

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE : TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT : GENIE CIVIL
N° :



DOMAINE : SCIENCES ET TECHNOLOGIES
FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION : STRUCTURE

**Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique**

Par:

OUAR FAWZI

OULD IBRAHIM AHMED SALEM

Intitulé

**Étude paramétrique sur la ductilité des poteaux et des
poutres en béton armé**

Soutenu le 01/06/2017 devant le jury composé de :

Mr AMOUR AHMED	UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA	Président
Mr MENASRI YUCEF	UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA	Encadreur
Mr LAHMADI AZZEDDINE	UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA	Examineur

Année universitaire : 2016 /2017

Remerciements

*Nous remercions en premier lieu notre Dieu de
nous donner La santé et
la patience pour avoir terminé ce travail.*

*Nous tenons évidemment à débiter ces
remerciements par notre encadreur Monsieur
MENASRI YOUCEF*

*qui a bien voulu nous encadrer et pour ses
conseils précieux, sa disponibilité et sa
patience.*

*Nous remercions également tous les membres de
jury d'avoir accepter de jugé.*

*Nous tenons également à remercier tous ceux qui
ont participé de près ou
de loin à l'élaboration de ce travail.*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

A mes chers parents,

A toute ma famille,

A mes amis,

A mon frère et mon binôme

A mes chers parents,

A toute ma famille,

A mes amis,

Sommaire

Notation et symbole	
Liste des figures	
Liste des photos	
Liste des tableaux	
Introduction générale	

CHAPITRE I : GENERALITE SUR LA DUCTILITE

I. Introduction	1
I.1. la ductilité	1
I.2 Différent types de la ductilité	2
I.2.1 Ductilité de déformation	2
I.2.2 Ductilité de courbure	2
I.2.3 Ductilité de déplacement	3
I.3. Ductilité vis-à-vis chargement statique	5
I.4. ductilité en chargement dynamique alterné.	6
I.5 Ductilité des matériaux	7
I.5.1 Acier	8
I.5.2 Béton	8
I.6 Conclusion	9

CHAPITRE II : CONSEQUENCES DU SEISME SUR LES ELEMENTS STRUCTURALES

II.1. Introduction.	10
II.2. LES ELEMENTS DE POTEAUX.	11
II.2.1 Poteau élancé.	11
II.2.2 Poteaux courts.	11
II.3. Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poteaux.	12
II.3.1. Poteaux d'élancement faible ($\alpha_s < 2$).	12
II.3.2 Poteaux d'élancement moyen $2,0 \leq \alpha_s \leq 3,5$.	14
II.3.3 Poteaux d'élancement élevé $\alpha_s \geq 3,5$.	14
II.4 Ferrailage des poteaux.	15
a) Armatures longitudinales.	15

b) Armatures transversales.....	16
II.5. LES ELEMENTS DE POUTRES.....	16
II.5.1 Endommagement des poutres par flexion.....	16
II.5.2 Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres	17
II.6. Ferrailage des poutres.....	18
a) Armatures longitudinales.....	18
b) Armatures transversales.....	19
II.7 Conclusion.....	19

CHAPITRE III : METHODE D'ANALYSE DES SECTIONS DUCTILES LOI MOMENT- COURBURES

III.1. Introduction	20
III.2. Définition de la courbure.....	20
III.3. Définition des états limites	21
III.3.1 Courbure d'une section rectangulaire soumise à une flexion croissante	21
III.4. Analyse théorique Moment- Courbure	21
III.4.1 Approche de modélisation « couche par couche »	21
III.4.1.1 Prise en compte de l'endommagement.....	23
III.4.2. Loi Moment-Courbure simplifiée en béton armé.....	24
III.4.2.1 Axe neutre, sections rectangulaires sans aciers comprimés.....	24
III.4.2.2 Axe neutre, sections rectangulaires avec aciers comprimés.....	26
III.4.2.3 calculs des lois moments courbures.....	28
III.4.2.3.1 Section sans aciers comprimés	28
III.4.2.3.2 Courbure élastique.....	28
III.4.2.3.3 Courbure plastique.....	29
III.4.2.3.4 Courbure ultime.....	29
III.4.2.4 Section avec aciers comprimés.....	30
III.4.2.4.1 Courbure élastique.....	30
III.4.2.4.2 Courbure plastique.....	30
III.4.2.4.3 Courbure ultime.....	30
III.5 conclusion.....	31

CHAPITRE IV :ANALYSE PARAMETRIQUE ET MODELISATION NUMERIQUE

IV.1 Introduction.....	32
IV.2 Matériau utilisée	33
IV.2.1 béton.....	33

IV.2.2 Acier	33
IV.3 Les hypothèses de calcul.....	34
IV.3.1 Les Poteaux.....	34
IV.3.1.1 Armatures longitudinales.....	34
IV.3.1.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau)	34
IV.3.2 Les Poutres.....	35
IV.3.2.1 Armatures longitudinales	35
IV.4 Les paramètres influant sur la ductilité de courbure.....	35
IV.4.1 Effet de l'effort normal	35
IV.4.1.1 Les poteaux	35
IV.4.2 Effets de taux l'acier longitudinale	40
IV.4.3 Effets des caractéristiques géométriques	47
IV.4.3.1 Épaisseur de la section de béton	47
IV.4.3.2 Hauteur de la section de béton	48
IV.5 Conclusion.....	49
conclusion général	
Résumé	

Notations et symbole

μ_ε : Ductilité de déformation.

ε_u : Déformation maximale du matériau.

ε_y : Déformation élastique du matériau.

μ_ϕ : Ductilité de courbure.

ϕ_u : Courbure ultime.

ϕ_y : Courbure élastique.

μ_Δ : Ductilité de déplacement.

Δ_u : Déplacement ultime de l'élément.

Δ_y : Déplacement élastique de l'élément.

ε_c : Déformation dans la fibre du béton

ε_s : Déformation au niveau des acier tendus.

M_{\max} : moment maximum de la section.

M_u : moment ultime de la section.

M_y : moment élastique de la section.

R : facteur de réduction des forces.

B_C : section du béton et des aciers

A_S : section des aciers de tension

A'_s : section des aciers de compression

b : largeur de la section

h : hauteur totale de la section

y_g : position du centre de gravité de la section (aciers compris) par rapport à la fibre supérieure

f_{yh} : La résistance de l'acier transversal.

ε_{su} : La déformation ultime dans l'acier transversal

f'_{cc} : La résistance à la compression du béton confiné

ν_d : Effort normal réduit

N : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

R_C : rayon de courbure

K : position relative de l'axe neutre.

d : hauteur utile de la section.

y_g : position du centre de gravité de la section (aciers compris) par rapport à la fibre supérieure

d_g : position du centre de gravité de la section (aciers compris) par rapport à la fibre inférieure

$$d_g = h - y_g$$

I_g : inertie de la section par rapport au centre de gravité

C_c : force de compression dans le béton

C_s : force de compression dans les aciers de compression

d : distance de la fibre la plus comprimée aux aciers inférieurs

d' : distance de la fibre la plus comprimée aux aciers supérieurs

E_C : module d'Young du béton

E_S : module d'Young de l'acier

n : coefficient d'équivalence acier/béton, E_s/E_C

f_c : contrainte de compression dans le béton

f_t : contrainte de traction dans le béton

f_s : contrainte de traction dans l'acier

f'_s : contrainte dans l'acier

f_y : contrainte de plasticité de l'acier

I : moment d'inertie de la section

M : moment de flexion

ρ : ratio d'aciers de traction, $\rho = A_s/bd$

ρ' : ration d'aciers de compression, $\rho' = A'_s/bd$

ϵ_y : limite de déformation plastique de l'acier (1 % par exemple)

ϵ_{cmax} : limite de déformation plastique du béton (0.35 % par exemple)

C : position de l'axe neutre en état de courbure ultime (déformation maximale de la fibre supérieure).

Liste des figures

CHAPITRE I

Figure I.1: Ductilité de déformation

Figure I.2 : Ductilité de courbure

Figure I.3 : Ductilité de déplacement

Figure I.4 : Relation entre facteur de réduction et demande de ductilité

Figure I.5 : Courbe charge – déplacement

Figure I.6 : Comportement élastoplastique en dynamique

Figure I.7 : Courbes contrainte-déformation de quelques types d'acier.

Figure I.8 : Courbes contrainte-déformation de cylindres de béton sous compression uniaxiale

CHAPITRE II

Figure II.1 : poteaux courts

Figure II.2 : Mode de défaillance par effort tranchant dans les poteaux

Figure II.3 : Modes de défaillance dans les poteaux courts

Figure II.4 : Dommages typiques dans les poteaux

Figure II.5 : Mode de défaillance par cisaillement des poutres

CHAPITRE III

Figure III.1 : Représentation géométrique de la courbure.

Figure III.2 : Caractérisation du diagramme des déformations

Figure III.3: Représentation des étapes de calcul requises pour obtenir 1 point de la courbe M- Φ

Figure III.4: Démarche de calcul pour construire la courbe M- Φ (analyse d'une section de poutre en béton armé fléchie)

Figure III.5 : Démarche de calcul de l'endommagement en flexion

Figure III.6 : Géométrie de la section sans aciers comprimés

Figure III.7 : Déformations et contraintes dans la section

Figure III.8 : Géométrie de la section avec aciers comprimés

Figure III.9 : Déformations et contraintes dans la section

Figure III.10 : Contraintes à l'état ultime

CHAPITRE IV

Figure IV.1 : loi moment-courbure (M- Φ)

Figure IV.2 : Diagramme parabole–rectangle des Contraintes–Déformations du béton

Figure IV.3 : diagramme contrainte-déformation d'acier

Figure IV.4 : influence de l'effort normal, $\rho = 1\%$, N=variable, $B_C = (30*30) \text{ cm}^2$

Figure IV.5 : influence de l'effort normal, $\rho=2\%$, N=variable, $B_C = (30 * 30) \text{ cm}^2$

Figure IV.6 : influence de l'effort normal, $\rho=3\%$, N=variable, $B_C = (30 * 30) \text{ cm}^2$

Figure IV.7 : influence de l'effort normal, $\rho=1\%$, N=variable, $B_C = (35 * 35) \text{ cm}^2$

Figure IV.8 : influence de l'effort normal, $\rho=2\%$, N=variable, $B_C = (35 * 35) \text{ cm}^2$

Figure IV.9 : influence de l'effort normal $\rho=3\%$, N=variable, $B_C = (35 * 35) \text{ cm}^2$

Figure IV.10 : influence de l'effort normal $\rho=1\%$, N=variable, $B_C = (40 * 40) \text{ cm}^2$

Figure IV.11 : influence de l'effort normal, $\rho=2\%$, N=variable, $B_C = (40 * 40) \text{ cm}^2$

Figure IV.12 : influence de l'effort normal $\rho=3\%$, N=variable, $B_C = (40 * 40) \text{ cm}^2$

Figure IV.13 : influence du taux d'acier longitudinale $\rho=$ variable, N= 225 KN, $B_C = (30 * 30) \text{ cm}^2$

Figure IV.14 : influence du taux d'acier longitudinale $\rho=$ variable, N= 450 KN, $B_C = (30 * 30) \text{ cm}^2$

Figure IV.15 : influence du taux d'acier longitudinale $\rho=$ variable, N= 675 KN, $B_C = (30 * 30) \text{ cm}^2$

Figure IV.16: influence du taux d'acier longitudinale $\rho=$ variable, N= 306.25 KN, $B_C = (35 * 35) \text{ cm}^2$

Figure IV.17 : influence du taux d'acier longitudinale $\rho=$ variable, N= 612.5 KN, $B_C = (35 * 35) \text{ cm}^2$

Figure IV.18: influence du taux d'acier longitudinale $\rho=$ variable, N= 918.75 KN, $B_C = (35 * 35) \text{ cm}^2$

Figure IV.20 : influence du taux d'acier longitudinale $\rho=$ variable, N= 800 KN, $B_C = (40 * 40) \text{ cm}^2$

Figure IV.21 : influence du taux d'acier longitudinale $\rho=$ variable, N= 1200 KN, $B_C = (40 * 40) \text{ cm}^2$

Figure IV.22: influence du taux d'acier longitudinale $\rho=$ variable, $B_C = (30 * 40) \text{ cm}^2$

Figure IV.23: influence du taux d'acier longitudinale $\rho=$ variable, $B_C = (30 * 45) \text{ cm}^2$

Figure IV.24: influence du taux d'acier longitudinale $\rho=$ variable, $B_C = (30 * 50) \text{ cm}^2$

Figure IV.25 : influence du taux d'acier longitudinale $\rho=$ variable, $B_C = (30 * 40) \text{ cm}^2$

Figure IV.26 : influence du taux d'acier longitudinale $\rho=$ variable, $B_C = (35 * 40) \text{ cm}^2$

Figure IV.27 : influence du taux d'acier longitudinale $\rho=$ variable, $B_C = (40 * 40) \text{ cm}^2$

Figure IV.28 : influence de la variation de l'épaisseur b, $\rho= 1\%$

Figure IV.29 : influence de la variation de l'épaisseur b, $\rho= 3\%$

Figure IV.30 : influence de la variation de la hauteur h, $\rho= 1\%$

Figure IV.31 : influence de la variation de la hauteur h, $\rho= 3\%$

Liste des photos

CHAPITRE II

Photo II .1: Les fissures en croix et ruptures par effort tranchant

Photo II.2 : Ruine d'un poteau court (Séisme de Boumerdes, Algérie ,2003)

Photo II.3 : Flambement des barres et rupture par cisaillement d'un poteau en béton armé
(Séisme de Boumerdes, Algérie -2003)

Photo II.4 : Cisaillement des poteaux dus à l'interaction avec la maçonnerie

Photo II.5 : Fissuration par flexion dans la travée des poutres (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)

Photo II.6 : Fissuration par cisaillement dans la poutre (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)

Photo II.7 : Rupture par cisaillement d'un nœud en béton armé (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)

Liste des tableaux

Tableau IV.1 : influence du taux d'acier longitudinale et de l'effort normal

Tableau IV.2 : influence du taux d'acier longitudinale et de l'effort normal

Tableau IV.3 : influence du taux d'acier longitudinale et de l'effort normal

Tableau IV.4 : influence du taux d'acier longitudinale et caractéristiques géométriques

Tableau IV.5: influence du taux d'acier longitudinale et de caractéristiques géométriques

Introduction générale

Les dommages rencontrés dans les structures en béton armé sous sollicitations sismiques diffèrent selon le type de contreventement choisi. Dans le cas des structures contreventées par portiques, les dommages se traduisent par éclatement des nœuds poteaux–poutre, flambement des barres dans les poteaux ou rupture d’effort tranchant dans les colonnes ou poutres.

l’analyse dynamique des structures répondant à des séismes sévères a montré que les forces élastiques d’inertie sont beaucoup plus grandes que celles préconisées par les normes et que cette différence est trop grande pour qu’elle soit compensée par des coefficients de sécurité. Ce dilemme peut être attribué à la capacité importante de déformation plastique avant rupture des matériaux, cette propriété fondamentale est appelée ductilité.

Lorsque les sollicitations sismiques sont importantes, le manque de ductilité dans les structures rend les ruptures fragiles prépondérantes. Une mauvaise conception et le non–respect des dispositions constructives peuvent aussi rendre les structures plus fragiles et moins résistantes. Ceci, même si la capacité de déformation post élastique des structures est « prise en compte » grâce notamment au coefficient de comportement.

Notre étude porte sur deux objectifs. Le premier concerne un exposé d’une méthode qui nous permette d’analyser les critères de ductilité. Nous définissons alors les notions de loi moment – courbure, ductilité en courbure et ductilité en déplacement.

Le second aspect concerne une analyse paramétrique sur quelques facteurs qui influencent la ductilité des éléments de structures en béton armé (poutres, poteaux).

ce mémoire est structuré en quatre chapitres :

Le chapitre 1 est consacré à la définition de la ductilité dans les structures en béton armé.

Dans le chapitre 2, nous présentons les Conséquences du séisme sur les éléments structurales.

le chapitre 3 est consacré aux méthodes que nous avons utilisées pour effectuer notre analyse paramétrique et qualitative de la ductilité.

L’analyse paramétrique de ductilité pour les différents éléments de structures (poutre, poteau) est exposée dans le chapitre 4.

CHAPITRE I

GENERALITE SUR LA DUCTILITE

I. Introduction

Dans la conception des structures parasismiques, les implications économiques exigent un niveau de sécurité différent de celui adopté vis-à-vis des autres actions. Le cas des bâtiments situés dans les zones à haut risque sismique exige un niveau particulièrement rigoureux de la sécurité. Ces derniers doivent être conçus de façon telle que l'énergie induite soit absorbée et dissipée par de larges déformations inélastiques de la structure. Cependant ces déformations doivent être limitées à des valeurs permettant d'éviter que l'ouvrage ne souffre d'un certain degré d'endommagement pouvant compromettre la vie des occupants et leur sécurité.

Actuellement, la conception des structures à l'égard de leur sécurité antisismique, repose sur l'approche en capacité qui fait partie intégrante de plusieurs codes comme le RPA,[1]. Dans ce contexte, les éléments structuraux sont proportionnés de manière à pouvoir supporter des déplacements latéraux importants tout en préservant l'équilibre global de la structure. Le principe d'un tel dimensionnement est le dimensionnement capacitif. Dans cette situation les zones critiques dites fusibles, appelées à absorber l'énergie sismique, sont présélectionnées pour se déformer sans perte excessive de résistance. Il est donc primordial de connaître la capacité de résistance et de déformation de chaque élément structural pour être sûr que le mécanisme de ruine se développe de la manière désirée,[2].

I.1. la ductilité

Généralement, les bâtiments en zone sismique sont conçus afin d'assurer une bonne résistance aux forces horizontales (sismiques), et être capables de subir des déformations importantes imposées dans le domaine plastique. Cette capacité de la structure ou de ses composants (poutres , poteaux où voiles), ou les matériaux utilisés pour offrir une résistance dans le domaine inélastique, est décrite en terme général par la ductilité. Cette ductilité quantifie la capacité de subir des grandes déformations, et absorber l'énergie par un comportement d'hystérésis. Pour ces raisons, la ductilité est la propriété la plus importante à traiter par les concepteurs des structures situées dans les régions de forte sismicité,[3].

Avant 1960 la notion de ductilité a été utilisée seulement pour la caractérisation du comportement du matériau, après les études de Baker dans la conception plastique et les travaux de recherches dans les problèmes sismiques de Housner, ce concept s'est étendue au niveau de la structure est associé avec les notions de résistance et de rigidité de la structure globale,[4].

La ductilité est une caractéristique primordiale des structures pour résister au séisme par la formation d'un mécanisme plastique global. Mais qu'est-ce que la ductilité? Le terme "ductilité" définit la capacité d'une structure et des différents éléments pré sélectionnés à se déformer inélastiquement sans perte excessive de résistance et de raideur. Il n'y a pas qu'une seule manière d'évaluer la ductilité.

On distingue trois manières de quantifier la ductilité dans une structure : la ductilité de déformation, la ductilité de courbure et la ductilité de déplacement . La première est liée à la capacité de la déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section et la troisième se réfère au comportement global de l'élément ou de la structure.

I.2 Différent types de la ductilité

I.2.1 Ductilité de déformation

La source de la ductilité est la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de contrainte, voir (Figure I.1). La ductilité de déformation est exprimée par le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique :

$$\mu_{\varepsilon} = \varepsilon_u / \varepsilon_y \quad (I-1)$$

Il est évident que le béton non confiné est très peu ductile en compression. Un confinement adapté peut considérablement améliorer la ductilité.

