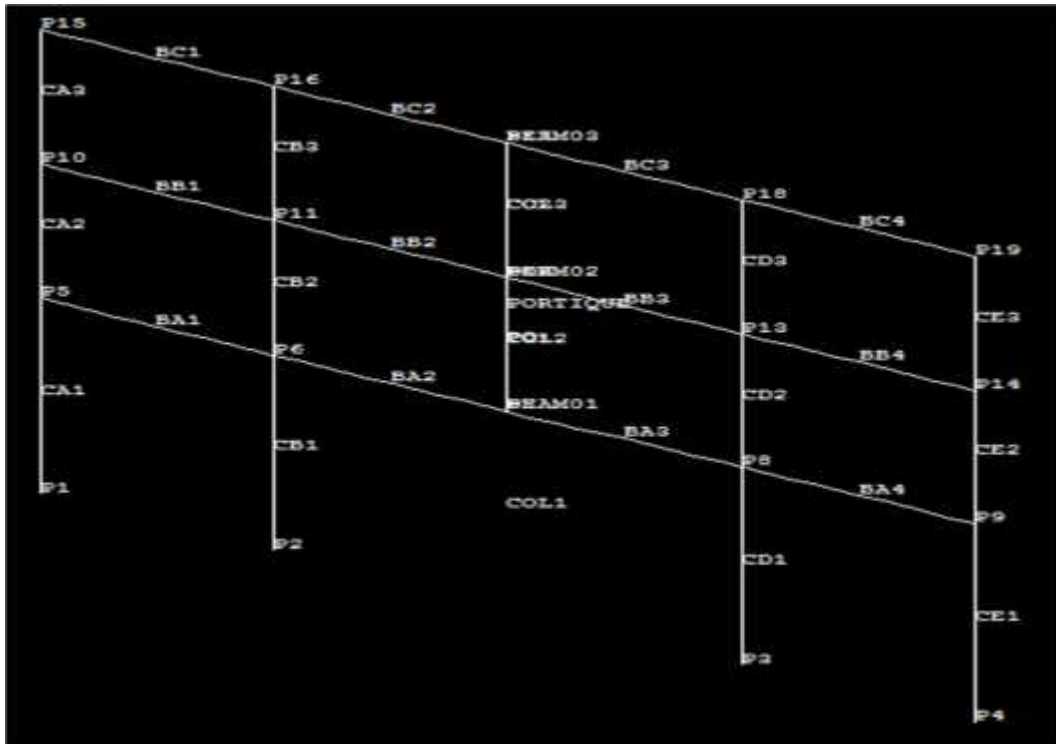


Figure V.7 Définition des nœuds, poteaux et poutres

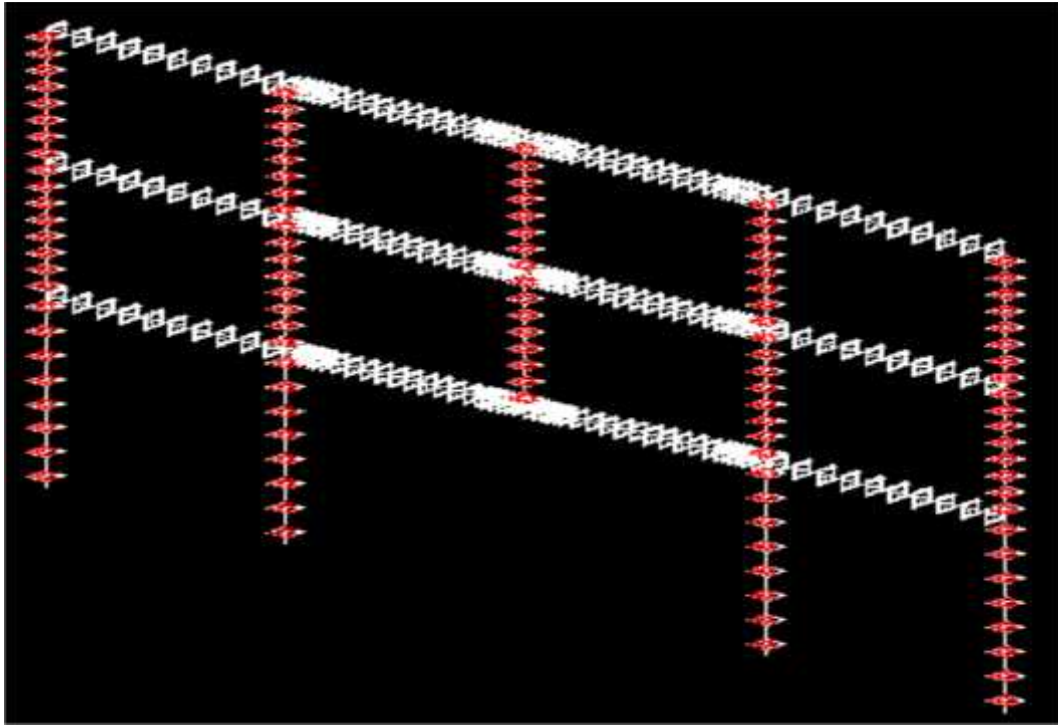


Figure V.8 Portique en 3D

V.6.4 Conditions aux limites

Nous avons aux nœuds : P1, P2, P3 et P4 des encastrements c'est-à-dire les déplacements et les rotations sont bloqués dans toutes les directions.

V.6.5 Application des charges externes

Pour le chargement nous allons traiter deux cas ; le premier cas avec application d'un chargement vertical, par la suite, pour le second cas on opte pour un chargement horizontal.

Chapitre VI

Résultats et interprétations

Sommaire du chapitre VI

VI.1 Evolution des courbures dans les poutres centrales sous chargement vertical	- 74 -
VI.2 Evolution des courbures le long des poutres centrales	- 75 -
VI.3 Evolution des déplacements horizontaux et verticaux en fonction des courbures	- 77 -
VI.4 Evolution des courbures dans les poutres centrales sous chargement horizontal	- 88 -
VI.5 Evolution des courbures le long des poutres centrales	- 89 -
VI.6 Evolution des déplacements horizontaux et verticaux en fonction des courbures	- 91 -

VI.1 Evolution des courbures dans les poutres centrales sous chargement vertical

Le portique est soumis à un chargement vertical imposé sur le nœud P17, on se focalise dans notre étude sur les poutres centrales et l'impact du poteau supprimé sur le comportement de ces poutres, voir figure VI.1.

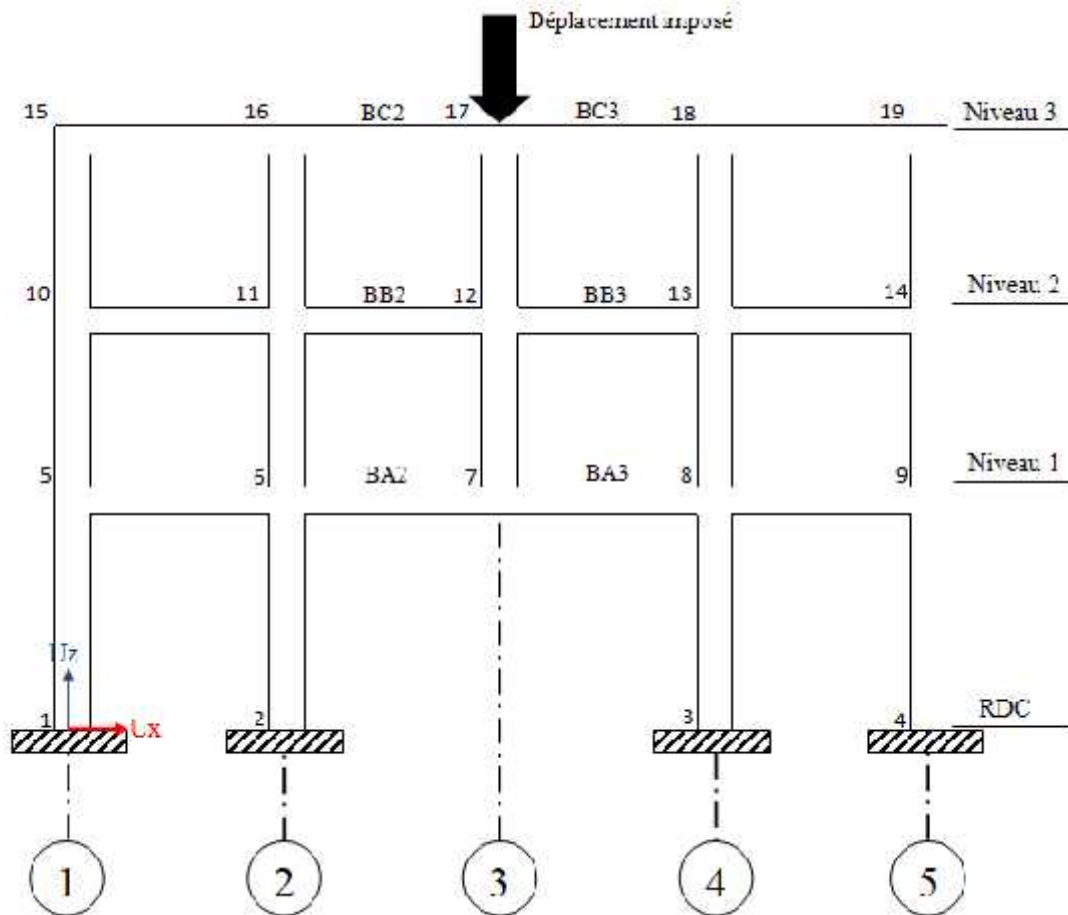


Figure VI.1 Localisation des poutres centrales dans le portique étudié

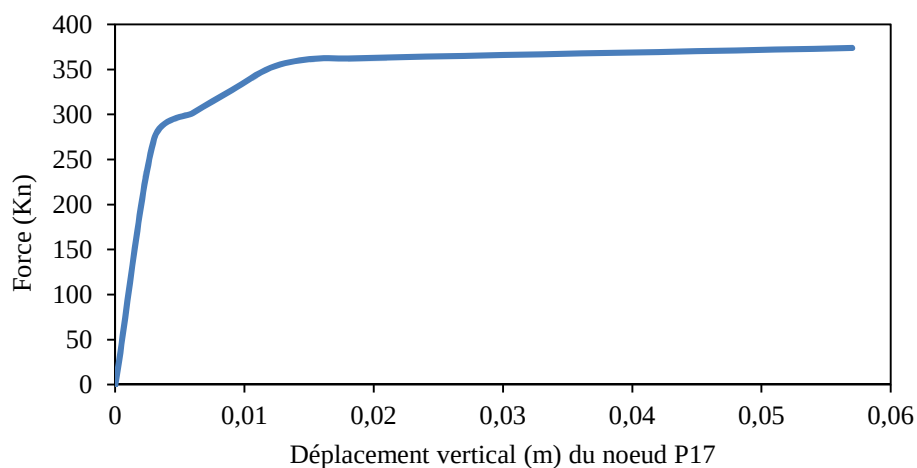


Figure VI.2 Courbe force déplacement

VI.2 Evolution des courbures le long des poutres centrales

Après l'analyse sous CAST3M nous avons déduit les courbures C_y en radian sur le long des poutres centrales après la suppression du poteau file 3 et niveau RDC

