

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abou Bekr Belkaid
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du Diplôme
De Master en Génie Civil
Option : Structure
Thème

**Étude de l'influence des variations
géométriques sur la loi moment courbure
d'une section d'une pile de pont**

Présenté Septembre 2020 par :

M^{elle} AICHI Soumia

M^{elle} GHERMAOUI Manel

Devant le Jury composé de :

M. GHAZALI .S

Présidente

M. MEJAHED .A

Examinatrice

M^r.BENYAOUB.A

Encadrant

M^r.MAACHOU.O

Co. Encadrant

2019-2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

REMERCIEMENTS

Nous remercions d'abord le bon DIEU le tout puissant qui nous a guidées et nous donné la force et la volonté de réaliser cette modeste recherche

Nous remercions les plus sincères

À nos directeurs de recherche Mr BENYAOUB.A , Mr MAACHOU .O et Mr BELBACHIR .A pour leurs encadrement qui nous a été plus que précieux, pour leurs assistance et leurs conseils inestimables.

Aux membres du jury pour avoir eu la bienveillance d'examiner et de corriger ce modeste travail de recherche

Nous remercions tous les enseignants du département de génie civil pour leurs aides, leurs expériences et surtout pour les encouragements.

Enfin, nous remercions toutes les personnes qui, de près ou de loin, ont contribué à l'élaboration de ce mémoire

DEDICACE

Je dédie ce travail à mes parents et mon frère Charef Eddine

A toute la famille GHERMAOUI

Aussi ma copine Hanane Anissa Cherif pour tout leurs soutiens et encouragements.

GHERMAOUI MANEL

Je dédie ce travail

À mes très chers parents que pour chaque instant de bonheur qu'ils m'ont procuré.

À mes sœurs, mes frères et toute ma famille.

A mon voisin Hamel Walid.

À tous mes amis (es) en particulier les Queens .

A toute ma promotion du Département de Génie Civil

Et tous les enseignants du Département de Génie Civile

AICHI SOUMIA

RESUME

Les récents tremblements de terre ont affecté les ponts qui se sont produits ces dernières années certaines régions du monde ont causé d'énormes pertes en vies humaines et en bien matériels. Ils engendrent non seulement des dommages importants sur les structures mais également des impacts importants sur la vie socio-économique d'un pays. Ces événements ont permis aux ingénieurs de génie parasismique de comprendre le problème car il a mis en évidence sa faiblesse dans l'effondrement des piliers, qui sont au cœur de la stabilité des ponts

Ce thème de recherche aborde principalement deux problématiques.

- La cause de rupture de pile et la connaissance du premier matériau qui se plastifie
- Une étude de l'influence des variations géométriques sur la loi de moment courbure.

Dans un premier temps, en se basant sur des résultats expérimentaux de la littérature, le premier objectif est de mettre en exergue la présence de la cause principale de la rupture de pile de pont.

Par la suite, on a étudié l'influence de quelque variation géométrique sur la pile de pont en béton armé. En utilisant la loi de moment-courbure, des résultats de simulation sont présentés sous $(M - \phi)$ suivant le logiciel XTRACT ou USC-RC.

Mots-Clés : Moment -courbure, ductilité, piles de pont, rotule plastique, états limites

ملخص

أثرت الزلازل على الجسور في السنوات الأخيرة في عدة أماكن من العالم خسائر بشرية و مادية ضخمة هي لم تولد ضرراً هاماً للمنشآت فقط بل أحدثت تأثيراً هاماً في الحياة الاقتصادية و الاجتماعية للبلاد ، هذه الأحداث سمحت لمهندسي الزلازل من فهم المشكل حيث أبرزت لنا نقطة ضعفها في الانهيار المتمثل في أرصفتها التي تعتبر قوة استقرار الجسور

هذا البحث يتناول موضوعين :

- سبب انهيار الجسور ومعرفة المادة الأولى الملدنة
- دراسة تأثير الاختلافات الهندسية على قانون الانحناء اللحظي

في البداية، بناءً على النتائج التجريبية من الأدبيات، يتمثل الهدف الأول سبب انهيار أرصفة الجسور

بعد ذلك تم التحقيق في تأثير بعض الاختلافات الهندسية على رصيف الجسر الخراساني المسلح باستخدام طريقة الانحناء اللحظي، تظهر نتائج المحاكاة باستخدام برنامج XTRACT أو USC-RC

الكلمات المفتاحية: لحظة -انحناء ، ليونة ، أعمدة جسر ، مفصلات بلاستيكية ، حالات حد

ABSTRACT

The recent earthquakes have affected bridges in recent years and some regions of the world have caused enormous loss of life and property. They not only cause significant damage to structures but also have major impacts on the socio-economic life of a country. These events have enabled earthquake engineers to understand the problem as it has highlighted its weakness in the collapse of pillars, which are the basis for stability

This research theme mainly addresses two issues:

- The cause of rupture and the knowledge of the first material that plasticizes.
- A study of the influence of geometrical variations on the law of *Moment curvature*.

First, based on experimental results from the literature, the first objective is to highlight the presence of the main cause of bridge pier failure

Subsequently, the influence of some geometrical variation on the reinforced concrete bridge pier was studied. Using the moment-curvature method, the simulation results are presented using the module (M - phi) of the XTRACT or USC-RC software.

Keywords: Moment -curvature, ductility, bridge piers, plastic hinge, limit states

TABLE DES MATIRES

REMERCIEMENTS	i
Dédicace.....	ii
Résume	iii
ملخص.....	iv
Abstract	v
Table des matires.....	vi
Liste des figures.....	viii
Liste des tableaux.....	xii
Notation.....	xiii
INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I RECHERCHES BIBLIOGRAPHIQUE	2
I.1 Introduction :	4
I.2 Séismes et pathologies associées aux ponts :	4
I.2.1 Dommages sismique de ponts :	4
I.2.2 Fissure et mode de rupture des piles de pont :	6
I.2.2.1 Fissure :	6
I.2.2.2 Modes de rupture :	6
i) Rupture par flexion :	7
ii) Rupture par cisaillement :	7
iii) Rupture par flexion-cisaillement combinée :	8
I.2.3 Dommages subis par les ponts :	9
I.2.4 Causes d'effondrement des ponts :	11
I.2.4.1 Rupture par manque d'armature de confinement :	11
I.2.4.2 Ruptures par glissement des barres chevauchées :	14
I.2.4.3 Rupture par manque d'armature longitudinal :	16
I.2.4.4 Rupture par cisaillement :	17
I.2.5 Principaux dommage observe lors du séisme de Boumerdes du 21 mais2003 :	18
I.3 Définitions états limites d'une pile de pont.....	20
I.4 États limites qualitatifs et quantitatifs :	23
I.4.1 États limites qualitatifs :	24
I.4.2 États limites quantitatifs :	25
I.5 Essai expérimentaux sur les piles des ponts :	26
I.6 Conclusion :	28
Chapitre II Notion de base et principe de conceptions de la PILE DE pont	7
II.1 Introduction :	35
II.2 La ductilité :	35

II.2.1 Généralités sur la ductilité :	35
II.2.1.1 Notion sur la ductilité :	35
II.2.1.2 Relation déformabilité ductilité :	35
II.2.1.3 Relation « Ductilité-Fragilité » :	36
II.2.1.4 Facteur de ductilité :	37
II.2.1.5 Différents types de ductilité :	37
i) La ductilité de déformation (ductilité du matériau) :	38
ii) La ductilité de courbure (ductilité locale) :	39
iii) La ductilité de déplacement (ductilité globale):	40
iv) La ductilité de rotation :	40
v) La ductilité énergétique :	40
II.2.1.6 Relation entre les différents types de ductilités :	40
II.2.1.7 Classe de ductilité :	42
II.2.1.8 Facteurs influençant la ductilité :	43
<i>II.3 Rotule plastique</i> :	43
II.3.1 Les mécanismes de ruines :	44
II.3.2 Longueur de la rotule plastique dans la littérature :	45
<i>II.4 Force-Déplacement</i> :	46
II.4.1 Déplacement élastique Δy :	47
II.4.2 Déplacement plastique Δp :	49
<i>II.5 La rotation d'une section en béton armé</i>	51
II.5.1 Rotation plastique :	51
II.5.2 Rotation ultime :	51
<i>II.6 Conclusion</i>	52
Chapitre III Méthode d'analyse de la section (loi de moment -courbure)	43
<i>III.1 Introduction</i> :	50
<i>III.2 Loi de comportement</i> :	50
III.2.1 Matériaux-EC2 :	50
III.2.1.1 Acier-EC2 :	50
III.2.1.2 Béton-EC2.....	51
III.2.2 Matériaux- BAEL :	54
III.2.2.1 Acier-BAEL :	54
III.2.2.2 Béton –BAEL :	55
<i>III.3 Définition de courbure</i> :	58
<i>III.4 Moment résistant ultime MRd</i> :	59
<i>III.5 Relation moment courbure</i> :	60
<i>III.6 Loi de moment-courbure simplifié en béton armé</i> :	60
III.6.1 Moment-courbure élastique :	61
III.6.2 Moment-courbure plastique :	61
III.6.3 Moment-courbure ultime :	62
<i>III.7 Conclusion</i> :	56
Chapitre IV Investigation numérique et comparative	75
<i>IV.1 Introduction</i> :	57

<i>IV.2 Etude comparative entre les résultats numérique et ceux expérimentaux.....</i>	<i>57</i>
IV.2.1 Base des données des tests réalisés :.....	57
IV.2.2 Présentation et description des spécimens :.....	57
IV.2.3 Propriétés des matériaux utilisés :.....	59
IV.2.4 La loi de Moment-Courbure déterminée avec logiciel XTRACT de la pile	61
IV.2.5 Comparative entre les résultats expérimentaux et numériques :.....	64
<i>IV.3 Etude numérique de l'influence de variation des paramètres sur la ductilité en courbure :.....</i>	<i>65</i>
IV.3.1 Effet de taux des armatures longitudinales.....	66
IV.3.2 Effet des caractéristiques géométriques.....	67
IV.3.3 Effet de la force normale de compression :.....	68
IV.3.4 Effet de la limite élastique d'acier longitudinal :	69
IV.3.5 Effet L'espacement de l'acier transversal :	70
IV.3.6 Effet de la Forme de l'armature transversale :	71
IV.3.7 Effet d'enrobage :	72
IV.3.8 Effet de diamètre du renforcement transversal	73
IV.3.9 Effet de diamètre du renforcement longitudinal :.....	74
IV.3.10 Effet de la résistance de béton sur la ductilité :.....	75
<i>IV.4 Etude des piles de pont de GHAZAOUET :.....</i>	<i>76</i>
IV.4.1 Information générales sur les piles de pont de GHAZAWET.....	77
IV.4.2 Moment courbure des sections des piles par logiciel USC-RC :	79
IV.4.2.1 Effet de type de section :	79
IV.4.2.2 Effet d'élanement de la pile :.....	82
<i>IV.5 Conclusion :.....</i>	<i>83</i>
Conclusion générale.....	85
Référence bibliographique.....	86

LISTE DES FIGURES

Figure 1 : Exemples : dommages de ponts à la suite de séismes.	2
Figure 1.1:Actions sismiques sur les ponts . [9]	4
Figure 1.2 :Endommagements de pile de pont lors du tremblement de terre de taiwan en 1999	5
Figure 1.8:Rupture en cisaillement des piles de pont (San Fernando en 1971)	8
Figure 1.9 : Rupture en flexion-cisaillement des piles de pont de la Hanshin expressway (Kobe, 1995). [10].....	9
Figure 1.10 : Rupture d'une pile en flexion-cisaillement (Kobe, 1995) [10]	9
Figure 1.11 : Exemples des dommages de ponts après quelques séismes récents	10
San Fernando 1971	LomaPrieta 1989
	12
Figure 1.12 : Rupture par manque de confinement [10]	12

Figure 1.13 : Rupture par manque d'armatures transversales lors du séisme de Northridge 1994. [8]	12
Figure 1.14 : Rupture de l'armature à la base d'une colonne (San Fernando 1971).[10]	13
Figure 1.15 : Confinement de béton [41]	13
Figure 1.16 : Effet de l'espacement du ferrailage transversal sur l'efficacité du confinement [15]	14
Figure 1.17 : Le chevauchement des barres dans la zone de la formation de la rotule plastique [3]	15
Figure 1.18 : Rupture d'une pile possédant un joint de chevauchement lors séisme de Hyogo-Ken Nambu[16]	15
Figure 1.19 : Rupture par perte d'ancrage des barres dans la zone de recouvrement (zone de rotule plastique) suite au séisme de Loma Prieta en 1989.[16]	16
Figure 1.20 : Rupture par manque de ductilité à la base de la pile durant le séisme de Kobe en 1995.[8]	16
Figure 1.21: Rupture de piles de pont par cisaillement lors du séisme de Northridge,1994.[10]	18
Figure 1.22 : Affaissements des chaussées.	19
Figure 1.23 : Ouvertures des joints de chaussées.	19
Figure 1.24 : Endommagement des bloqueurs de déplacements latéraux.	19
Figure 1.25 : Déplacements et translations des poutres des tabliers.	20
Figure 1.26 : Endommagement des appareils d'appuis.	20
Figure 1.27 : Dommages en fonction de moment courbure	21
Figure 1.28 : Fissuration de béton. [4]	21
Figure 1.29: Eclatement de béton dans la zone de recouvrement. [5]	22
Figure 1.30 : Représentation du flambement d'une barre d'armature	22
Figure 1.31 : Flambement des barres longitudinales. [4]	23
Figure 1.32 : Flambement des barres longitudinales. [25]	23
Figure 2.1 : Courbe charge – déplacement.[26]	35
Figure 2.2 : Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé [28]	36
Figure 2.3 : Comportement d'un élément ductile et fragile [28]	36
Figure 2.4 : Comportement « ductile et fragile » [29]	36
Figure 2.5 : Facteur de ductilité. [34]	37
Figure 2.6 : Relation entre les niveaux de ductilité [29]	41

Figure 2.7 : la relation entre la ductilité globale (μ_{Δ}) et la ductilité locale (μ_{ϕ}) [36]	42
Figure 2.8 : Classe de comportement des éléments	42
Figure 2.9 : Modèle générale et localisation de rotules plastiques	44
Figure 2.10 : Rupture par formation des rotules plastiques aux pieds des poteaux [39]	44
Figure 2.11 : Rupture des piles lors du séisme de Kobé 1995 en Jabon	45
Figure 2.12 : la position de rotule plastique	46
Figure 2.13 : Courbe Force-Déplacement [41]	47
Figure 2.14 : Déformée de la pile de pont [3]	47
Figure 2.16 : Définition des paramètres servant au calcul de L_p	50
Figure 2.17 : Rotation d'un élément de construction	51
Figure 3.1: Diagramme contrainte-déformation générale d'acier-EC2	51
Figure 3.2 : Diagramme parabole rectangle-EC2.	52
Figure 3.3 : Diagramme bilinéaire-EC2.	52
Figure 3.4 : Diagramme rectangulaire simplifié-EC2.	52
Figure 3.5: Pivot A, B, C-EC2.	54
Figure 3.6: Diagramme contraintes-déformation de l'acier selon BAEL.....	54
Figure 3.7 : Diagramme parabole-rectangle-BAEL.	55
Figure 3.8 : Diagramme rectangulaire simplifié –BAEL.	55
Figure 3.9: Pivot A, B, C-BAEL	56
Figure 3.10 : Pivot A-BAEL	56
Figure 3.11 : Pivot B-BAEL	57
Figure 3.12: Pivot C-BAEL	57
Figure 3.14 : Déformation d'un élément fléchi [49]	58
Figure 3.15 : Equilibres de section relatifs à la définition de la loi moment-	58
Figure 3.16 : Courbure d'une section rectangulaire soumise à une flexion (N : compression $N < 0$; $\epsilon_c < 0$).....	59
Figure 3.17 : Section rectangulaire soumis à la flexion simple l' ELU.[54].....	59
Figure 3.18 : Loi Moment courbure [41]	60
Figure 3.19: Les courbes moment- courbure réelles et idéalisées dans les sections fissurées [15] ...	61