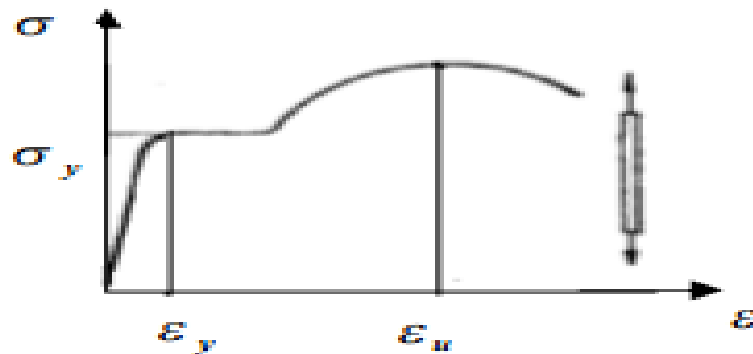


Figure I.1: Ductilité de déformation ,[5].

I.2.2 Ductilité de courbure

Elle est définie comme étant le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique, voir (Figure I.2):

$$\mu_{\phi} = \phi_u / \phi_y \quad (I-2)$$

Elle caractérise la capacité de rotation des sections. Elle est directement associée à la capacité de déformation de l'élément soit en terme de rotation ou de déplacement.

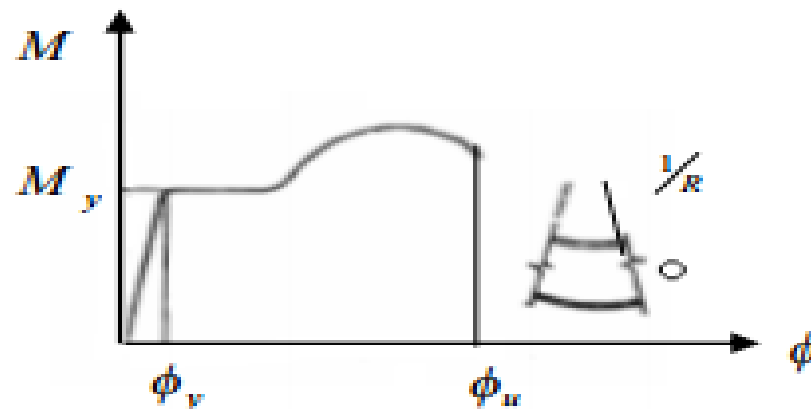


Figure I.2 : Ductilité de courbure

I.2.3 Ductilité de déplacement

La ductilité de déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de l'élément. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total au déplacement latéral élastique, voir (Figure I.3) :

$$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y \quad (I-3)$$

Dans le cas d'une structure prise dans son ensemble, il est difficile, voire impossible de Déterminer la part de la ductilité dans sa capacité à dissiper l'énergie.

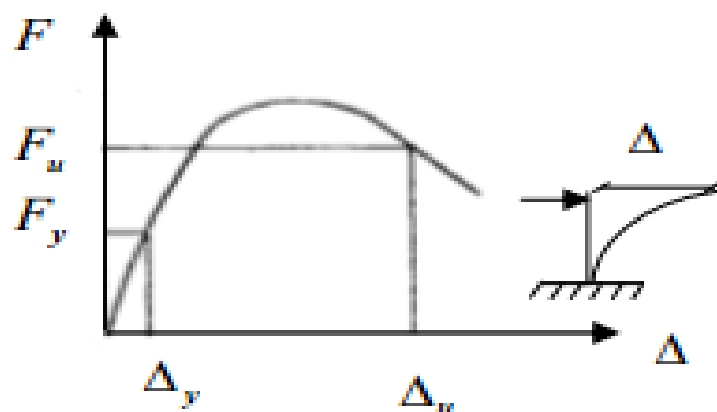
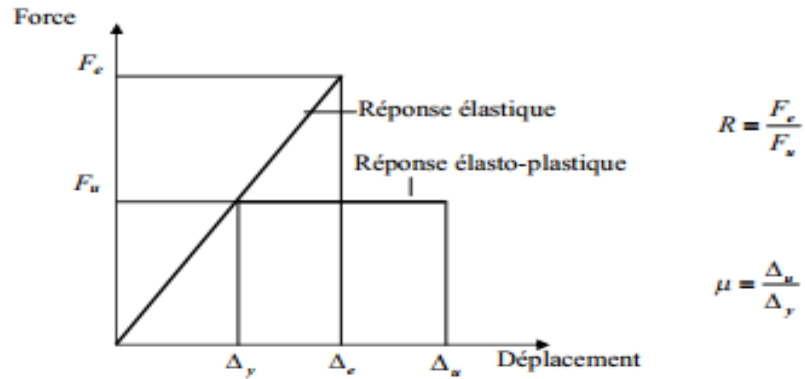


Figure I.3 : Ductilité de déplacement

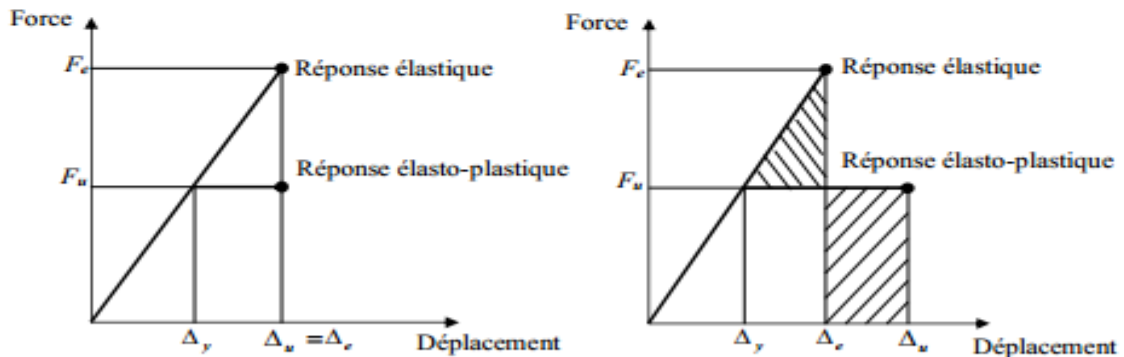
Dans le cas de ductilité de déplacement (μ_{Δ}) est appelé coefficient de comportement R (selon le RPA) ; celui-ci dépend naturellement des ductilités locales. Ainsi la dissipation d'énergie dans une structure soumise à une action sismique a pour effet de réduire les charges sismiques.

Cependant, quel niveau de ductilité doit-on adopter pour une certaine catégorie de structure (M. Badoux et all., 2003), une simple réponse à cette question est quasi-impossible vue la grande diversité dans les formes des structures et le grand nombre d'incertitudes impliqué. La (Figure I.4) montre deux conditions définissant les limites de la relation entre le facteur de réduction des forces R , et le taux de ductilité d'ensemble (μ_{Δ}).

(a) Réduction de la force sismique et taux de ductilité.



(b) Les relations entre le facteur R et la ductilité



Approximation de déplacements égaux : Structures avec des périodes naturelles relativement longues.

Approximation d'énergie égales : Structures avec des périodes naturelles moyennes.

Figure I.4 : Relation entre facteur de réduction et demande de ductilité ,[6].

a) concept basé sur l'égalité des déplacements

$$\mu_{\Delta} = R \quad .(I-4)$$

b) concept basé sur l'égalité des énergies.

$$\mu_{\Delta} = \frac{1}{2}(R^2 + 1) \quad (I-5)$$

Le cas (a) concerne beaucoup plus les systèmes de structures dont la période naturelle est relativement grande, cependant le cas (b) semble plus réaliste pour les structures dont la période naturelle est modérée,[6].

I.3. Ductilité vis-à-vis chargement statique

un grand nombre de problèmes rencontrés actuellement dans l'industrie peuvent nécessiter la prise en compte des non linéarités aussi bien géométrique que matérielle. La première utilisation de la théorie élastoplastique était pour d'écrire le comportement des matériaux, elle a été initialement élaboré à partir de constatation expérimentales relatives au comportement bidimensionnel tridimensionnel des métaux.

Actuellement, les domaines d'application de cette modélisation sont devenus plus larges et débordent ce cadre. On résout actuellement, par les méthodes analytiques ou numérique, des problèmes d'élastoplastique en calcul des structures (structures réticulées, structures. barres fléchies, les structures plaques et coques, les structures complexes,...). Depuis les années 80, la théorie de plasticité est aussi utilisée dans la modélisation et l'analyse des structures en béton, en béton armé et dans les ouvrages de géotechnique.

On propose, dans la suite, d'exposer le modèle de comportement élastoplastique classique, construit ,en utilisant l'hypothèse de la petite transformation (nom linéarité matérielle). ce modèle, dont la présentation est maintenant bien acquise, demeure le schéma plastique le plus fréquemment utilisé dans les applications courantes et numériques. Il convient toutefois de signaler que des travaux de recherche effectués au cours des trois dernières décennies ont abouti à la mise sur pied, de la théorie de l'élastoplastique (Lee en 1969; Mandel 1971,1973;Brun en1992),[7].

Le Modèle de comportement élastoplastique classique (le modèle qui couple la théorie de l'élasticité avec celui de la plasticité laisse de côté, en ce qui concerne la plasticité, deux phénomènes de vieillissent et de viscosité du matériau utilisé.

Pour étudier le comportement des structures en béton armé soumises aux actions répétées et alternées de type séismique, il est très important d'avoir des information sur le comportement de l'acier et du béton et des éléments en béton armé sous de telles charges.

Des essais séismique réalisés sur table vibrante, comme ceux du C.E.A en collaboration avec le C.E.B ont montré l'importante diminution de rigidité que subit une structure en béton armé avant l'atteinte de son état limite. or la fréquence propre d'une structure et donc sa

réponse à une sollicitation dynamique, est directement dépendant de sa rigidité. Les méthodes simplement linéaires se révèlent insuffisantes pour une analyse complète du comportement des structures en béton armé, même pour les niveaux de séisme relativement modérés. Les séismes de forte magnitude sollicitent la structure en dehors du domaine d'élasticité. Celle-ci doit être en mesure de résister en absorbant de grandes énergies de déformation, sans se ruiner. La ductilité offerte par les matériaux de construction, l'acier en particulier, constitue un facteur important de résistance aux actions sismiques.

En effet, les déformations inélastiques jouent un rôle très important dans le mécanisme d'absorption de l'énergie transmise à la structure par ces charges exceptionnelles.

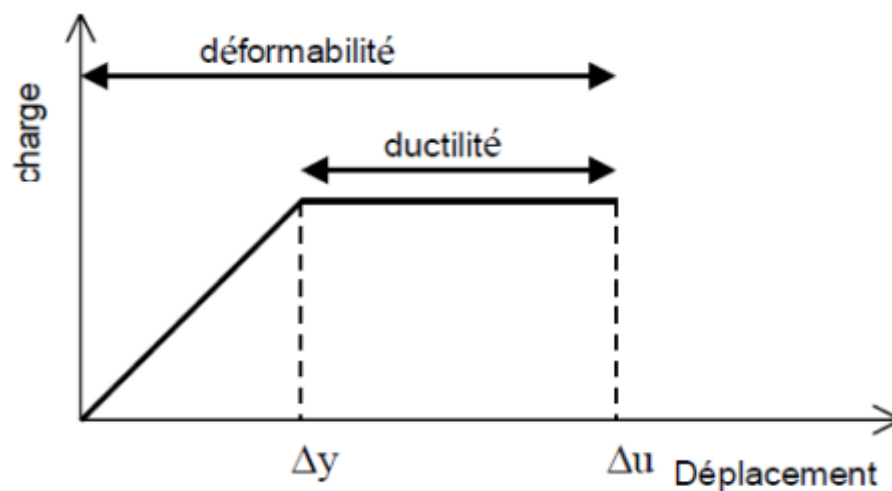


Figure I.5: Courbe charge – déplacement

Ce diagramme se caractérise par deux branches, une élastique traduit un comportement fragile, il peut s'agir d'une pièce non armée, et l'autre plastique pourrait être le diagramme d'un acier à haute résistance. La ductilité de la structure permet d'apprécier le niveau de la résistance de la construction en phase élastique et les dégradations dues aux déformations dans le domaine élastoplastique qu'elle peut subir sous l'effet des charges sismiques ou accidentelles qui entraînent le plus souvent des rotules plastiques dans certains points de la structure.

En effet, Le facteur de ductilité est calculé à l'aide d'une courbe idéalisée élastoplastique équivalente.

I.4. ductilité en chargement dynamique alterné

La capacité des structures ductiles est encore plus significative lorsqu'on les considère en régime dynamique alterné; en effet, la courbe de la (Figure I.6) "force-déplacement" va présenter plusieurs cycles provenant des accélérogrammes sismiques. Ceci permet à la structure d'absorber

une grande partie d'énergie apportée par le séisme, à condition que le matériau présente une bonne ductilité dans les deux sens. Aussi, est-on en mesure de penser que les structures en acier, qui présentent en général une ductilité importante, auront un meilleur comportement face aux séismes que d'autres structures, par exemple celles en béton armé dimensionnées de manière habituelle, étant donné que la ductilité globale de la structure est conditionnée par celle des matériaux qui la constituent.

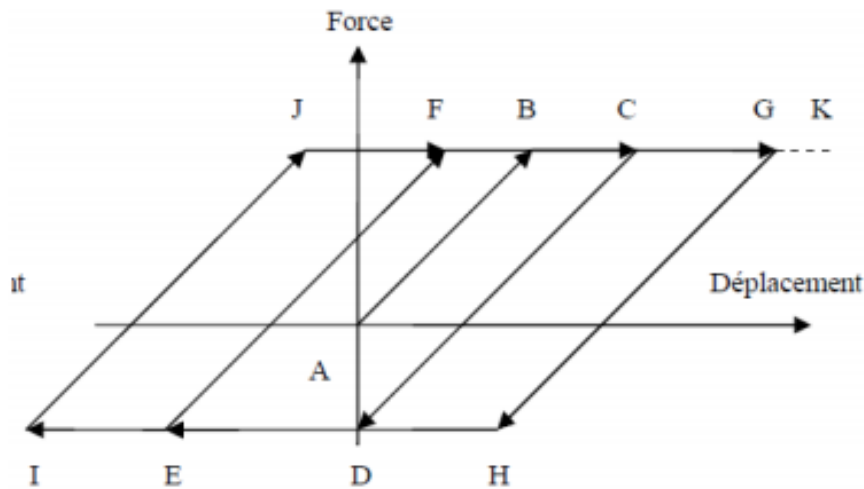


Figure I.6 : Comportement élastoplastique en dynamique

Enfin, nous pouvons dire que les structures en acier, qui présentent en général une ductilité importante, auront un meilleur comportement face aux séismes que d'autres structures, par exemple celles en béton armé dimensionnées de manière habituelle, étant donné que la ductilité globale de la structure est conditionnée par celle des matériaux qui la constituent.

I.5 Ductilité des matériaux

Les matériaux de construction, subissant un chargement ou une déformation très rapide, présentent, pour la plupart, une augmentation de la résistance et du module élastique par rapport à leurs résistances et modules élastiques statiques.

La connaissance de ces modifications de propriété et leurs prises en compte à la fois pour l'interprétation des résultats des essais (impacts ou essais semblables) sur des éléments structuraux et aussi pour estimer la réponse des structures soumises à de telles charges, quand il s'agit de leur dimensionnement, paraît indispensable, les travaux de Gold Smith (1960), Johnson (1972), Tsutsumi et Sway dans ce domaine sont remarquables. Nous présenterons un extrait des résultats expérimentaux sur les propriétés importantes de l'acier et du béton et du changement de ces propriétés, en fonction des paramètres intervenant.

I.5.1 Acier

La loi contrainte-déformation de l'acier sous chargement monotone est bien connue. Cette loi présente successivement des parties élastique, plastique et écrouie. Dans le cas de l'acier naturel, la partie écrouie n'existe pas. La (Figure I.7) représente les courbes contrainte-déformation de quelques types d'acier. Cette loi est supposée la même en traction et en compression. Les résultats d'essais confirment la validité de cette hypothèse.

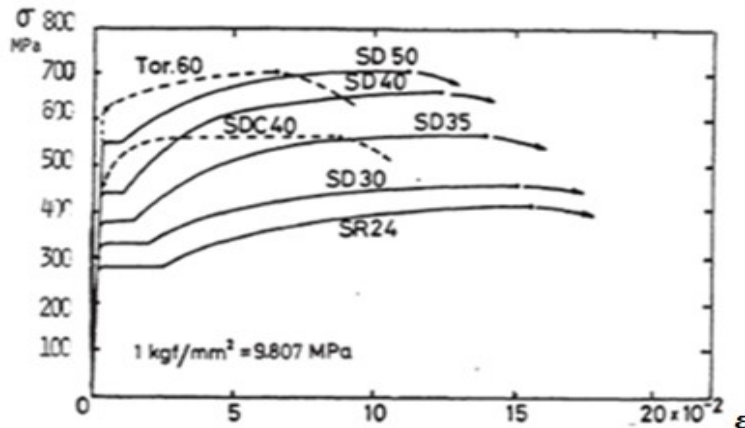


Figure I.7 : Courbes contrainte-déformation de quelques types d'acier.

I.5.2 Béton

La résistance à la compression du béton en général est déterminée sur des cylindres dont le rapport de la hauteur au diamètre est de 2. Les cylindres sont chargés longitudinalement avec telle vitesse que la résistance maximale est atteinte au bout de 2 à 3 minutes. La résistance à la compression du béton peut varier de 14 à 56 MPA. La déformation correspondant à la résistance maximale est de l'ordre de 0.002. La courbe contrainte déformation en fonction de la résistance à l'allure présentée sur la (Figure I.8) :

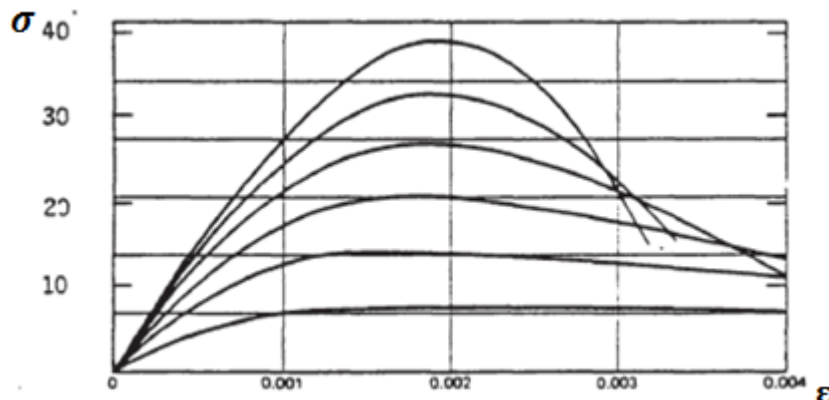


Figure I.8 : Courbes contrainte-déformation de cylindres de béton sous compression un axiale

Ces courbes montrent qu'une augmentation de pression latérale apporte une augmentation significative aussi bien en résistance qu'en ductilité. La comparaison des diagrammes contraintes-déformations pour l'acier de construction et pour un béton traduit la ductilité importante de l'acier par rapport au béton. Cependant, il est à noter que le facteur de ductilité d'un degré de liberté d'une structure n'est pas seulement en fonction de la nature des matériaux constitutifs, mais qu'il dépend aussi du champ des déformations relatif à ce degré de liberté. La ductilité en section est donc significative.

I.6 Conclusion

- Le concepteur doit en tous cas vérifier que la structure est en mesure de subir des déformations plastiques sans que l'intégrité et la stabilité de la structure en soient compromises.
- Les déformations plastiques (sans dégradation de la résistance), et la dissipation d'énergie résultante permettent à la structure de mieux utiliser ses réserves intrinsèques.