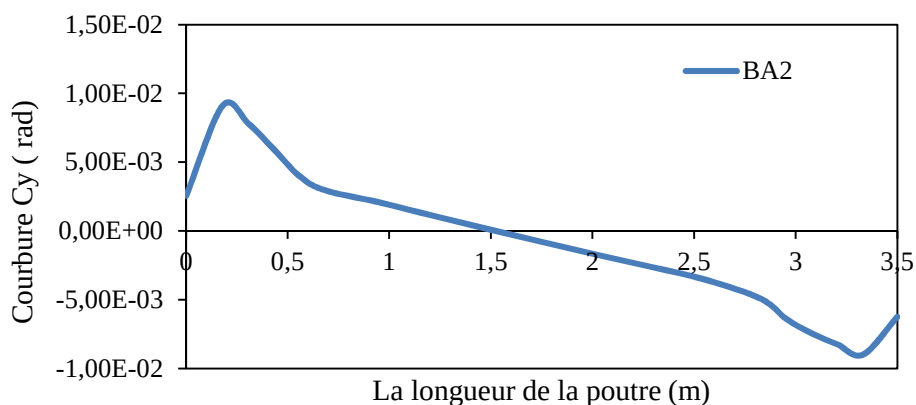


Figure VI.3 Évolution de la courbure le long de la poutre BA2

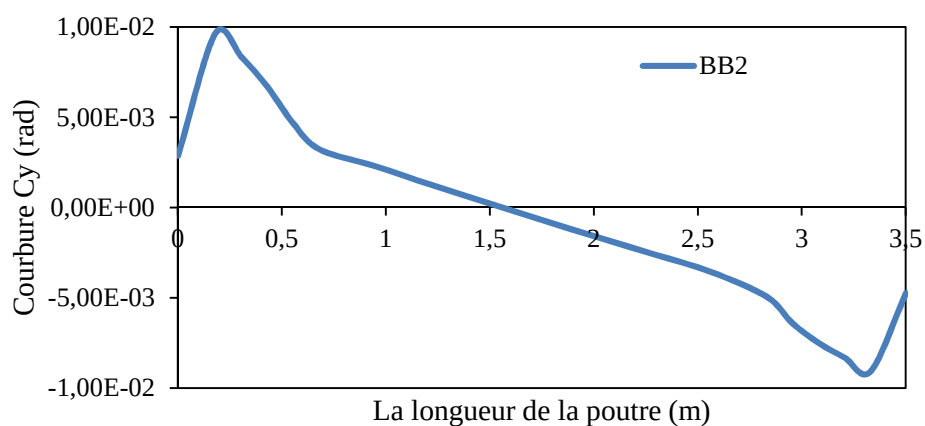


Figure VI.4 Evolution de la courbure le long de la poutre BB2

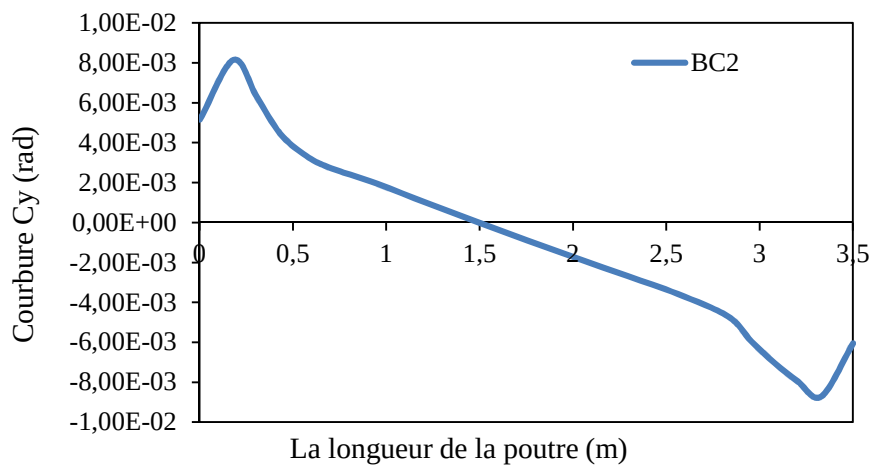


Figure VI.5 Evolution de la courbure le long de la poutre BC2

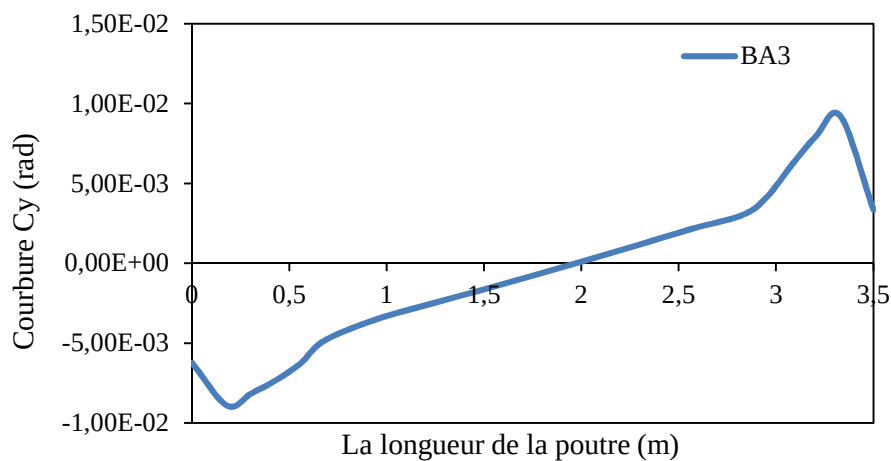


Figure VI.6 Evolution de la courbure le long de la poutre BA3

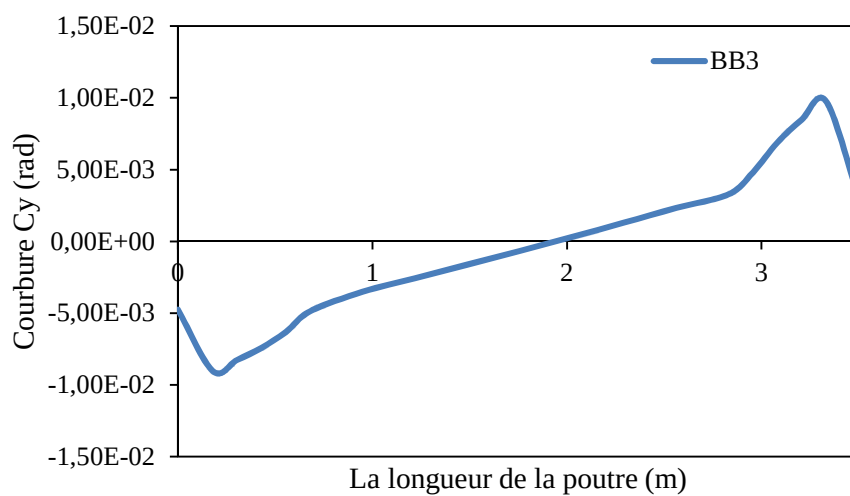


Figure VI.7 Évolution de la courbure le long de la poutre BB3

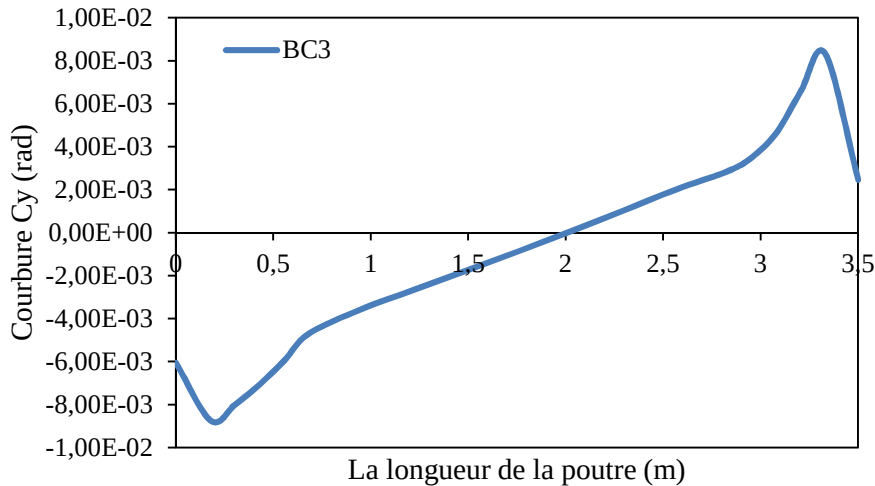


Figure VI.8 Évolution de la courbure le long de la poutre BC3

Les figures VI.3 à VI.8 représentent l'évolution des courbures le long des poutres centrales voisine du poteau centrale, où on constate la concentration des valeurs maximales au voisinages des extrémités de ces poutres, ce qui favorise la formation des rotules plastiques.

VI.3 Evolution des déplacements horizontaux et verticaux en fonction des courbures

Habituellement, sous l'effet des charges gravitaires et si le portique est intact c'est-à-dire y'a pas de suppression du poteau au niveau de rez de chaussé, il n'y aura pas de formation de rotules plastiques, mais après la suppression du poteau central sur la file 3 comme indique la figure IV.9, les courbures maximales se localisent aux extrémités des poutres.

Afin de confirmer les résultats précédents, nous allons développer la variation des déplacements verticaux et horizontaux en fonction des courbures aux joints des poutres et poteaux (jonction poteau- poutre), nous nous intéressons aux memes poutres centrales.

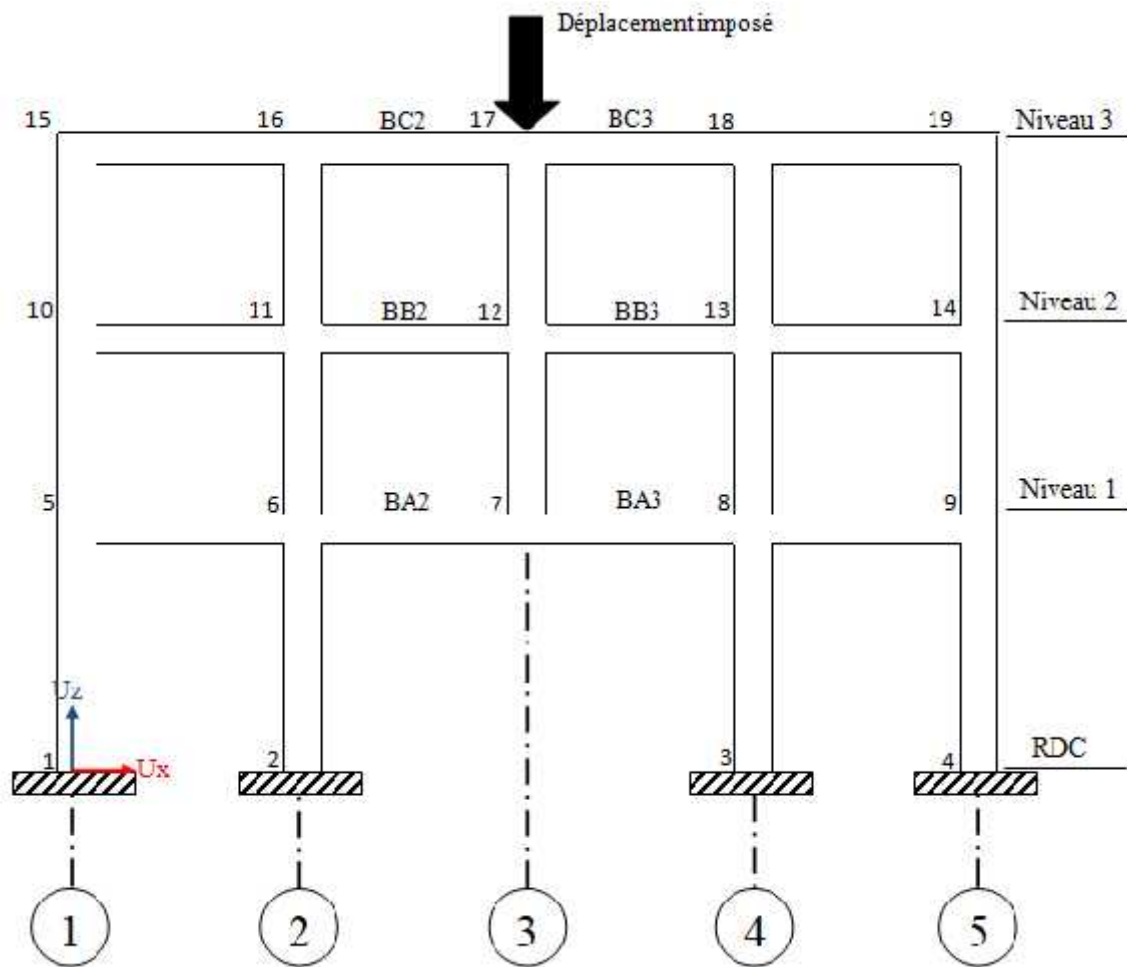


Figure VI.9 Position des points étudiés dans le portique

Les figures VI.10 à VI.18 ci-dessous représentent les variations des courbures en fonction des déplacements verticaux et horizontaux des noeuds des extrémités des poutres centrales.

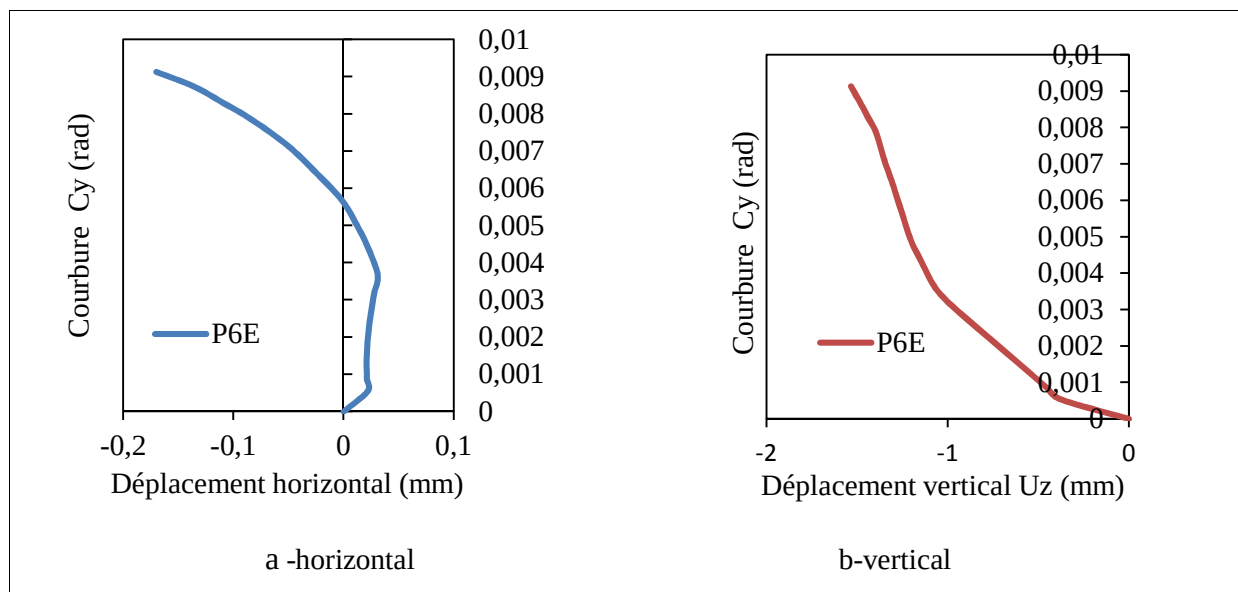


Figure VI.10 Evolution des courbures en fonction des déplacement du nœud P6E

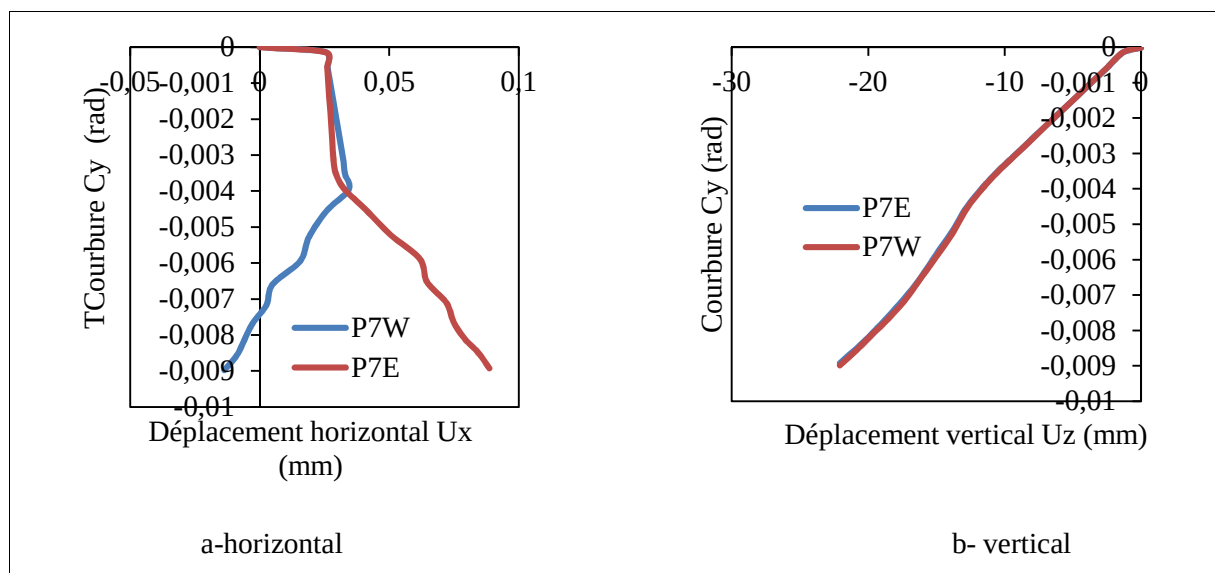


Figure VI.11 Evolution des courbures en fonction des déplacements des nœuds P7E et P7W