Figure 4.1 : L'échantillon d'essais « CARREA FRANCESCO 2010 »	58
Figure 4.2 : Détails de ferrailage de pile	58
Figure 4.3 : Échantillon d'essai : semelle, colonne, superstructure	59
Figure 4.4 : courbe contraintes-déformation d'acier longitudinal	60
Figure 4.5 : courbe contraintes-déformation d'acier transversal.....	60
Figure 4.6 : courbe contrainte-deformation pour le béton.....	61
Figure 4.7 : courbe moment courbure expérimental.....	62
Figure 4.8 : Courbe de moment courbure numérique à l'aid logiciel XTRACT.....	62
Figure 4.9 : Interface du code USC-RC.	63
Figure 4.10 : Modèle de béton de la pile.	63
Figure 4.11 : Modèle de l'acier de la pile.....	64
Figure 4.12 : Diagramme de moment-courbure.	64
Figure 4.13 : Moment courbure expérimentale et numérique	65
Figure 4.14 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de pourcentage d'acier longitudinale.....	66
Figure 4.15 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de La section du béton	67
Figure 4.16 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de la force normale de compression	68
Figure 4.17 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de la limite élastique (f_y) des armatures longitudinales.....	70
Figure 4.18 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de l'espacement de l'acier transversal	71
Figure 4.19 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de la forme de l'armature transversale.....	72
Figure 4.20 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation d'enrobage.....	73
Figure 4.21 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de diamètre du renforcement transversal	74
Figure 4.22 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation du diamètre des armatures longitudinales	75
Figure 4.23 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de f_c	76

Figure 4.24 : Profil en long de pont de GHAZAWET	77
Figure 4.25 : Les deux types des sections des piles de ce pont	78
Figure 4.26 : Dispositions des armatures -Section plein	79
Figure 4.27 : Dispositions des armatures - section creuse-.....	79
Figure 4.28 : Interface de code USC-RC (section pleine)	80
Figure 4.29 : Interface de code USC-RC (la section creuse).....	80
Figure 4.30 : Modèle de béton et acier de la pile	81
Figure 4.31 : Courbe de moment-courbure des deux sections.....	81
Figure 4.32 : Interface de code USC-RC (la section creuse pile 3)	82
Figure 4.33 : Moment-courbure des 3 sections en différentes hauteurs	83

LISTE DES TABLEAUX

Tableaux 1.1 : Classement des dommages les plus représentatifs sur des ponts [8]	5
Tableaux 1- 2 : Définition des états d'endommagements, selon Hose et Seible.....	24
Tableaux 1.3 : Etats limites, selon Dutta et Mander 1998	25
Tableaux 1.4 : Etats limites, selon Hwahg et Coll	26
Tableau 2.1 : Types de ductilité [29,30].....	37
Tableaux 2.2 : ductilité courbure base sur des résultats expérimentaux [32]	39
Tableaux 2.3 : Classes de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement [33].....	43
Tableaux2.4 : Équations de la longueur de rotule plastique selon différents auteurs et l'eurocode	46
Tableau 2.5 : le déplacement élastique et plastique dans les cas des piles	50
Tableaux 3.1: Propriétés des armatures de béton armé.	50
Tableau 4.1 : Caractéristiques de pile.....	59
Tableau 4.2 : Propriétés mécaniques des aciers longitudinal et transversal	59
Tableau 4.3 : propriété de béton.....	61
Tableau 4.4 : Influence de taux acier longitudinale	66
Tableau 4.5 : Influence de la variation de diamètre de section	67
Tableau 4.6 : Influence de la force de compression sur la ductilité en courbure	68

Tableau 4.7 : Influence l'élite élastique des armatures longitudinale sur la ductilité en courbure..	69
Tableau 4.8 : Influence de l'espacement de l'acier transversal sur la ductilité en courbure	70
Tableau 4.9 : Influence la forme de l'armature transversale sur la ductilité en courbure	71
Tableau 4.10 : Influence d'enrobage sur la ductilité en courbure	73
Tableau 4.11 : Influence de diamètre du renforcement transversal sur la ductilité en courbure	74
Tableau 4.12 : Influence de diamètre du renforcement longitudinale sur la ductilité en courbure	74
Tableau 4.13 : L'influence de résistance de béton sur la ductilité en courbure	75
Tableau 4.14 : L'hauteur et type de section de chaque pile de pont	77
Tableau 4.15 : L' hauteur max des deux types des sections	78
Tableau 4.16 : Armatures longitudinale de deux types des sections des piles.....	78
Tableau 4.17 : Armatures transversales de deux types des sections des piles.....	78
Tableau 4.18 : La hauteur des différentes piles en section creuse.....	82

NOTATION

f_y	limite élastique
E_s	module d'élasticité
f_{cd}	Contrainte de compression du béton
f_{ck}	Résistance caractéristique du béton à 28 jours
ϵ_c	la déformation atteinte pour la contrainte maximale
ϵ_{c2}	Déformation de pic correspondant à f_{cd}
ϵ_{cu2}	la déformation ultime
γ_s	le coefficient de sécurité
μ_ϵ	ductilité de déformation
ϵ_u	déformation ultime
ϵ_y	déformation à la fin de la phase élastique
μ_ϕ	ductilité de courbure
ϕ_u	courbure ultime de la section
ϕ_y	courbure à la fin de la phase élastique
μ_Δ	ductilité de déplacement
Δ_u	déplacement ultime
Δ_y	déplacement à la fin de la phase élastique
θ_u	rotation ultime
θ_y	rotation à la fin de la phase élastique
μ_E	ductilité énergétique
E_u	énergétique ultime

E_y	énergétique à la fin de la phase élastique
q	le coefficient de comportement
L_p	Longueur de rotule plastique
$d = h$	profondeur de la section
$l = L$	distance entre la section de rotule plastique et la section de moment nul
z	Distance de la section critique au point de contre-flexion
d_b	Le diamètre de l'armature longitudinale
P/P_o	Capacité de charge axiale de la section
A_s	Surface de l'armature longitudinale
A_g	Surface de la colonne
F_c	Résistance à la compression du béton
c	Couverture du béton au renforcement
$L_v = M/V$	portée de cisaillement
f_s	la contrainte réelle dans les barres à l'atteinte du moment ultime M_u
L_{eff}	longueur réelle de la colonne
l_{yp}	l'allongement des barres longitudinales à l'intérieur de la fondation.
Δf	déplacement dû à la flexion
Δsh	déplacement du au cisaillement
Δsl	déplacement due au glissement
θ_p	rotation inélastique
M_{Rd}	Moment résistants
b	largeur de la section de béton
d	la hauteur utile de la section de béton
d'	la distance depuis la fibre comprimée extérieure au centre de gravité de l'armature comprimée
A_s	l'aire de la section des armatures tendues
A_{sc}	l'aire de la section des armatures comprimées
x	profondeurs de l'axe neutre
d_g	la distance entre la fibre inférieure et le centre de gravité
y_g	La distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure
$A'_s et A_s$	les sections d'armatures dans les parties supérieures et inférieures de la section.
ρ'	Ration d'acier de traction
ρ	Ration d'acier de compression
n	le coefficient d'équivalence
I_g	l'inertie de la section par rapport à son centre de gravité
c	la position de l'axe neutre
f'_s	la contrainte dans les aciers de compression

INTRODUCTION GENERALE

Le séisme constitue un risque naturel majeur potentiellement très meurtrier et pouvant causer des dégâts importants sur les ponts, ces derniers sont considérés comme des éléments essentiels du système de transport dans le monde entier.

Les piles sont des éléments primaires du système structuraux des ponts de première importance en plus d'être des plus sensibles aux effets des charges latérales, notamment les charges sismiques. Par conséquent, les piles sont au cœur de la performance et de la stabilité structurale des ponts lors d'un séisme majeur.

Les piles des ponts qu'ont été construit avant 1980 ont été conçues sur la base d'exigences sismiques insuffisantes ; des recherches approfondies ont été menées sur le comportement sismique des piles de pont. Ils ont renforcé les ponts en béton après le tremblement de terre de San Fernando en 1971. tandis que les dommages ont été principalement observés dans le pied de pile de pont (zone de formation de la rotule plastique).

La recherche dans le domaine de la construction parasismique constitue un axe particulièrement important pour la prévention du risque sismique. Elle consiste à trouver de nouvelles méthodes et techniques de génie civil permettant aux constructions de résister au mieux aux tremblements de terre. Pour cela, une bonne connaissance du comportement des structures et ouvrages sous sollicitations sismiques est très importante

Problématique :

Le monde a été témoin de tremblements de terre dévastateurs, parmi eux de San Fernando en 1971, de Whittier Narrows en 1987, de Loma Prieta en 1989, de Northridge en 1994, de Kobe en 1995 et de Chili en 2010 ce qui peut avoir des conséquences catastrophiques sur les ponts. Cela est dû à la sensibilité de la pile très fragile lors d'un séisme et ces quelques exemples des dommages survenus dans des ponts, pour chacun des séismes énoncés précédemment, sont illustrés à la figure 1



(a) San Fernando(1971)



(b) Loma Prieta (1989)



(c) Northridge (1994)



(d) Kobe (1995)

Figure 1 : Exemples : dommages de ponts à la suite de séismes.

Lorsque les sollicitations sismiques sont importantes, ajoutées à un manque de ductilité dans les éléments, les ruptures fragiles de piles et endommagement de la culée .À noter que les causes d'une rupture fragile peuvent être l'insuffisance des armatures transversales, la mauvaise exécution de recouvrement dans des zones de grandes déformations ou le flambage d'une barre longitudinale.

La problématique : on peut se poser une question de la façon suivante :

Quelle est la cause principale de flambages des barres longitudinales ?et qu'elle est le premier matériau qui se plastifie ? Et pourquoi ?et quelle solution peut ont pris pour éviter ce phénomène ? (flambages des barres longitudinale) !

INTRODUCTION GENERALE

La réponse à cette problématique n'est pas simple. En l'état actuel des connaissances, le recours aux divers règlements (EC2, EC8 et le RPOA) est indispensable, lesquels sont issus de retours d'expérience, de travaux de recherche et des essais expérimentaux [1], [2], [3], [4], [5], [6].

Objectifs de mémoire :

L'objectif principal de ce projet de recherche consiste à étudier l'influence des variations géométrique sur la loi des moments courbure d'une section de pile de ponts. Cet objectif global est décomposé en objectifs spécifiques, tel que détaillé ci-après :

Objectifs spécifiques :

Les objectifs les plus importants sont les suivants :

- 1 Étudier le phénomène de flambages des barres longitudinales
- 2 Étudier la cause d effondrement de pile de pont
- 3 Étudier l'influence de la variation géométrique sur la ductilité

Quelques objectifs spécifiques secondaires, découlant de ces objectifs, sont résumés-ci- dessous :

- 4 Identifier la notion de ductilité qui permet une déformation importante et une dissipation d'énergie avant l effondrement de structure
- 5 Étudier la formation de la rotule plastique, c'est la base de conception parasismique.
- 6 Dégager l'effet de plusieurs paramètres comme géométrie de section ainsi que l'effet de taux d'armature longitudinale, etc.... sur le comportement de pile de pont

Présentation du mémoire

Après avoir défini la problématique et les objectifs de cette étude, le premier chapitre expose et débute par une description des pathologies essentielles observées sur les piles de pont sous chargement sismique, le deuxième chapitre présente la notion de base et principe de conception de pile de pont, dans le troisième chapitre nous présentons le calcul analytique de la loi de comportement d'une section (loi moment courbure), par la suite dans le chapitre quatre on traite l'aspect numérique, en faisant une comparaison des résultats expérimentaux avec ceux obtenus par analyse numérique. Cette comparaison est axée essentiellement sur la courbe moment - courbure. Les analyses numériques sont réalisées à l'aide du logiciel de

INTRODUCTION GENERALE

calcul XTRACT ou USC –RC. Aussi, l'étude de l'influence de certains paramètres sur la ductilité de pile de pont en béton armé.

Le dernier chapitre, quant à lui porte sur la conclusion générale des résultats obtenus dans cette investigation

CHAPITRE I RECHERCHES BIBLIOGRAPHIQUES

I.1 Introduction :

Les séismes sont parmi les risques naturels les plus meurtriers et génèrent de coûteux dégâts, le monde a été témoin de plusieurs tremblements de terre dévastateurs parmi eux: San Fernando en 1971, à Loma Prieta en 1989, à Northridge en 1994, à Kobe en 1995, ou même à Chili en 2010. Ces tremblements de terre ont affecté de vastes régions urbaines pourvues en abondance d'autoroutes surélevées, de ponts à étages et de ponts supportés par des piles en béton armé.

Au début de ce chapitre, nous allons présenter une étude bibliographique détaillée sur les pathologies associées à la pile de pont sous chargement sismique. Nous présenterons par la suite une cause d'effondrement de pile de pont et les modes de rupture .les paramètres influencent le comportement de pile de pont par des essais sont explicités dans ce chapitre

À la fin de ce chapitre, on essayera de répondre à la question : qu'elle est la cause principale de dégradations de pile de pont ?et qu'elle est le premier matériau qui se plastifie ?

I.2 Séismes et pathologies associées aux ponts :

I.2.1 Dommages sismique de ponts :

Le séisme ou tremblements de terre est un des phénomènes naturels des plus dévastateurs et des structures causant d'énormes dégâts humains et matériels. À cause des effondrements qui se des mouvements du sol qui excitent les ouvrages par déplacement, et par les ruptures fragiles de certains éléments dus au manque de ductilité.

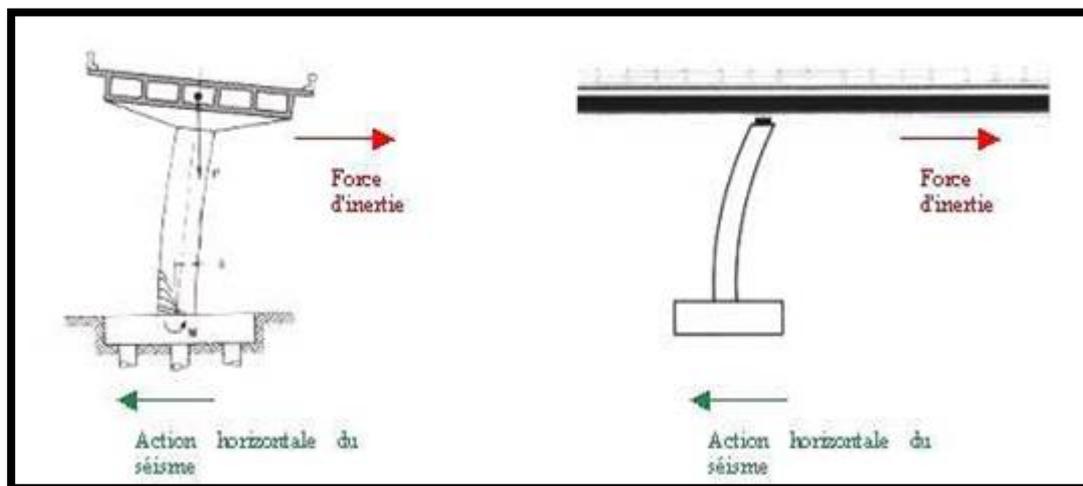


Figure 1.1:Actions sismiques sur les ponts . [9]

CHAPITRE I : RECHERCHES BIBLIOGRAPHIQUES

Les dommages sont reliés au degré de **vulnérabilité** du pont et à l'ampleur des secousses. Sous séisme, les structures sont soumises à des déplacements imposés de leurs fondations. Le tableau 1.1 illustre un classement des dommages [8].