CHAPITRE II

CONSEQUENCES DU SEISME SUR LES ELEMENTS STRUCTURALES

II.1. Introduction

Les éléments des structures ou structures en génie civil peuvent être isostatiques ou hyperstatiques. Le traitement des structures hyperstatiques est laborieux et fait appel à des méthodes complexes et difficiles à utiliser manuellement. L'apport ces dernières années de l'outil informatique a facilité grandement cette opération. Les éléments de structures ou structures sont en général calculés à l'ELU et vérifiés à l'ELS. Mais aucun code ne spécifie les charges de ruine ou les mécanismes de ruine (manière de déformation d'une structure sous une combinaison de charges extérieures). Ceci ne peut avoir lieu qu'en laboratoire ou après un séisme sévère (structures ou éléments de structures poussés à l'extrême). La charge de ruine est de facto différente de la charge à l'ELU.

Les structures en portique sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales, [8].

L'ossature en portique en béton armé (contreventement par portique) conçue et réalisée de manière habituelle est très vulnérable aux séismes. En cas de séisme fort le béton qui se trouve dans les zones les plus sollicitées de la structure (nœuds) éclate.

Généralement, dans les zones de moyen à faible sismicité, les bâtiments en béton armé se composent en portiques auto stables tridimensionnelles, qui sont liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales,[9]. Dans la pratique, on trouve deux types de contreventement :

a- Contreventement par portique auto stable sans remplissage en maçonnerie rigide :

L'ossature est constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques. D'après le règlement parasismique RPA99/v2003,[10].

b- Contreventement par portique auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide :

L'ossature est constituée de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. D'après le règlement parasismique RPA99/v2003,[1].

La structure et ses éléments doivent avoir une ductilité suffisante pour pouvoir dissiper une grande part de l'énergie induite par le mouvement sismique et conserver leur résistance de calcul sous déformations imposées. Le développement des rotules plastiques devrait se faire, en dehors des nœuds , de préférence dans les éléments horizontaux (poutres, linteaux) plutôt que verticaux (poteaux, voile..) de façon à ne remettre en cause ni le cheminement des forces verticales, ni la stabilité de la structure et/ou de ses éléments porteurs. Quant aux éléments

porteurs qui ne participent pas au contreventement ils doivent pouvoir conserver leur capacité portante sous l'effet des déformations imposées.

II.2. les éléments de poteaux

Un poteau est défini comme une membrure soumise à un effort normal de compression important dont la longueur est au moins trois fois la plus petite dimension de la section. En général, les poteaux sont de deux types: a) carré ou rectangulaire et b) circulaire. d'autres types de poteau de sections variées (ex. hexagonales, en forme de L, en T) ou composites (ex. noyau en béton dans un tube d'acier de charpente ou profilé en I noyé dans du béton) sont également utilisés dans certains projets,[11].

II.2.1 Poteau élancé

Un poteau élancé est celui dans lequel la charge de rupture est régie non seulement par la résistance des matériaux et des dimensions de la section transversale, mais aussi par l'élancement, qui produit un moment de flexion supplémentaire du à des déformations latérales,[12].

II.2.2 Poteaux courts

Les poteaux courts ayant un élancement inférieur à 3 sont trapus et sont souvent encastres dans de solides poutres ou sommiers. On se rend alors compte que ce sont des éléments extrêmement rigides. Cette raideur localisée entraîne une concentration d'effort. Les colonnes courtes, dotées d'une grande résistance à la flexion, subissent un énorme gradient de moment et par conséquent un important effort tranchant, qui entraîne souvent une rupture par cisaillement avant même que le moment plastique ne soit atteint. Sous des excitations sismiques, les poteaux courts sont sensibles au dommage de cisaillement et de flambage des armatures longitudinales dues à l'insuffisance des armatures transversales, (Figure II.1),[13].



Figure II.1 : poteaux courts

II.3. Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poteaux

Les poteaux jouent un rôle important dans la stabilité des structures en portique en béton armé, et pour obtenir la réponse sismique ductile, les rotules plastiques ne doivent pas se former dans les poteaux (Bachmann Hugo, 2002).

Les effets de la compression axiale influent sur la réponse sous chargement cyclique (Figure II.2), ces effets sont favorables ou défavorables, en effet, des charges de traction, à la suite des moments de renversement importants (Bachmann H, 2002), bien que n'étant pas nuisibles du point de vue de ductilité, peuvent entraîner la dégradation significative et un risque de cisaillement par glissement (photos II.1), d'où l'endommagement dans les poteaux dépend du rapport de cisaillement (α_s) tel que :

$$\alpha_s = \frac{M}{V.H} \quad (\text{II-1})$$

Où M est le moment fléchissant et V est l'effort tranchant

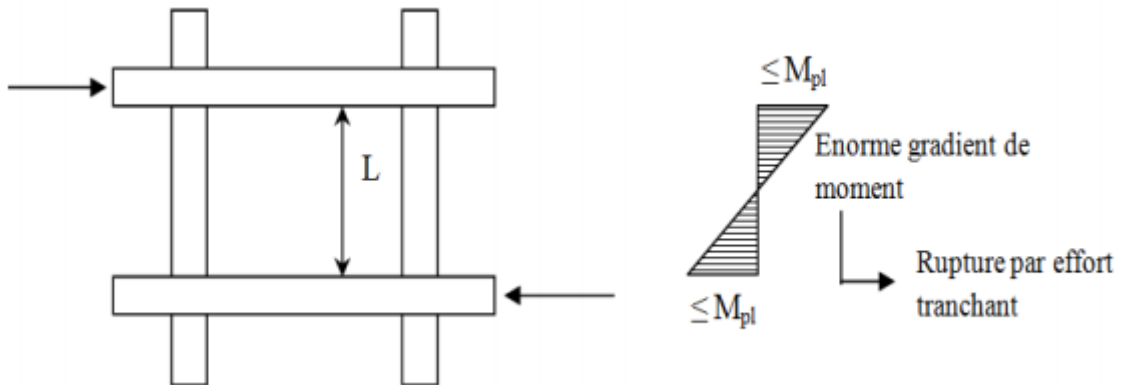


Figure II.2 : Mode de défaillance par effort tranchant dans les poteaux



Photo II.1. Les fissures en croix et ruptures par effort tranchant

II.3.1. Poteaux d'élanement faible ($\alpha_s < 2$)

Les poteaux courts ou d'élanement faible ($\alpha_s < 2$) présentent une rupture fragile par cisaillement, et une charge axiale élevée (Amr S. Elnashai, 2008). Lorsqu'ils sont soumis à des

chargements cycliques peuvent avoir des fissures inclinées par cisaillement. Ce comportement peut être amélioré si le contre-renfort est utilisé, et en particulier si plusieurs croix de renforcement (formant un treillis) sont employées (Figure II.3).

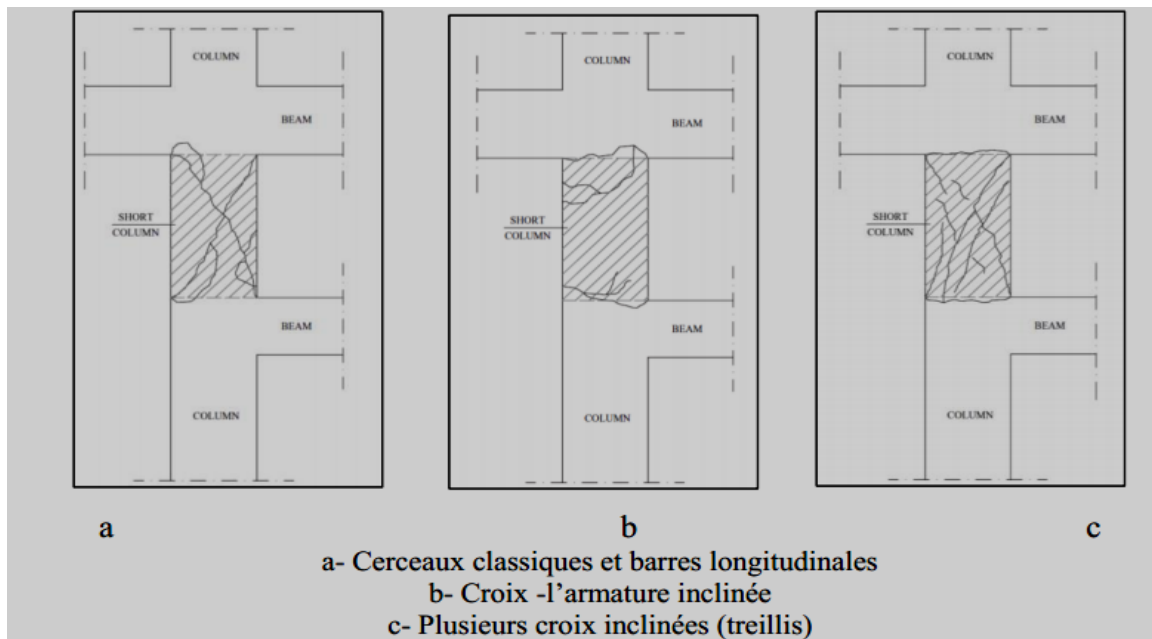


Figure II.3 : Modes de défaillance dans les poteaux courts

Les poutres adoptent des armatures classiques, constituées des barres longitudinales et des étriers rectangulaires. L'augmentation de la rigidité relative des poteaux courts attire de fortes charges latérales (photo II.2 et II.3). À son tour, la demande en cisaillement dans ces éléments de structure est extrêmement élevée, même des détails sismiques adéquats sont généralement inefficaces pour prévenir la rupture par cisaillement.



Photo II.2. Ruine d'un poteau court (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)



Photo II.3. Flambement des barres et rupture par cisaillement d'un poteau en béton armé (Séisme de Boumerdes, Algérie -2003)

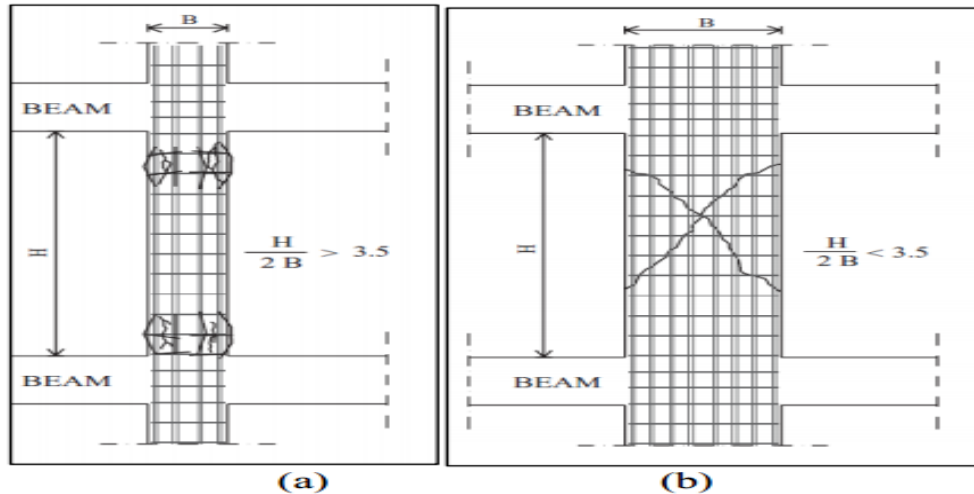
II.3.2 Poteaux d'élanement moyen $2,0 \leq \alpha s \leq 3,5$

Des poteaux d'élanement moyen $2,0 \leq \alpha s \leq 3,5$ présentent une défaillance mixte (fissure/cisaillement) dont la quantité du ferrailage transversal est un paramètre critique.

II.3.3 Poteaux d'élanement élevé $\alpha s \geq 3,5$

Les poteaux d'élanement élevé $\alpha s \geq 3,5$ sont caractérisés par un type de dommages par flexion. Ce type de dommage est constitué d'écaillage de l'enrobage, puis l'écrasement de la zone de compression, flambement des barres longitudinales et des fractures des étriers en raison de l'expansion du noyau (H. Sezen, 1999).

Des exemples de modes de défaillance par cisaillement dans les poteaux sont fournis dans la (Figure II.4) Ces défaillances prouvent l'insuffisance des détails sismiques, en particulier dans les zones critiques dans les extrémités des éléments, et l'interaction avec des remplissages de maçonnerie peuvent provoquer des dégâts importants dans les poteaux lors du séismes (photo II .4),[14].



(a) Endommagement dû à la flexion
 (b) Endommagement mixte (dû à la flexion et au cisaillement)

Figure II.4 : Dommages typiques dans les poteaux



Photo II.4. Cisaillement des poteaux dus à l'interaction avec la maçonnerie

II.4 Ferrailage des poteaux

a) Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales des poteaux sont calculées en flexion composée en considérant Les combinaisons d'actions définies également dans les deux codes de calcul utilisés:

Pour le BAEL 91 :

- $1.35G + 1.5Q$ à l'état limite ultime (ELU)
- $G + Q$ à l'état limite de service (ELS)

Pour le RPA 99 / Version 2003 :

- $G + Q \pm 1.2 E$
- $0.8G \pm E$

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation

E : Action sismique

b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'effort tranchant, ce dernier est calculé en considérant les mêmes combinaisons d'actions que celles considérées pour les armatures longitudinales.

II.5. Les éléments des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux chargés de reprendre les charges et surcharges se trouvant sur les planchers pour les retransmettre aux poteaux.

II.5.1 Endommagement des poutres par flexion

La conception ductile des poutres suppose la formation de rotules plastiques à leurs extrémités (également appelées zones dissipatives), pour se conformer aux exigences de la philosophie de conception en capacité, la dissipation de l'énergie à travers des boucles d'hystérésis, c'est-à-dire sans dégradation de la rigidité et de la force, joue un rôle significatif dans la réponse sismique des structures en portiques.

Un comportement indésirable, appelé cisaillement par glissement régi par une fissure verticale en profondeur, en effet, dans les éléments avec une contrainte de cisaillement élevée, les fissures s'ouvrent dans la zone de traction et de compression (Amr S. Elnashai ,2008).

Les dommages typiques observés dans les poutres après les tremblements de terre dévastateurs sont représentés dans la (photo II.5). Il est important de reconnaître que les exemples mentionnés se rapportent aux éléments caractérisés par la non-conformité aux codes parasismiques, mais ils représentent un nombre important de bâtiments existants.

La première cause des dommages est la fissuration par flexion dans la travée des poutres (photo II.5), de telles fissures préexistantes auraient été dues à des charges gravitaires ou en raison des effets de la composante verticale du séisme. Dans ce cas, la sécurité globale du bâtiment n'est pas compromise.



Photo II.5. Fissuration par flexion dans la travée des poutres (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)

Souvent la ductilité des poutres en béton armé réduite à cause du manque d'espacement des étriers (presque égale à la hauteur de la poutre) et l'utilisation des aciers longitudinaux lisses ont généré la formation des fissures par cisaillement. Ces fissures conduisent à leur tour, à la réduction de la force due à la flexion et au cisaillement.

Le mécanisme de cisaillement devrait toujours être évité dans les éléments de la structure en portique, car ils sont collaborateurs à faible dissipation d'énergie et une défaillance brusque (également connu sous le nom, rupture fragile).

II.5.2 Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres

La seconde cause des dommages est la fissuration par cisaillement(Figure II.5). Ces fissures sont principalement attribuables, aux insuffisances des armatures de cisaillement (photo II.6 et II.7). Elle est plus dangereuse que les fissures par flexion, mais en général n'est pas critiques à l'égard de la sécurité globale du bâtiment (Paulay T et al, 1992).

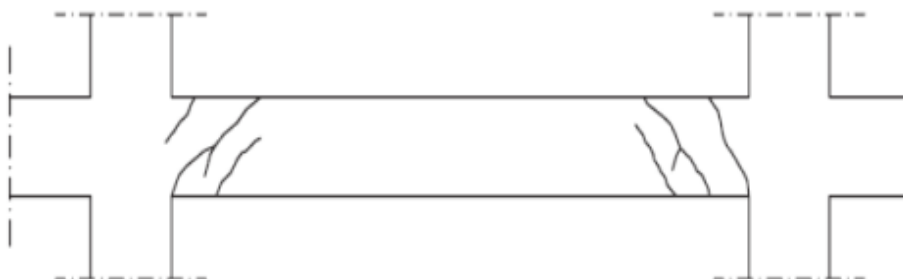


Figure II.5 : Mode de défaillance par cisaillement des poutres



Photo II.6. Fissuration par cisaillement dans la poutre (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)



Photo II.7. Rupture par cisaillement d'un nœud en béton armé (Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)

II.6 Ferrailage des poutres

a) Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales des poutres sont calculées en flexion simple en considérant les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés :

Pour le **BAEL 91** :

- $1.35G + 1.5Q$ à l'état limite ultime (ELU)
- $G + Q$ à l'état limite de service (ELS)

Pour le **RPA 99 / Version 2003** :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$

G : Charges permanentes

Q : Charges d'exploitation

E : Action sismique

b) Armatures transversales

Les armatures transversales sont calculées à l'effort tranchant, ce dernier est calculé en considérant les mêmes combinaisons d'actions que celles considérées pour les armatures longitudinales.

II.7 Conclusion

Tous les cas d'endommagement cités précédemment, deux aspects peuvent être soulignés : le premier concerne le caractère très violent des séismes, le second aspect est, naturellement lié aux insuffisances des performances parasismiques des systèmes de contreventement et surtout aux malfaçons de conception ou de réalisation.

Les constats des effets des séismes sur les constructions ont montré que le système structurel le plus endommagé est les structures en portique poteaux-poutres en béton armé.

Ce système aurait pu fonctionner correctement notamment si les sections des poteaux étaient bien dimensionnées et les zones nodales bien réalisées, donc ce type de contreventement devient très vulnérable, car il ne possède pas des réserves suffisantes pour emmagasiner l'énergie de déformation.

CHAPITRE III

**METHODE D'ANALYSE DES SECTIONS
DUCTILES LOI MOMENT- COURBURES**

III.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous nous concentrerons sur la partie théorique liée à la ductilité de courbure. Nous discuterons également sur la formation de la rotule plastique après application du chargement de flexion, avec la courbure des sections en BA. Le besoin de la ductilité de courbure sera accentué. En outre, l'analyse étendue sera faite sur les relations numériques M-f obtenu en utilisant notre programme. Les divers paramètres qui affectent la ductilité seront discutés.

III.2. Définition de la courbure

Pour deux sections droites, infiniment voisines distantes de dx et soumises à l'action d'un moment fléchissant M_z (Figure III -1), la loi de HOOKE et l'hypothèse des petites déformations conduisent à partir de la déformation de la fibre d'ordonnée y à:

$$\epsilon_x = \frac{dl(y)}{dx} = \frac{\sigma(y)}{E} = \frac{M_z Y}{EI_z} \tag{III-1}$$

La rotation relative ($d\omega$) entre les deux sections est:

$$d\omega = d\theta_z = \frac{dl}{y} = \frac{M_z}{EI_z} dx = \frac{dx}{r} \tag{III-2}$$

d'où la valeur de la courbure de la ligne neutre:

$$\chi = \frac{1}{r} = \frac{d\theta_z}{dx} = \frac{\epsilon_x(y)}{y} = \frac{M_z}{EI_z} \tag{III-3}$$

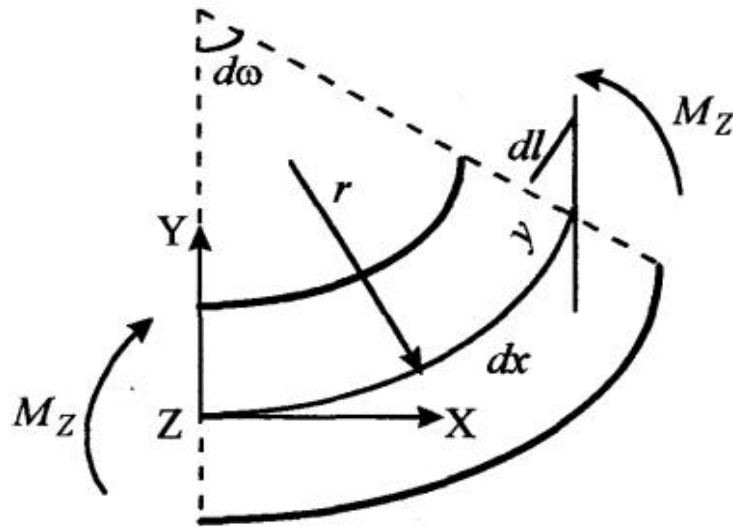


Figure III.1 : Représentation géométrique de la courbure,[15].