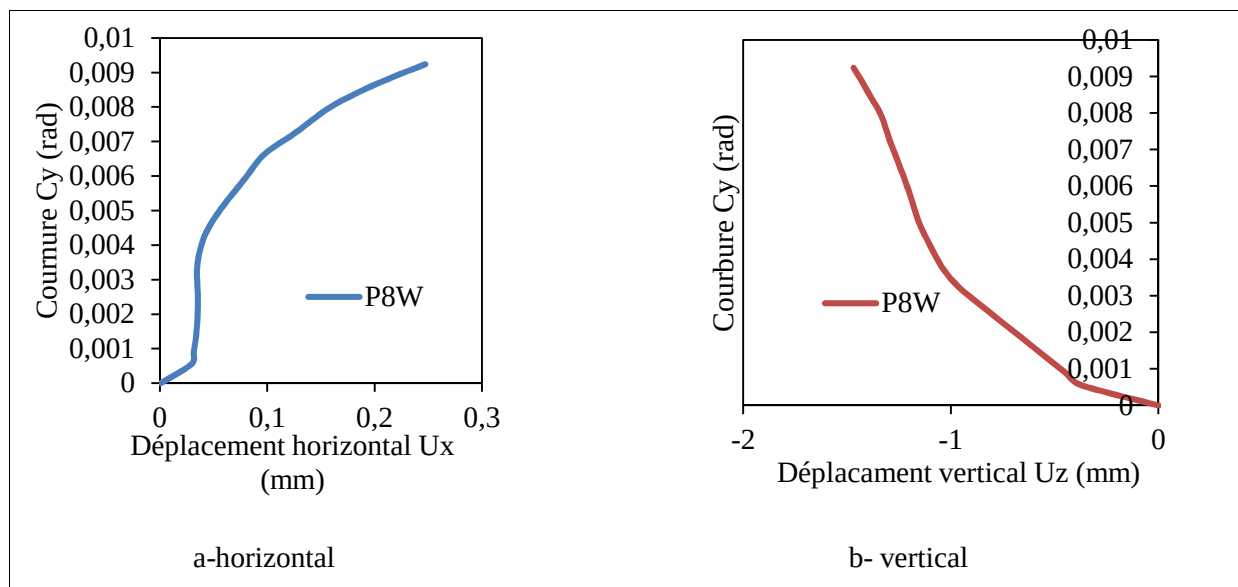


Figure VI.12 Evolution des courbures en fonction des déplacement du nœud P8W

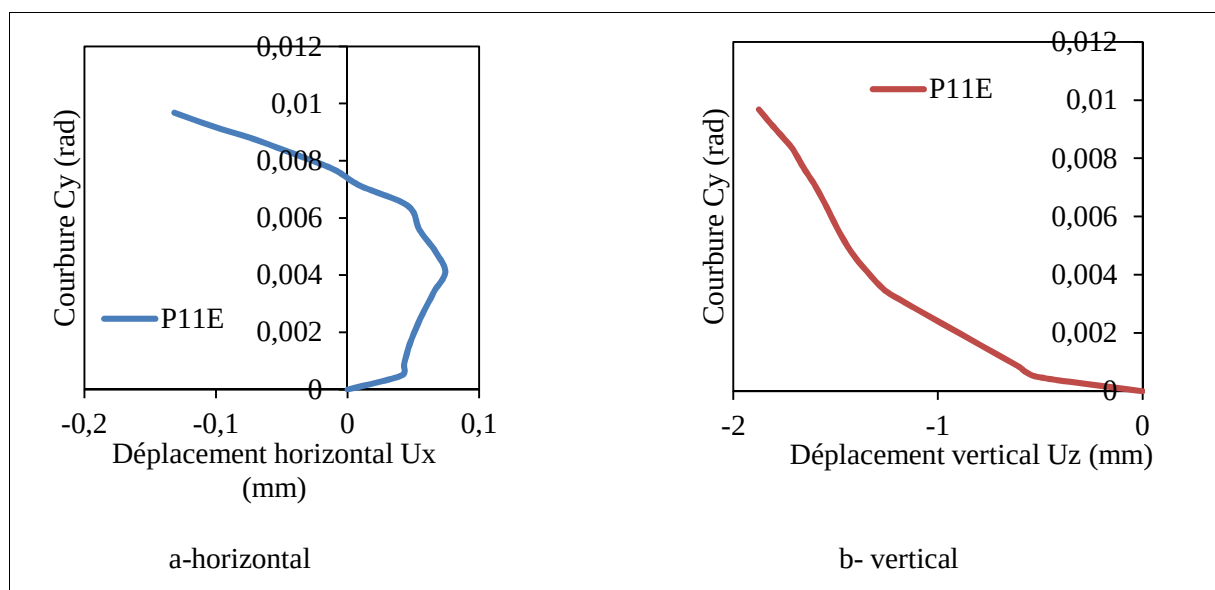


Figure VI.13 Evolution des courbures en fonction des déplacement du nœud P11E

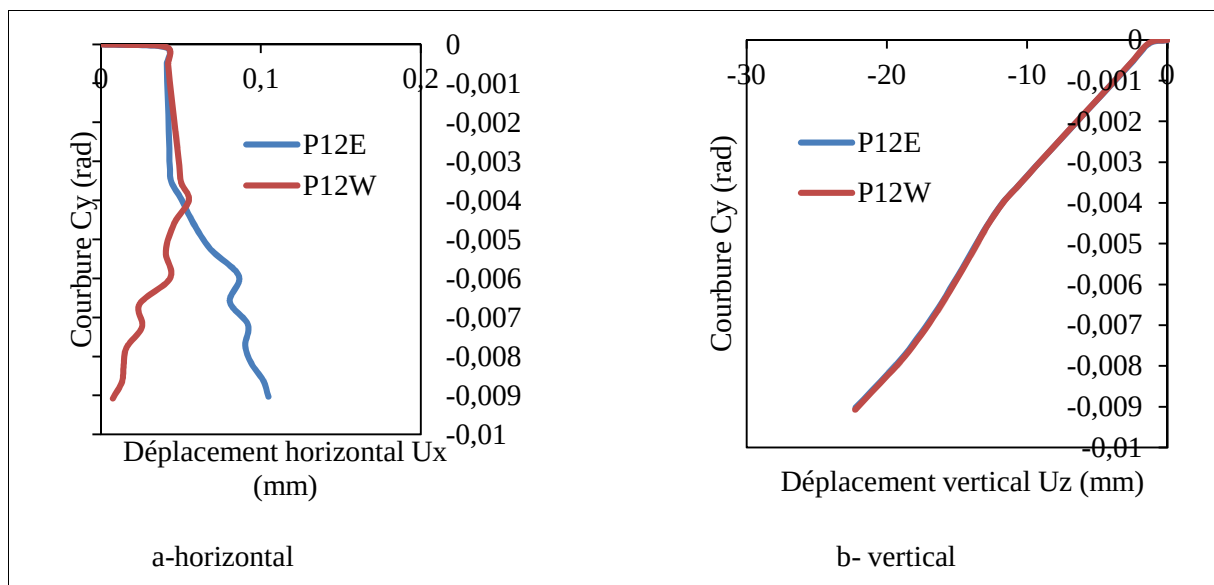


Figure VI.14 Evolution des courbures en fonction des déplacements des nœuds P12W et P12E

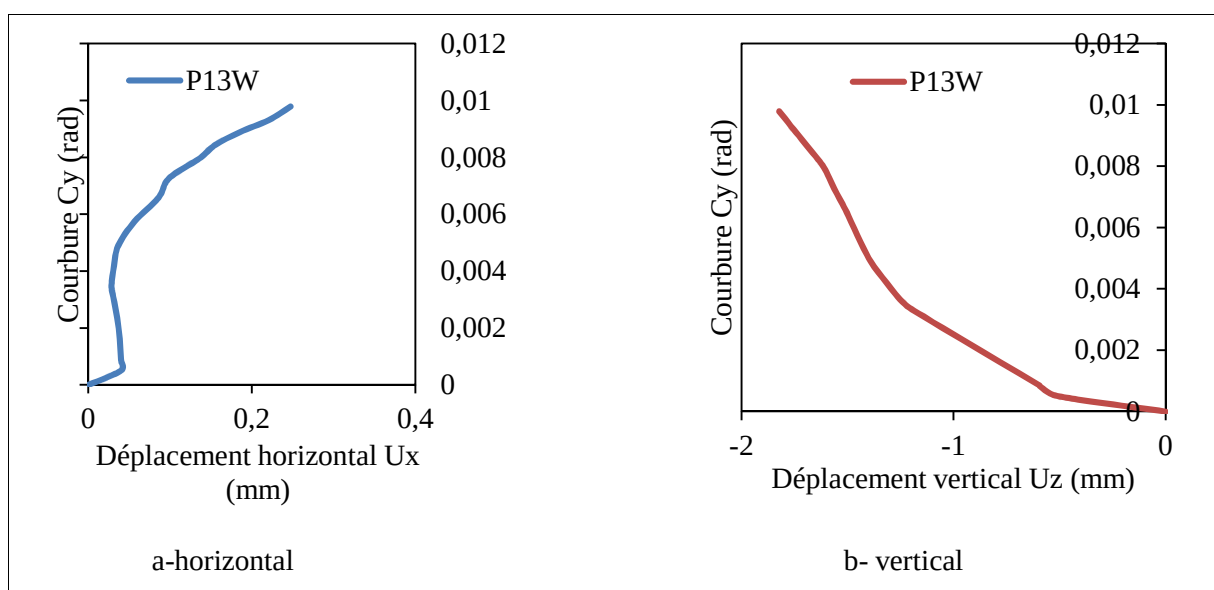


Figure VI.15 Evolution des courbures en fonction des déplacements du nœud P13W

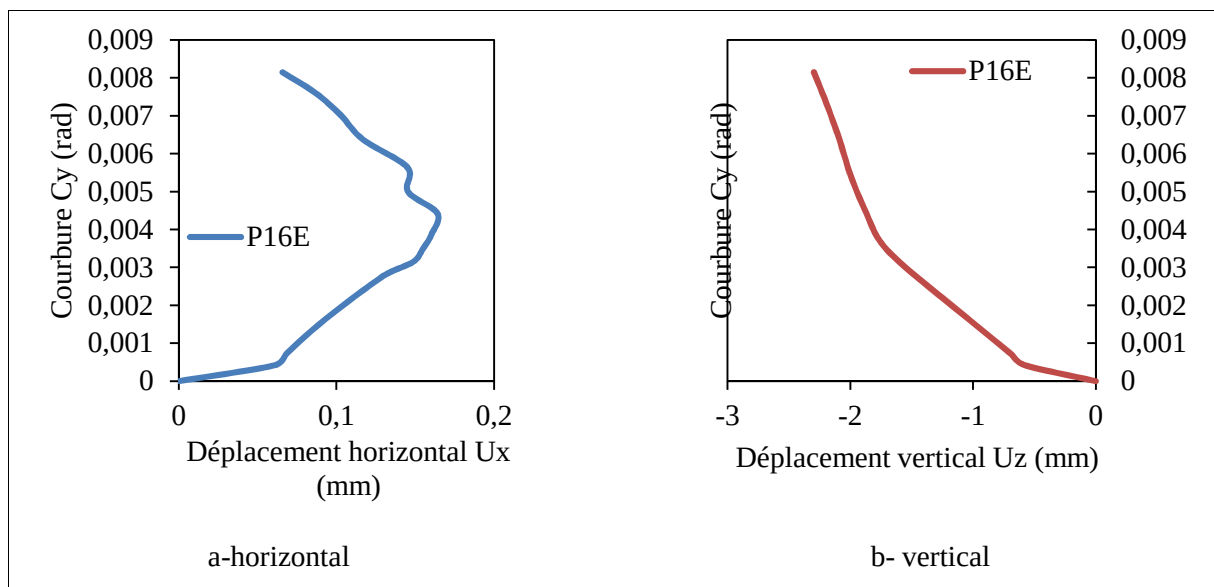


Figure VI.16 Evolution des courbures en fonction des déplacement du nœud P16E

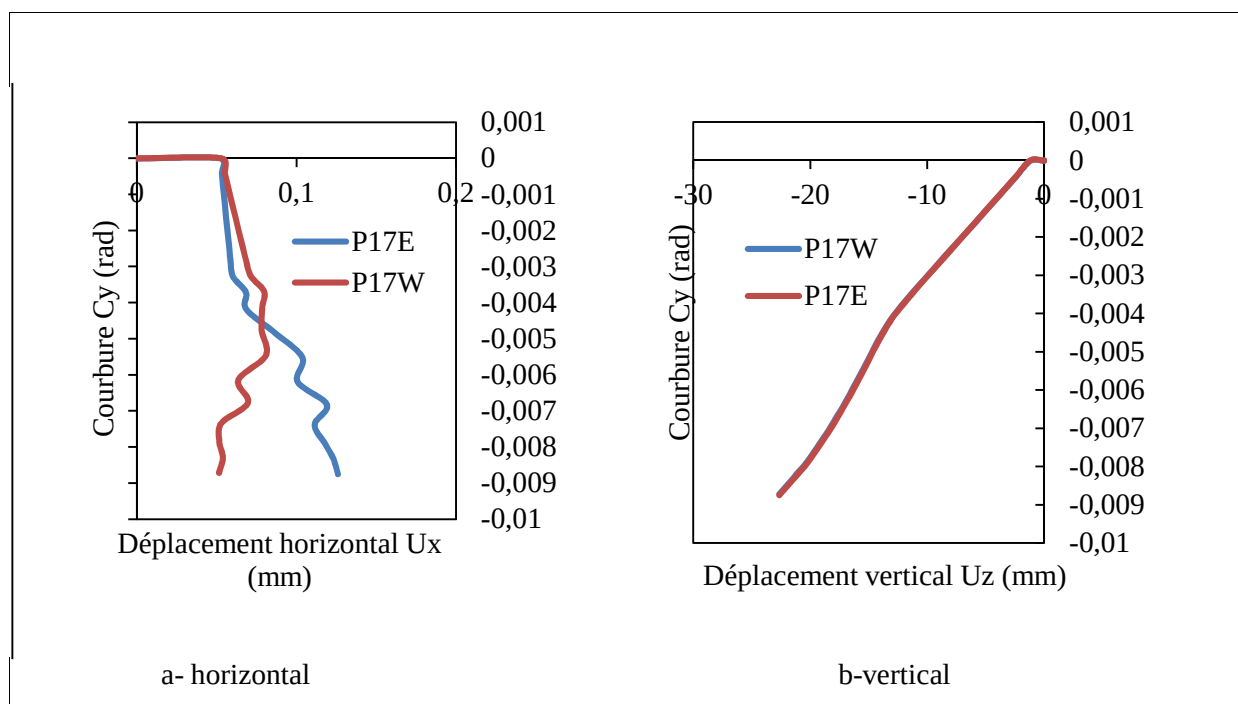


Figure VI.17 Evolution des courbures en fonction des déplacements des nœuds P17W et P17E

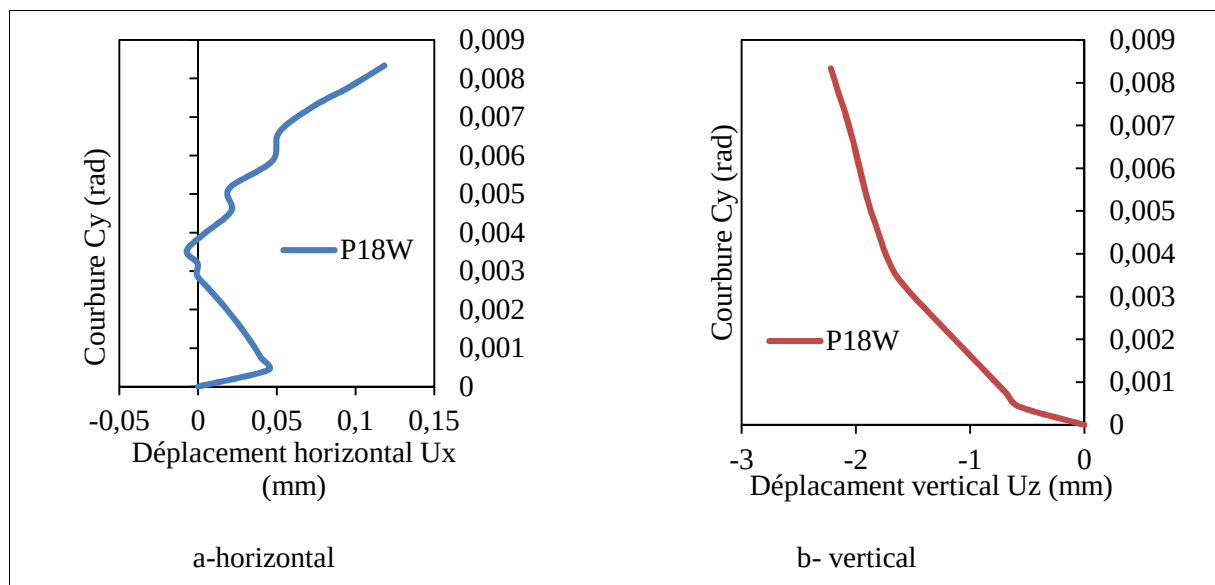


Figure VI.18 Evolution des courbures en fonction des déplacements du nœud P18W

Selon les figures VI.10 jusqu'à VI.18, nous remarquons que le béton commence à craquer, et la reprise des efforts après fissuration du béton est assurée par les aciers, et les sections au voisinage des points on cèdent à l'effort appliqué, ou le déplacement maximal horizontal et vertical atteint des valeurs max pour atteindre la courbe maximale qui favorise la naissance des rotules plastique.