Figure 1.2 : Endommagements de pile de pont lors du tremblement de terre de taiwan en 1999

Tableaux 1.1 : Classement des dommages les plus représentatifs sur des ponts [8]

Classification des dommages	D1	Effondrement	<ul style="list-style-type: none">• Rupture des appareils d'appuis• Perte d'appuis
	D2	Domage majeur	<ul style="list-style-type: none">• Eclatement du béton des piles ou flambement des armatures sur une longueur excédent le diamètre de la pile• Sévères dommages aux appuis articulés
	D3	Domage modéré	<ul style="list-style-type: none">• Eclatement du béton des piles ou fissuration par cisaillement produite sans flambement d'armatures• Domage dans la zone butée-pile• Dommages substantiels des joints
	D4	Domage mineur	<ul style="list-style-type: none">• Aucun danger d'effondrement structural ou réparation facile des dommages• Léger éclatement du béton de pile• Fissure étroite dans les piles• Fissure dans les zone d'appuis articules
	D5	Aucun dommage	

I.2.2 Fissure et mode de rupture des piles de pont :

I.2.2.1 Fissure :

Nous savons que le béton est un matériau quasi fragile, les fissures dans le béton sont causées par les forces de compression, donc cette fissuration affecte le comportement des éléments en béton armé.

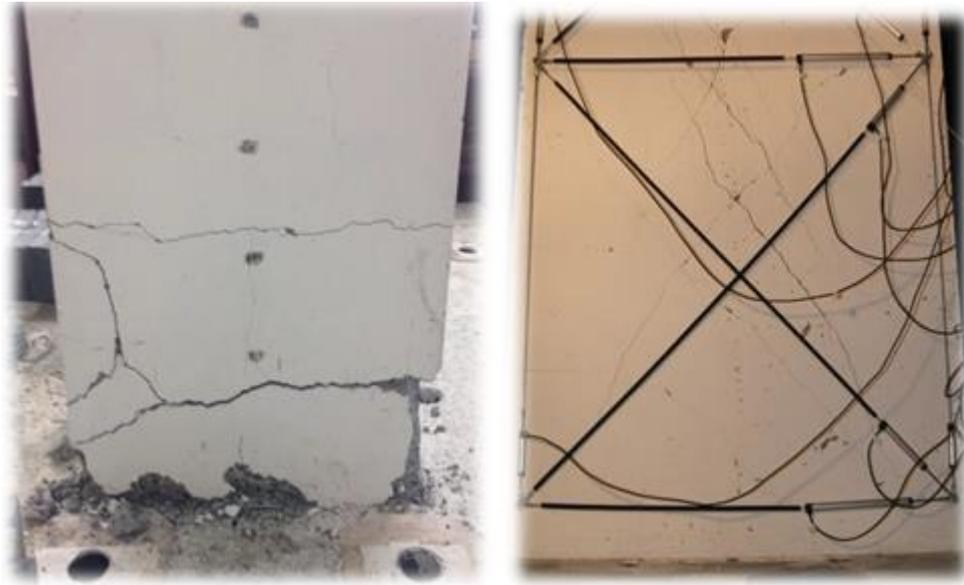


Figure 1.3 : Fissuration verticale et diagonale sur poteaux de l'essai sous charge cyclique [46]

I.2.2.2 Modes de rupture :

Les concepts de ductilité et de rotule plastique étaient inconnus dans la conception parasismique, pour les ponts conçus avant les années 70. Ces méconnaissances de cette mauvaise connaissance scientifique pouvait provoquer à trois modèles de rupture très distincts (flexion / cisaillement / flexion -cisaillement).

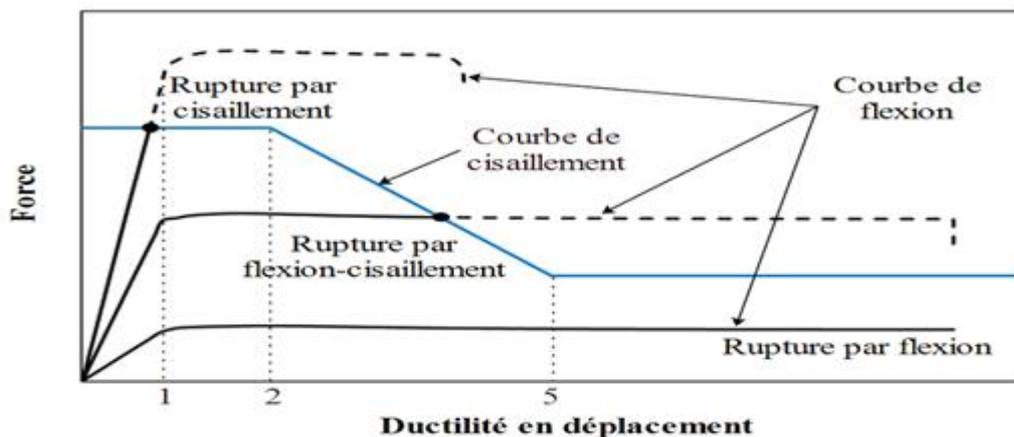


Figure 1.4: Les modes de ruptures [11]

i) Rupture par flexion :

Les ruptures par flexion se caractérisent par la formation de fissures verticales [figure 1.5] provoquée par écrasement du béton ou par rupture des aciers longitudinaux (acier ayant atteint la déformation moyenne ultime). Dans ce cas, la force de cisaillement correspondante à la résistance à la flexion est inférieure à la valeur de cisaillement résiduelle, cette défaillance est meilleure que la suivante [11].

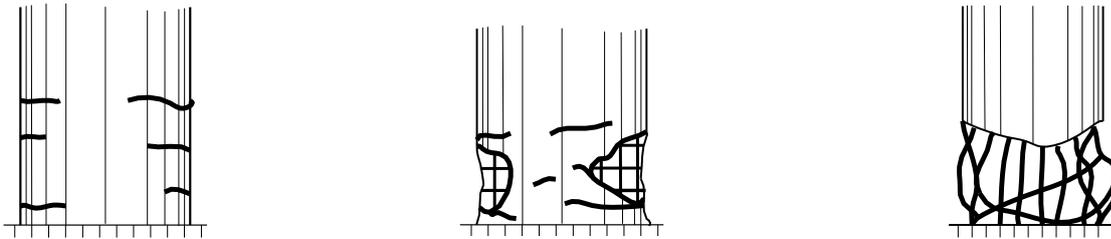


Figure 1.5: Fissuration verticale en flexion des piles de pont

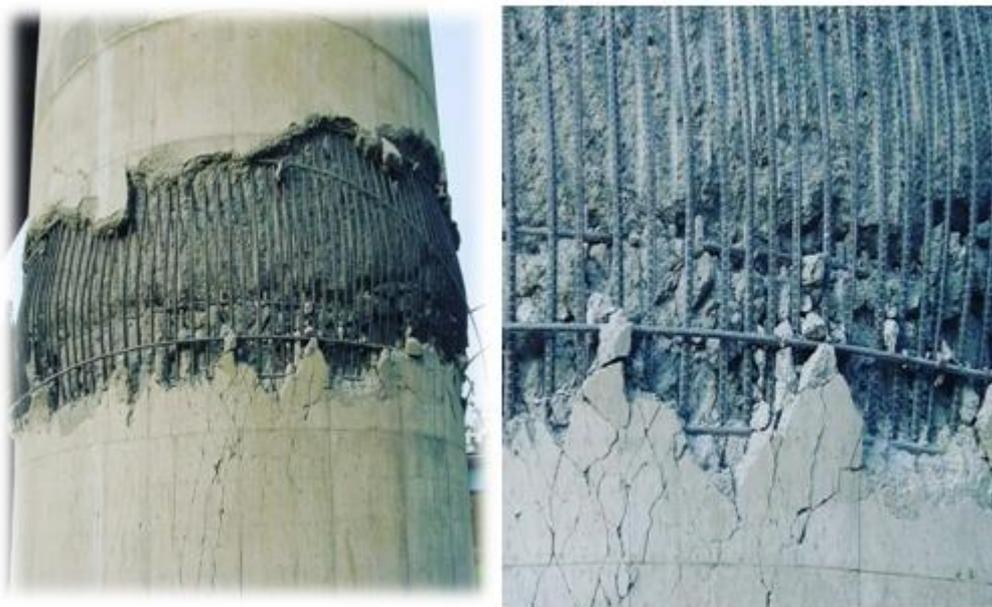


Figure 1.6 : Rupture en flexion des piles de pont a japon

ii) Rupture par cisaillement :

La rupture par cisaillement se produit après flexion se caractérisent par la formation des fissures diagonales dues à la force du cisaillement dépasse la résistance de cisaillement avant la plastification des aciers longitudinaux [figure 1.7].

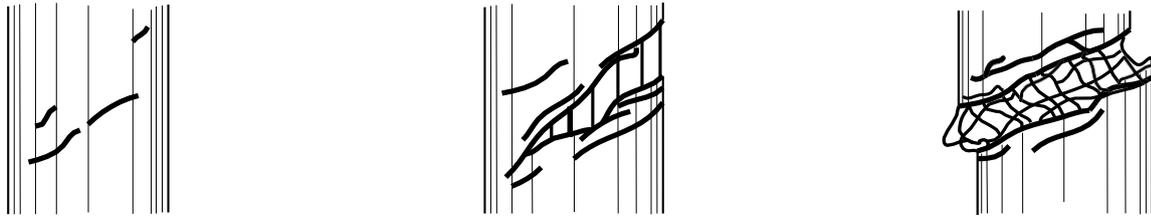


Figure 1.7:Fissuration diagonale en cisaillement de pile de pont

La rupture par cisaillement est une rupture plus critique survient de façons très brutales sans avertissement dû à une mauvaise conception du ferrailage transversal est la principale cause d'une rupture en cisaillement des colonnes soumises à un séisme qui fournit une trop faible contribution à la résistance au cisaillement. On note que l'insuffisance de détails (diamètre, espacement et ancrage) confère à la pile un comportement très sensible au cisaillement [8]. La Figure 1.8 montre une rupture fragile en cisaillement causé par le séisme de San Fernando visiblement à cause du manque d'armature transversale.



Figure 1.8:Rupture en cisaillement des piles de pont (San Fernando en 1971)

iii)Rupture par flexion-cisaillement combinée :

Les ruptures en flexion-cisaillement peuvent survenir lorsque le taux d'armature longitudinale est réduit trop rapidement hors de la zone de rotule plastique (après la plastification des aciers longitudinaux, la résistance au cisaillement diminue avec l'augmentation de la ductilité en raison de la dégradation du béton.)[16] C'est le cas des piles du pont de 18 travées du Hanshin Expressway [Figure1.9et 1.10]. Pour éviter un effondrement brutal, La résistance au cisaillement doit dépasser la résistance à la flexion [13].

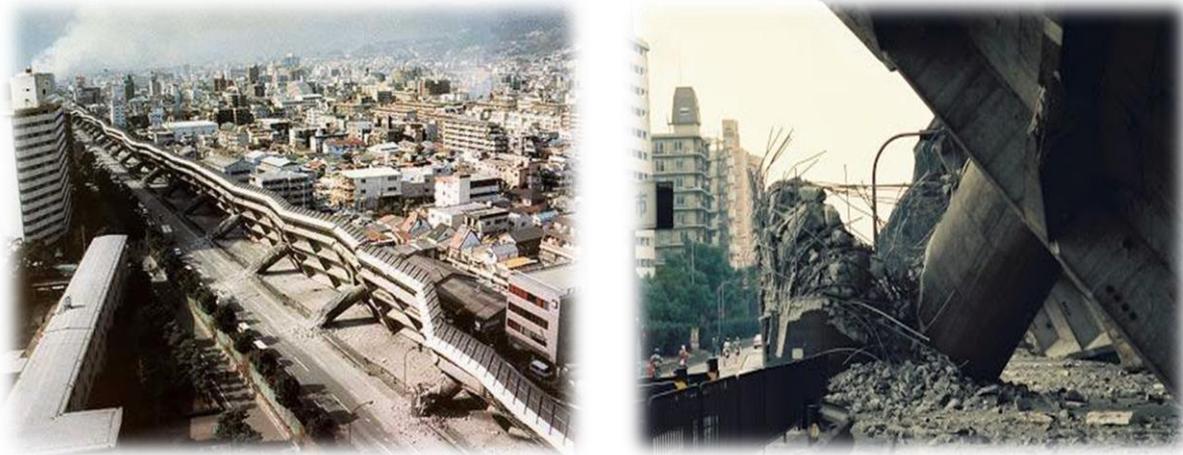


Figure 1.9 : Rupture en flexion-cisaillement des piles de pont de la Hanshin expressway (Kobe, 1995). [10]



Figure 1.10 : Rupture d'une pile en flexion-cisaillement (Kobe, 1995) [10]

I.2.3 Dommages subis par les ponts :

Lors des séismes de San Fernando en 1971, Weather Narrows en 1987, Loma Prieta en 1989, Northridge en 1994, Kobe 1995 et Chili en 2010 [figure 1.11]. De nombreux ponts ont subi des dommages importants sans donner une attention spéciale aux risques sismiques précise que les dommages apparaissent à l'endroit des reprises de bétonnage lorsqu'elles ont été mal réalisées et qu'il n'y a pas ou peu de continuité des armatures. Par conséquent, une insuffisance remarquable dans la résistance de la pile aux charges sismiques



San Fernando en 1971



Whittier Narrows 1987



Loma Prieta 1989



Northridge 1994



Kobé 1995



Chili 2010

Figure 1.11 : Exemples des dommages de ponts après quelques séismes récents

Les piles sont sensibles au dommage de cisaillement et de flambage des armatures longitudinales dues à l'insuffisance des armatures transversales. Ce type de rupture est une cause de l'effondrement lors de tremblement de terre. Cet endommagement est caractérisé par l'éclatement du béton d'enrobage, puis l'apparition de fissures de flexion provoquées par

l'allongement des armatures longitudinales. Enfin, la rupture des armatures transversales et l'écrasement du noyau de béton provoquent le flambement des armatures longitudinales.

Les piles doivent être renforcées de manière adéquate pour empêcher la rupture par cisaillement ou par flexion.

I.2.4 Causes d'effondrement des ponts :

Le problème avec les vieilles constructions en béton armé est que la rotule ne peut pas se former correctement (la résistance de ductilité est insuffisant)adéquatement à cause de défauts dans la conception des armatures : chevauchement des armatures dans la zone de recouvrement dont la quelle la possibilité de formation de la rotule plastique, armatures transversales insuffisantes pour assurer le confinement ou la résistance à l'effort tranchant, absence de crochets sismiques, barres d'armature longitudinales non retenues contre le flambement dû à l'espacement trop élevé des armatures transversales[16].