III.3. Définition des états limites

Généralement les sections des poteaux en béton armé développent une capacité de rotation plastique considérable au-delà du pic de la courbe moment-courbure. Il semblerait raisonnable d'identifier cette déformation disponible au delà du moment maximum et de définir la valeur de ϕ_u comme étant la courbure correspondante à une valeur égale à $0.8 M_{Max}$.

Ceci donnerait une meilleure indication de la ductilité disponible dans la phase post-élastique. Les modes de déformation plastique impliquant les mécanismes de rotation des poteaux exigent des demandes extrêmement élevées de ductilité de courbure. Les poteaux capables d'atteindre un facteur de ductilité de courbure (ϕ_u/ϕ_y) au moins égal à 16, semblent remplir les conditions exigées dans une conception parasismique.

Cette évidence précédemment discutée suggère que ceci devrait assurer un facteur de ductilité de déplacement (Δ_u/Δ_y) au moins de quatre. La dérivation des rapports de moment-courbure des courbes contrainte-déformation du béton confiné et de l'acier longitudinal permet l'application de la quantité exigée du ferrailage transversal,[16].

III.3.1 Courbure d'une section rectangulaire soumise à une flexion croissante

L'issue théorique pour l'investigation de la ductilité de courbure, est la «courbure de flexion». Sous l'application d'un moment, ou d'un moment plus un effort axial l'élément a tendance à fléchir. En d'autres termes, l'élément prend la forme d'une ligne fléchie, qui fait partie d'un grand cercle. Selon Park et Paulay ,[17].

III.4. Analyse théorique Moment- Courbure

III.4.1 Approche de modélisation « couche par couche »

Le comportement à l'ultime de poutres simplement appuyées et chargées symétriquement est normalement contrôlé par la zone où le moment fléchissant est maximal, soit la section du centre. Le diagramme des déformations axiales étant considéré linéaire, seuls deux paramètres sont nécessaires pour le définir à chacune des couches (pour une position par rapport au centre de gravité y), soit la courbure Φ et la profondeur de l'axe neutre (c), qui est la distance des fibres extrêmes en compression et le point de déformation nulle (Figure III.2).

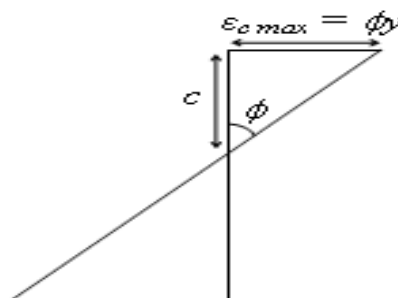


Figure III.2 : Caractérisation du diagramme des déformations

CHAPITRE III METHODE D'ANALYSE DES SECTIONS DUCTILES LOI MOMENT - COURBURES

Où y est la distance par rapport au centre de gravité de la section. La structure du modèle fixe les paramètres (c et Φ) et calcule la déformation axiale moyenne sur chacune des couches ainsi que la contrainte et l'effort qui y sont associés. L'intégration numérique sur la section permet ensuite de calculer l'effort axial (N) et le moment (M) agissant sur la section. À cette étape, si l'effort axial calculé ne correspond pas à celui visé (effort axial nul si aucun effort axial externe), la profondeur de l'axe neutre est modifiée et le calcul est repris. Bref, la courbure et la profondeur de l'axe neutre sont modifiés de façon à équilibrer les efforts sur la section (effort normal, N , et moment de flexion, M) et à construire la courbe moment-courbure ($M-\Phi$). La (Figure III.4) illustre le cheminement d'une itération pour une discrétisation qui se fait en plusieurs couches orientées parallèlement à l'axe neutre de la section, tandis que la (Figure III.3) décrit l'approche utilisée.

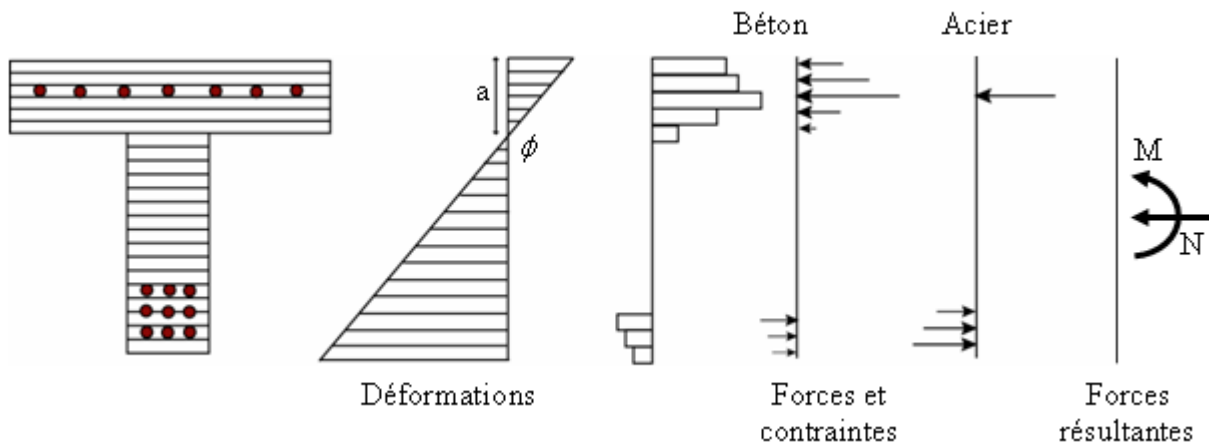


Figure III.3: Représentation des étapes de calcul requises pour obtenir 1 point de la courbe $M-\Phi$

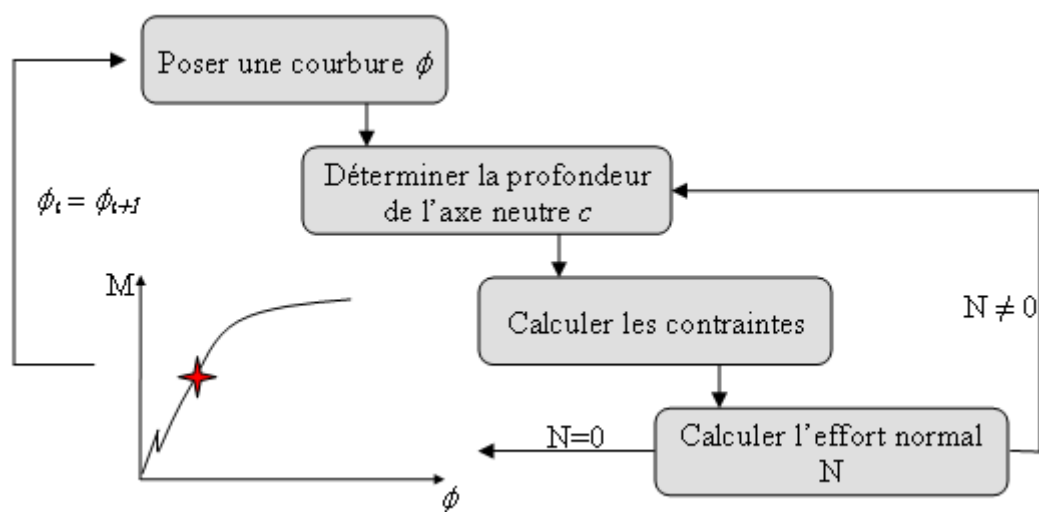


Figure III.4: Démarche de calcul pour construire la courbe $M-\Phi$ (analyse d'une section de poutre en béton armé fléchie)

Ce double processus itératif, sur l'axe neutre et la courbure, est complété pour construire la courbe $M-\Phi$ (moment-courbure) de la section fissurée. Il permet également de suivre l'évolution des divers paramètres avec l'augmentation du moment fléchissant, entre autres les déformations et contraintes dans les fibres extrêmes du béton et dans les barres d'armature.

III.4.1.1 Prise en compte de l'endommagement

La courbe $M-\Phi$ est modifiée pour tenir compte de l'endommagement engendré par les chargements cycliques ou les surcharges. La distinction entre ces deux types d'endommagement repose sur l'intensité des charges appliquées. Des chargements inférieurs au moment résistant ultime sont considérés cycliques, tandis que l'application d'un moment ou d'une courbure affectant le moment ultime est considérée comme une surcharge. Les deux cas de chargements sont imposés de manière similaire. Les déformations permanentes enregistrées à chaque cycle de chargement sont incluses dans l'itération suivante, affaiblissant ainsi graduellement la section étudiée (figure III.5). Il est rappelé qu'un chargement inférieur à la limite élastique du béton ($0.4f_c$) n'impose pas de déformations permanentes et est par conséquent négligeable. Il est également possible de simuler directement un certain niveau d'endommagement par l'imposition d'un profil de déformations permanentes au repos.

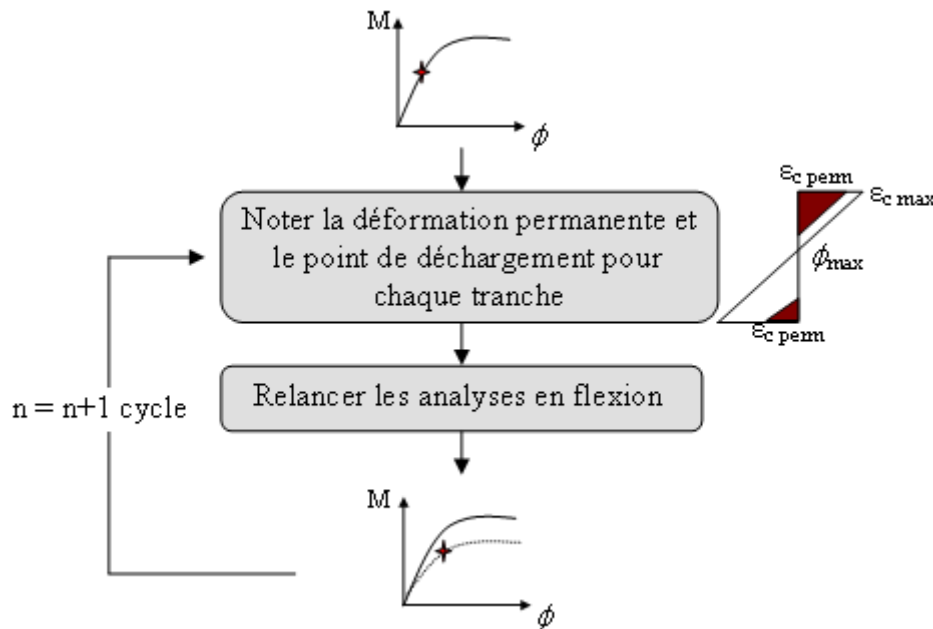


Figure III.5 : Démarche de calcul de l'endommagement en flexion

L'approche de discrétisation horizontale de la section associée à des lois de comportement pour les matériaux qui prennent en compte l'endommagement permet de représenter le plus justement possible les effets des surcharges et chargements cycliques, puisque seules les couches ayant

réellement atteintes un niveau d'endommagement significatif verront leur réponse modifiée lors de la réévaluation de la courbe moment-courbure,[18].

III.4.2. Loi Moment-Courbure simplifiée en béton armé

L'établissement des lois moment-courbures pour des sections en béton armé est indispensable lorsqu'on s'intéresse au comportement non linéaire du béton armé. Cette situation se produit plus particulièrement dans les conditions d'analyse accidentelles telles que le séisme ou les chutes de charges.

L'objet de cette note est de présenter une méthode simplifiée pour le calcul de la loi Moment-Courbure de sections rectangulaires en béton armé.

Les hypothèses de calcul sont les hypothèses habituelles de calcul en béton armé :

- Les sections planes restent planes pendant la flexion.
- Le béton et l'acier obéissent à la loi de Hooke.
- Les déformations sont proportionnelles à la distance à l'axe neutre.
- La résistance en traction du béton est négligée.
- Une adhérence parfaite est supposée entre le béton et l'acier.
- les sections travaillent en flexion simple (pas de compression).

Les formules utilisées par la suite sont tirées de [19], [20], [21], [22].

Avant de calculer la loi moment courbure, il nous faut déterminer la position de l'axe neutre de la section, en fonction de la géométrie de la section et des aciers en présence. Deux cas sont à considérer :

les sections sans aciers comprimés, et les sections avec aciers comprimés.

III.4.2.1 Axe neutre, sections rectangulaires sans aciers comprimés

La géométrie de la section en béton armé sans aciers de compression est représentée ci-dessous.

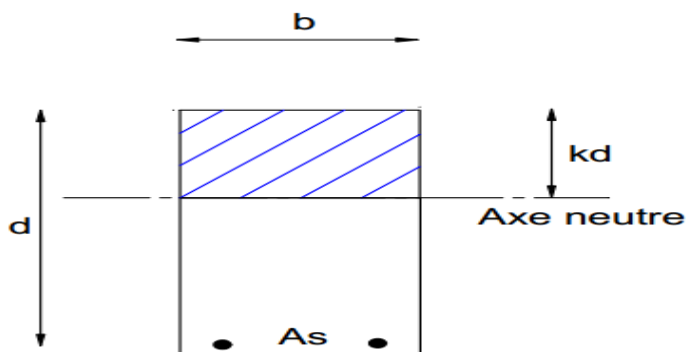


Figure III.6 : Géométrie de la section sans aciers comprimés

Le dessin ci-dessous idéalise une section rectangulaire travaillant en flexion

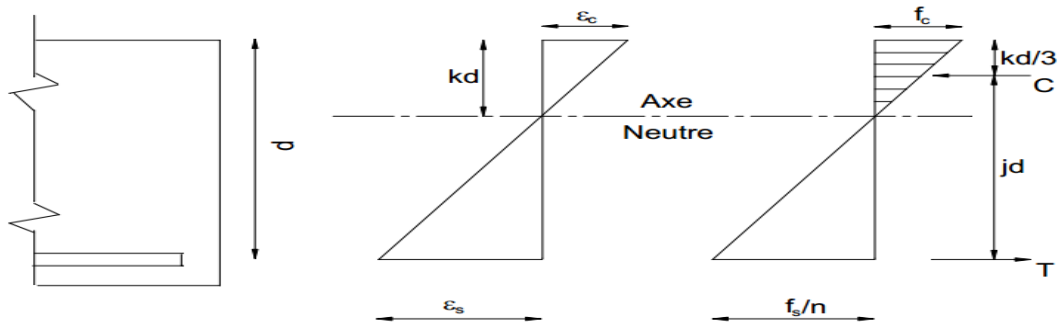


Figure III .7 : Déformations et contraintes dans la section

L'équilibre des efforts donne : $C = T$ soit :

$$\frac{1}{2} f_c k d b = A_s f_s \quad (\text{III - 4})$$

En appelant jd la distance entre le centre de compression et le centre des armatures inférieures, les moments ont respectivement pour valeurs :

$$M_c = C j d = \frac{1}{2} f_c k d^2 b j \quad \text{et} \quad M_s = A_s f_s j d \quad (\text{III - 5})$$

D'après la figure, on voit que $j d = d - \frac{k d}{3}$ ou $j = 1 - \frac{k}{3}$, de sorte que pour évaluer le moment, la valeur de k doit être déterminée.

Si on appelle E_s et E_c les modules d'élasticité du béton et de l'acier, on a :

$$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_s} = \frac{k d}{d - k d} \quad (\text{III - 6})$$

ou encore,

$$\frac{f_c / e_c}{f_s / e_s} = \frac{k d}{d - k d} = \frac{k}{1 - k} \quad (\text{III - 7})$$

et si on pose $n = \frac{E_s}{E_c}$ on obtient $n \frac{f_c}{f_s} = \frac{k}{1 - k}$

d'où l'on tire :

$$f_c = \frac{f_s k}{n(1 - k)} \quad \text{et} \quad f_s = \frac{n f_c (1 - k)}{k}$$

et

$$n f_c = f_s k + n f_s k = k(n f_c + f_s) \quad \text{ou encore} \quad k = \frac{n f_c}{n f_c + f_s} = \frac{1}{1 + f_s / n f_c}$$

En posant ρ le ration d'acier $\rho = \frac{A_s}{b d}$, alors l'équation (III - 4) devient $\frac{1}{2} f_c k d b = \rho b d f_s$ ou :

$$\frac{f_c}{f_s} = \frac{2 \rho}{k} \quad (\text{III - 8})$$

En substituant (III - 7) dans (III - 8) on obtient :

$$k^2 + 2\rho nk = 2\rho n \quad (\text{III - 9})$$

et

$$k = \sqrt{2\rho n + (\rho n)^2} - \rho n \quad (\text{III - 10})$$

Cette valeur de k permet de déterminer la position de l'axe neutre pour une section sans aciers comprimés. Le moment résistant en flexion vaut alors

$$M_y = A_s f_s j d = A_s f_s \left(1 - \frac{k}{3}\right) d$$

Ce résultat sera utilisé par la suite pour le calcul des contraintes et déformations.

III.4.2.2 Axe neutre, sections rectangulaires avec aciers comprimés

La géométrie de la section en béton armé sans aciers de compression est représentée ci-dessous.

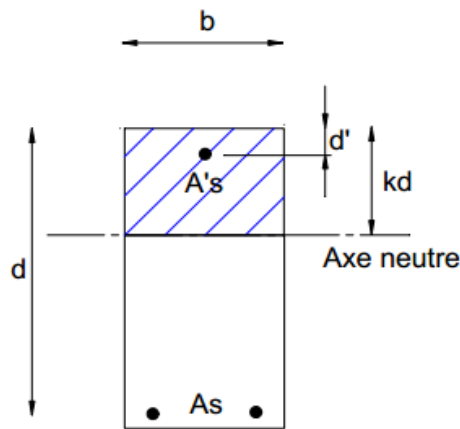


Figure III.8 : Géométrie de la section avec aciers comprimés

Le dessin ci-dessous idéalise une section rectangulaire travaillant en flexion.