Le tableau VI.1 ci-dessous représente les valeurs numériques qui correspondent aux max des déplacements et max des courbures.

Tableau VI.1 Valeurs numériques des déplacements et des courbures maximales

Points	Déplacement horizontal (Ux) maximal (mm)	Déplacement vertical (Uz) maximal (mm)	Courbure maximal (rad) $\cdot 10^{-3}$
P6E	-0.17	-1.53	9.13
P7W	-0.01	-22.1	9.98
P7E	0.08	-22.1	-8.92
P8W	0.24	-1.46	9.24
P11E	-0.13	-1.87	9.68
P12W	0.01	-22.2	8.22
P12E	-0.10	-22.2	-8.61
P13W	0.24	-1.81	9.79
P16E	0.06	-2.29	8.15
P17W	0.05	-22.65	-8.71
P17E	0.12	-22.65	-8.75
P18E	0.12	-2.22	8.34

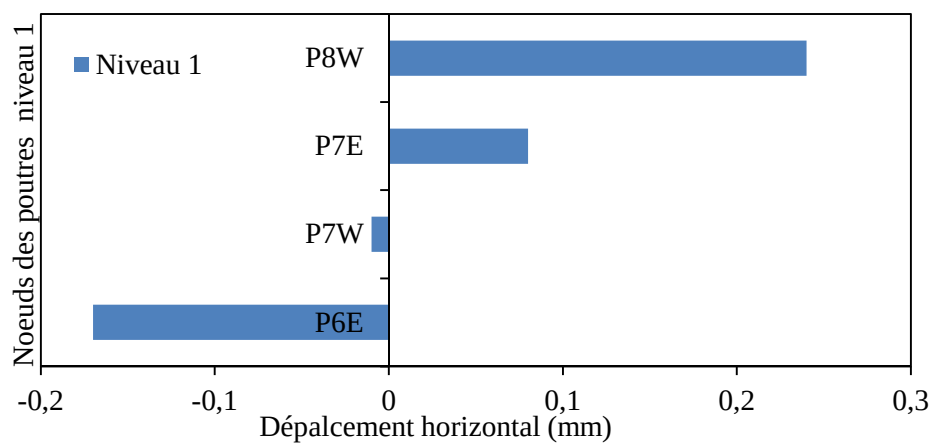


Figure VI.19 Maximum des déplacements horizontaux aux nœuds des poutres du niveau 1

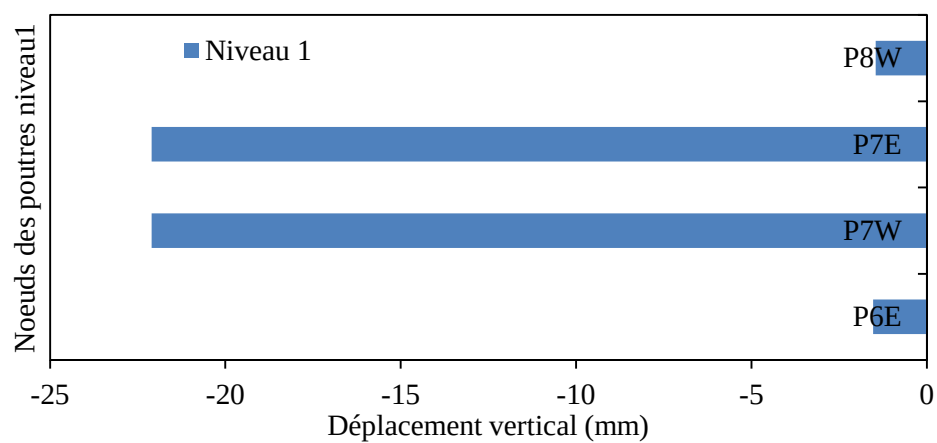


Figure VI.20 Maximum des déplacements verticaux nœuds des poutres du niveau 1

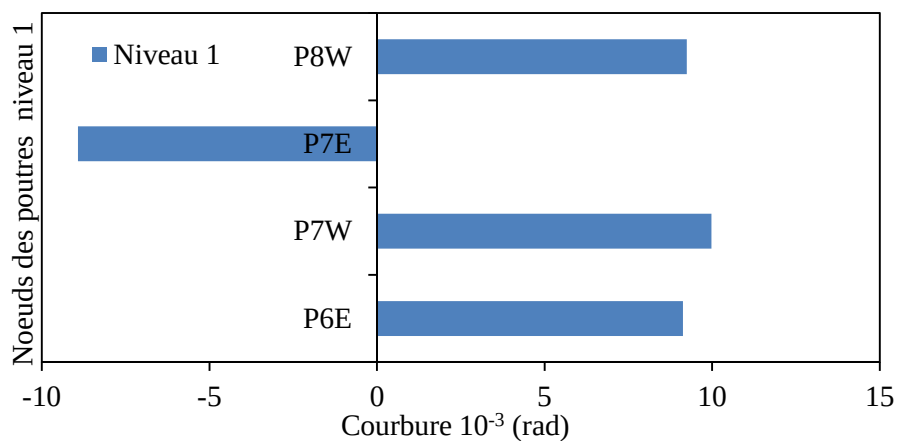


Figure VI.21 Maximum des courbures aux nœuds des poutres du niveau 1

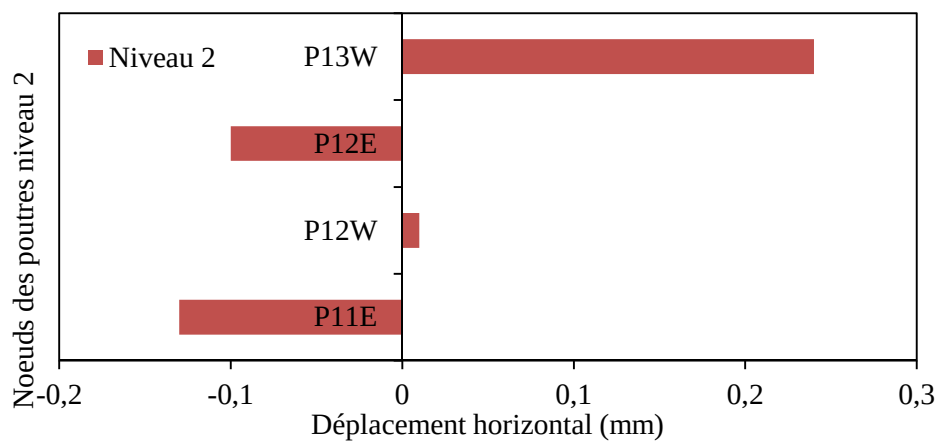


Figure VI.22 Maximum des déplacements horizontaux du niveau 2

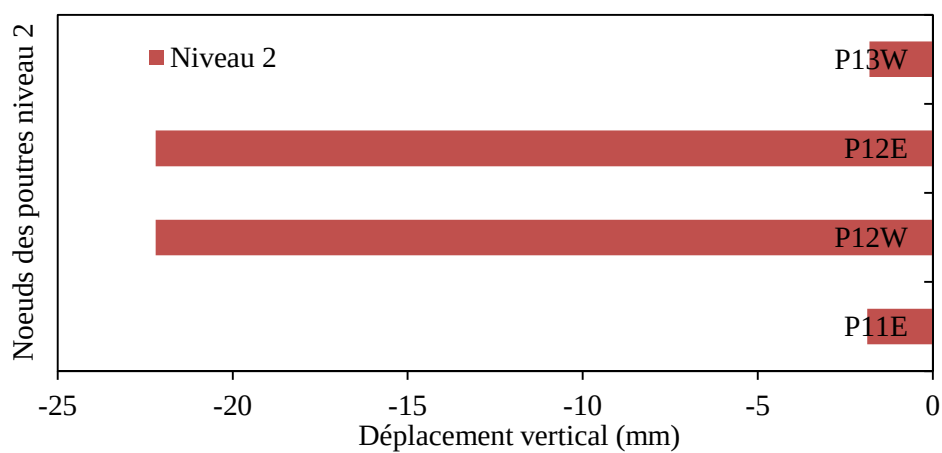


Figure VI.23 Maximum des déplacements verticaux du niveau 2

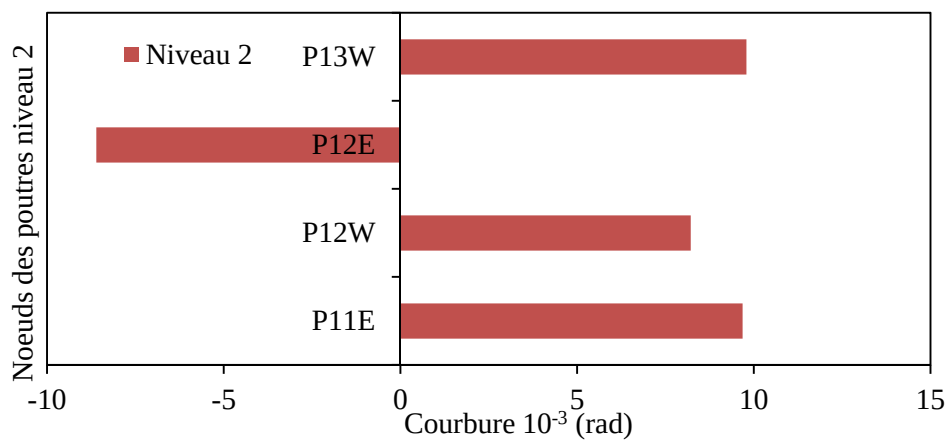


Figure VI.24 Maximum des courbures du niveau 2

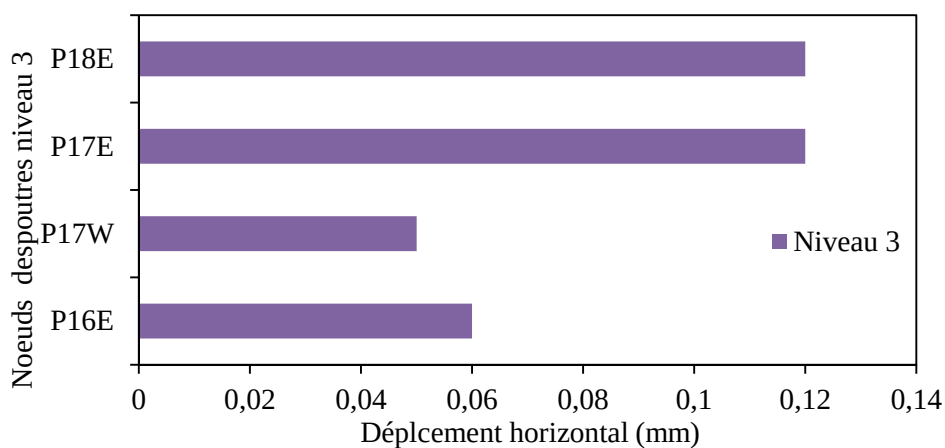


Figure VI.25 Maximum des déplacements horizontaux du niveau 3

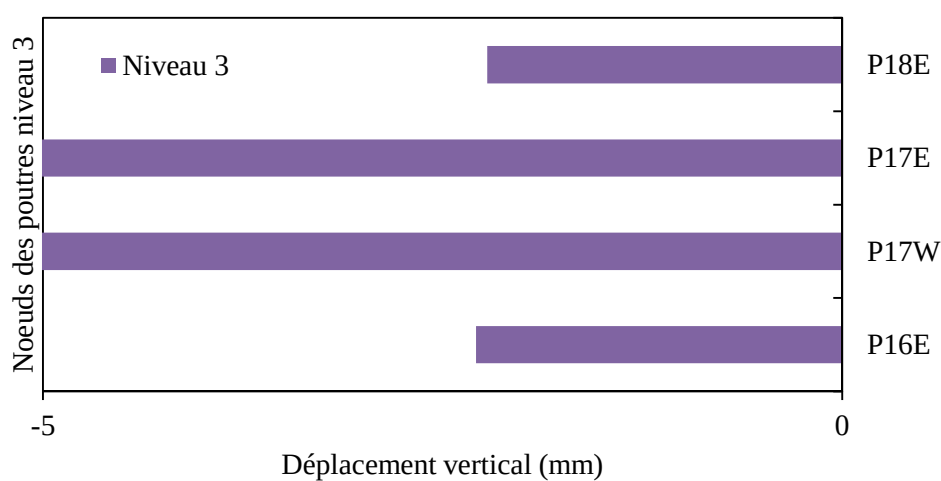


Figure VI.26 Maximum des déplacements verticaux du niveau 3

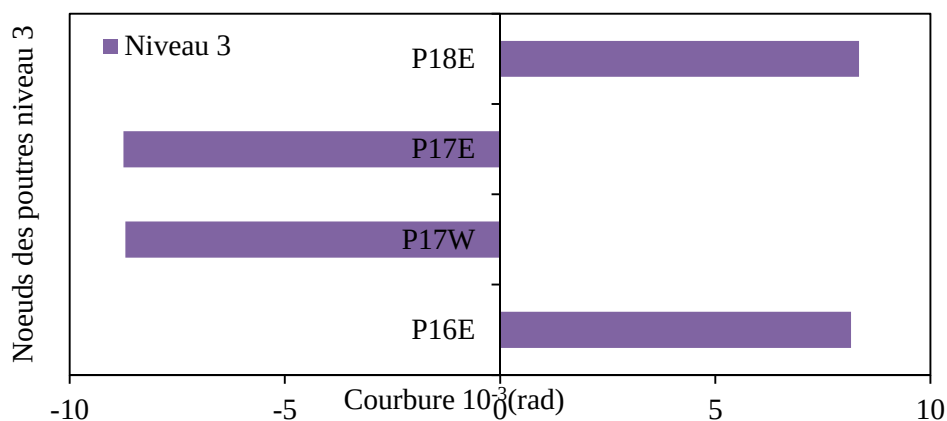


Figure VI.27 Maximum des courbures du niveau 3

Les figures VI.19 à VI.27 représentent les déplacements verticaux et horizontaux sous le chargement vertical, nous remarquons que le déplacement vertical des trois niveaux de la

structure est important par rapport au déplacement horizontal, on explique ça par la charge imposé sur la structure verticalement qui transmet les charges à tous les niveaux.