I.2.4.1 Rupture par manque d'armature de confinement :

Au cours des vingt dernières années, des tremblements de terre majeurs ont mis en évidence la question de l'endommagement des ponts sous l'action sismique, le séisme avoir des conséquences catastrophiques sur les ponts, en raison de la sensibilité des piles très fragiles. Grâce aux recherches et études menées par des ingénieurs de génie parasismique, ils nous ont fourni des informations précieuses au niveau géologique qu'au niveau du comportement des structures. Les études effectuées sur les causes des dommages des ponts lors des tremblements de terre de San Fernando et de celui de Loma Prieta apparaissent **le manque d'armatures transversales** au niveau des zones de rotule plastique [13]. À cette déficience sont associés une faible résistance en cisaillement [18]. Autrement dite L'armature transversale augmente plus la résistance au cisaillement. La figure 1.12 et 1.13 montre un exemple de ces dommages.



San Fernando 1971



LomaPrieta 1989

Figure 1.12 : Rupture par manque de confinement [10]



Figure 1.13 : Rupture par manque d'armatures transversales lors du séisme de Northridge 1994. [8]

Une des principales causes d'effondrement des ponts suite aux tremblements de terres à l'ouest des États-Unis et au Japon est **le manque de confinement** dans la zone de la

rotule plastique [13]. On explique ce phénomène que le béton est comprimé dans les zones de rotules plastiques, induisant dans un premier temps un éclatement du béton de surface. Si le béton n'est pas assez confiné, par manque d'aciers transversaux, cet éclatement s'étend alors au cœur de la section qui ne participe donc plus à la reprise de l'effort de compression. Cet effort est alors intégralement transmis aux aciers longitudinaux provoquant ainsi leur flambement et la perte rapide de capacité portante du poteau [10].



Figure 1.14 : Rupture de l'armature à la base d'une colonne (San Fernando 1971).[10]

Junsheng Su et al[2] ont démontré que le confinement du béton par les cerces est beaucoup plus efficace que par les cadres rectangulaires ou carrés est illustré dans [la figure 1.15] car le béton est considéré effectivement confiné seulement dans les angles et dans la région centrale de la section [58].

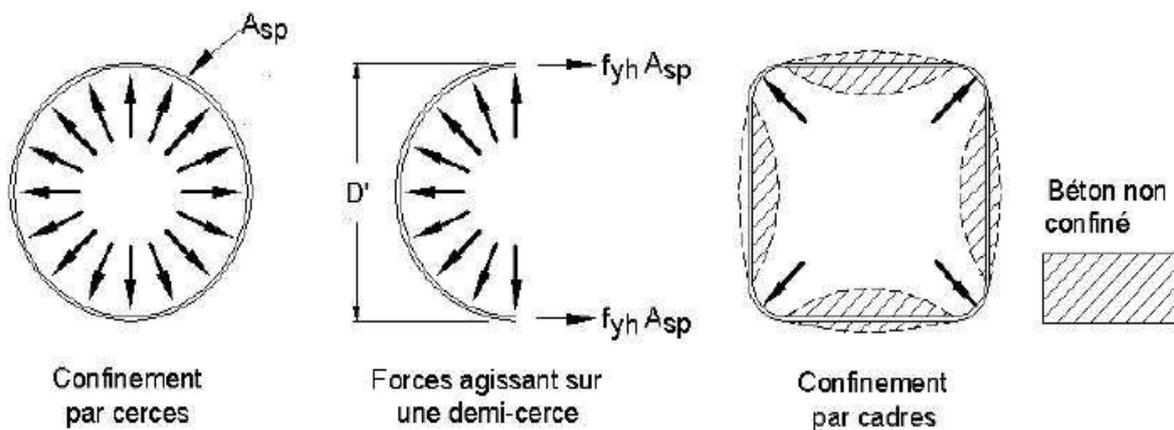


Figure 1.15 : Confinement de béton [41]

Selon le chercheur Cusson et Paultre (1992) [60] démontre qu'une diminution de l'espacement menait à un confinement plus efficace de la section de béton et à une augmentation de la ductilité axiale. Les étriers jouent un rôle de prévention contre le

flambement des barres longitudinale. La figure 1.16 montre l'effet de l'espacement des étriers sur le confinement de béton.

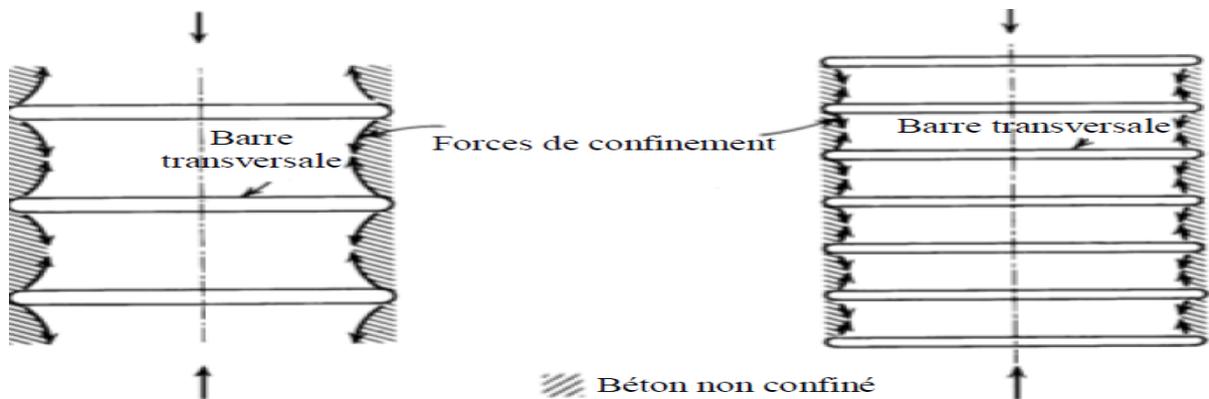


Figure 1.16 : Effet de l'espacement du ferrailage transversal sur l'efficacité du confinement [15]

I.2.4.2 Ruptures par glissement des barres chevauchées :

Un autre problème connu important relative aux anciens piles de pont est le recouvrement des barres dans la zone de la formation de la rotule plastique [figure 1.17], la longueur de recouvrement était souvent insuffisante, il est reconnu que le transfert d'effort de traction d'une barre à l'autre dans un recouvrement doit inévitablement transiter par le béton. Le béton qui entoure les barres dans la zone de recouvrement démontre une diminution de sa résistance en traction et en compression, ce qui implique une réduction de la transmission des efforts au recouvrement qui conduit à l'éclatement du béton d'enrobage et au glissement des barres chevauchées [Figure 1.18. et Figure 1.19] Ce glissement ne pourra pas développer une rotule plastique et donc la longueur de recouvrement importante doit être créée un bon confinement au béton qui entoure cette zone à la base [3,16].

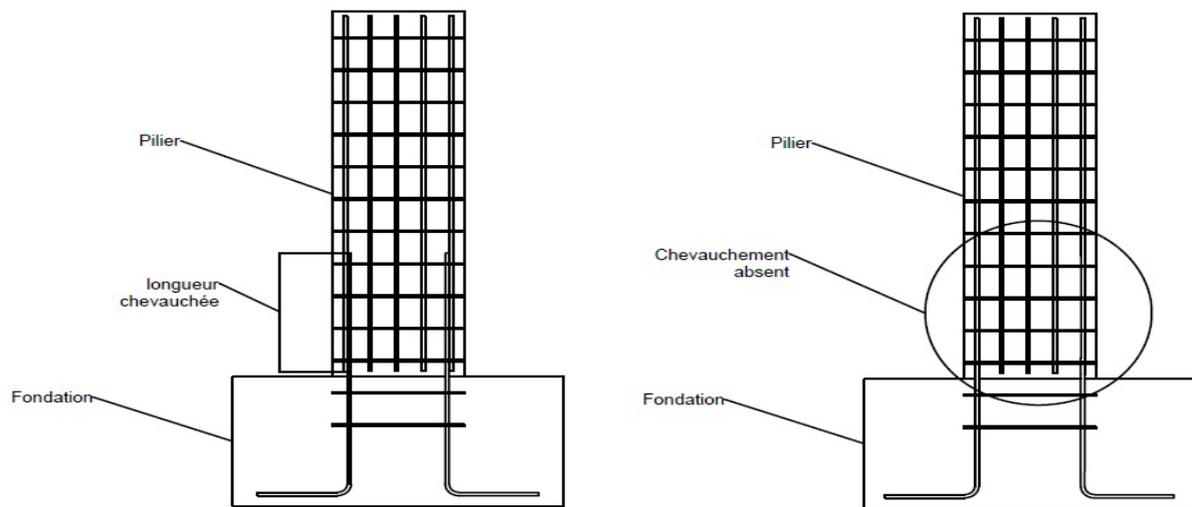


Figure 1.17 : Le chevauchement des barres dans la zone de la formation de la rotule plastique [3]

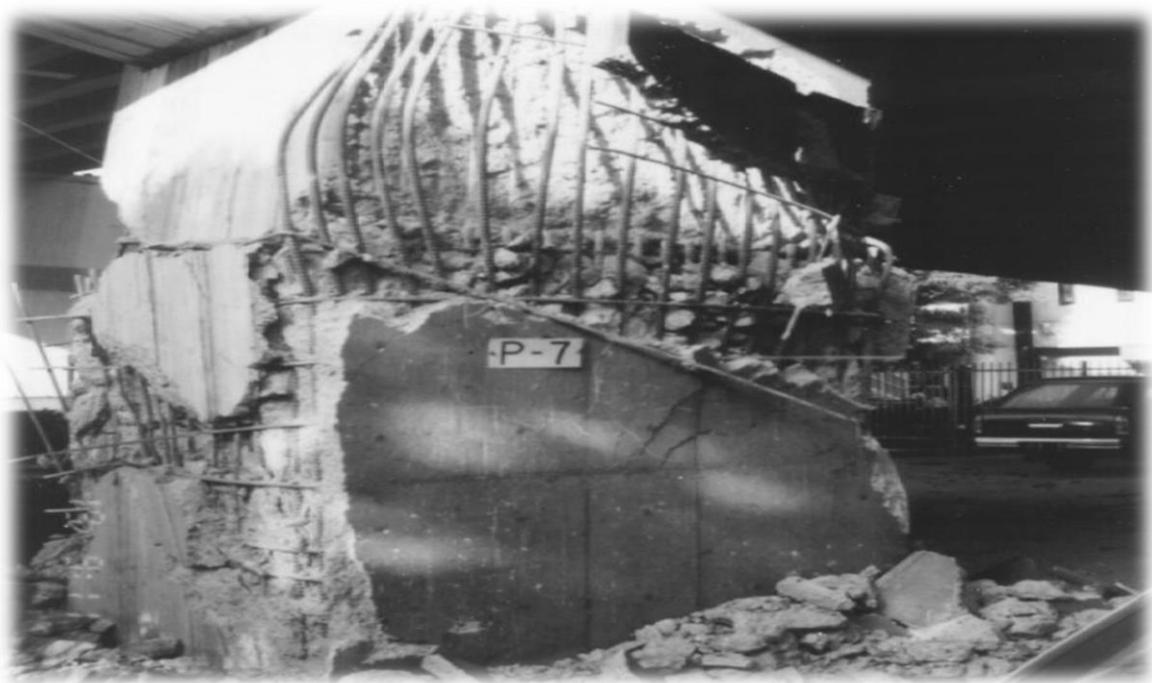


Figure 1.18 : Rupture d'une pile possédant un joint de chevauchement lors séisme de Hyogo-Ken Nambu[16]



Figure 1.19 : Rupture par perte d'ancrage des barres dans la zone de recouvrement (zone de rotule plastique) suite au séisme de Loma Prieta en 1989.[16]

I.2.4.3 Rupture par manque d'armature longitudinal :

Les vieilles constructions manquent souvent de la capacité en ductilité des piles, et plusieurs chercheurs ont étudié l'effet du pourcentage des armatures longitudinales sur la capacité des piles. Selon le chercheur Lehman et Moehle. (1998) Ils ont démontré que la capacité de déplacement diminue lorsque le pourcentage d'acier d'armature longitudinale diminue, et autres études de Lopez et Al. (2004) a démontré que la capacité de ductilité en courbure augmente légèrement quand la colonne est renforcée avec un pourcentage d'acier d'armature longitudinale minimale. [13]



Figure 1.20 : Rupture par manque de ductilité à la base de la pile durant le séisme de Kobe en 1995.[8]

I.2.4.4 Rupture par cisaillement :

La rupture d'une pile peut être causée par une résistance insuffisante au cisaillement qui est constituée de la résistance du noyau de béton en plus de la résistance des armatures transversales [13]. La résistance en cisaillement est augmentée grâce à l'effet de confinement par des armatures transversales [17] et donc le manque d'armatures transversales est la principale cause d'une rupture en cisaillement des piles sollicitées à un séisme. On distingue ce genre de dégradation par la présence de fissures obliques. Elles sont prédominantes une fois que les étriers plastifient ou lorsque des crochets sismiques sont absents. Dès lors, seul le béton reprend l'effort de cisaillement. De plus, on remarque une diminution de la résistance en cisaillement de la section avec l'atteinte de grande ductilité [16]. La présence et la configuration des armatures transversales donc sont importantes afin de fournir une résistance suffisante au cisaillement [13]. Pour cette raison une attention particulière a été accordée aux armatures transversales dans l'Eurocode 8 (EN 1998-1 2005) qui présentent des limitations afin de limiter ce type d'endommagement en garantissant un confinement minimum des zones critiques ainsi que des espacements minimums des armatures transversales. La figure 1.20 montre une rupture par cisaillement d'une pile lors du tremblement de terre de Northridge en Californie aux États-Unis en 1994. Les poteaux courts sont plus affectés par la rupture en cisaillement car le rapport entre l'effort tranchant et la flexion est élevé [14].



Figure 1.21: Rupture de piles de pont par cisaillement lors du séisme de Northridge,1994.[10]

I.2.5 Principaux dommages observés lors du séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 :

En Algérie, il y a un règlement parasismique officiel concernant les ponts, ils ont eu recours aux règles parasismiques ouvrage d'art (RPO 2008) [59]. Lors du séisme de Boumerdes 2003, nous avons remarqué que les dommages causés aux ponts sont de quatre types de dommages, comme le montrent les images suivantes [12] :

- Affaissements des chaussées.
- Ouvertures des joints de chaussées.
- Endommagement des bloqueurs de déplacements latéraux.
- Déplacements et translations des poutres des tabliers.
- Endommagement des appareils d'appuis



Figure 1.22 : Affaissements des chaussées.



Figure 1.23 : Ouvertures des joints de chaussées.



Figure 1.24 : Endommagement des bloqueurs de déplacements latéraux.



Figure 1.25 : Déplacements et translations des poutres des tabliers.



Figure 1.26 : Endommagement des appareils d'appuis.

Plusieurs ponts ont subi des dommages lors du séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003 (pont l'oued ISSER, pont l'oued SEBAOU, pont EL-HARRACH) qui permet de tirer plusieurs leçons, sont le plus touché. On doit L'établissement d'un règlement parasismique algérien pour la conception des ponts. Il devra tenir compte des données locales de sismicité, des expériences tirées dans d'autres pays ainsi que du type de structures et des techniques couramment adoptées en Algérie.