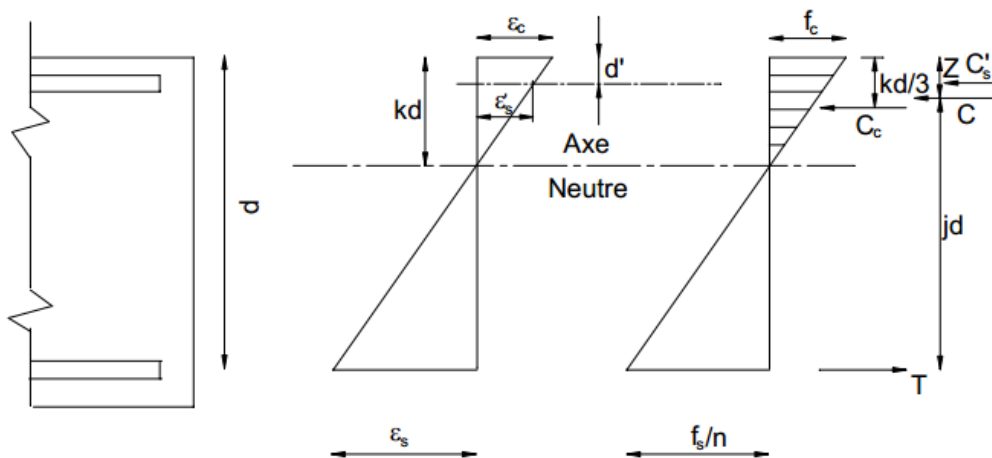


Figure III.9 : Déformations et contraintes dans la section

On a , comme dans le cas de la section ne comportant que des aciers de traction :

$$k = \frac{1}{1 + f_s/nf_e}$$

Si on désigne par f'_s la contrainte de compression dans les aciers comprimés, alors $\frac{\epsilon'_s}{\epsilon_s} = \frac{kd-d'}{d-kd}$,

et en utilisant la relation générale $E_\epsilon = f$, alors

$$\frac{f'_s/E_s}{f_s/E_s} = \frac{kd-d'}{d-kd} \quad (\text{III - 11})$$

ou encore

$$f'_s = \frac{f_s(kd-d')}{d-kd} \quad (\text{III - 12})$$

de même,

$$\frac{\epsilon'_s}{\epsilon_c} = \frac{kd-d'}{kd} \text{ ou } \frac{f'_s/E_s}{f_c/E_c} = \frac{kd-d'}{kd} \text{ et utilisant } n = \frac{E_s}{E_c}, \text{ on obtient } f'_s = n f_c \frac{kd-d'}{kd}$$

L'équilibre des forces donne $T = C = C'_s + C_c$, C'_s étant la force de compression dans les aciers comprimés et C_c étant la force de compression dans le béton. On a alors :

$$\frac{1}{2} f_c k b d + A'_s f'_s = f_s A_s \quad (\text{III - 13})$$

Il faudrait en toute rigueur soustraire de la section de béton comprimé la section des aciers comprimés. En substituant (III - 13) dans (III - 12), et en posant : $\rho = A_s/bd$ et $\rho' = A'_s/bd$, on obtient :

$$\frac{1}{2} f_c k b d + \rho' b d f_s \frac{kd-d'}{d-kd} = f_s \rho b d \quad (\text{III - 14})$$

ou encore

$$\frac{f_c}{f_s} = \frac{2}{k} \left[\rho - \rho' \frac{kd-d'}{d-kd} \right] \quad (\text{III - 15})$$

et avec

$$\frac{f_c}{f_s} = \frac{k}{n(1-k)} \quad (\text{III - 16})$$

en égalant $\frac{f_c}{f_s}$ de (III - 15) et (III - 16) , on obtient :

$$k = \sqrt{2n \left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) + n^2 (\rho + \rho')^2} - n(\rho + \rho') \quad (\text{III - 17})$$

la distance z est obtenue en faisant la somme des moments :

$$Z = \frac{k^3 d/3 + 2n\rho' d'(k-d'/d)}{k^2 + 2n\rho'(k-d'/d)} \quad (\text{III - 18})$$

$$\text{et } jd = d - z$$

le moment résistant en compression vaut

$M_c = C_j d = (C_c + C'_s) j d$ ou $M_c = j d (\frac{1}{2} f_c k b d + f'_s \rho' b d)$, et en remplaçant la valeur de f'_s calculée ci-dessus,

$$M_c = \frac{1}{2} f_c j b d^2 [k + 2 n \rho' (1 - d'/k d)]$$

III.4.2.3 calculs des lois moments courbures

III.4.2.3.1 Section sans aciers comprimés

Le calcul de la loi moment-courbure va utiliser des résultats précédents.

III.4.2.3.2 Courbure élastique

Avant de se trouver dans un état non linéaire, la section est dans un état linéaire, c'est à dire que la partie du béton en traction résiste encore.

La fissuration commencera lorsque la résistance en traction en partie inférieure sera atteinte. en admettant que la rotation de la section a lieu autour de l'axe neutre, le moment limite élastique a pour expression :

$$M_e = \frac{f_t I_g}{d_g} \quad (\text{III - 19})$$

I_g est l'inertie de la section par rapport à son centre de gravité, calculée en tenant compte de la section du béton et de la section des aciers.

d_g est la distance entre la face inférieure de la section et le centre de gravité.

A_g étant la section totale (acier et béton), on a :

$$A_g = b h + (n - 1)(A_s + A'_s) \quad (\text{III - 20})$$

La distance de la fibre inférieure par rapport au centre de gravité vaut $d_g = h - y_g$, y_g étant la distance du centre de gravité à la fibre supérieure, calculé en prenant les moments des sections par rapport à la fibre supérieure :

$$y_g = \frac{b h \frac{h}{2} + A_s (n-1) d + A'_s (n-1) d'}{A_g} \quad (\text{III - 21})$$

L'inertie par rapport au centre de gravité vaut :

$$I_g = \frac{b h^3}{12} + b h (\frac{h}{2} - y_g)^2 + (n - 1) A_s (d - y_g)^2 + (n - 1) A'_s (y_g - d')^2 \quad (\text{III - 22})$$

La courbure élastique correspondante sera :

$$\phi_e = \frac{M_e}{E_c I_c} = \frac{f_t}{E_c d_g} \quad (\text{III - 23})$$

III.4.2.3.3 Courbure plastique

Après dépassement de la limite élastique en traction sur la fibre inférieure, la partie comprimée au-dessus de l'axe neutre reprend les efforts de compression et les aciers inférieurs reprennent la traction, jusqu'à leur limite de déformation plastique. On désignera alors le moment limite par le moment plastique et la courbure correspondante par la courbure plastique.

Le moment correspondant à cette déformation plastique vaut :

$$M_y = A_s f_s j d = A_s f_s (1 - k/3) d \quad (III - 24)$$

En utilisant la valeur de k calculée par (III - 10). La courbure plastique correspondante est calculée

Par :

$$\phi_y = \frac{\epsilon_y}{d - kd} \quad (III - 25)$$

III.4.2.3.4 Courbure ultime

On définit la courbure ultime comme correspondant à la limite de résistance du béton en déformation ϵ_{cmax} , En admettant un diagramme des contraintes dans le béton rectangulaire, le dessin ci-dessous représente l'état des contraintes dans la section :

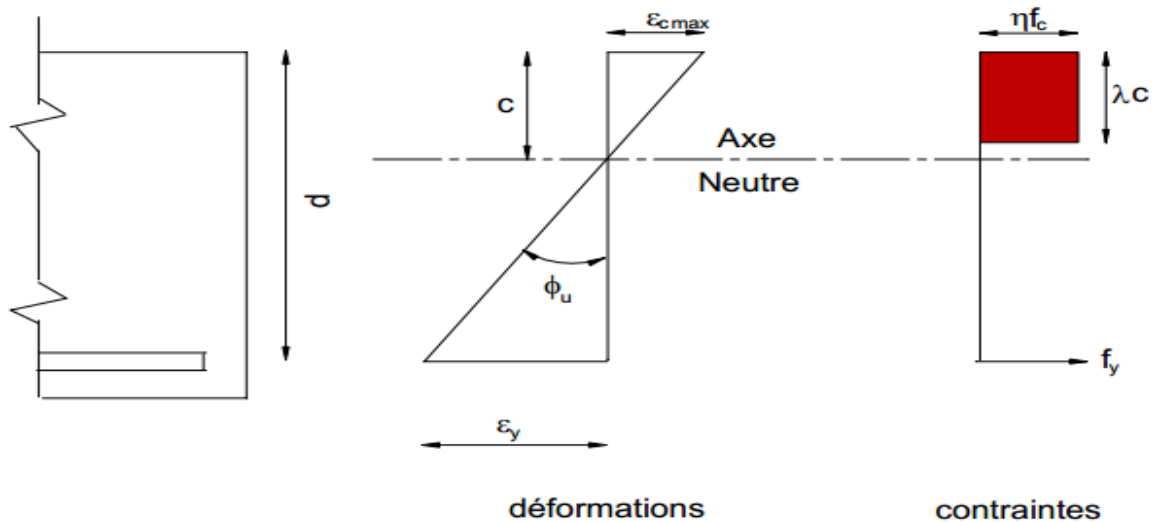


Figure III.10 : Contraintes à l'état ultime

On rappelle que

$$f_c = f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{voir notations})$$

La position de l'axe neutre est alors déterminée par la relation :

$$c = \frac{A_s f_y}{n f_c b \lambda} \quad (\text{III} - 26)$$

Le moment ultime correspondant a pour valeur

$$M_u = A_s f_y \left(d - \frac{\lambda c}{2} \right) \quad (\text{III} - 27)$$

On retient en général (voir Eurocode 2) $\eta = 1.0$ et $\lambda = 0.8$

La courbure ultime correspondante vaut :

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cmax}}{c} \quad (\text{III} - 28)$$

Les trois points ainsi définis ($M_e, \phi_e, M_y, \phi_y, M_u, \phi_u$) permettent de définir la courbe moment courbure de la section.

III.4.2.4 Section avec aciers comprimés

III.4.2.4.1 Courbure élastique

La méthode est identique à celle du paragraphe (III.4.2.3.2) On obtient alors ϕ_e et M_e (voir les formules (III - 19) et (III - 23))

III.4.2.4.2 Courbure plastique

On va utiliser cette fois des résultats du paragraphe (III.4.2.2). Le principe est le même que dans le paragraphe (III.4.2.3.3), mais il faut tenir compte des aciers comprimés pour la position de l'axe neutre et de leur état de déformation.

Le coefficient k est obtenu par la formule (III - 17) du paragraphe (III.4.2.2) le moment M_y est obtenu par la relation

$$M_y = A_s f_y \left(d - \frac{kd}{3} + A'_s f'_s \left(d' - \frac{kd}{3} \right) \right) \quad (\text{III} - 29)$$

La contrainte dans les aciers de compression f'_s est fonction de la distance kd . Si la contrainte dans les aciers de traction vaut f_y , alors la contrainte dans les aciers de compression peut se calculer par la formule

$$f'_s = \frac{kd - d'}{d - kd} f_y \quad (\text{III} - 30)$$

La courbure ϕ_y se calcule alors comme en (III - 25)

III.4.2.4.3 Courbure ultime

Le calcul du couple ϕ_u, M_u nécessite dans ce cas quelques itérations : en effet, on ne connaît pas l'état de déformation des aciers en compression.

Un premier calcul consiste à considérer par exemple que les aciers comprimés ont atteint la limite élastique de l'acier f_y . La position de l'axe neutre s'en déduit par la relation

$$c = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{\eta f_c b \lambda} \quad (\text{III - 31})$$

On calcule ensuite la déformation des aciers comprimés par la relation

$$\epsilon'_s = \epsilon_{cmax} \frac{c-d'}{c} \quad (\text{III - 32})$$

et on compare cette valeur à $\epsilon_y = \frac{E_s}{f_s}$. On continue les itérations jusqu'à obtenir des valeurs de ϵ'_s et f'_s compatibles.

Le moment ultime et la courbure ultime sont obtenus par les relations

$$M_u = \eta f_c \lambda c b \left(d - \frac{\lambda c}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d') \quad (\text{III - 33})$$

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cmax}}{c} \quad (\text{III - 34})$$

III.5 conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté deux méthodes classiques du calculs moment-courbure .la première s'est une Approche de modélisation « couche par couche » par itération , la deuxième est une méthode basé sur le Loi Moment-Courbure simplifiée en béton armé.

CHAPITRE IV

ANALYSE PARAMETRIQUE ET MODELISATION NUMERIQUE

IV.1 Introduction

Nous proposons dans cette partie une étude paramétrique de l'influence de certains paramètres sur la ductilité des éléments structurelles en béton armé, ces paramètres sont :

- Effets de taux l'acier longitudinale;
- Effets de l'effort normal
- Effets des caractéristiques géométriques

Pour étudier l'incidence des différents facteurs pouvant agir sur le coefficient de ductilité en courbure, pour cela ; nous avons utilisé le module SD SECTION du logiciel SAP 2000 version14.

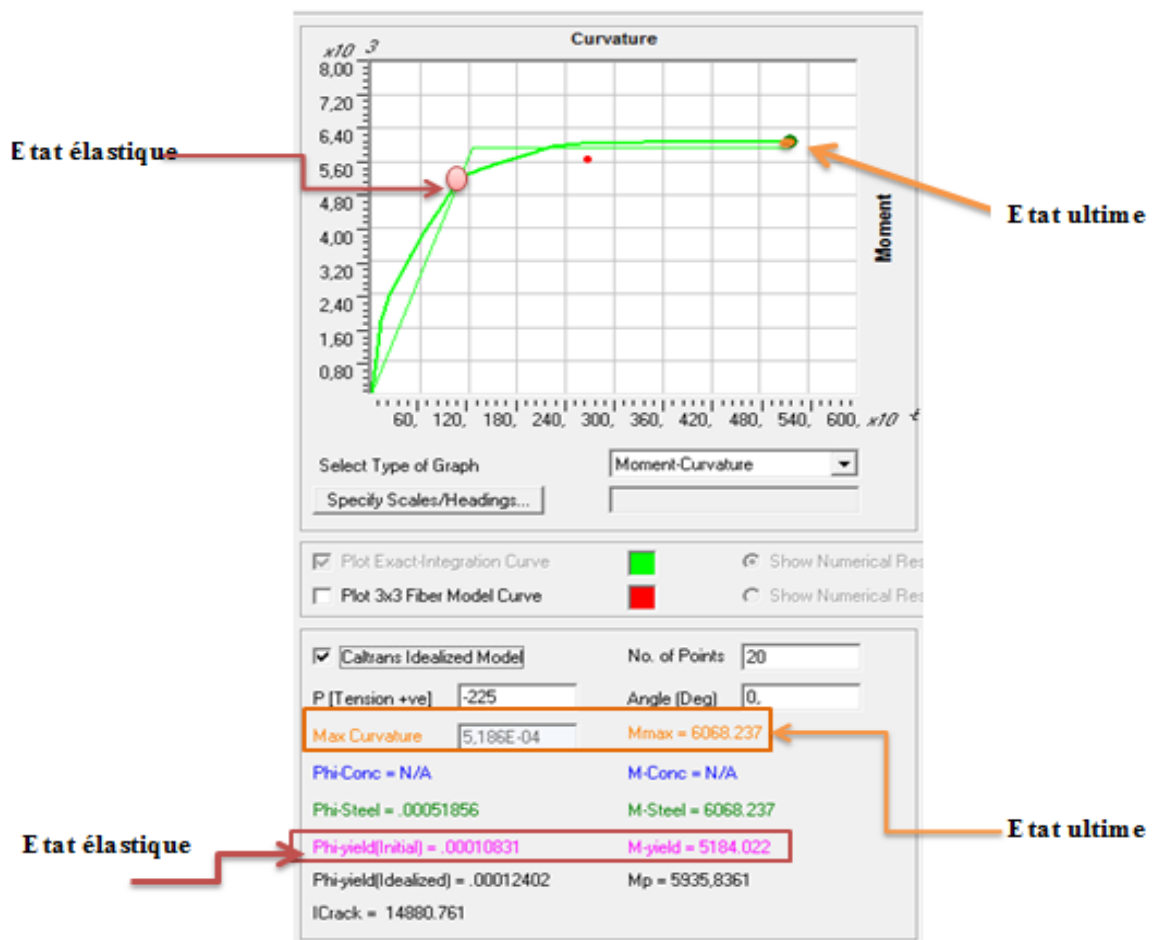


Figure IV.1 : loi moment-courbure (M-Φ)

Après avoir introduit l'effort normal dans la case P tension +Ve , on extrait les résultats correspondants à l'état élastique (phi-yield initial ; Myield) et à l'état ultime (Max curvature; Max), la (Figure IV.1).

IV.2 Matériau utilisée

IV.2.1 béton

➤ Contrainte ultime du béton

En compression avec flexion (ou induite par la flexion), le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas et le diagramme de calcul dit parabole rectangle. Les déformations du béton sont :

$$\varepsilon_{bc1} = 2 \text{ ‰}$$

$$\varepsilon_{bc2} = 3.5 \text{ ‰} \quad \text{si } f_{cj} \leq 25 \text{MPA}$$



Figure IV.2 : Diagramme parabolé-rectangle des Contraintes-Déformations du béton

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression $f_{bu} = \frac{0.85f_{cj}}{\theta \gamma_b}$

γ_b : Coefficient de sécurité du béton, il vaut 1.5 pour les combinaisons normales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

IV.2.2Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion.

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation de la (figure IV.3).

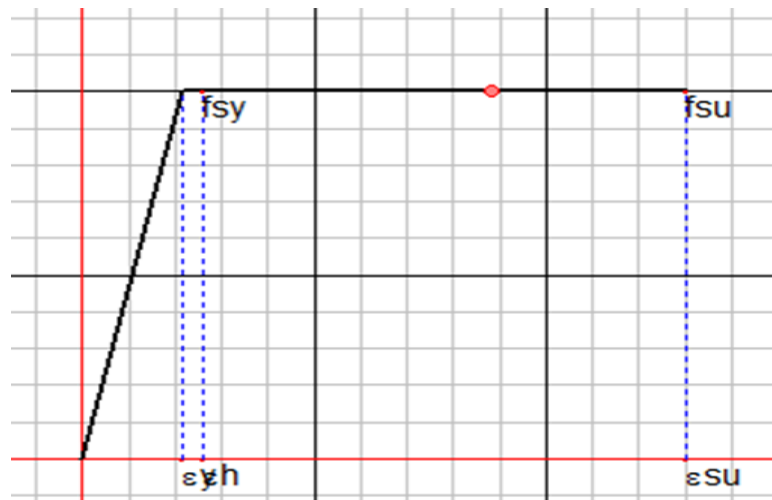


Figure IV.3 : diagramme contrainte-déformation d'acier

IV.3 Les hypothèses de calcul:

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

- ✓ La résistance du béton à la compression à 28 jours est : $f_{c28}=25$ MPA
- ✓ Le module d'élasticité instantané de béton est : $E_{ij}=32456.595$ MPA.
- ✓ Pour les armatures de l'acier:
 - longitudinales : on a choisi le : « $f_e \cdot E = 400$ » H.A $f_e = 400$ MPA

IV.3.1 Les Poteaux

les poteaux sont des éléments verticaux fortement comprimés pour lesquels, la plastification des armatures ne peut généralement intervenir avant que la déformation ultime du béton ne soit atteinte (soit $\epsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$). Dans ce cas, la ductilité ne peut être obtenue que par confinement du béton.

IV.3.1.1 Armatures longitudinales

Les armatures longitudinales doivent être réparties uniformément sur le pourtour du poteau avec, au minimum, une armature intermédiaire le long de chaque face. Le pourcentage géométrique doit vérifier : $0.008 \leq \rho \leq 0.04$

IV.3.1.2 Vérification spécifique sous sollicitations normales (coffrage de poteau)

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le RPA99, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v_d = \frac{N}{B_c f_{c28}} \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{RPA 99V2003 ,P50, §7.4.3}$$

Avec :

N : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours.

IV.3.2 Les Poutres

Contrairement aux Poteaux , Dans le cas des poutres, l'effort normal est en général peu influent sur la ductilité en courbure. Selon RPA 99, une poutre est un élément de béton armé horizontal dont l'effort normal réduit est inférieur à 0,1. Pour ce type d'élément, la plastifications des armatures se produit avant que la déformation relative du béton n'atteigne la déformation ultime.

IV.3.2.1 Armatures longitudinales :

le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

IV.4 Les paramètres influant sur la ductilité de courbure

IV.4.1 Effet de l'effort normal

Pour évaluer l'incidence de l'effort normal sur le coefficient de ductilité en courbure, nous faisons varier l'effort normal en tenant compte d'un pourcentage d'armatures tendues et comprimées constant ($A'_s = A_s$) et des caractéristiques mécaniques constantes.