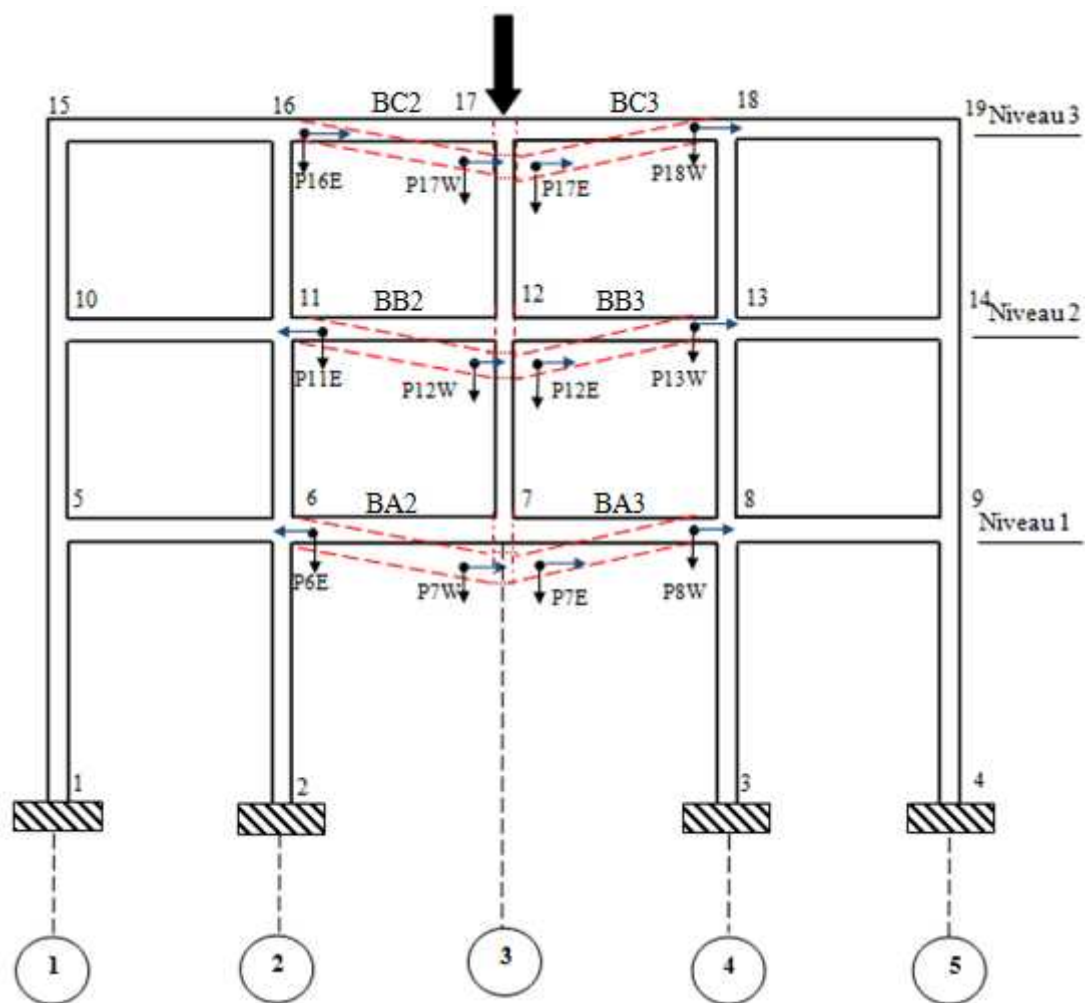


Figure VI.28 Déformation des poutres centrales

La figure VI.28 représente les déformations des poutres centrales sous chargement vertical,

La structure avec un poteau supprimé sur le file 03 est influencée sous chrgement vertical sur le point P17, nous remarquons que les poutres BA2 et BB2 subissent des efforts de traction, contrairement aux poutres BA3, BB3, BC2 et BC3 qui subissent des efforts de compression.

VI.4 Evolution des courbures dans les poutres centrales sous chargement horizontal

Le portique est soumis à un chargement horizontal, on se focalise dans notre étude sur les poutres centrales et l'impact du poteau supprimé sur le comportement de ces poutres.

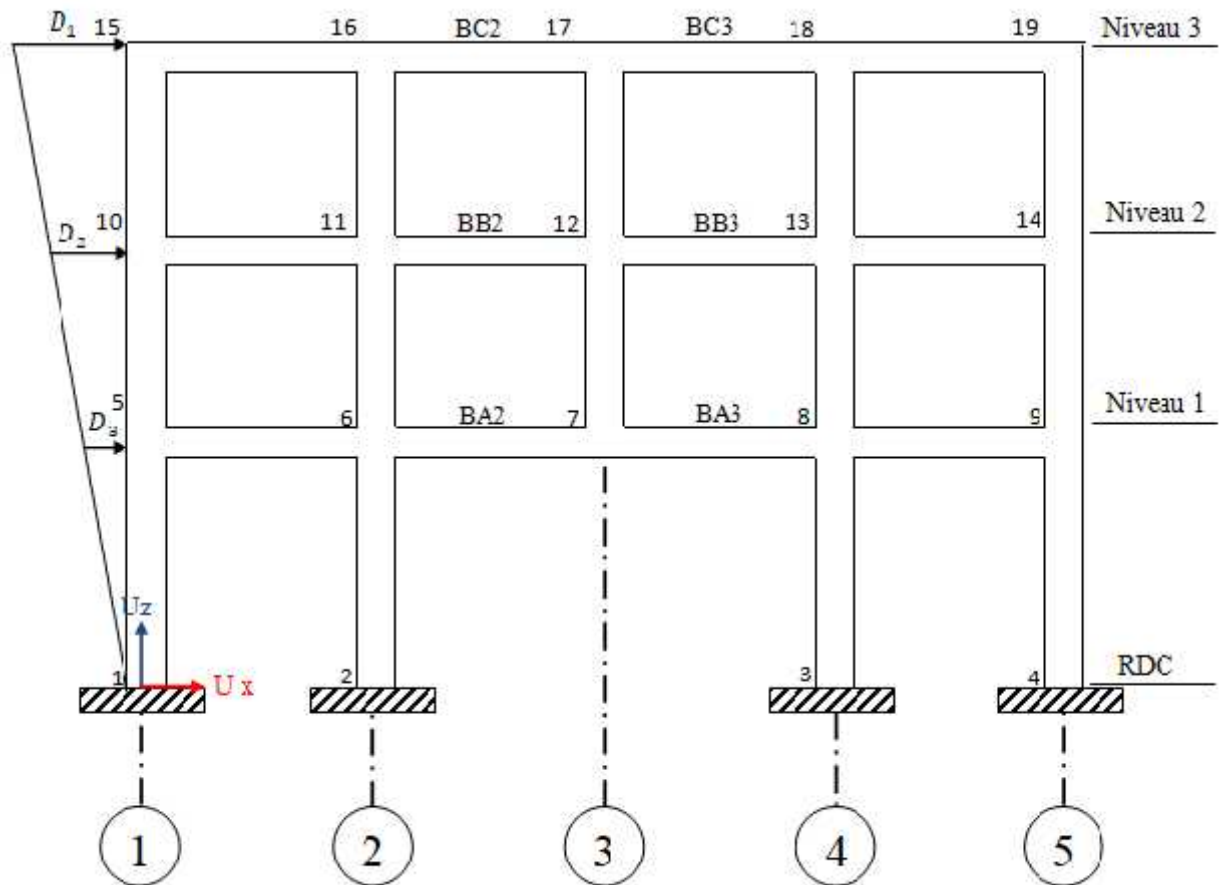


Figure VI.29 Localisation des poutres centrales dans le portique étudié

VI.5 Evolution des courbures le long des poutres centrales

Après l'étude du problème sous CAST3M, On arrive à déduire les résultats des courbures développées dans les poutres centrales.

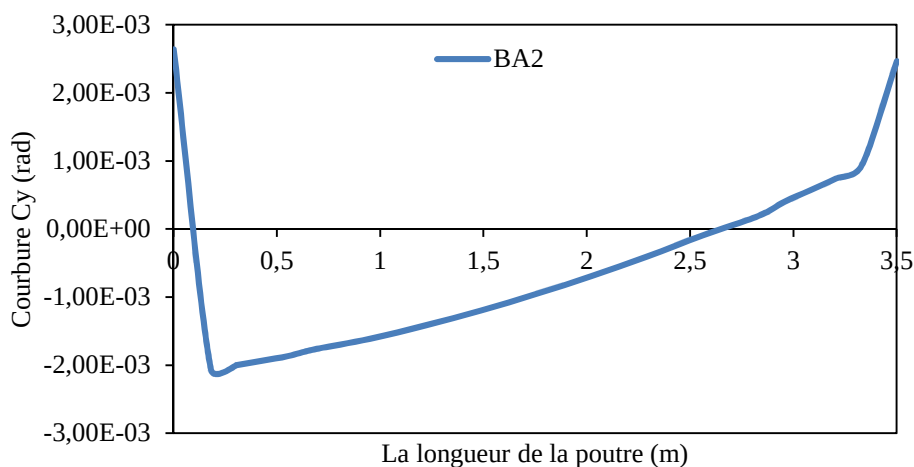


Figure VI.30 Évolution de la courbure le long de la poutre BA2

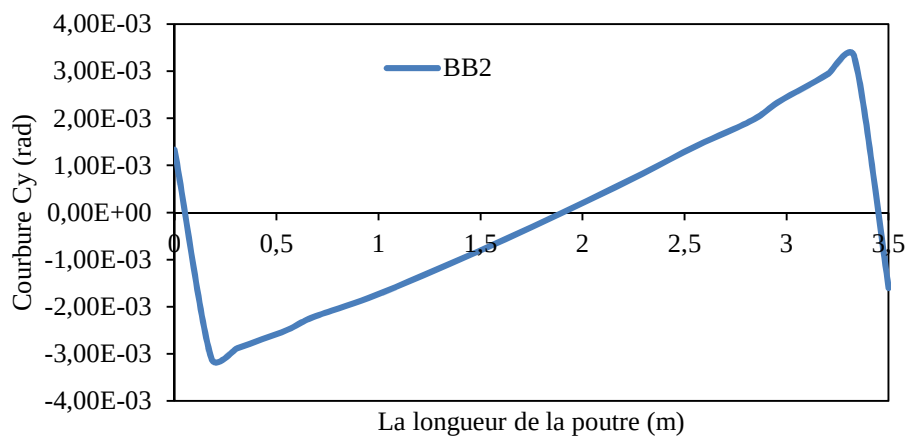


Figure VI.31 Évolution de la courbure le long de la poutre BB2

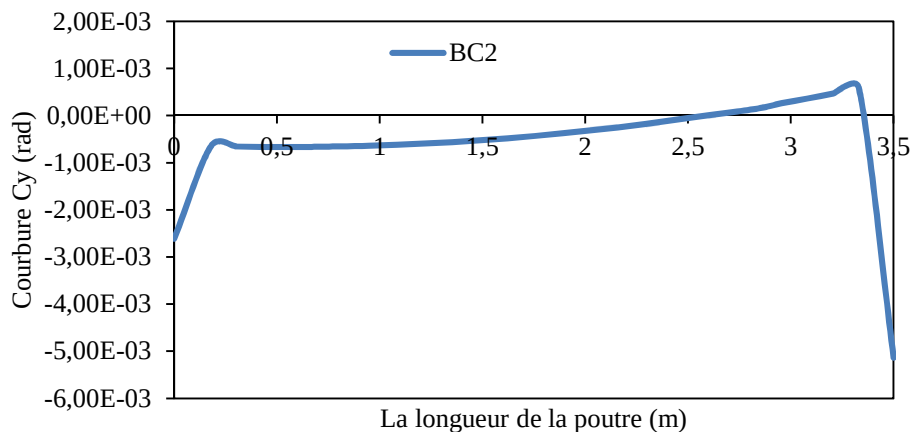


Figure VI.32 Évolution de la courbure le long de la poutre BC2

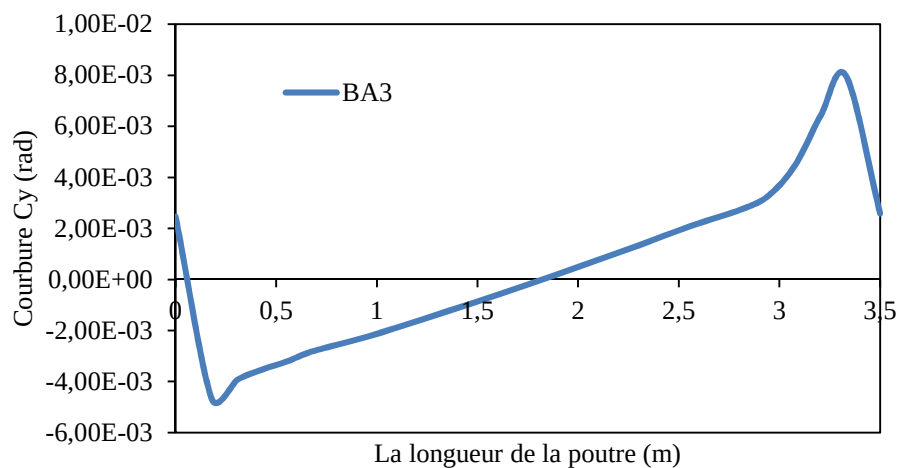


Figure VI.33 Évolution de la courbure le long de la poutre BA3

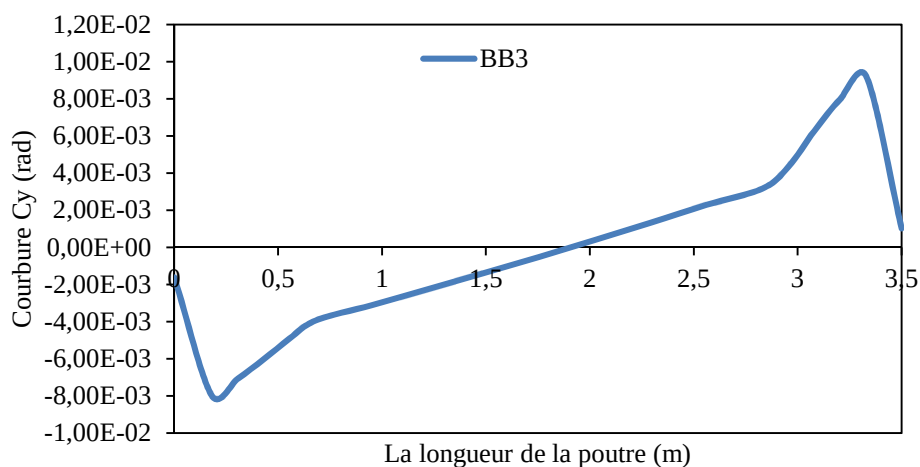


Figure VI.34 Évolution de la courbure le long de la poutre BB3

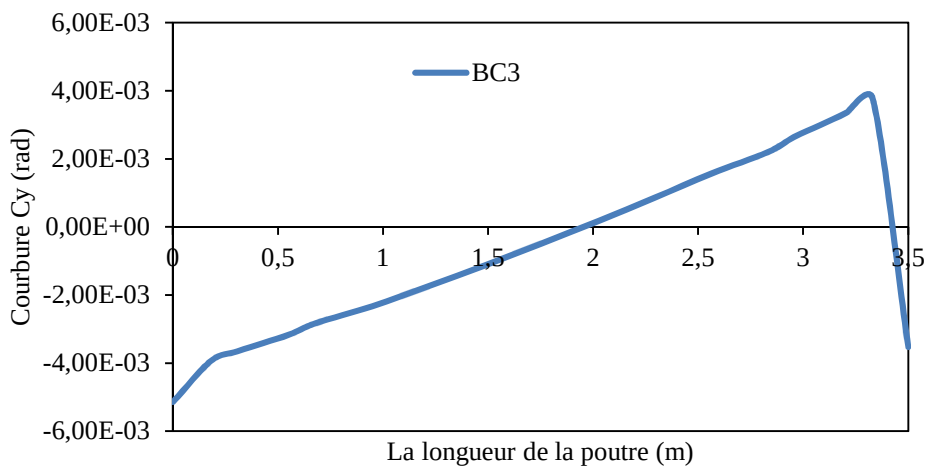


Figure VI.35 Évolution de la courbure le long de la poutre BC3

Les figures VI.30 à VI.35 représentent l'évolution des courbures le long des poutres centrales voisine du poteau centrale, ou on constate la concentration des valeurs maximales au voisinages des extrémités de ces poutres, ce qui favorise la formulation des rotules plastiques.