I.3 Définitions états limites d'une pile de pont

Un état limite définir comme une condition au-delà de laquelle la structure ou certaines de ses composantes cesse de remplir la fonction pour laquelle elle a été conçue, il est important de connaître les étapes menant à la rupture de l'ouvrage. Un pilier de pont passé par plusieurs états limites avant d'atteindre la rupture, on a :

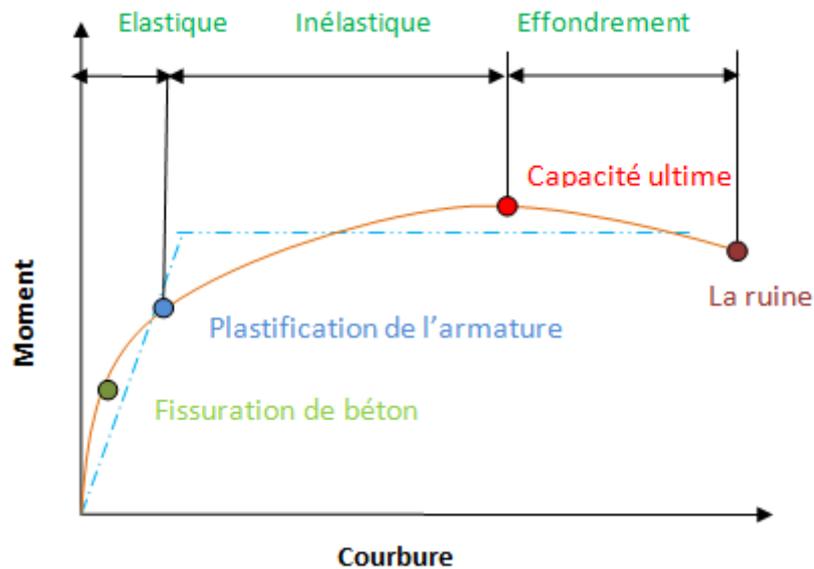


Figure 1.27 : Dommage en fonction de moment courbure

Fissuration de béton :

La fissuration du béton survient lorsque les contraintes normales principales dans le béton dépassent la résistance en traction de celui-ci. Étant donné la faible résistance en traction du béton, la fissuration est le premier stade d'endommagement des structures en béton. La Figure 1.28 montre l'endommagement relié à la fissuration de béton pour un pilier expérimental de chercheur Alireza Nojavan. 2015 [4].

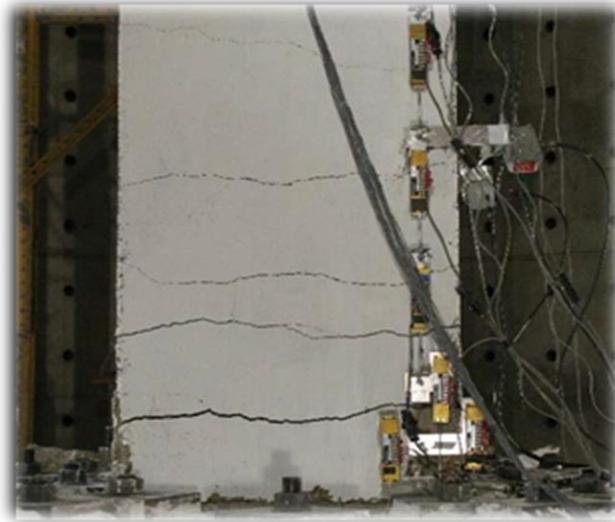


Figure 1.28 : Fissuration de béton. [4]

Plastification des armatures d'acier :

Lorsque la fissuration est entamée, c'est l'acier qui reprend les contraintes de tension qui étaient reprises par le béton non fissuré. Ainsi, cet état correspond au comportement

nommé écrouissage de l'acier, qui est le changement du comportement de l'acier qui passe de l'état élastique à l'état plastique. Il indique la présence des déformations permanentes

Eclatement du recouvrement de béton :

Cet état peut induire un glissement des barres d'acier. Aussi l'éclatement du béton dans la zone de recouvrement. Cet état limite est très important dans l'évaluation de la performance des piliers de ponts, car l'initiation de l'éclatement du béton représente un point où des réparations plus longues et plus coûteuses sont requises. La Figure 1.29 montre l'endommagement relié à l'éclatement du béton d'un pilier de pont.



Figure 1.29: Eclatement de béton dans la zone de recouvrement. [5]

Flambement et rupture des barres longitudinales :

Lorsque les barres d'armature subissent un chargement axial important en compression, elles ont tendance à flamber et un déplacement latéral est induit lorsque la charge augmente, le déplacement latéral augmente [24].

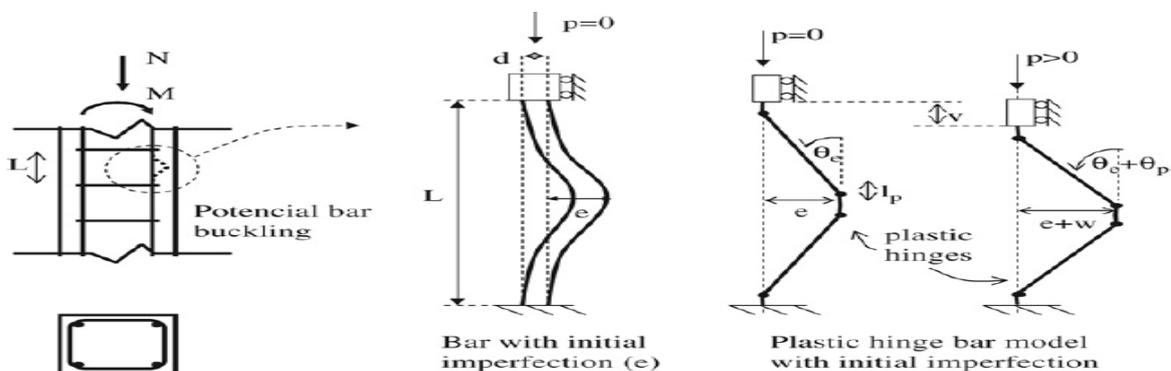


Figure 1.30 : Représentation du flambement d'une barre d'armature

Lorsque le béton dans la zone de recouvrement éclate (en partie à cause du flambement des barres longitudinales), les barres longitudinales se retrouvent supportées latéralement seulement par les armatures transversales. Lorsque leur l'espacement augmente entre les supports latéraux, le flambement survient à des niveaux de chargement plus faible. Il devient donc important de limiter l'espacement des renforcements latéraux afin de réduire la probabilité de flambement. La Figure 1.31 présente un exemple de flambement de barres longitudinales.



Figure 1.31 : Flambement des barres longitudinales. [4]



Figure 1.32 : Flambement des barres longitudinales. [25]

I.4 États limites qualitatifs et quantitatifs :

Après l'apparition de la philosophie du dimensionnement basé sur la performance, le besoin de mieux comprendre et de connaître les états limites a accru, car ce sont ceux-là mêmes qui permettent de faire la liaison entre l'endommagement et les objectifs de

CHAPITRE I : RECHERCHES BIBLIOGRAPHIQUES

performance et par la suite, de rendre applicable cette philosophie. Généralement, l'endommagement a une phénoménologie (c.-à-d. qu'il apparaît dans un ordre séquentiel), raison pour laquelle les états limites sont établis avec une chronologie homologue et puis séparée dans au moins deux niveaux.

Les états limites peuvent être définis de trois façons différentes : états limites par observation, états limites de fonctionnalité ou qualitatifs et états limites analytiques ou quantitatifs. Dans les lignes qui suivent seront présentés les travaux sur la définition des états d'endommagement qualitatifs et quantitatifs [8].

I.4.1 États limites qualitatifs :

Les états limites qualitatifs sont ceux définis de façon observationnelle et descriptive. Ils peuvent être déterminés lors des évaluations d'endommagements après un événement sismique ou lors des recherches grâce aux essais expérimentaux, en effet, les tremblements majeurs du passé ont été la source fondamentale de l'information que nous possédons aujourd'hui.

Basoz et Colle [61] La définition des états d'endommagement est basée sur les observations faites lors du tremblement de terre du Japon en 1995 et de la Californie en 1994

Le HAZUS 2003 [62] a défini cinq états d'endommagement pour les ponts : aucun, léger, modéré, important et complet. Ils ont été décrits en fonction du glissement des barres d'acier, du déplacement et de la ductilité.

Hose et Seible [63] sont basée sur l'inspection visuelle et l'évaluation de la capacité sismique des composantes endommagées de ponts en béton armé les a employés. Ils sont présentés et décrits au tableau suivant :

Tableaux 1- 2 : Définition des états d'endommagements, selon Hose et Seible

Niveau d'endommagement	Classification de l'endommagement	Description
I	Aucun	i. Début des fissures minces.
II	Mineur	i. Elargissement des fissures. ii. Première plastification théorique de l'acier longitudinal.
III	Modéré	i. Initiation des déformations inélastiques. ii. Début de l'éclatement du béton. iii. Développement de fissures diagonales.
IV	Sévère	i. Développement des fissures épaisses. ii. Prolongation de l'éclatement du béton.

CHAPITRE I : RECHERCHES BIBLIOGRAPHIQUES

V	Rupture locale /Effondrement	i. Flambement des armatures longitudinales. ii. Rupture des armatures transversal. iii. Ecrasement du noyau du béton.
---	---------------------------------	---

I.4.2 États limites quantitatifs :

Les états limites quantitatifs sont ceux corrélés aux états limites qualitatifs par une réponse de déformation définissable, par exemple des déformations, des courbures, des rotations ou des paramètres typiques de demande d'ingénierie (en anglais Engineering Damages Parameters (EDP)). Ces valeurs sont obtenues par des expériences de laboratoire ou des modélisations numériques sur des composants de ponts, d'assemblages ou de sous-assemblages, et de systèmes.

Dutta et Mander [64] ont proposé une description des états d'endommagement se basant sur le taux de déplacement relatif de la structure comme le paramètre quantitatif.

Tableaux 1.3 : Etats limites, selon Dutta et Mander 1998

Etat d'endommagement	Non défini sismiquement	Défini sismiquement
Première plastification	θ_y	θ_y
Fissuration et Eclatement de l'enrobage	0,008	0,010
Perte de la résistance a niveau de l'ancrage	0,010	0,025
Début de l'effondrement	0,020	0,050
Effondrement	0,050	0,075

Hwahg et coll. [65] ont présenté les états d'endommagements en fonction de la ductilité en déplacement à la suite de l'évaluation de dommages de piliers de pont. Ce taux de ductilité est obtenu en liant le déplacement relatif en tête de la pile, obtenu par l'analyse de la réponse du pont, au déplacement relatif de l'armature verticale a sa base au moment de la première plastification. Le tableau 1.4 présente quatre niveaux d'endommagement qui a été quantifié en termes de taux de plastification.

Tableaux 1.4 : Etats limites, selon Hwahg et Coll

Etat d'endommagement	Ductilité en déplacement	Valeur moyenne
Léger	μ_{c1}	1.00
Modéré	μ_c	1.20
Important	μ_{c2}	1.76
Complet	μ_{cmax}	4.76

Les projets de recherche P. Paultre et Al 2018 [54] ont déterminé les états limites pour un pilier du pont Chemin des Dalles situé sur l'autoroute 55 dans la région de Trois-Rivières au Québec. En se basant sur les références trouvées dans la littérature, les états d'endommagement ont été obtenus à l'aide d'essais expérimentaux. Définir les différents états limites qui sont basés sur des observations, leurs observations avaient été, dans l'ordre, Fissuration, Éclatement du béton, Armatures longitudinales et transversales exposées, Flambement d'une barre d'armature longitudinale, Rupture d'une barre d'armature longitudinale. Le tableau présente les états limites quantitatifs des différents piliers.

I.5 Essai expérimentaux sur les piles des ponts :

Le flambement des barres d'armature est un phénomène complexe qui peut réduire la ductilité des poteaux en béton armé. En raison de la complexité du problème, de nombreuses études expérimentales et analytiques ont été menées sur des barres sous compression pour étudier le comportement de flambage des barres. Grâce à ces études, il nous a fourni des informations importantes sur l'importance du renforcement longitudinal (section et longueur de recouvrement) et transversal (section, espacement) dans les différentes sections.

Sept piles en béton armé de formes carrées en échelles réelles et des barres d'acier individuelles correspondantes ont été testées sous un chargement cyclique par Hong Yang et Al[1]. Le but de cet essai était d'étudier de l'influence du flambement des barres d'armature sur le comportement sismique des piles en béton armé.

Junsheng Su et Al[2] ont testé dix piliers de pont en béton armé à grande échelle (dont cinq de section circulaire et cinq de section rectangulaire) sous charge cyclique et simultanément une charge axiale constante avec différentes qualités de barres d'acier longitudinales (variant entre HRB335, HRB500E et HRB600) et de résistance à la compression du béton (c'est-à-dire 32,6 MPa et 48,2 MPa). Dans cette étude, ils ont étudié

CHAPITRE I : RECHERCHES BIBLIOGRAPHIQUES

l'effet de la limite d'élasticité des barres d'acier longitudinales et de la résistance à la compression du béton sur les performances sismiques des piles de pont. Les résultats suivants ont été observés:

- La configuration de la section circulaire permet de mieux limiter le flambage des barres d'acier longitudinales que la section rectangulaire à cause de l'espacement des étriers.
- La longueur de la rotule plastique augmente avec l'augmentation de la limite d'élasticité des barres d'acier longitudinales et diminue avec la diminution du diamètre des barres d'acier longitudinales.

P. Paultre et Al 2018[3] ont testé quatre piles circulaires en béton armé sous un chargement cycliques avec un béton de mêmes caractéristiques dans les quatre cas. Dans cette étude, ils ont étudié l'influence du type et de l'espacement de l'armature transversale ainsi que l'influence du recouvrement des barres longitudinales. Les résultats suivants ont été observés:

- l'influence du recouvrement à la base qui diminue grandement la ductilité de la structure
- l'espacement du renforcement transversal où plus l'espacement est petit, plus le pilier est ductile
- le type de renforcement transversal qui n'apporte pas de grandes modifications à la résistance de la pile.

Huit colonnes en béton armé (RC) à échelle réelle ont été testées au laboratoire MAST du département d'ingénierie civile de l'université du Minnesota par le chercheur Alireza Nojavan 2015 [4] pour étudier leurs performances lors d'événements sismiques extrêmes. Au cours de ces essais, il a été observé que les barres longitudinales se déforment parallèlement aux faces des poteaux, avec peu d'effet sur les arceaux transversaux.

Aux États-Unis, à l'université de Californie le chercheur CARREA FRANCESCO 2010 [5] a testé une pile d'échelle réelle en béton armé à être testée dans des conditions dynamiques sur une table à secousse. La pile de 1,22 m de diamètre et de 7,32 m de hauteur. Le spécimen, dominé par la flexion, a été soumis à dix mouvements significatifs du sol et a été testé en vue d'un effondrement imminent. Le but de cet essai était d'étudier les dommages dans la pile de pont en béton armé conçue avec des caractéristiques sismiques de Caltrans.

Lehman et Moehle. (1998) [6] ont testé trois colonnes circulaires ayant un pourcentage d'acier d'armature longitudinale de 0,75%, 1,5% et 3%, soumis aux charges

latérales. Le but de cet essai était d'étudier l'influence du pourcentage d'armature longitudinale sur la capacité des colonnes. Au cours de ces essais, ils ont démontré que la capacité de déplacement diminue lorsque le pourcentage d'acier d'armature longitudinale diminue.

vingt-sept piles de pont en béton armé ont été testées sous une compression axiale monotonique par Sheikh et Toklucu1993 [7].la résistance du béton était entre 34,9 MPa et 35,9MPa. Le but de cet essai était d'étudier l'effet de divers paramètres tels que la quantité et le type d'aciers longitudinaux, l'espacement des armatures transversales et la taille des spécimens.