IV.4.1.1 Les poteaux :

Poteau 1 (30*30)

Tableau IV.1 : influence du taux d'acier longitudinale et de l'effort normal

Poteau	N (KN)	$v_d = \frac{N}{f_{c28}B_c}$	$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd}$	ϕ_y (rad/m)	ϕ_u (rad/m)	$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
P1(30*30)	225	0.1	1	0.01083	0.0519	4.81
	450	0.2		0.0126	0.051	4.05
	675	0.3		0.0148	0.0399	2.70
P1(30*30)	225	0.1	2	0.0115	0.0538	4.68
	450	0.2		0.0132	0.0464	3.52
	675	0.3		0.0151	0.0379	2.51
P1(30*30)	225	0.1	3	0.0123	0.0577	4.69
	450	0.2		0.0139	0.043	3.09
	675	0.3		0.0156	0.0375	2.40

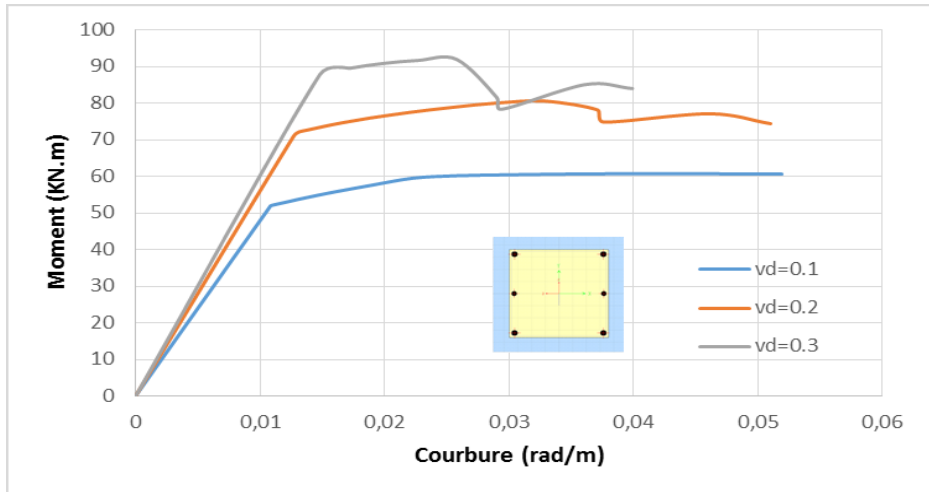


Figure IV.4 : influence de l'effort normal , $\rho=1\%$, $N = \text{variable}$, $B_C = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

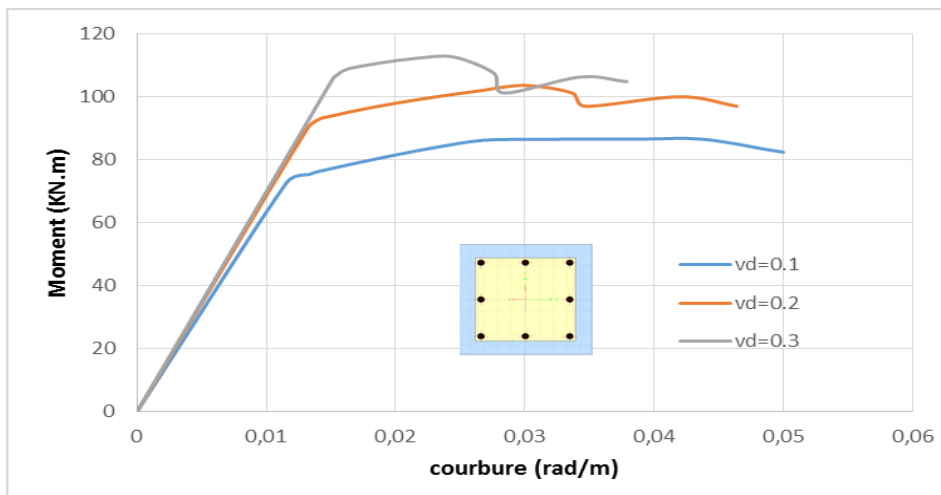


Figure IV.5 : influence de l'effort normal, $\rho=2\%$, $N=\text{variable}$, $B_C = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

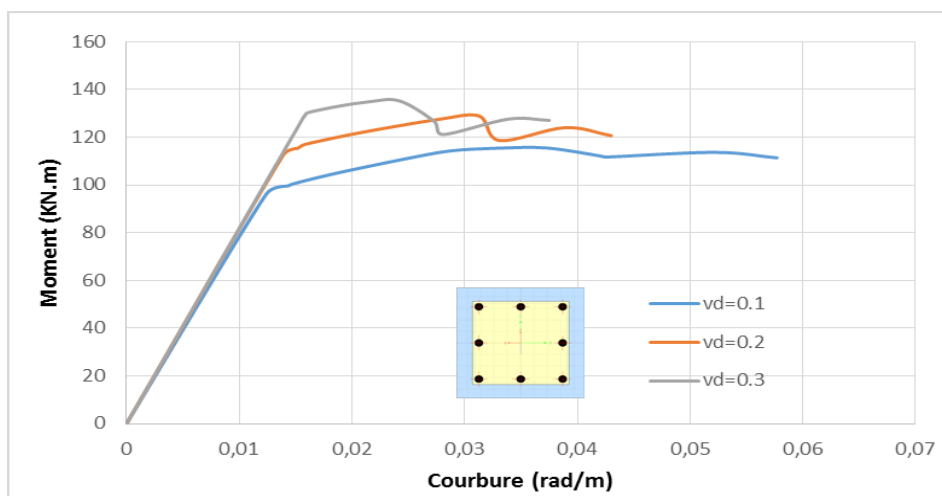


Figure IV.6 : influence de l'effort normal, $\rho=3\%$, $N=\text{variable}$, $B_C = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

Poteau 2 (35*35)

Tableau IV.2 : influence du taux d'acier longitudinale et de l'effort normal

Poteau	N (KN)	$v_d = \frac{N}{f_{c28}B_c}$	$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd}$	ϕ_y (m)	ϕ_u (m)	$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
P2(35*35)	306.25	0.1	1	0.008	0.0417	5,21
	612.5	0.2		0.0102	0.0447	4,38
	918.75	0.3		0.0120	0.0338	2.81
P2(35*35)	306.25	0.1	2	0.0095	0.0454	4.77
	612.5	0.2		0.0108	0.0038	3.51
	918.75	0.3		0.0124	0.0315	2.54
P2(35*35)	306.25	0.1	3	0.0100	0.0467	4.67
	612.5	0.2		0.0112	0.0378	3.37
	918.75	0.3		0.0126	0.0314	2.49

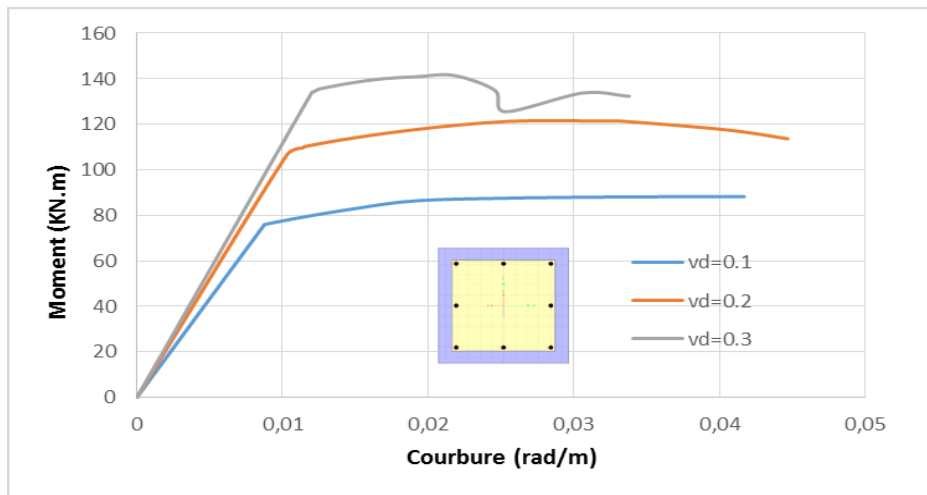


Figure IV.7 : influence de l'effort normal $\rho=1\%$, N=variable, $B_c = (35 * 35)cm^2$

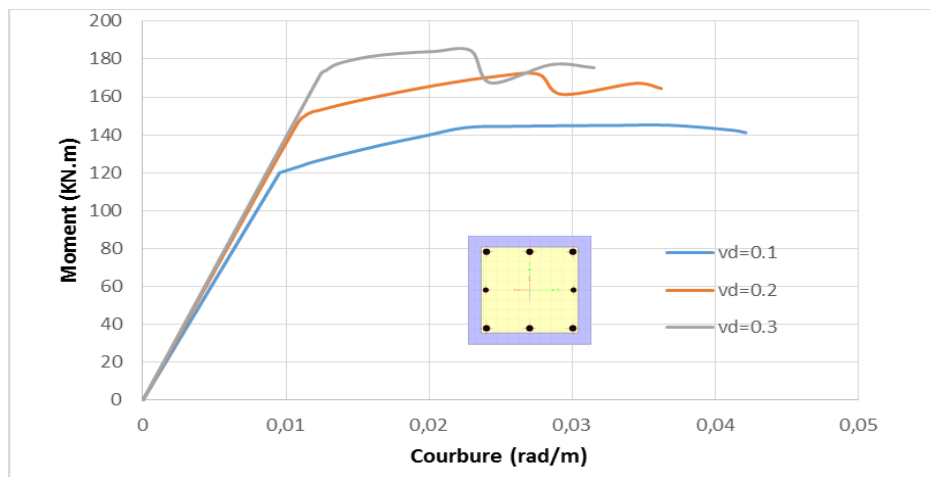


Figure IV.8 : influence de l'effort normal, $\rho=2\%$, N=variable, $B_c = (35 * 35)cm^2$

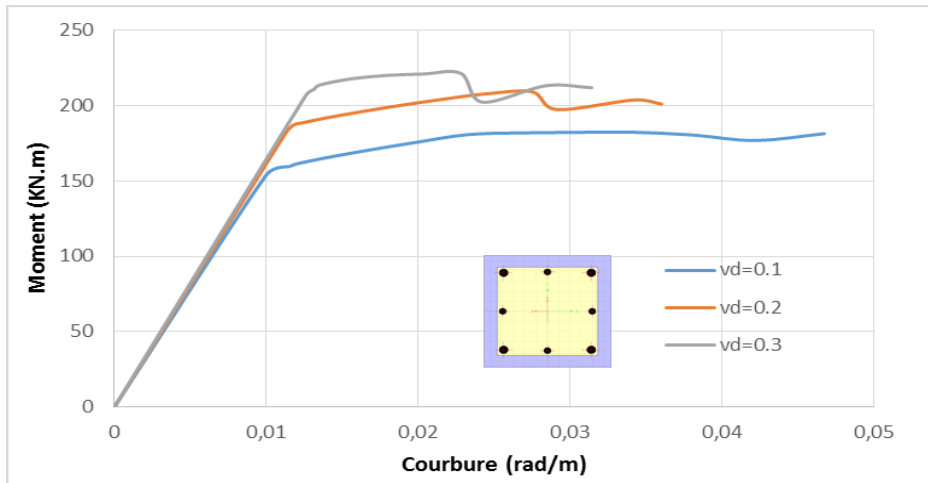


Figure IV.9 : influence de l'effort normal $\rho=3\%$, N =variable, $B_c = (35 * 35)cm^2$

Poteau 3 (40*40)

Tableau IV .3 : influence du taux d'acier longitudinale et de l'effort normal

Poteau	N (KN)	$v_d = \frac{N}{f_{c28}B_c}$	$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd}$	ϕ_y (m)	ϕ_u (m)	$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$
P3(40*40)	400	0.1	1	0.0075	0.0357	4.76
	800	0.2		0.0087	0.0381	4.37
	1200	0.3		0.0102	0.0277	2.71
P3(40*40)	400	0.1	2	0.0087	0.0394	4.52
	800	0.2		0.0091	0.0333	3.65
	1200	0.3		0.0104	0.0277	2.66
P3(40*40)	400	0.1	3	0.0084	0.0369	4.39
	800	0.2		0.0094	0.0314	3.34
	1200	0.3		0.0105	0.026	2.47

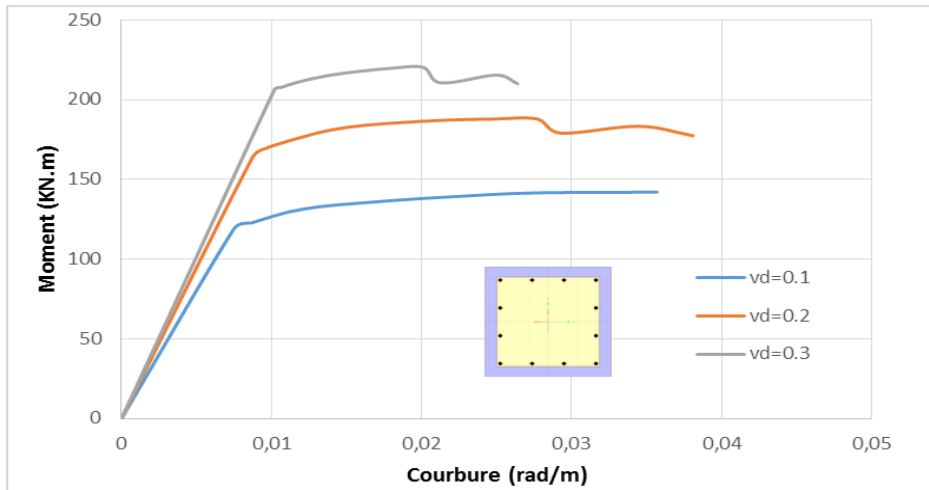


Figure IV.10 : influence de l'effort normal $\rho=1\%$, $N=variable$, $B_C = (40 * 40)cm^2$

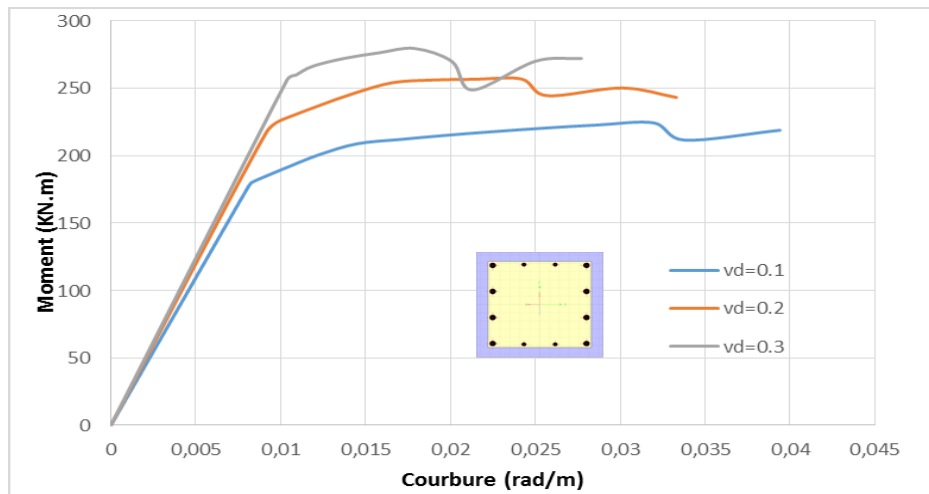


Figure IV.11 : influence de l'effort normal, $\rho=2\%$, $N=variable$, $B_C = (40 * 40)cm^2$

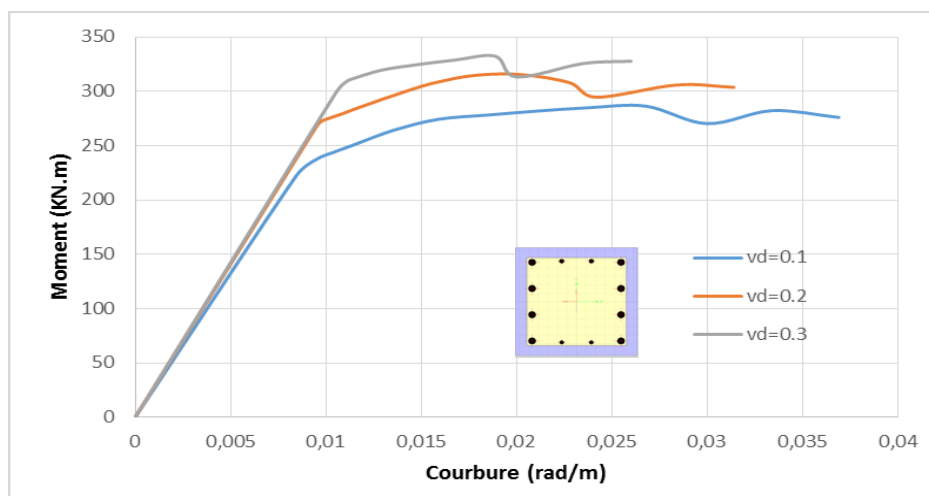


Figure IV.12 : influence de l'effort normal $\rho=3\%$, $N=variable$, $B_C = (40 * 40)cm^2$

Les Figures (IV.4.5.6.7.8.9.10.11 et 12) montrent bien que la ductilité en courbure et la déformabilité diminuent avec l'accroissement de l'effort normal de compression .

IV.4.2 Effets de taux d'acier longitudinale

Pour évaluer l'influence du taux d'acier longitudinale sur le coefficient de ductilité en courbure, nous faisons varier , dans M-phi, le taux d'acier longitudinale avec un effort normal et section de béton constantes.