VI.6 Evolution des déplacements horizontaux et verticaux en fonction des courbures

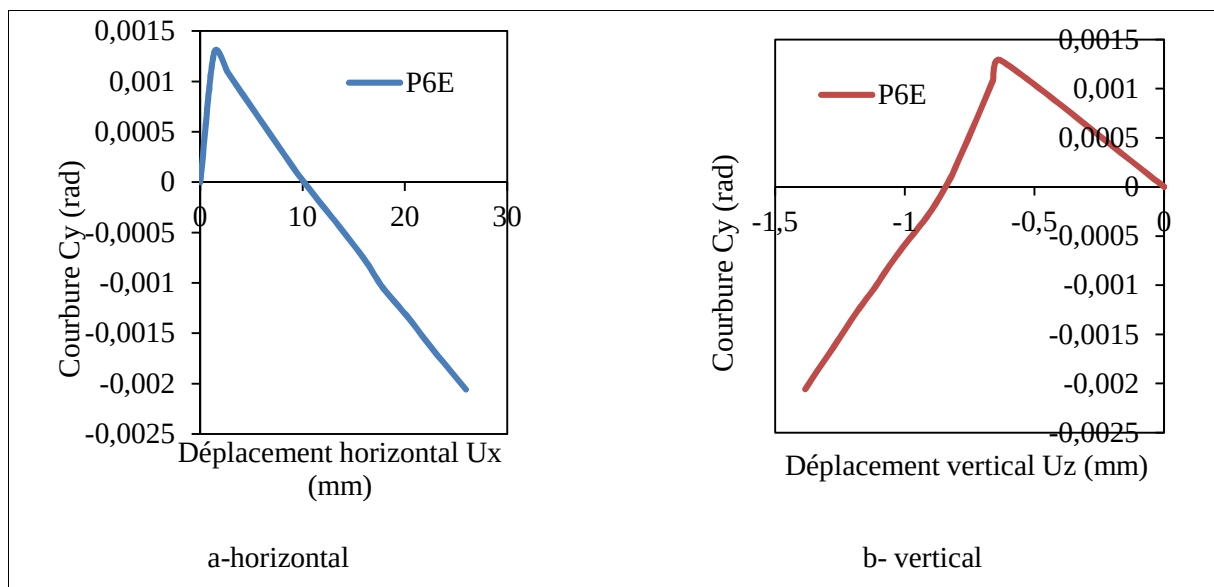


Figure VI.36 Evolution des courbures en fonction des déplacements du nœud P6E

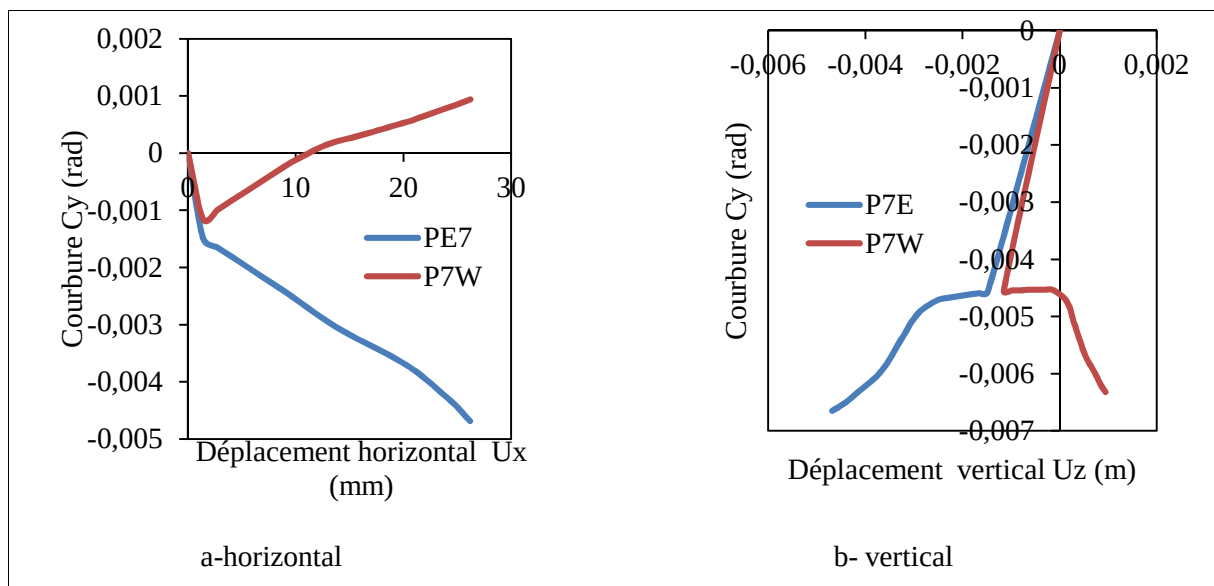


Figure VI.37 Evolution des courbures en fonction des déplacements des nœuds P7W et P7E

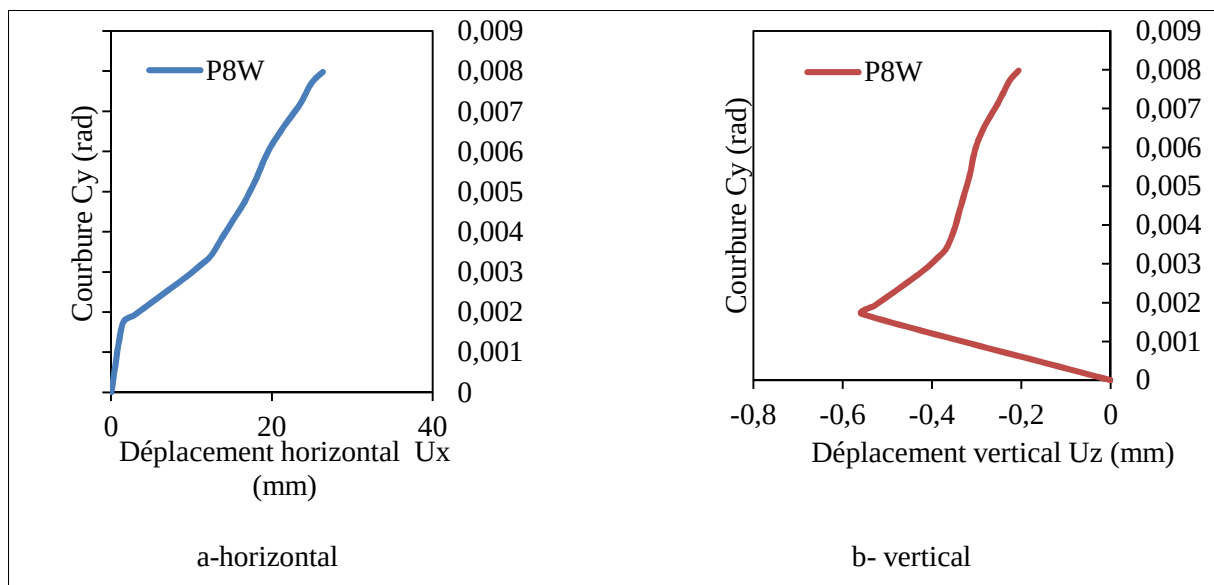


Figure VI.38 Evolution des courbures en fonction des déplacements du nœud P8W

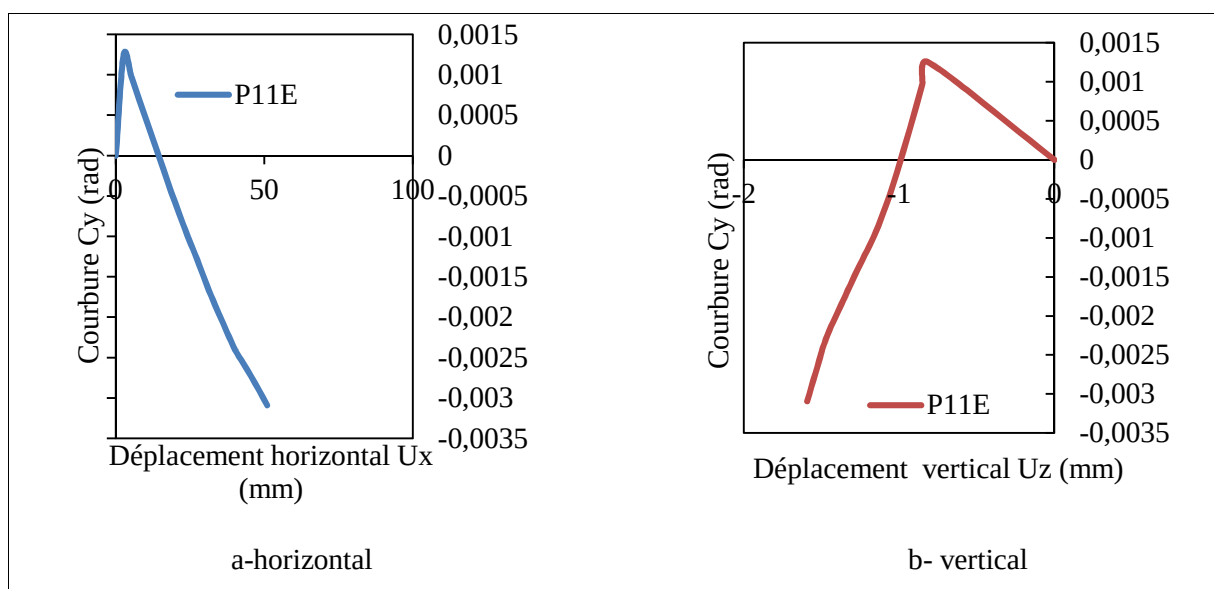


Figure VI.39 Evolution des courbures en fonction des déplacements du nœud P11E

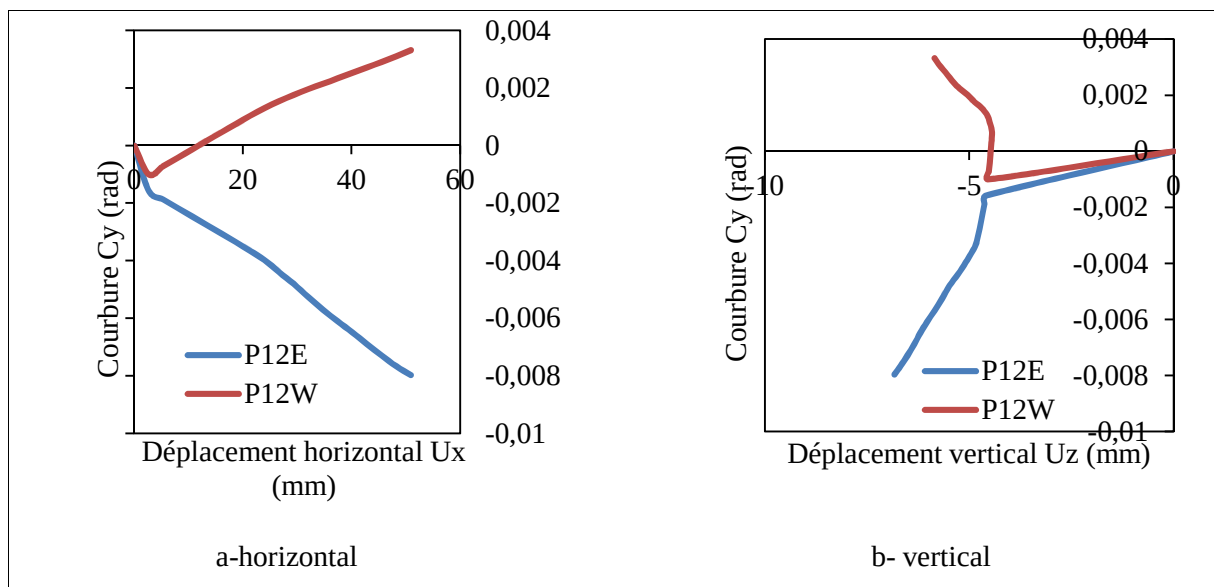


Figure VI.40 Evolution des courbures en fonction des déplacements des nœuds P12W et P12E