I.6 Conclusion :

Dans ce chapitre, une synthèse des principaux cas de pathologies liées à la vulnérabilité sismique des ponts a été présentée. Les modes de rupture d'un élément en béton armé ont été exposés, ils peuvent être classés en trois catégories : une rupture par flexion (ductile), une rupture par flexion cisaillement et une rupture par cisaillement (fragile), elle doit être évitée.

En étudiant les philosophies et méthodologies de conception sismique des ponts, nous avons pu observer leur évolution au cours des années. Des recherches approfondies sur les événements sismiques survenues dans le passé nous ont conduites à découvrir la cause de la dégradation de la pile de pont qui est leur manque d'armature transversale et une longueur insuffisante du recouvrement des barres d'armature longitudinale à la base. Lors des essais expérimentaux et étude des états limite sur les piles de pont on conclut qu'acier c'est le premier matériau que se plastifier

**CHAPITRE II NOTION DE BASE ET PRINCIPE DE CONCEPTIONS
DE LA PILE DE PONT**

II.1 Introduction :

La conception parasismique pour les structures courantes de Génie Civil est basée sur le principe de ductilité qui base sur la notion des rotules plastiques. Par conséquent la ductilité est une propriété importante à considérer. L'ingénierie de parasismique vise à assurer un comportement ductile et d'éviter des ruptures fragiles.

II.2 La ductilité :

II.2.1 Généralités sur la ductilité :

II.2.1.1 Notion sur la ductilité :

La ductilité C'est une propriété fondamentale qui désigne la capacité importante de déformation plastique avant la rupture des matériaux, ainsi c'est la capacité d'absorption de l'énergie injectée par un séisme lors de son mouvement.

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 recherche dans les problèmes sismiques de Housner, ce concept s'est étendu au niveau de la structure et est associé avec les notions de **résistance** et de **rigidité** de la structure globale [26].

II.2.1.2 Relation déformabilité ductilité :

La déformabilité est la capacité d'un matériau, d'un élément de la structure ou d'une structure entière de se déformer avant l'effondrement ; par contre, la ductilité est la capacité de subir une déformation après la fin de la phase élastique jusqu' avant la ruine, comme le montre [la figure2.1].

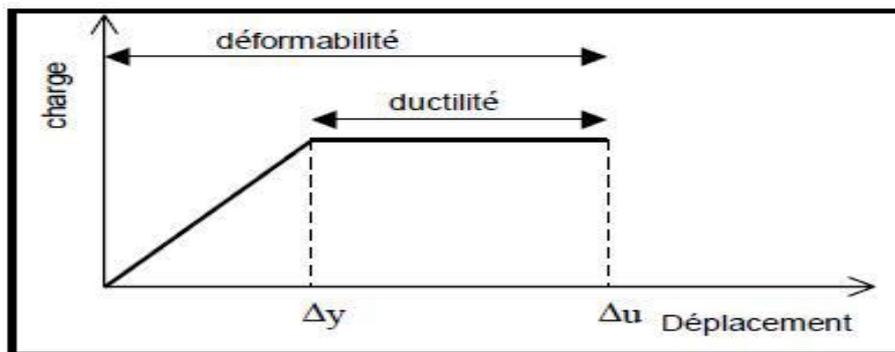


Figure2.1 : Courbe charge – déplacement.[26]

Il est à noter qu'une structure peut avoir une grande déformabilité, alors qu'elle est moins ductile comme le montre [la figure2.2], où on constate que les murs en béton armé

(voile) possèdent une faible déformation alors qu'ils sont plus ductiles comparativement aux portiques qui sont plus déformables et moins ductiles. [27]

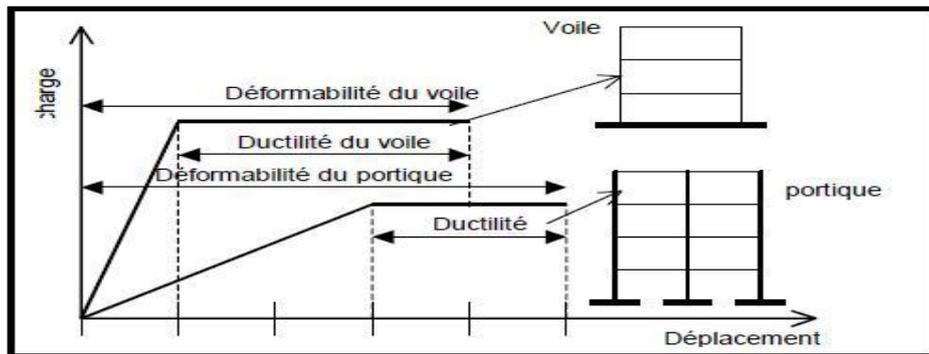


Figure2.2 : Déformabilité et ductilité des voiles et portiques en béton armé [28]

II.2.1.3 Relation « Ductilité-Fragilité » :

Pour les éléments en béton armé, lorsque le palier de non-linéarité (plasticité) est **long**, on dit que l'élément est **ductile**. Cependant, lorsque le palier de non-linéarité est **court**, on dit que l'élément est **fragile** [figure 2.3, 2.4]. Un comportement fragile aura lieu dans le cas où l'élément est sous armée (quantité d'armatures insuffisant) et dans le cas où l'élément est armé en excès, l'élément est dit rigide [28].

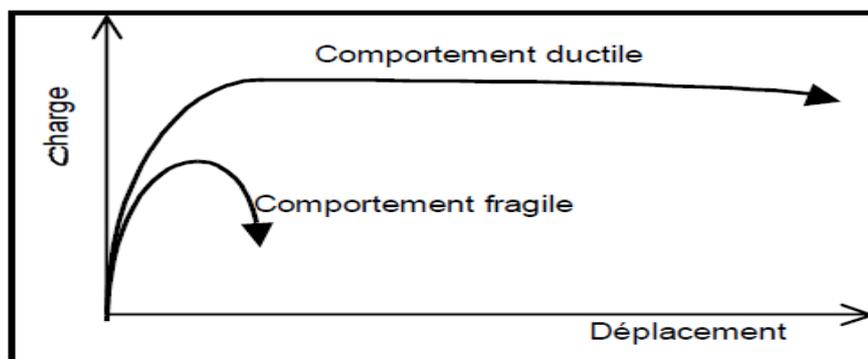


Figure2.3 : Comportement d'un élément ductile et fragile [28]

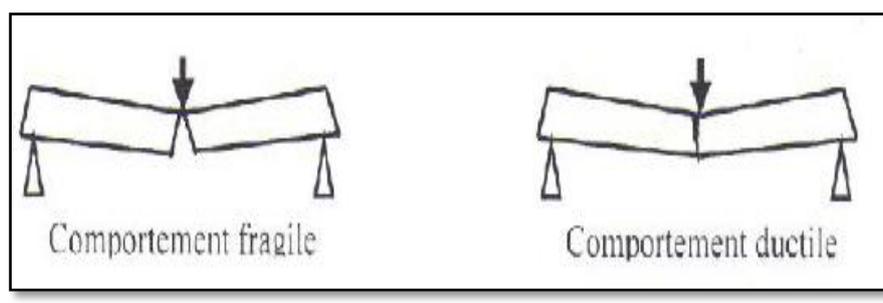


Figure2.4 : Comportement « ductile et fragile » [29]

II.2.1.4 Facteur de ductilité :

Le facteur de ductilité μ est le rapport entre la déformation maximale Δ_{max} et la déformation à la fin de la phase élastique Δ_y . [34]

$$\mu = \Delta_{max} / \Delta_y$$

[2. 1]

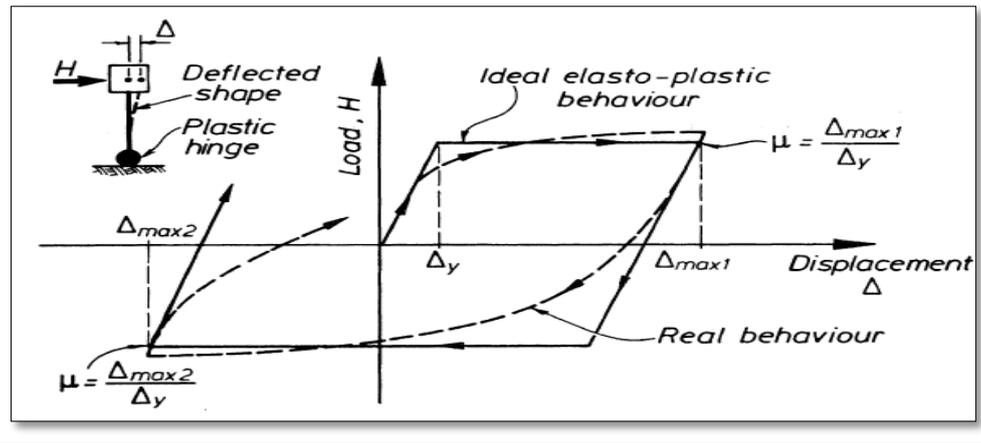


Figure2.5 : Facteur de ductilité. [34]

II.2.1.5 Différents types de ductilité :

La ductilité joue un rôle important dans l'évaluation de la performance d'une structure de pont lors d'un tremblement de terre. On distingue cinq manières de quantifier la ductilité dans une structure : la ductilité de **déformation**, la ductilité de **courbure**, la ductilité de **rotation**, la ductilité de **déplacement** et la ductilité **énergétique**. La première liée à la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section de poutre pure, la troisième est associée à une réalité en bout de poutre qui implique outre la section, les moyens d'assemblage, voire la colonne. La quatrième se réfère au comportement global de la structure et la cinquième est le cumul des ductilités de structure et des éléments, la ductilité de l'élément dépend de la section et de ductilité des matériaux. [29,30]

Ces cinq manières de quantifier la ductilité dans une structure sont illustrées à [la Tableaux 2.1].

Tableau 2.1 : Types de ductilité [29,30]

Types de ductilité	Représentation	Facteur de ductilité
--------------------	----------------	----------------------

<p>Ductilité de déformation</p>		$\mu_{\epsilon} = \epsilon_u / \epsilon_y$
<p>Ductilité de courbure</p>		$\mu_{\phi} = \phi_u / \phi_y$
<p>Ductilité de déplacement</p>		$\mu_{\Delta} = \Delta_u / \Delta_y$
<p>ductilité de rotation</p>		$\mu_{\theta} = \theta_u / \theta_y$
<p>Ductilité énergétique</p>		$\mu_E = E_u / E_y$

i) La ductilité de déformation (ductilité du matériau) :

On définit la ductilité de déformation comme le rapport de la déformation maximale imposée ϵ_u à la déformation élastique limite ϵ_y :

$$\mu_\varepsilon = \varepsilon_u / \varepsilon_y$$

[2. 2]

ii) La ductilité de courbure (ductilité locale) :

La ductilité locale est associée directement à la capacité de déformation de l'élément soumis à la flexion en termes de rotation [31]. Son facteur est exprimé par le rapport de la courbure ultime de la section ϕ_u et la courbure à la fin de la phase élastique ϕ_y ; où :

$$\mu_\phi = \phi_u / \phi_y$$

[2. 3]

Des nombreuses recherches ont été menées pour étudier la ductilité en courbure des sections en béton armé (Ho et Al. 2003, 2004 ; Lee et Pan 2003 ; Pam et al. 2001a, 2001b ; Kwan et Al. 2002) [Tableaux 2. 2].

Tableaux 2.2 : ductilité courbure base sur des résultats expérimentaux [32]

Auteurs	Ductilité courbure
Pam et al. (2001a)	$\mu_\phi = 9.5(f_{cu})^{-0.30} \left(\frac{\rho}{\rho_b} \right)^{-0.75}$
Pam et al. (2001b)	$\mu_\phi = 10.7(f_c)^{-0.45} \left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right)^{-1.25} \left(1 + 95.2(f_{co})^{-1.1} \left(\frac{\rho'}{\rho} \right)^3 \right)$
Lee et Pan (2003)	$\rho = F \mu_\phi^G$
Kwan et al. (2002)	$\mu_\phi = 10.7(f_c)^{-0.45} \left(\frac{\rho - \rho'}{\rho_b} \right)^{-1.25}$
Cihanli et Arslan (2009)	$\mu_\phi = kf \left(\frac{\rho}{\rho_b}; f_c; f_y \right),$ $\mu_\phi = k \left(\frac{\rho}{\rho_b} \right)^{b1} (f_c)^{b2} (f_y)^{b3}.$

<p>Guray Arslan1, ErcanCihanli (2010)</p>	<p>Pour les poutres</p> $\mu_{\phi,prop.} = 40 \left(\frac{\rho}{\rho_b} \right)^{-1.18} (f_c)^{-0.17} (f_y)^{-0.42},$
---	---

iii)La ductilité de déplacement (ductilité globale):

La ductilité globale correspond au rapport des déformations horizontales au sommet et considère les déformations au niveau de la structure tout entière, leur facteur est exprimé par le rapport du déplacement ultime de la structure Δu et le déplacement à la fin de la phase élastique Δy ; où :

$$\mu_{\Delta} = \Delta u / \Delta y \quad [2. 4]$$

iv)La ductilité de rotation :

On définit la ductilité de rotation comme le rapport entre la rotation maximale de la rotule plastique θ_u et la rotation à la limite d'élasticité θ_y :

$$\mu_{\theta} = \theta_u / \theta_y \quad [2. 5]$$

v)La ductilité énergétique :

Dans la conception parasismique, la mesure du ratio de l'énergie sismique dissipée est quantifiée par la ductilité énergétique. Cette ductilité est le cumul des ductilités de structure et des éléments, la ductilité de l'élément dépend de la section et de ductilité des matériaux le facteur de ductilité énergétique sont exprimé par [29] :

$$\mu_E = E u / E y \quad [2. 6]$$

II.2.1.6 Relation entre les différents types de ductilités :

Dans les structures complètes, la relation entre ductilités disponibles (locale) et la ductilité requise (globale) est aussi compliquée. Elle est en fonction de la topologie de la distribution d'énergie de la structure. La demande de ductilité globale peut correspondre à des demandes de ductilité locales beaucoup plus importantes [Figure 2.6].