Résultats des poteaux

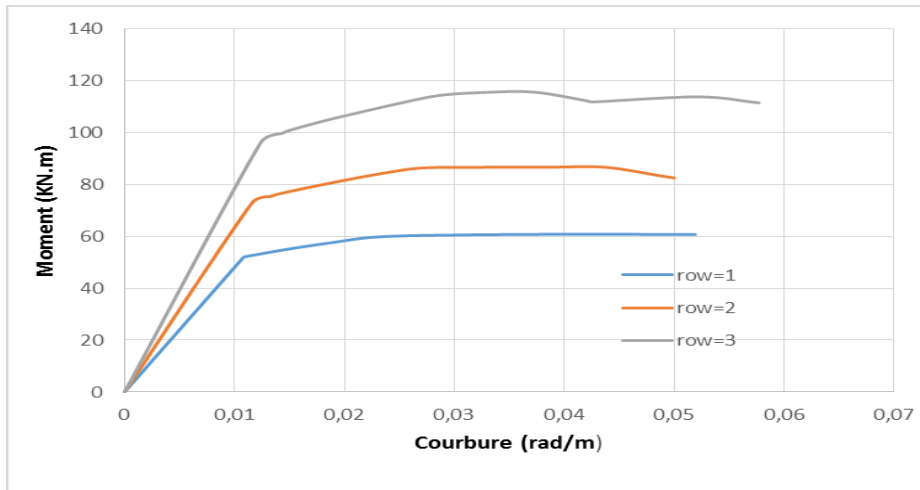


Figure IV.13 : influence du taux d'acier longitudinale ρ= variable , N= 225 KN,
 $B_c = (30 * 30)cm^2$

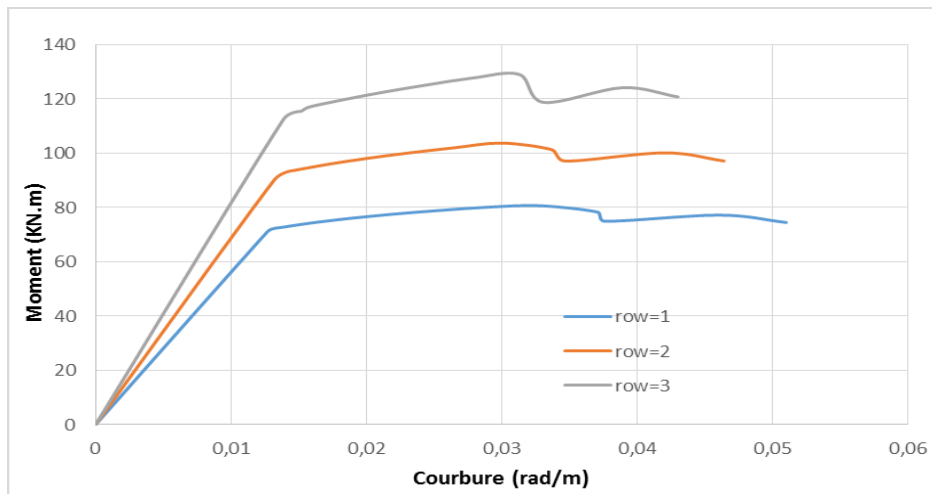


Figure IV.14 : influence du taux d'acier longitudinale ρ= variable , N= 450 KN,
 $B_c = (30 * 30)cm^2$

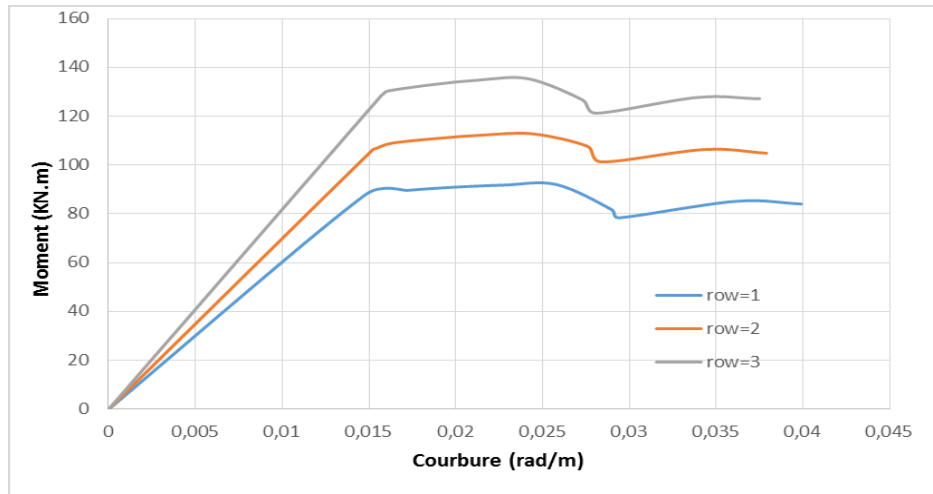


Figure IV.15 : influence du taux d'acier longitudinale ρ = variable , $N= 675 \text{ KN}$,
 $B_C = (30 * 30) \text{cm}^2$

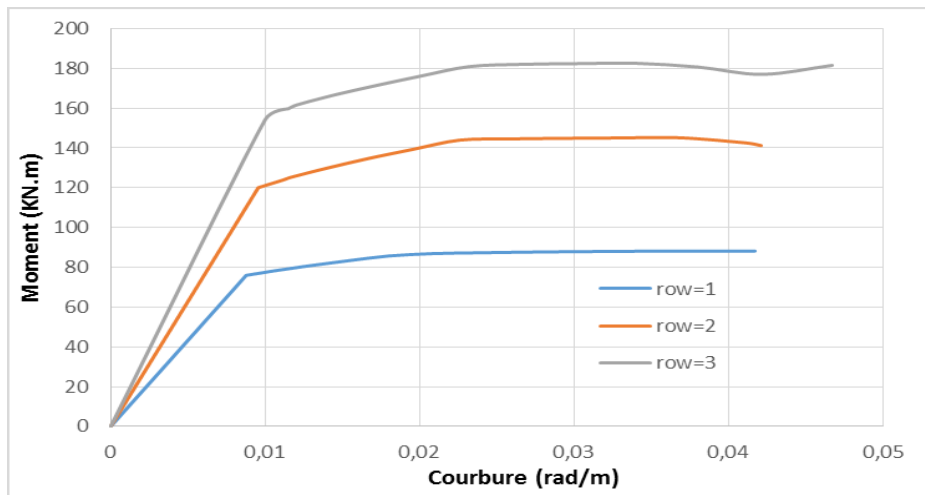


Figure IV.16: influence du taux d'acier longitudinale ρ = variable, $N= 306.25 \text{ KN}$,
 $B_C = (35 * 35) \text{cm}^2$

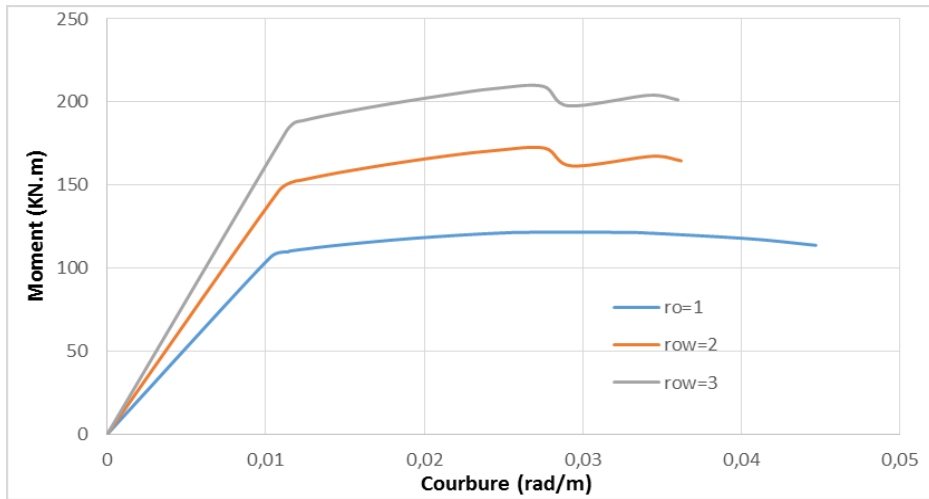


Figure IV .17 : influence du taux d'acier longitudinale ρ = variable , $N= 612.5 \text{ KN}$,
 $B_c = (35 * 35) \text{ cm}^2$

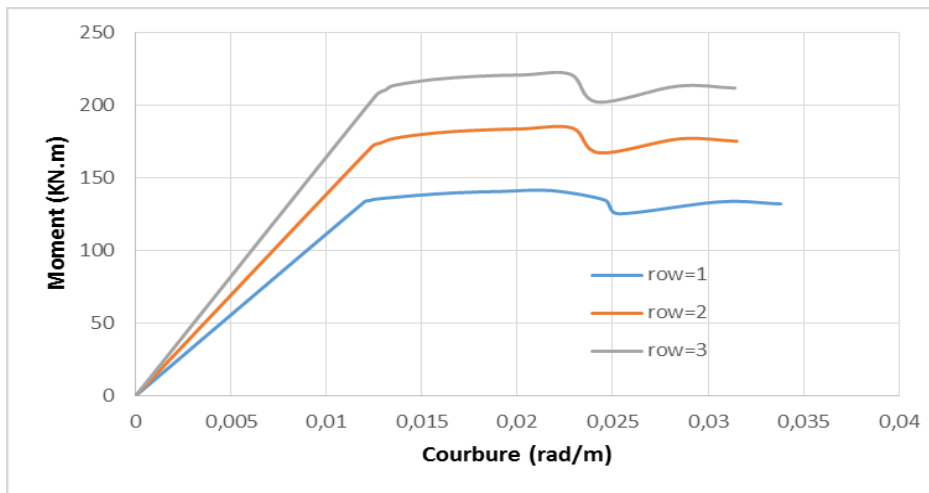


Figure IV.18: influence du taux d'acier longitudinale ρ = variable , $N= 918.75 \text{ KN}$,
 $B_c = (35 * 35) \text{ cm}^2$

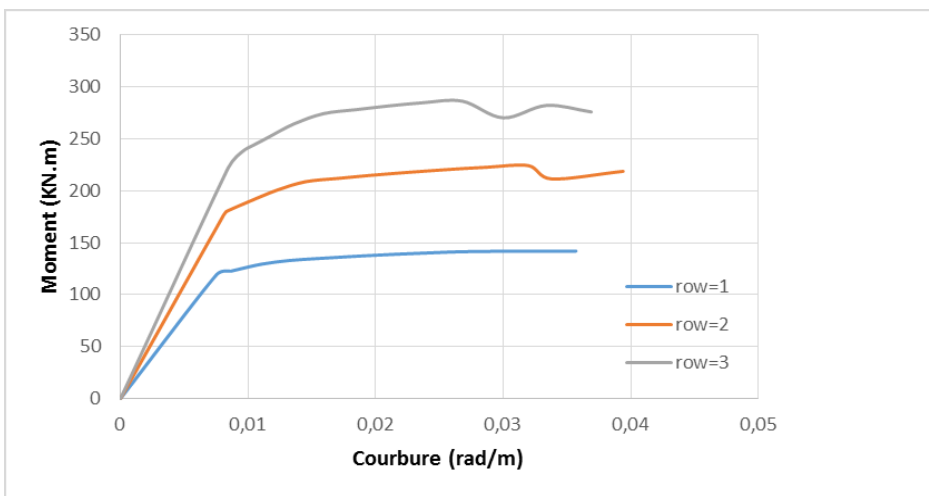


Figure IV.19 : influence du taux d'acier longitudinale ρ = variable , $N= 400 \text{ KN}$,
 $B_c = (40 * 40) \text{ cm}^2$

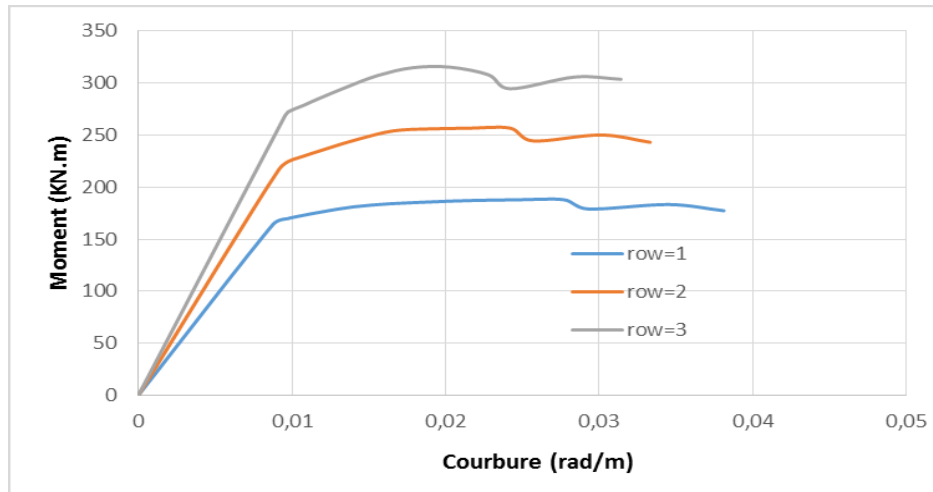


Figure IV.20 : influence du taux d'acier longitudinale ρ = variable , $N= 800 \text{ KN}$,
 $B_C = (40 * 40) \text{ cm}^2$

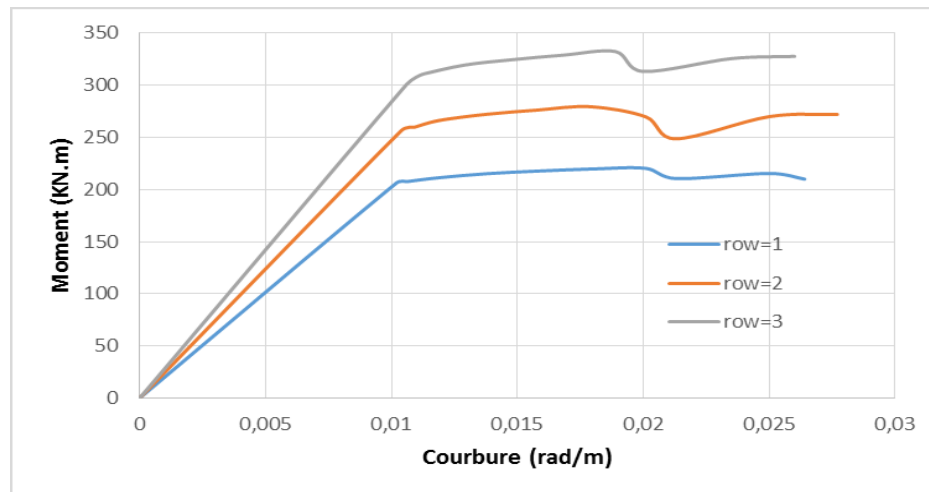


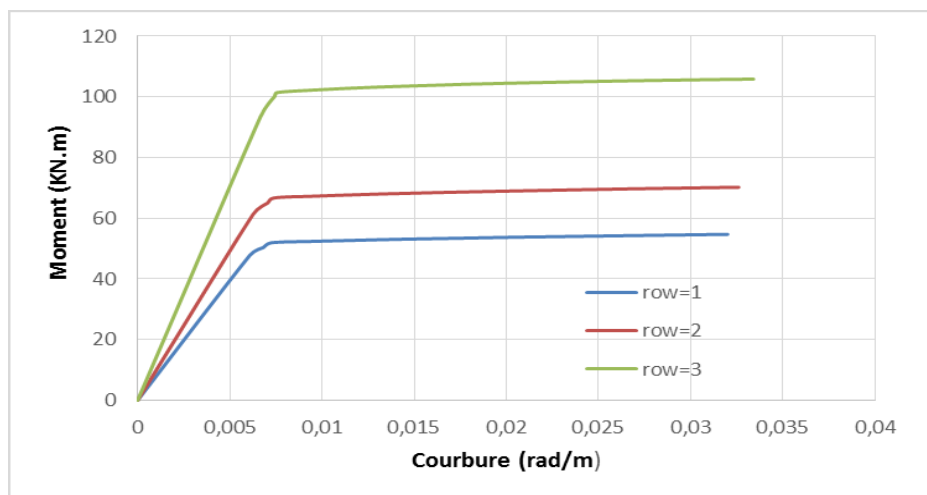
Figure IV.21 : influence du taux d'acier longitudinale ρ = variable , $N= 1200 \text{ KN}$,
 $B_C = (40 * 40) \text{ cm}^2$

Les Figures(IV.13.14.15.16.17.18.19.20 et 21) montrent que la ductilité en courbure diminue très légèrement avec l'accroissement du taux d'acier longitudinal . En ce qui concerne la résistance , elle augmente considérablement ,allant d'un taux d'acier ($\rho=1$) à un ($\rho =3$).

Résultats des Poutres

Tableau IV.4 : influence du taux d'acier longitudinale et caractéristiques géométriques

Poutre	$\rho = \frac{A_s}{bd}$ (%)	ϕ_y (rad/m)	ϕ_u (rad/m)	$\mu_\phi = \frac{\phi_y}{\phi_u}$
Poutre1 (30*40)	1	0.00608	0.0320	5.25
	2	0.00626	0.0326	5.20
	3	0.00665	0.0334	5.02
Poutre2 (30*45)	1	0.00512	0.0278	5.42
	2	0.00535	0.0283	5.28
	3	0.00565	0.0289	5.11
Poutre3 (30*50)	1	0.00456	0.0245	5.37
	2	0.00467	0.0248	5.31
	3	0.00494	0.0256	5.18

Figure IV.22: influence du taux d'acier longitudinale $\rho =$ variable, $B_c = (30 * 40)cm^2$

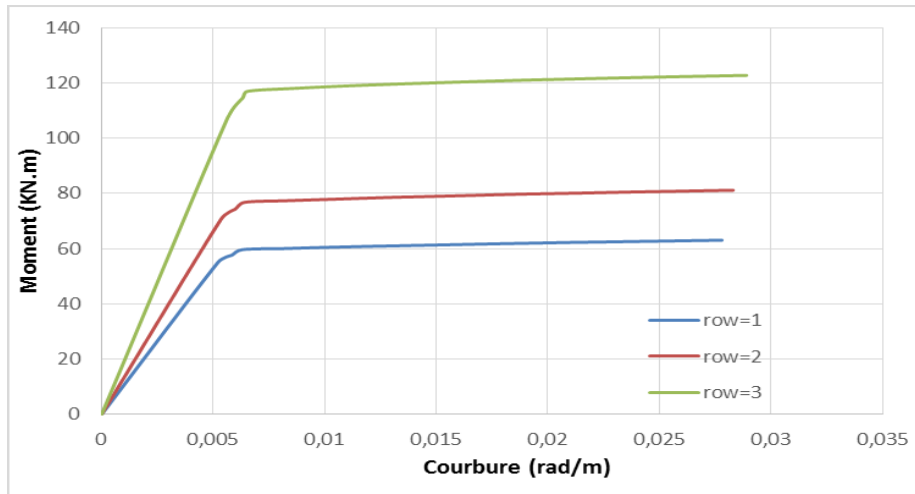


Figure IV.23: influence du taux d'acier longitudinale $\rho = \text{variable}$, $B_c = (30 * 45) \text{cm}^2$

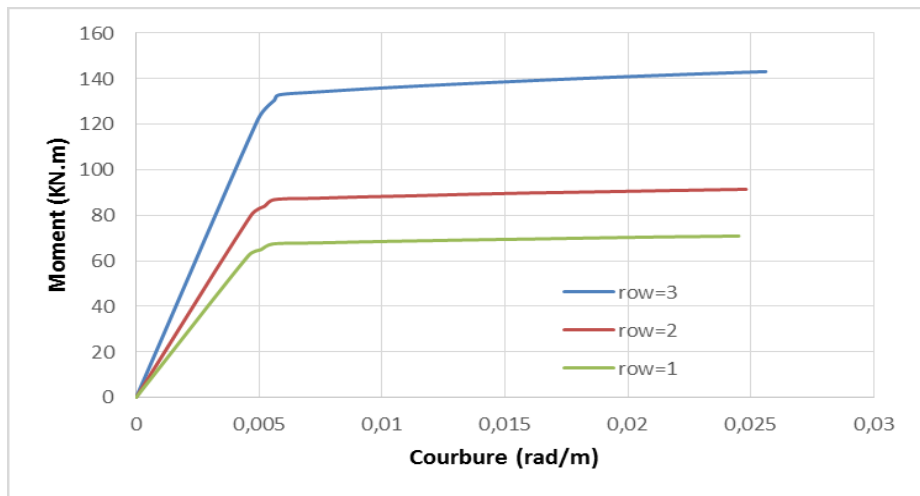


Figure IV.24: influence du taux d'acier longitudinale $\rho = \text{variable}$, $B_c = (30 * 50) \text{cm}^2$

Tableau IV.5: influence du taux d'acier longitudinale et de caractéristiques géométriques

Poutre	$\rho = \frac{A_s}{bd}$ (%)	ϕ_y (rad/m)	ϕ_u (rad/m)	$\mu_\phi = \frac{\phi_y}{\phi_u}$
Poutre1 (30*40)	1	0.00607	0.0318	5.23
	2	0.00626	0.0323	5.15
	3	0.00666	0.0330	4.95
Poutre2 (35*40)	1	0.00597	0.0319	5.34
	2	0.00612	0.0329	5.30
	3	0.00650	0.0332	5.10
Poutre3 (40*40)	1	0.00585	0.0316	5.40
	2	0.00619	0.0326	5.26
	3	0.00663	0.0332	5.00