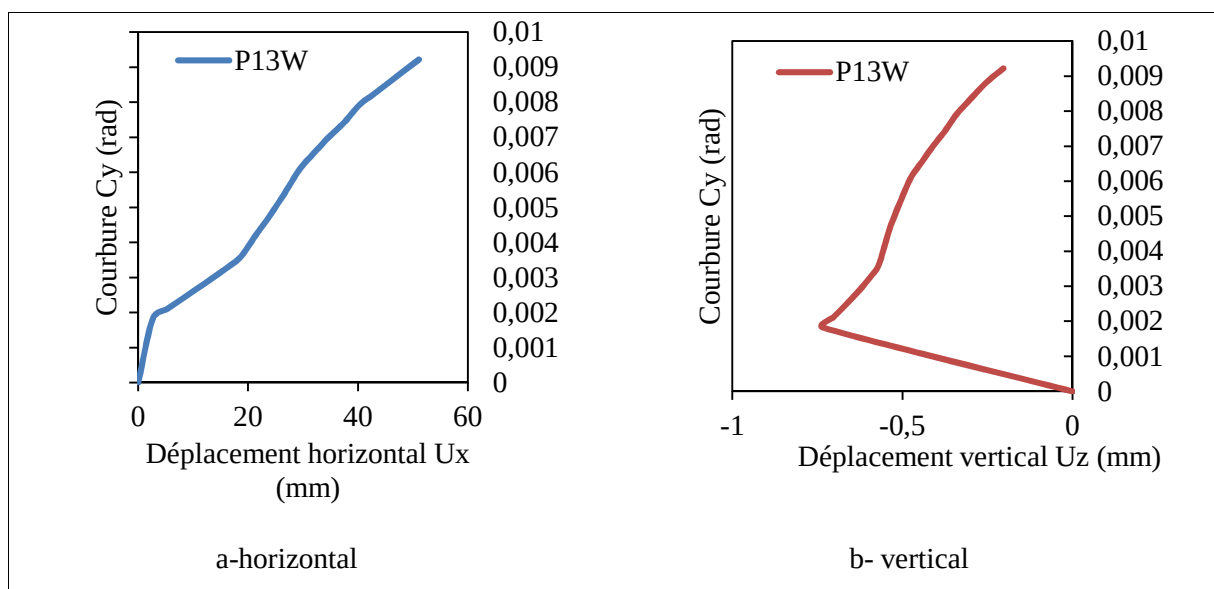


Figure VI.41 Evolution des courbures en fonction des déplacements du nœud P13W

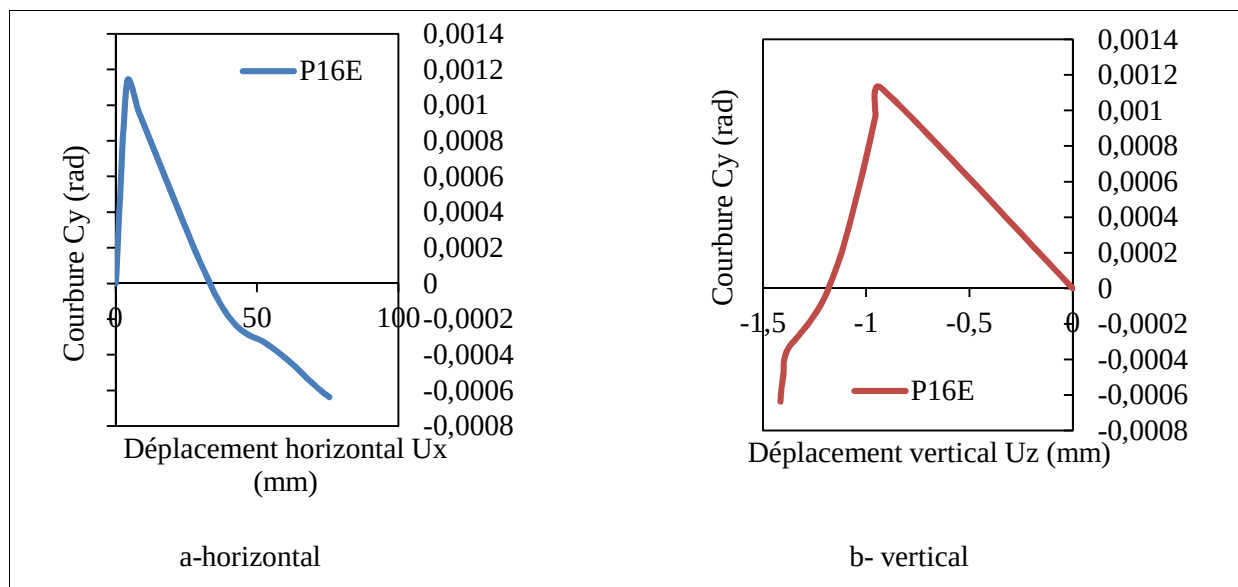


Figure VI.42 Evolution des courbures en fonction des déplacements du nœud P16E

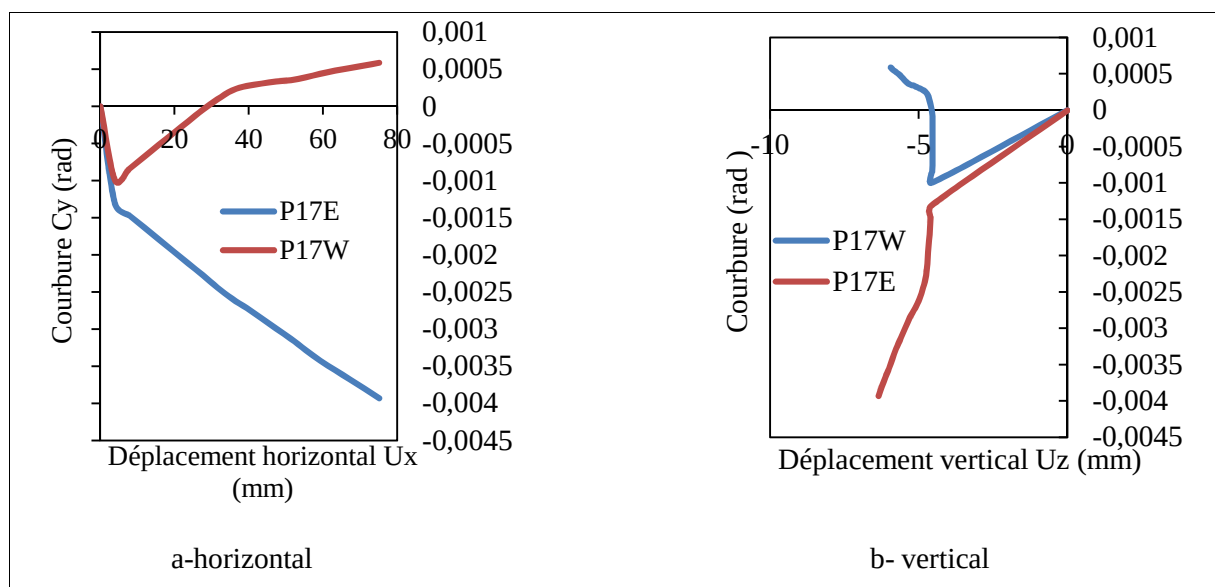


Figure VI.43 Evolution des courbures en fonction des déplacements des nœuds P17W et P17E

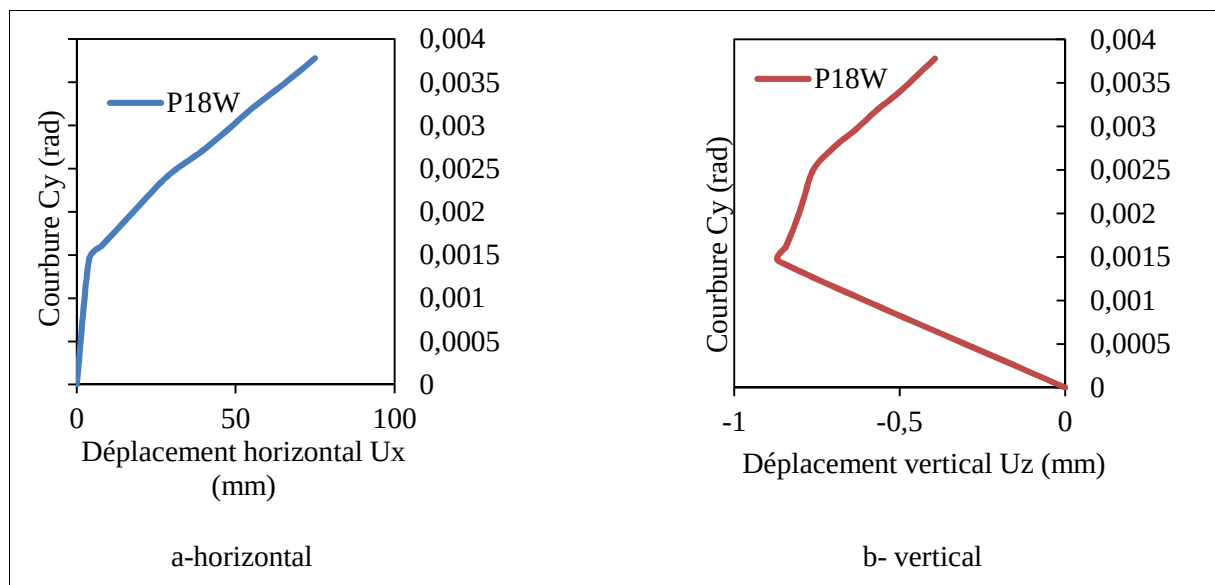


Figure VI.44 Evolution des courbures en fonction des déplacements du nœud P18W

Selon les figures VI.36 jusqu'à VI.44, nous remarquons le déplacement des nœuds sur le plan horizontal et vertical sous chargement horizontal c'est-à-dire que l'endommagement causé par ce type de chargement, les déplacements horizontaux augmentent dans les niveaux supérieurs et ces déplacement maximal horizontal et vertical atteint des valeurs max pour atteindre la courbe maximale qui favorise la naissance des rotules plastique. D'après les figures c'est l'acier qui reprend l'effort après l'écrasement du béton sous l'effet de fissuration

Le tableau VI.2 ci-dessous représente les valeurs numériques qui correspondent aux max des déplacements et max des courbures.

Tableau VI.2 Valeurs numériques des déplacements et des courbures maximales

Points	Déplacement horizontal (Ux) maximal (mm)	Déplacement vertical (Uz) maximal (mm)	Courbure maximal (rad) .10 ⁻³
P6E	25.94	-1.38	-2.06
P7W	26.2	9.40	-6.32
P7E	26.18	-4.68	-6.65
P8W	26.34	-0.20	7.98
P11E	50.88	-1.59	-3.09
P12W	50.90	-5.85	-3.32
P12E	50.92	-6.83	-7.97
P13W	51.07	-0.24	9.22
P16E	75.45	-1.14	-6.38
P17W	75.10	-5.95	5.88
P17E	75.06	-6.36	-3.93
P18E	74.83	-0.39	3.78