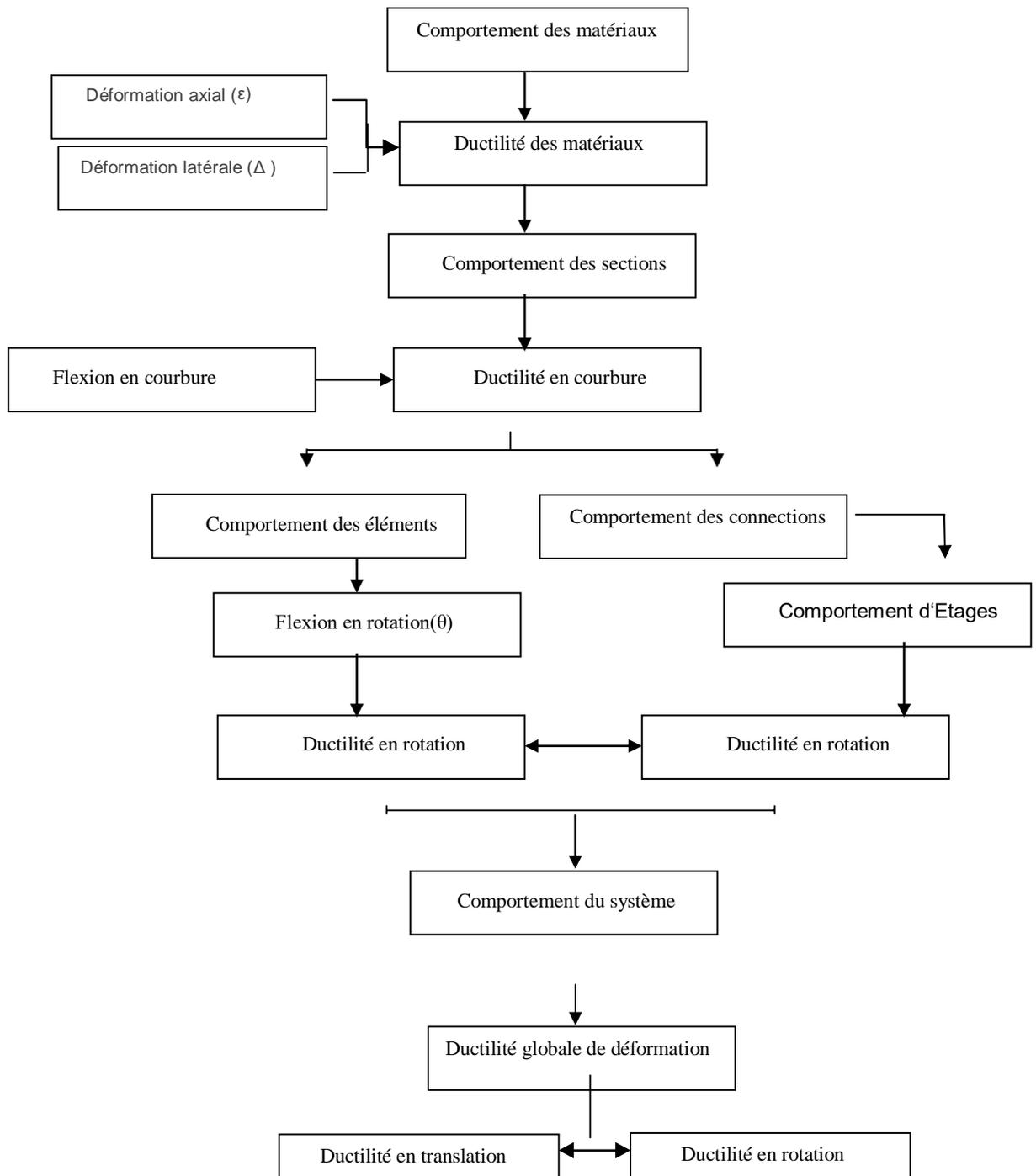


Figure2.6 : Relation entre les niveaux de ductilité [29]

La ductilité locale considère les déformations au niveau des zones plastiques. Elle correspond aux sollicitations effectives des matériaux et ses valeurs sont nettement plus élevées que celles de la ductilité globale [35] [figure2.7]. Par exemple, pour un pilier de pont un facteur de ductilité globale de 4 à 5 correspond à un facteur de ductilité locale varie entre 12 à 16[29].

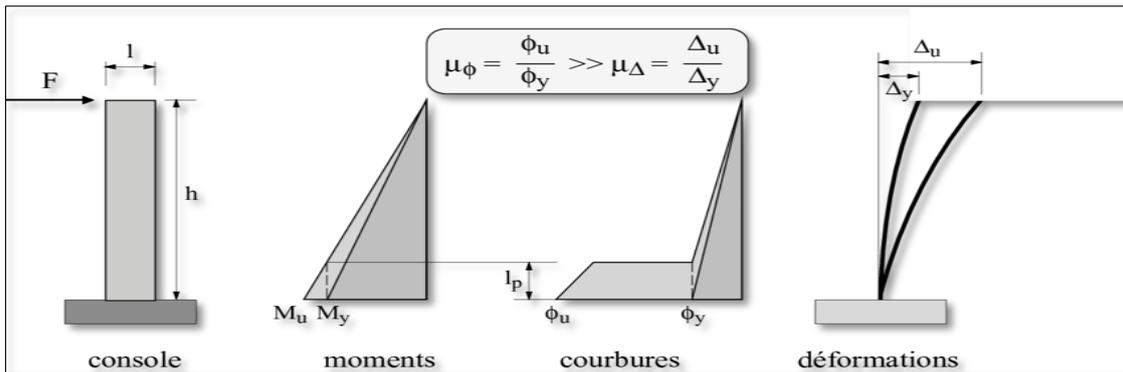


Figure2.7 : la relation entre la ductilité globale (μ_Δ) et la ductilité locale (μ_ϕ) [36]

II.2.1.7 Classe de ductilité :

L'EC 8 [8] divise la ductilité des structures en trois classes :

- la classe de ductilité limitée (DCL)
- la classe de ductilité moyenne (DCM)
- la classe de ductilité élevée(DCH)

Le choix d'une classe dépend principalement du zonage sismique et du niveau de ductilité souhaité au moment de la conception, mais aussi du budget alloué pour la conception et la réalisation de l'ouvrage.

Ces classes ont associé par les valeurs du coefficient de comportement q (voir Tableaux 9.1 [33]). [Tableaux2. 3]

Les règles parasismiques algériennes appuyait directement ces recommandations sur la conception des structures avec une **classe de ductilité élevée** (RPA99/v 2003, 2003).

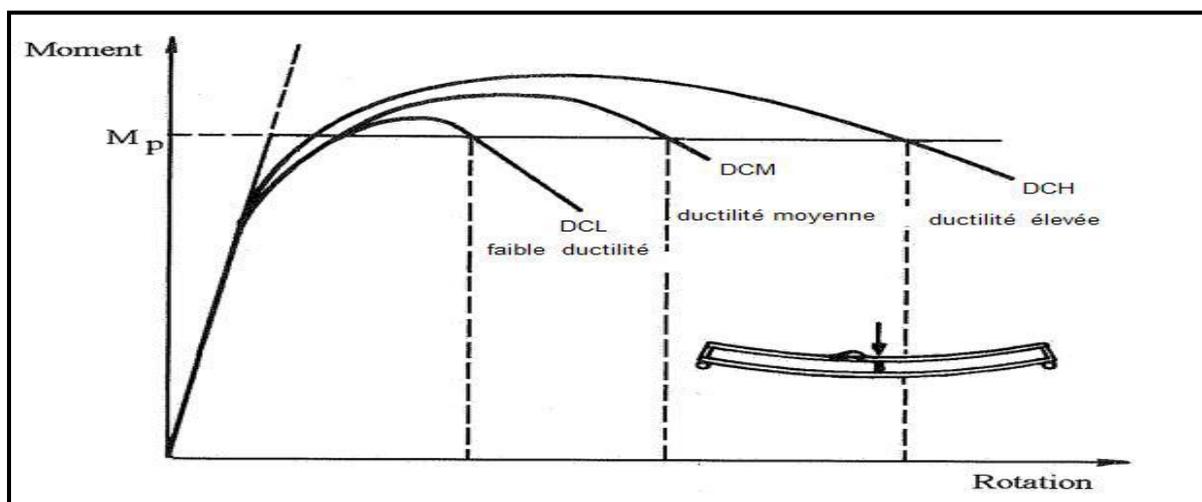


Figure2.8 : Classe de comportement des éléments

Tableaux 2.3 : Classes de ductilité des structures et limites supérieures des valeurs de référence des coefficients de comportement [33]

Type of construction	Behaviour factor q
Unreinforced masonry in accordance with EN 1996 alone (recommended only for low seismicity cases).	1,5
Unreinforced masonry in accordance with EN 1998-1	1,5 - 2,5
Confined masonry	2,0 – 3,0
Reinforced masonry	2,5 - 3,0

II.2.1.8 Facteurs influençant la ductilité :

Sur la base des recherches expérimentales et analytiques des colonnes en béton armé sous une charge monotone et cyclique, les facteurs qui affectent la ductilité [28,37] :

- la résistance à la compression du béton ;
- le confinement transversal des éléments ;
- la limite élastique des armatures ;
- les pourcentages des armatures tendues et comprimées ;
- le rapport entre la portée de cisaillement et la profondeur ;
- l'effort normal dans les poteaux ;
- la résistance élevée des armatures tendues.

Effet favorable sur la ductilité

Effet défavorable sur la ductilité

II.3 Rotule plastique :

La **rotule plastique** est décrite la déformation irréversible d'un élément de structure soumise à une sollicitation dans le domaine plastique. Par ailleurs, la rotule plastique représente la zone où les états limites seront observés et où l'endommagement sera le plus sévère [40].

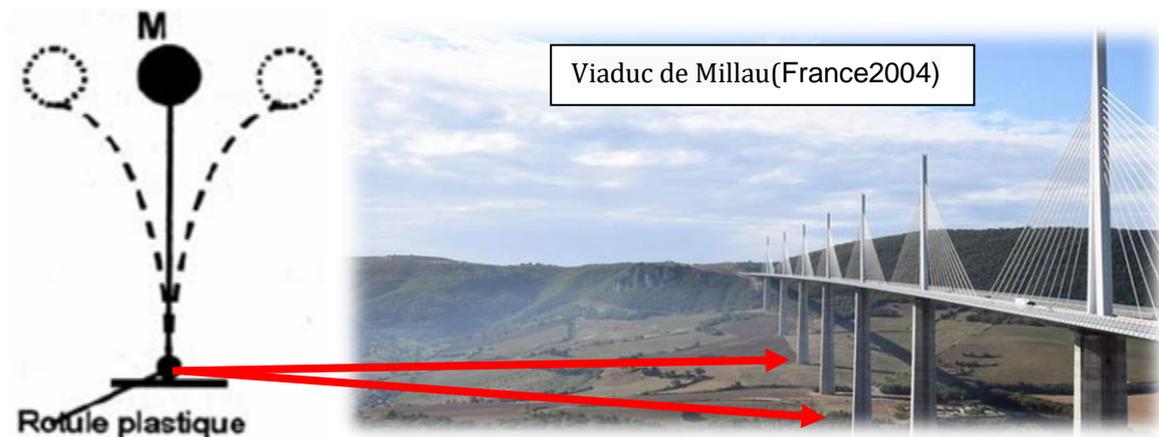


Figure 2.9 : Modèle générale et localisation de rotules plastiques

Les rotules plastiques se forment en pied de pile, ou éventuellement en tête (en cas d'encastrement dans le tablier)



Figure 2.10 : Rupture par formation des rotules plastiques aux pieds des poteaux [39]

Toute rotule plastique est caractérisée par sa position, ses rotations et la valeur de la longueur plastique L_p qui dépend de plusieurs facteurs à savoir [45]:

- l'amplitude de la charge axiale.
- l'amplitude du moment.
- le niveau des contraintes de cisaillement dans la zone de la rotule plastique.
- les propriétés mécaniques des armatures longitudinales et transversales.
- la résistance du béton.
- le confinement du béton dans la zone de la rotule plastique.

II.3.1 Les mécanismes de ruines :

Les phénomènes observés lors de la ruine par flexion des structures élancées montrent, au niveau local des sections endommagées, trois phases principales :

- la fissuration de la section,

- la plastification des aciers
- la ruine de la section qui se traduit par l'écrasement du béton en compression. [38]



Figure 2.11 : Rupture des piles lors du séisme de Kobé 1995 en Japon

Il existe plusieurs méthodes pour définir une rotation de ruine, parmi ces méthodes on peut citer à titre d'exemple :

- Méthode De Priestley

Priestley utilise la notion de longueur de la rotule plastique pour définir une rotation de ruine

- Méthode Simplifiée de l'ATC40 / FEMA 273-356

C'est une zone d'un élément de structure (poteaux, poutres, voiles) subissant des déformations irréversibles, capable de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au-delà d'un seuil, de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément [38].

- Méthode statique
- Méthode cinématique
- Méthode cinématique mathématique

II.3.2 Longueur de la rotule plastique dans la littérature :

La longueur de la rotule plastique (l_p) est un important facteur dans la détermination du déplacement. Les déformations plastiques se concentrent principalement dans cette région. Pour cette raison, sa connaissance est très importante pour les ingénieurs de la pratique dans le domaine.

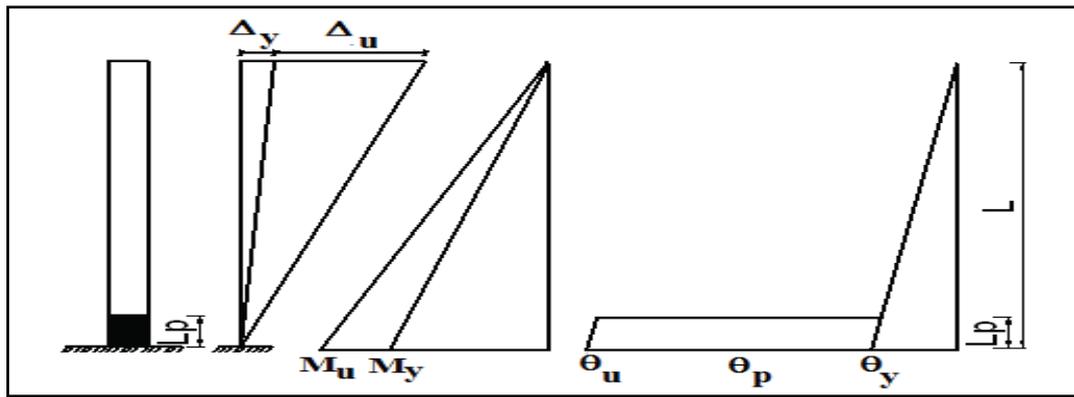


Figure 2.12 : la position de rotule plastique

En se basant sur les recherches expérimentales, plusieurs auteurs ont proposé des expressions pour le calcul de la longueur plastique [Tableaux2.4]. Dans le cas général L_p dépend de la ductilité mise en jeu et donc du niveau de chargement.