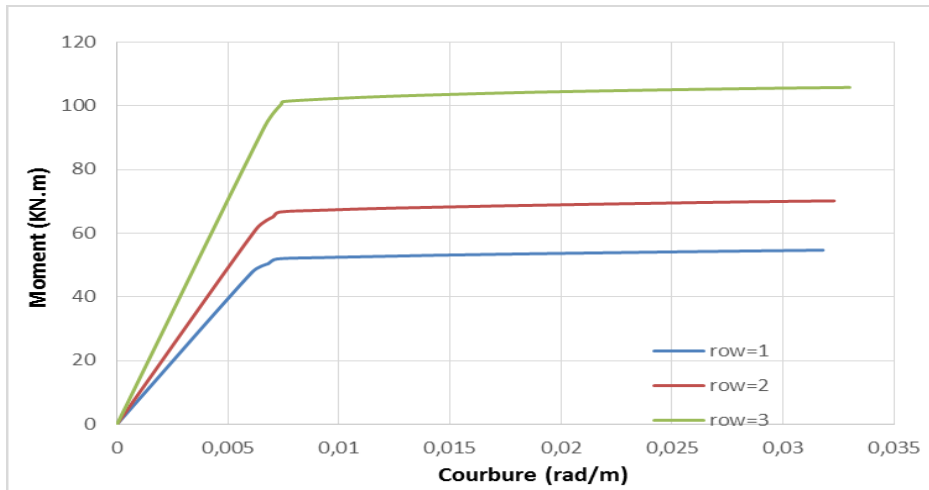


Figure IV.25 : influence du taux d'acier longitudinale ρ = variable, $B_c = (30 * 40)cm^2$

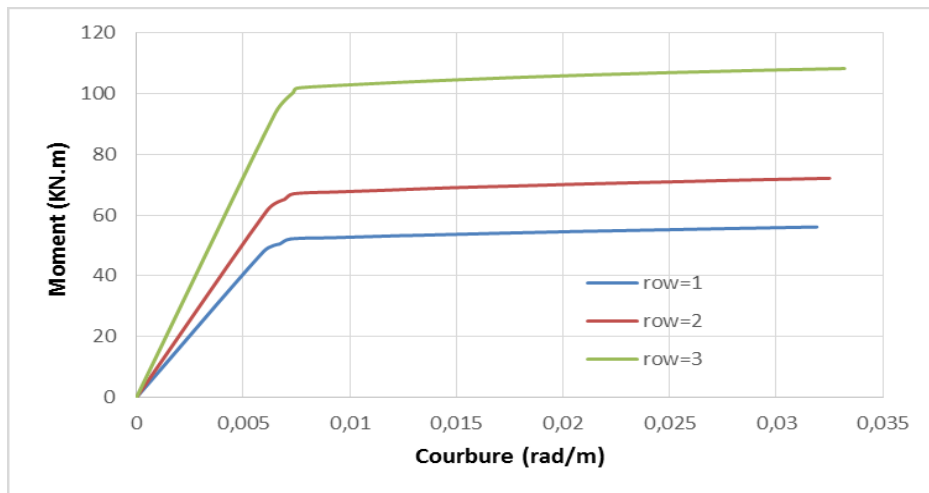


Figure IV.26 : influence du taux d'acier longitudinale ρ = variable, $B_c = (35 * 40)cm^2$

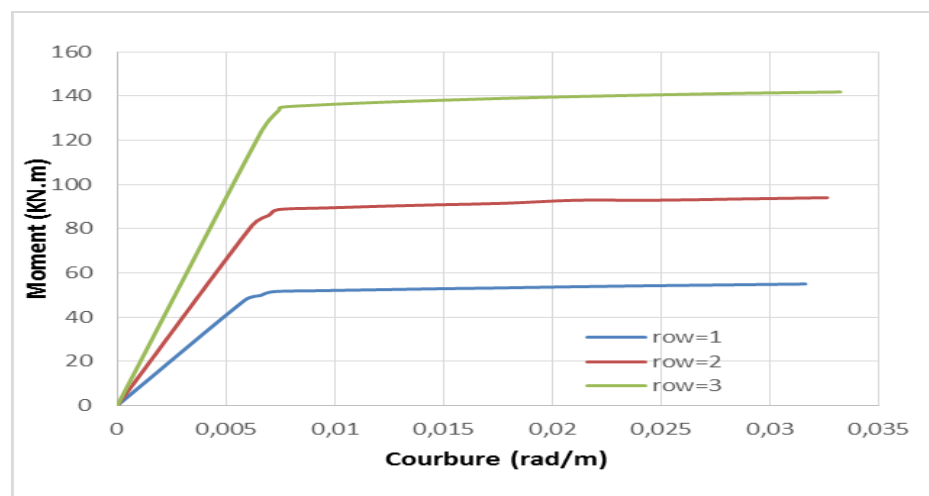


Figure IV.27 : influence du taux d'acier longitudinale ρ = variable, $B_c = (40 * 40)cm^2$

D'après les Figures (IV.22.23.24.25.26 et 27) de manière générale, la ductilité en courbure des sections augmente avec la diminution du pourcentage d'armatures longitudinales.

IV.4.3 Effets des caractéristiques géométriques :

Les dimensions des sections de coffrages sont très souvent guidées par des considérations architecturales. Elles conditionnent aussi leur capacité de déformation et de résistance Pour une poutre, la section de coffrage est définie par son épaisseur **b** et par sa hauteur **h**.

IV.4.3.1 Épaisseur de la section de béton :

Pour évaluer l'incidence de la variation de l'épaisseur de la section de béton sur le coefficient de ductilité en courbure, nous faisons varier, dans M-Phi, la valeur de **b** sous effort normal constant, Les sections d'armatures restent constantes, $A_s = A'_s$.

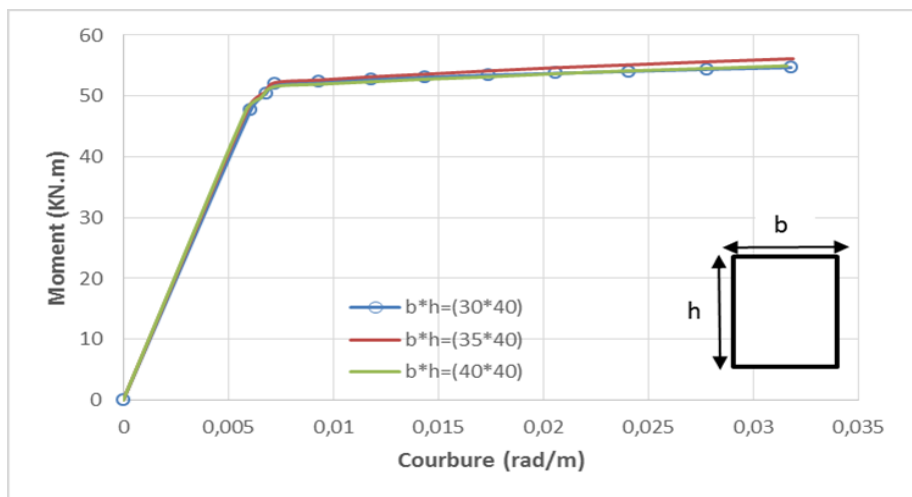


Figure IV.28 influence de la variation de l'épaisseur **b**, $\rho = 1\%$

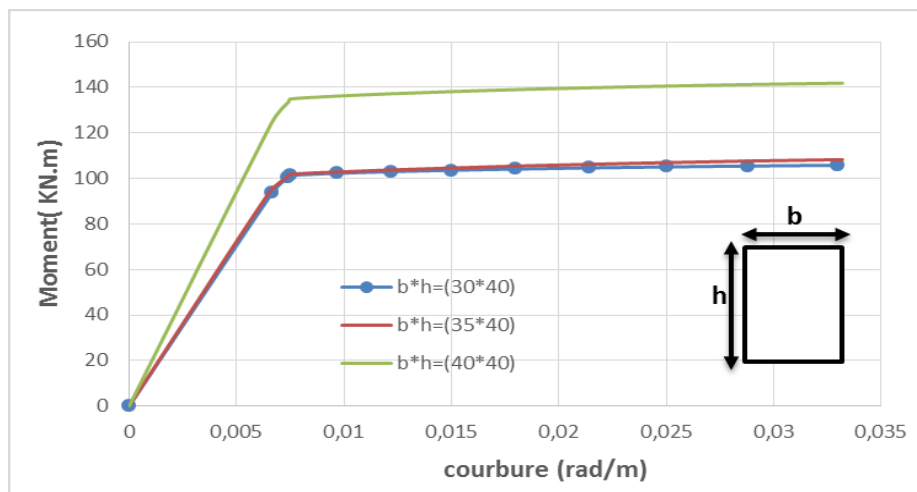


Figure IV.29 influence de la variation de l'épaisseur **b**, $\rho = 3\%$

Les courbes $M-\Phi$ (Figures IV.28 et 29) montrent bien que la déformabilité et que la ductilité en courbure augmentent avec l'accroissement de l'épaisseur de la section de béton. En fait, la variation de l'épaisseur s'est faite avec une section d'armatures constante et à effort normal constant. En réalité, le taux de compression ν_d ainsi que les pourcentages d'armatures diminuent avec l'augmentation de \mathbf{b} . Cette variation de plusieurs paramètres en même temps montre qu'une section de béton armé peut voir sa déformabilité accentuée tout en diminuant son pourcentage géométrique d'armatures et sans perte de résistance.

IV.4.3.2 Hauteur de la section de béton :

Pour évaluer l'incidence de la variation de la hauteur de la section sur le coefficient de ductilité en courbure, nous faisons varier la valeur de \mathbf{h} sous effort normal constant avec des sections d'armatures tendues et comprimées constantes telles que $A_s = A'_s$

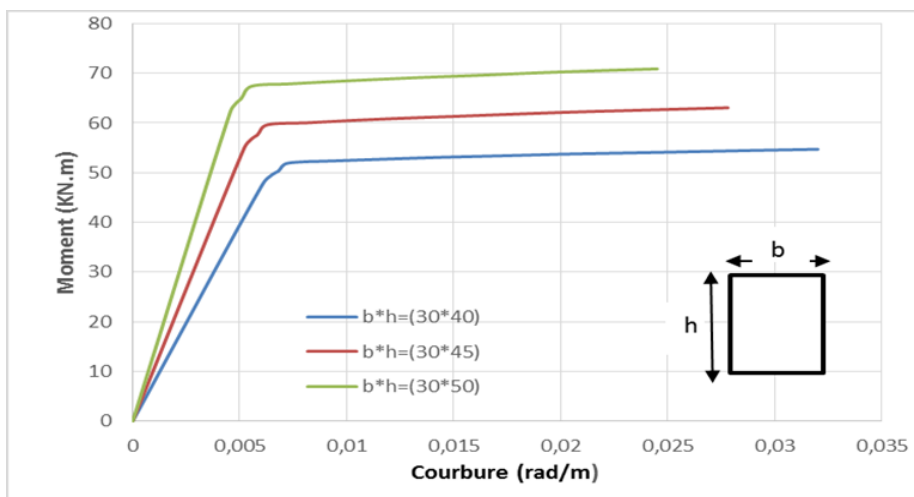


Figure IV.30 : influence de la variation de la hauteur \mathbf{h} , $\rho= 1\%$

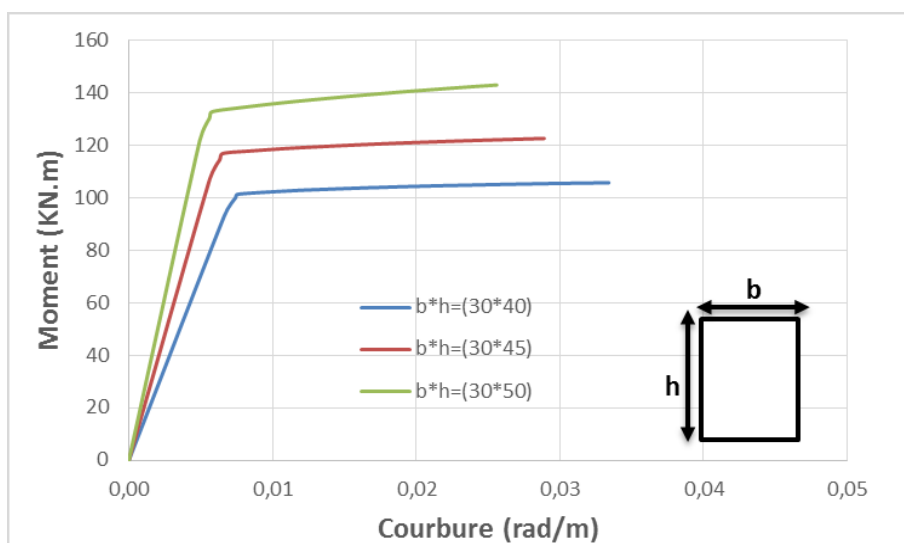


Figure IV.31 : influence de la variation de la hauteur \mathbf{h} , $\rho= 3\%$

Les courbes $M-\Phi$ (Figures IV.30 et 31) traduisent bien que la ductilité en courbure augmente très légèrement avec la hauteur de la section de béton, mais dans une proportion moindre comparée avec la variation de l'épaisseur de la section.

IV.5 Conclusion

Les résultats montrent que la ductilité en courbure μ_ϕ d'un élément de béton armé:

- la ductilité en courbure diminue très légèrement avec l'accroissement du taux d'acier longitudinal
- La différence entre les éléments poutres et poteaux est l'existence de l'effort normal pour ces derniers. Ainsi, le taux de l'effort normal est un paramètre important à considérer et à faire varier dans les essais. Parmi les études les plus récentes dans ce domaine,
- la ductilité en courbure augmente très légèrement avec la hauteur de la section de béton, mais dans une proportion moindre comparée avec la variation de l'épaisseur de la section.

Conclusions générales:

Dans ce travail nous avons étudié des facteurs qui influent sur la ductilité en courbure des éléments principaux de structure en béton armé (poteaux et poutres).

nous avons pu extraire les principales grandeurs qui influent de manière favorable ou défavorable sur la ductilité en courbure :

- Un taux d'acier longitudinal important permet de garantir une résistance flexionnelle aux courbures élevées.
- l'effort normal diminue la résistance et la ductilité des sections en béton confiné notamment si le taux d'acier transversal et la résistance nominale du béton sont faibles, il arrive que les poteaux ainsi conçus n'atteignent même pas la capacité flexionnelle théorique des sections non confinées.
- la ductilité en courbure augmente très légèrement avec la hauteur de la section de béton, mais dans une proportion moindre comparée avec la variation de l'épaisseur de la section.

Finalement, la ductilité est une propriété importante à considérer, et la conception des poteaux et des poutres n'est jamais complète sans la prise en compte de cet aspect. d'où le but de cette recherche.

Références Bibliographiques

- [1]: RPA-99/v2003. Règles parasismiques Algériennes 1999 - Version 2003. DTR-BC 248-CGS, Alger, 2003.
- [2]: Calcul Dynamique des Structures « CLOUGH et PENZIEN.1985.pp 52-59.»
- [3]: Amr S. Elnashai and Luigi Di SarnoAmr , “Fundamentals of earthquake engineering”, wiley and Sons, New York, 2008This edition first published 2008, John Wiley & Sons.
- [4]: V.Gioncu, ‘Framed structures. Ductility and seismic response. General Report’, Journal of Constructional Steel Research, 55 (2000) pp.125-154.
- [5]: Catherine. Doneux, ‘Etude du Mécanisme de Transfert des Flexions à la Jonction Poteau Poutre dans les Structures en Portiques Mixtes Soumises à Une Action Sismique’ ,Thèse de Doctorat, Université de Liège, 2001-2002.
- [6] : Y. Lu, H. Hao, P.G. Cary dis, H.Mouzakis, 'Seismic performance of RC frames designed for three different ductility levels' Engineering Structures 23 (2001), pp.537-547.
- [7]: Lee D., mandel and brun . "Estimation of system-level ductility demands for multistory structures". Engineering Structures, vol. 19, N° 12, pp. 1025-1035.
- [8]: ALEM. T, Influence des dimensions du bâtiment sur la valeur de la période (cas des structures auto-stable), Mémoire de magister, université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Novembre 2009.
- [9]: Boumekik Ahmed, Analyse Pushover des Structures en Béton Armé -Théorie de l’endommagement, Rapport annuel du projet de recherche, Université de Batna, 2006
- [10]: Eurocode 2, EN 1992-1-1, *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, Brussels, 2004.
- [11]: Omar CHAALLAL, Structures en béton armé ,Calcul selon la norme ACNOR A23.3-04 2e ÉDITION.
- [12] : RIMA BENIDIR, Thème Magister Etude de poteaux élancés en béton armé soumis à un chargement excentré, Université de Constantine 1 ; 2015.
- [13] : Khuong LE NGUYEN, THÈSE LE GRADE DE DOCTEUR Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes L’INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUÉES DE LYON.
- [14] : KAHIL Amar , THESE DE DOCTORAT Évaluation de la performance sismique des structures en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique ; Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU.

[15] : Freydoon REZAIE , THESE DE DOCTORAT , ETUDE DU COMPORTEMENT EN FLEXION DE POUTRES EN BETON ARME CORRODE: MODELISATION MOMENT-COURBURE MODIFIEE PRENANT EN COMPTE LE RAIDISSEMENT EN TRACTION DU BETON FISSURE ; Université des Sciences et Technologies de Lille, le 29 Juin 1999.

[16] : N.A.A. Deeb, ‘Ductility of Eccentrically Loaded Spirally Confined Reinforced Concrete Columns’, MSc Thesis, University of Jordan, Amman, September 1994.

[17]: R. Park, P. Paulay , ‘Reinforced Concrete Structures’, John Wiley and Sons, New York, 1975.

[18]: Marie-Josée Houde, modélisation de poutres en béton armé endommagées par chargements cycliques comportement en flexion et en cisaillement, mémoire présenté à la faculté des études supérieures de l’université laval dans le cadre du programme de maîtrise en génie civil, MARS 2007.

[19]: J.L.Tanner N.J.Everard. Reinforced Concrete Design. Schaum’s Outline Series. Schaum’s, 1987.

[20]: T.Pauley M.J.N Priestley. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. Jhon Willey and Sons, 1992.

[21]: T.Pauley R.Park. Reinforced Concrete Structures. Jhon Willey and Sons, 1975.

[22]: Andrew Whittaker. Reinforced concrete structures. CIE 525, Module 04 :pp. 1–21, 2000.

Résumé

la ductilité est un élément principal surtout pour les structures soumissent aux séismes son importance se traduit par l'absorption des forces sismiques, après l'état élastique et ceci donne indication des dégâts dans l'élément structural sans avoir être détruit brusquement, c'est pour cela elle joue un rôle d'avantage .

Dans ce travail on a étudié l'influence de quelque variation paramétrique sur les éléments structurels (poteaux , poutres) en béton armé .

En utilisant la méthode de moment-courbure ,des résultats de simulation présentes à l'aide du module (M-phi SD section) suivant le logiciel analyse de l'établissement sap2000 v 14.

ملخص

ان المطاوعة (ductilité) عنصر مهم وخاصة للمنشآت المعرضة للزلازل. وأهميتها تكمن في أنها تمتص قوى الزلازل بعد مرحلة المرونة وهذا يعطي مؤشر على حدوث أضرار في العنصر الإنشائي دون انهياره المفاجئ. ولهذا فهي تلعب دور ايجابي وفي هذا العمل قمنا بدراسة تأثير بعض المتغيرات على العناصر الانشائية أعمدة وعوارض الخرسانية باستعمال طريقة العزم والانحناء واستعملنا لهذا مقياس تصميم المقاطع (SD SECTION) التابع لبرنامج التحليل الانشائي (SAP2000 V 14).

Abstract

The ductility is an important element especially for earthquake-prone structures. Its importance is that it absorbs the forces of earthquakes after the elastic phase. This gives an indication of damage to the structural element without its sudden collapse. Therefore, it plays positive. In this work we studied the effect of some variables on structural elements. Concrete use The torque and bending method is used for the SD SECTION of the Structural Analysis Program (SAP2000 V 14).