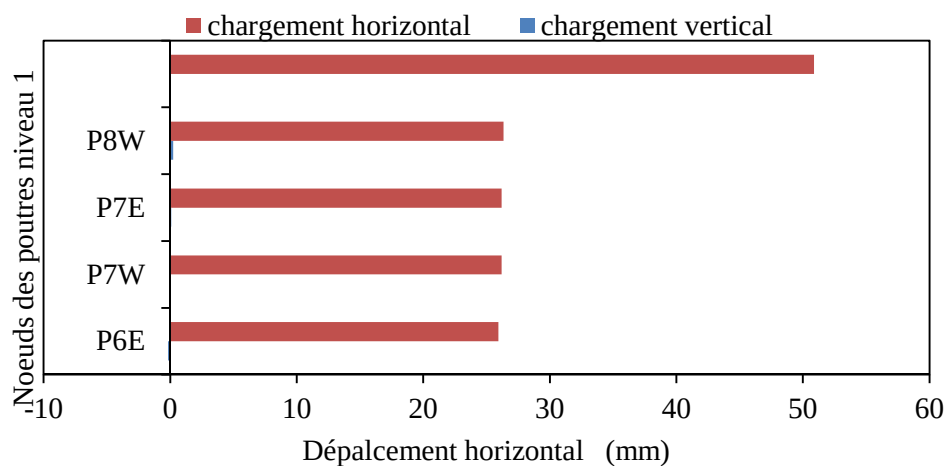


Figure VI.45 Déplacement max sous chargement vertical et horizontal

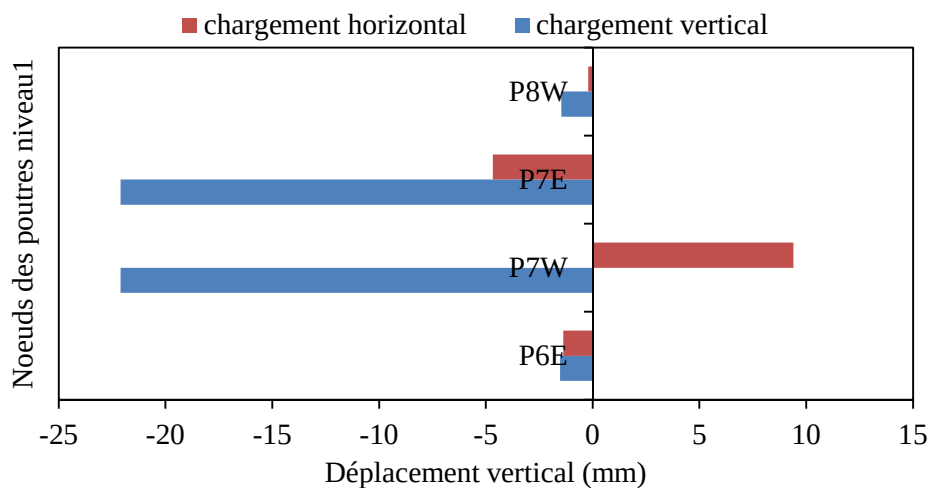


Figure VI.46 Déplacement max sous chargement vertical et horizontal

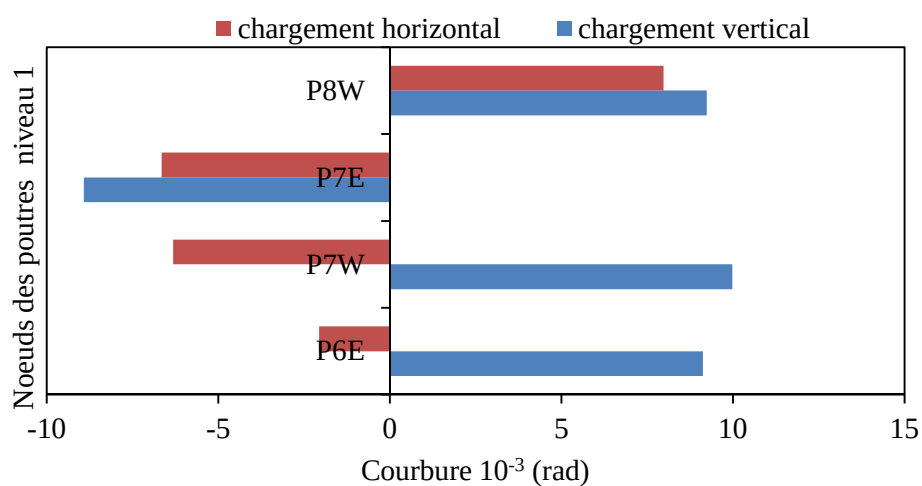


Figure VI.47 Courbure max sous chargement vertical et horizontal

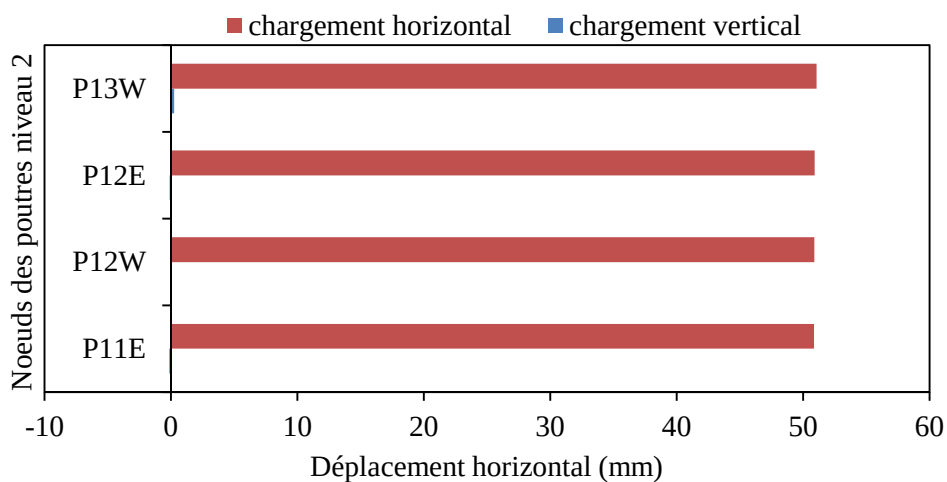


Figure VI.48 Déplacement max sous chargement vertical et horizontal

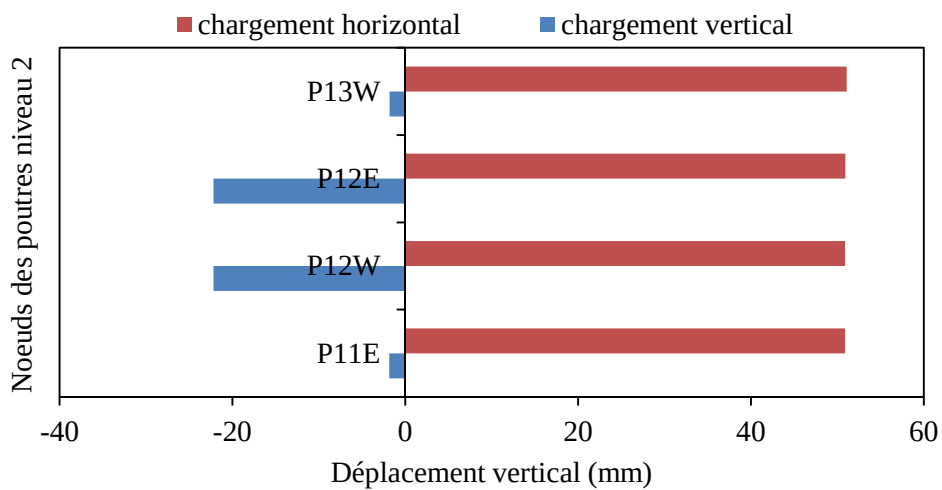


Figure VI.49 Déplacement max sous chargement vertical et horizontal

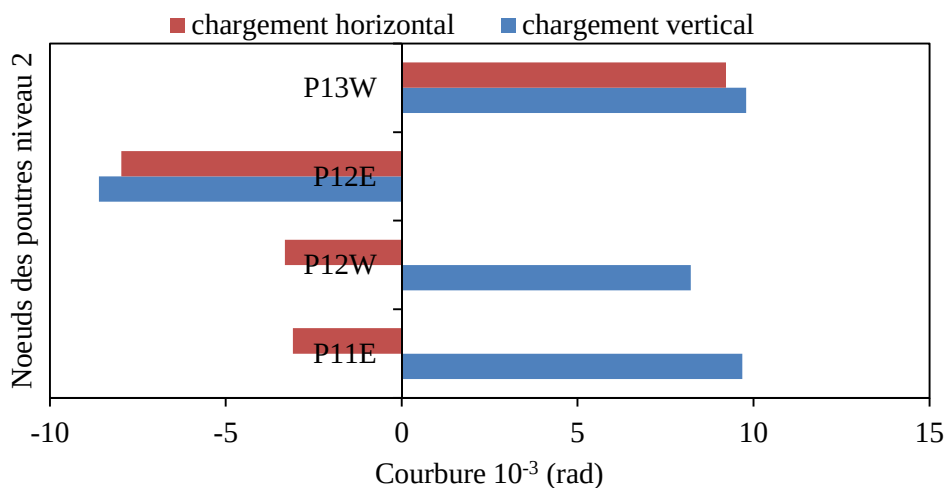


Figure VI.50 Courbure max sous chargement vertical et horizontal

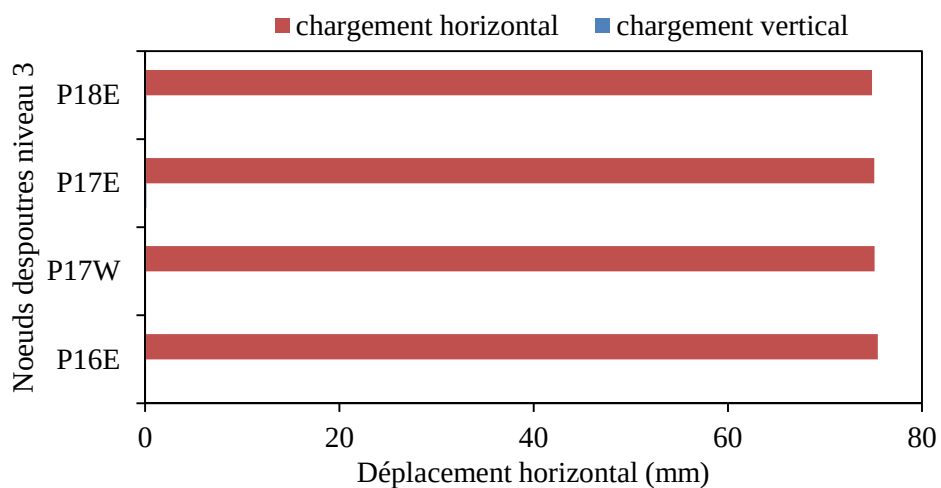


Figure VI.51 Déplacement max sous chargement vertical et horizontal

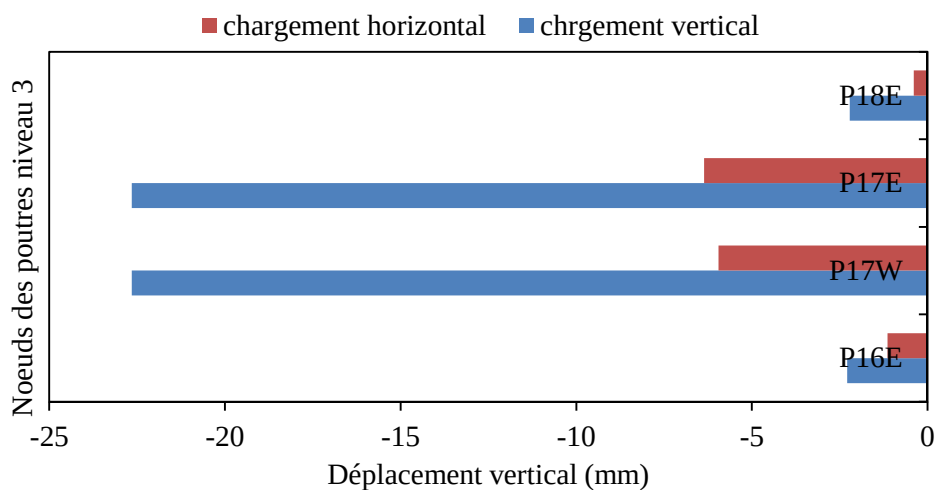


Figure VI.52 Déplacement max sous chargement vertical et horizontal

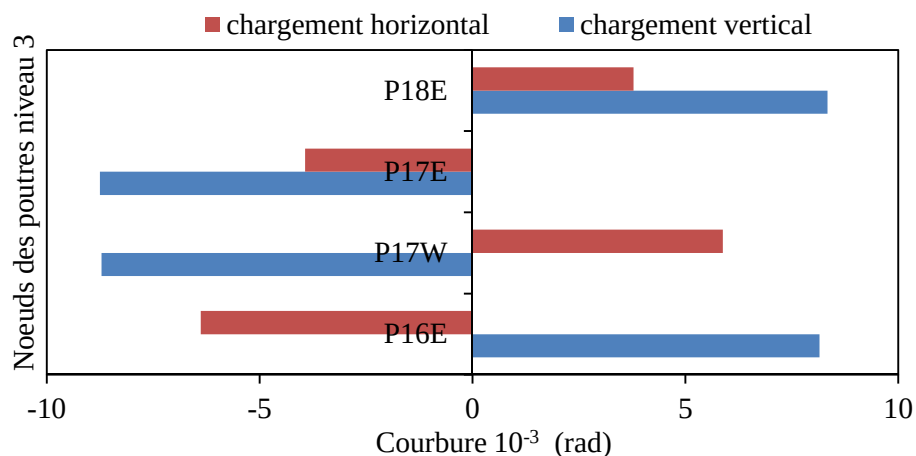


Figure VI.53 Courbure max sous chargement vertical et horizontal

Les figures VI.45 Jusqu'à VI.53 représentent les déplacements max verticalement et horizontalement ainsi la courbure maximale sous le chargement vertical et horizontal, nous

constatons que sous le chargement vertical on a un déplacement maximum vertical par apport au déplacement horizontal, et sous le chargement horizontal on a un déplacement maximum horizontal.

Conclusion générale

Une étude sur le comportement d'une structure en portique en béton armé est faite dans ce travail. Le portique est modélisé en utilisant le code de calcul « CAST3M 2000 ».

La structure est soumise à un chargement vertical dans la première partie, et au chargement horizontal dans la seconde partie.

1- Sous chargement vertical

Le chargement vertical influence sur la structure notamment les nœuds situés aux extrémités des poutres centrales qui sont les plus endommagés, les nœuds P17W et P17E atteignent des valeurs maximales de -22.65 mm sur le déplacement vertical avec des valeurs de courbures de $-8.71 \cdot 10^{-3}$ rad et $-8.75 \cdot 10^{-3}$ rad respectivement.

2- Sous chargement horizontal

Le comportement de la structure sous chargement horizontal est remarquable vu des points comme P16E et P17W qui atteignent des valeurs de 75.45 mm et 75.10 mm respectivement sur le déplacement horizontal, et des valeurs de $-6.38 \cdot 10^{-3}$ rad et $-5.88 \cdot 10^{-3}$ rad respectivement.

D'après les déplacements verticaux et horizontaux, les valeurs maximales se trouvent sous le chargement horizontal qui atteint dans quelques points 7 cm.

Le chargement le plus défavorable est le chargement horizontal.

Pour faire face à cette situation, on opte pour les solutions suivantes:

1-Introduire des voiles.

2-Renforcement par des matériaux composites.

3-Renforcement de la structure par des profils métalliques.

References bibliographiques

- Ambraseys N., Vogt J. 1988, Material For The Investigation Of The Seismicity Of The Region Of Algiers.
- Ayadi A. 2003, Strong Algerian Earthquake Strikes Near Capital City. Eos. Transactions. American Geophysical.
- Benhallou H. 1985, Les Catastrophes Sismiques De La Région De 'Chélif Dans Le Contexte De La Séismicité Historique De l'Algérie, Phd .Thèses, USTHB,
- Bezzeghoud M., Ayadi A., Sebai A., Ait Messaoud M., Mokrane A., Benhallou H. 1996, Seismicity Of Algeria Between 1365 And 1989: Map Of Maximum Observed Intensities (MOI), In: Avances En Geofisica Y Geodesia 1, Ano 1, Ministerio De Obras Publicas, Transportes Y Medio Ambiente, Instituto Geografico Nacional España,
- Bousalem B, Chikh N, 2007,«Development Of A Confined Model For Rectangular Ordinary Reinforced Concrete Columns». Materials And Structures 2007;40 (6):605-13
- CGS, 2003
- Chen 1982, Chen, Y.Y., 1982: Recognition of The Dinocyst Genus Komewuia With Assignable Species From Madagascar. Micropaleontology.
- Chung HS, Yang KH, Lee YH, Aun HC,2002,«Stress-Strain Curve Of Laterally Confined Concrete. Eng. Struct».
- Combescure, 2001, Rapport DM2S « Modélisation Des Structures De Génie Civil Souschargement Sismique A L'aide De CASTEM 2000 », 122 Pages, Année 06/03/2001.
- Dufour, 1998, F.Dufour, «Modélisation Du Comportement Dynamique D'une Structure À Murs Porteurs En Béton Armé Renforcée À L'aide De Tissu En Fibres De Carbone », Rapport De Stage DEA, Rapport SEMT/EMSI/RT/98-070A, 1998.
- Faleiro, S.Oller, A.H. Barbat, 2008, Plastic-Damage Seismic Model For Reinforced Concrete Frames, Comput And Struct. 86 (2008) Pp 581-597
- Farid BENBOUDJEMA, 2002, Farid Benboudjema « Modélisation Des Déformations Différées Du Béton Sous Sollicitationsbi-Axiales. Application Aux Enceintes De Confinement De Bâtiments Réacteurs Des Centralesnucléaires » Thèse De Doctorat ; Université De Marne Lavalée, Décembre 2002.

- Frédéric RAGUENEAU, 1999, Frédéric Ragueneau « Fonctionnement Dynamique Des Structures En Béton-Influence Descomportements Hystérétiques Locaux » Thèse De Doctorat De L'école Normale Supérieure Decachan Année 1999.
- Gehl, 2006. -Fiches Pédagogiques D'aide A L'enseignement Pratique Du Risque Sismique Et De La Tectonique Active.
- Ghada Mousa Hekal, 2008, Collapse Analysis Of A Reinforced Concrete Frame Due to middle Column Loss By Explosion.
- Guedes Et Al. 1994, J. Guedes, P. Pegon, A.V. Pinto « A Fibre/Timoshenko Beam Element In Castem 2000 », JRC Special Publication N°I.94.31, Ispra, July 1994.
- Hognestad, 1951, E. Hognestad, «A Study Of Combined Bending And Axial Load In Reinforced Concrete», Bulletin Series 339, Univ. Of Illinois, 1951.
- Houmadi Y, 2012, Formation Continue En Génie Parasismique Et Géotechnique Du Séisme A L'ouvrage, Ain-Temouchent, Universitaire d'Ain-Temouchent.
- Hung UNG QUOC, 2004, Hung UNG QUOC « Théorie De Dégradation Du Béton Et Développement D'un Nouveaumodèle D'endommagement En Formulation Incrémentale Tangente. Calcul À La Rupture Appliqueau Cas Des Chevilles De Fixation Ancrées Dans Le Béton » Thèse De Doctorat De L'école Nationale des Ponts Et Chaussées Année 2004.
- Jian Zhuang Xiao, Yuedong Sun,H. Falkner, 2006, Seismic Performance Of Frame Structures With Recycled Aggregate Concrete, Eng. Struct. 28 (2006) Pp 1-8
- Lei Zhang, Hailong Zhao, Tiecheng Wang, Qingwei Chen, 2016, Dynamic Increase Factor For RC Frame With Specially Shaped Columns Against Progressive Collapse
- Marion CHAMBART, 2009, Marion Chambart « Endommagement Anisotrope Et Comportement Dynamique Desstructures En Béton Armé Jusqu'à La Ruine » Thèse De Doctorat De L'école Normale Supérieure Decachan Septembre 2009.
- Mazars, 1991, J. Mazars, «Damage Models For Concrete And Their Usefulness For Seismic Loadings » Inexperimental And Numerical Methods In Earthquake Engineering, EURO Courses, Reliability And Risk Analysis,Volume 2, Ispra 1991.
- MECHNECH Wahid, 2000, Nechnech Wahid « Contribution À L'étude Numérique du Comportement Du Béton Et De Structures En Béton Armé Soumises À des

Sollicitations Thermiques Et Mécaniques Couplées : Une Approche Thermo-Élastoplastique Endommageable » Thèse De Doctorat- Institut National Des Sciences Appliquées De Lyon. Décembre 2000.

Meghraoui M.1988, Géologie Des Zones Sismiques Du Nord De l'Algérie : Paléosismologie, Tectonique Active Et Synthèse Sismotectonique, Thèse Univ, Paris11,

Mohammed MATALLAH, 2006, Mohammed Matallah « Modélisation Numérique De L'endommagement Anisotrope Et unilatéral Dans Les Structures En Béton » Thèse De Doctorat- Université De Pau Et Des Pays Del'adour France Année 2006.

Mokrane A., Ait Messaoud A., Sebai N., Menia A., Ayadi M., Bezzeghoud M.1994, Les Séismes En Algérie De 1365 A 1992, Publication CRAAG.

Panagiotis KOTRONIS, 2008, Panagiotiskotronis « Stratégies De Modélisation De Structures En Béton Soumises À Des Chargements Sévères. » Thèse De Diplôme D'habilitation À Diriger Des Recherches- Université Joseph Fourier En France Année 2008.

Patricia BALANDIER, 2010, Introduction Au Phénomène D'origine Sismique.

Règles Parasismiques Agériennes 99 /Version 2003.

Roussel J. 1973, Les Zones Actives Et La Fréquence Des Séismes En Algérie .Bull. Soc. Hist.

Stéphan MOULIN, 2009, Stéphane MOULIN Document R3.08.08 Code Aster « Élément De Poutre Multifibre (Droite) » Année 2009.

Résumé

L'objectif de cette étude est, d'interpréter le influence de la colonne supprimée dans les structures à ossature en béton armé sur le comportement global. La modélisation est mise en œuvre avec une procédure de solution par éléments finis. où le modèle de fibre est utilisé et en considérant les lois de comportement que reflects le comportement de la structure. Ensuite, l'étude s'est concentrée sur le comportement du cadre RC avec trois niveaux et quatre baies pour visualiser les charnières plastiques sous charge verticale (déplacement imposé). Les résultats montrent que l'apparence des charnières plastiques (niveau de dommage) est localisée sur les nœuds à côté de la colonne centrale et le bord subit des dommages mineurs et reste pratiquement au stade élastique.

Mots-clés :

Cadre en béton armé, effondrement progressif, courbure plastique, , approche multifibres.