Tableaux2.4 : Équations de la longueur de rotule plastique selon différents auteurs et l'eurocode

Anne	Les recherches et l'eurocode	La formule de La longueur de rotule plastique
1966	Corley [40]	$\frac{d}{2} + 0,2 \frac{z}{\sqrt{d}}$
1987	Priestley et Park [40]	$0,8L + 6d_b$
1992	Priestley et Paulay [40]	$0,08L_v + 0,022d_b f_y$
2001	Panagiotakos et fardis	$0,12L_v + 0,014\alpha d_b f_y$
2007	Priestley, Calvi et Kowalsky [40]	$KL + L_{sp} \geq 2L_{sp}$
2008	Aviram et al [13]	$0,08L_v + 0,022d_b f_y \geq 0,044d_b f_y$
2008	Berry et al [40]	$0,05l + d_b f_{xy} / \sqrt{f_c}$
2008	Bae et Bayrak [40]	$[(0,3(P/P_o) + 3(As/Ag) 0,1)(L/h) + 0,25]h$
2010	Caltrans [44]	$0,08L + 0,022f_y d_b$
2014	Degenais [46]	$0,022f_s d_b$
	JTG/T B02-01 [44]	Minimum $(0,08L + 0,022f_y d_b P 0,044 f_y d_b$ ou $2/3h$)
2006	l'Eurocode 8-2 [33]	$0,10 L + 0,015 f_{yk} \cdot d_b L$
2002	JRA [44]	$0,2L - 0,1h; 0,1h \leq L_p \leq 0,5h$
2005	Eurocode 8, Part-3 [43]	$0,1cL_v + 0,17h + 0,24 f_y d_b / \sqrt{f_c}$

II.4 Force-Déplacement :

La loi Force-Déplacement peut être représentée par un comportement élastoplastique parfait [Figure 2.13]. À partir du déplacement ultime en tête de poteau ou pile. [41,3] ont

montré que le déplacement ultime total Δ_d peut être divisé en une composante élastique Δ_y et une composante plastique Δ_p comme l'illustre la figure 3.13 :

$$\Delta d = \Delta y + \Delta p \quad [2. 7]$$

Et la force F_u est égale à :

$$F_u = \frac{M_u}{L} \quad [2. 8]$$

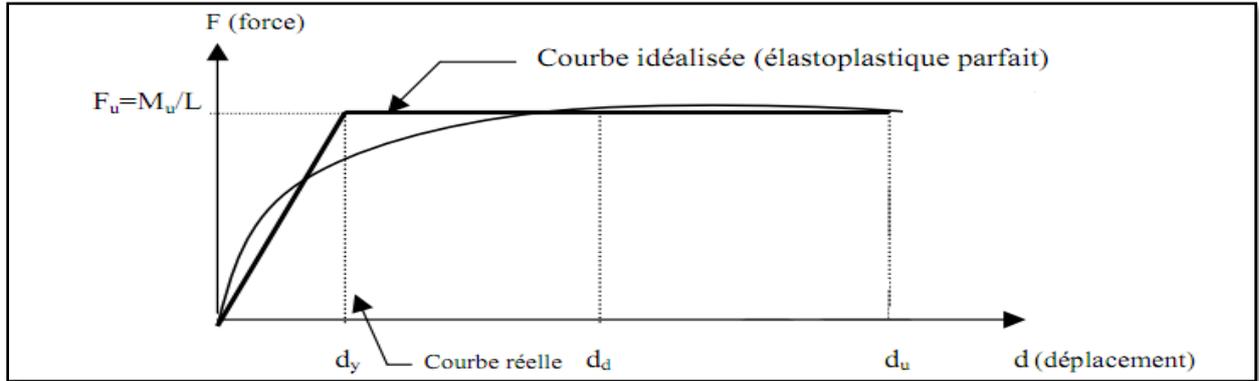


Figure 2.13 : Courbe Force-Déplacement [41]

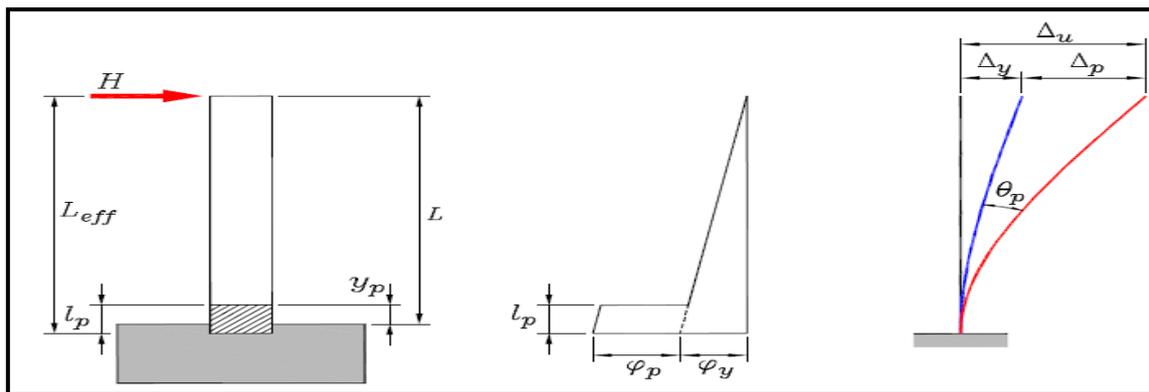


Figure 2.14 : Déformée de la pile de pont [3]

La courbe Force-Déplacement caractérise le comportement global de la pile. De manière analogue à ce qui a été fait au niveau de la section, l'appel de ductilité globale en déplacement dans la pile se définit à partir de cette courbe est caractérisé par le ratio [41] :

$$\mu_d = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad [2. 9]$$

Δ_u : déplacement ultime

Δ_y : déplacement à la fin de la phase élastique

II.4.1 Déplacement élastique Δ_y :

Le déplacement total élastique Δ_y est à la fois composé de trois parties :

$$\Delta y = \Delta f + \Delta sh + \Delta sl \quad [2. 10]$$

- **une composante due à la flexion :**

La distribution de la courbure sur la longueur d'une membrure en béton armé n'est pas linéaire en raison des fissures qui apparaissent dans la membrure. En effet, la courbure diminue entre les fissures et augmente à proximité de celles-ci. Cependant, au moment de la plastification, on peut supposer que la distribution est linéaire et qu'elle représente assez bien la distribution moyenne de la courbure bien qu'elle soit idéalisée [3].

Le déplacement dû à la flexion peut être trouvé d'après le théorème des moments d'aire suivant :

$$\Delta f = \frac{1}{3} \phi y L_{eff}^2 \quad [2. 11]$$

Avec :

$L_{eff} = L + l_{yp}$ représente la longueur réelle de la colonne,

L est la hauteur libre du poteau

l_{yp} tient compte de l'allongement des barres longitudinales à l'intérieur de la fondation.

- **une composante due au cisaillement :**

Selon les chercheurs Park et Paulay [15]. En trouvant le déplacement dû au cisaillement par la méthode simplifiée. Hypothèse de cette méthode :

- le poteau est divisé en trois parties : non fissuré, fissuré, mais hors de la zone de rotule plastique et fissuré dans la zone de rotule plastique.
- les déformations de cisaillement n'entraînent aucune rotation.
- Le déplacement total dû au cisaillement (éq.2.12).

$$\Delta sh = \Delta sh_{\text{élastique}} + \Delta sh_{\text{fissuré}} + \Delta sh_{\text{plastique}} \quad [2. 12]$$

Certains auteurs ne considèrent pas les déformations de cisaillement plastique puisqu'ils les incluent dans le concept de la rotule plastique et puisque sa contribution peut être négligeable. [3].

- **Une composante due au glissement des barres :**

Le glissement d'ancrage et l'allongement des barres longitudinales donnent lieu à une rotation θ qui n'est pas dû aux déformations de flexion et qui augmente le déplacement total en tête du poteau [figure 2.15]. Une fois que la rotation due au glissement est connue, le déplacement peut être trouvé en le multipliant par la hauteur du poteau.

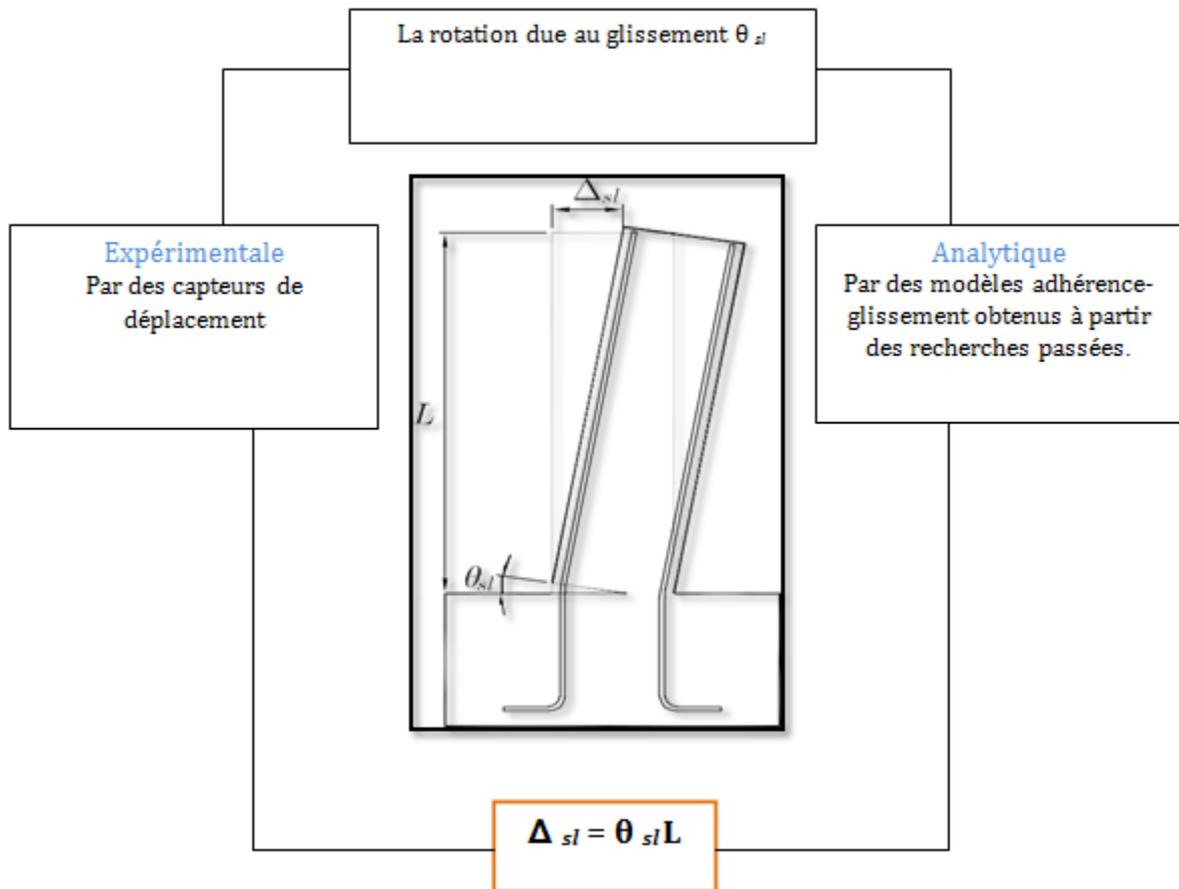


Figure 2.15 : Déplacement dû au glissement d’ancrage. [3]

II.4.2 Déplacement plastique Δ_p :

Après que la plastification des barres longitudinales dues aux efforts de traction induits par la flexion survient, une membrure en béton armé se déforme de manière inélastique jusqu’à atteindre sa rupture. Ces déformations inélastiques de flexion donnent lieu à une rotation inélastique θ_p et, généralement, ces déformations peuvent être concentrées sur une longueur finie de la membrure qui est dénommée longueur de rotule plastique l_p [figure 2.15] [3].

$$\theta_p = \phi_p l_p = (\phi_u - \phi_y) l_p \quad [2.13]$$

La relation de déplacement plastique :

$$\Delta_p = \theta_p \left(L - \frac{l_p}{2} \right) = (\phi_u - \phi_y) l_p \left(L - \frac{l_p}{2} \right) \quad [2.14]$$

Déplacement ultime en tête :

$$\Delta_d = \frac{1}{3} \phi_y L_{eff}^2 + (\phi_u - \phi_y) l_p \left(L - \frac{l_p}{2} \right) \quad [2.15]$$

Dans ces équations, représente la distance entre la section d’extrémité de la rotule plastique et le point de moment nul dans la pile, L_p est la longueur de rotule plastique est

Chapitre II : Notion de base et principe de conceptions de la pile de pont

définie comme étant la longueur sur laquelle les armatures longitudinales plastifient par équation (éq2.16 [33]) et L_{eff} est la longueur effective de la colonne pour le calcul du déplacement élastique calculé selon l'équation (éq2.18 [40])

$$L_p = 0,10 L + 0,015 f_{yk} \cdot d_b L \quad [2.16]$$

$$L_{eff} = L + l_{yp} \quad [2.17]$$

$$L_{eff} = L + 0,22 d_b \cdot f_{yk} \quad [2.18]$$

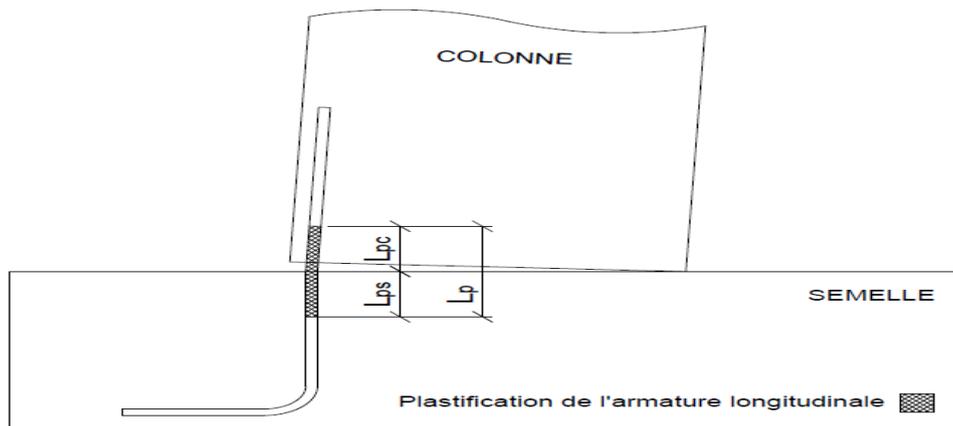
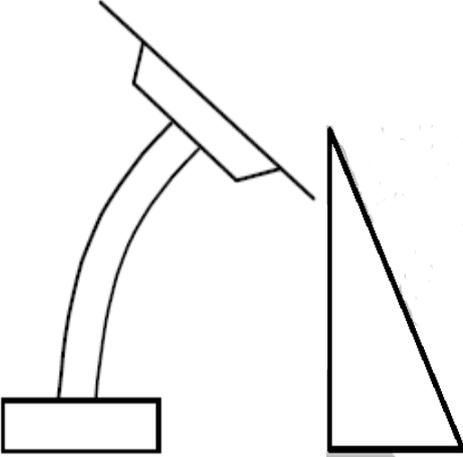
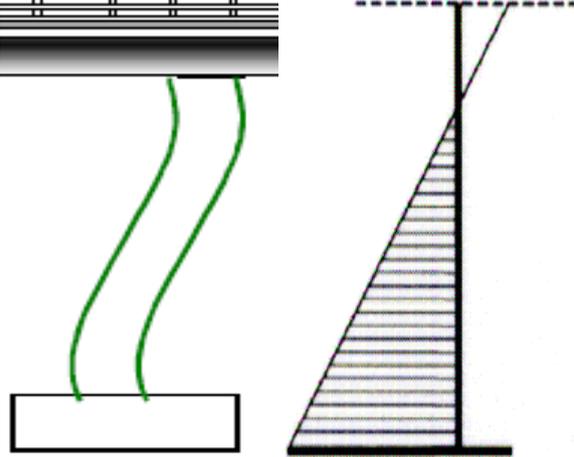


Figure 2.16 : Définition des paramètres servant au calcul de L_p

Tableau 2.5 : le déplacement élastique et plastique dans les cas des piles

cas d'une pile encastree en pied et libre en tete (flexion simple)	cas d'une pile encastree en pied et en tete (flexion double)
	
$\Delta y = \phi_y \cdot H^2 / 3$	$\Delta y = \phi_y \cdot H^2 / 6$
$\Delta_p = \theta_p (L - \frac{l_p}{2}) = (\phi_u - \phi_y) I_p (L - \frac{l_p}{2})$	

II.5 La rotation d'une section en béton armé

II.5.1 Rotation plastique :

La rotation de plastification de la corde θ_y peut être calculée comme le rapport entre le déplacement nominal de plastification Δ_y et la portée de cisaillement L_v .

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_v} = \frac{M_y}{EI} \cdot \frac{L_v}{3} = \frac{F_y L_v}{3EI} = \phi_y \cdot \frac{L_v}{3} \quad [2.19]$$

$L_v = M_u / V_u$: la portée de cisaillement

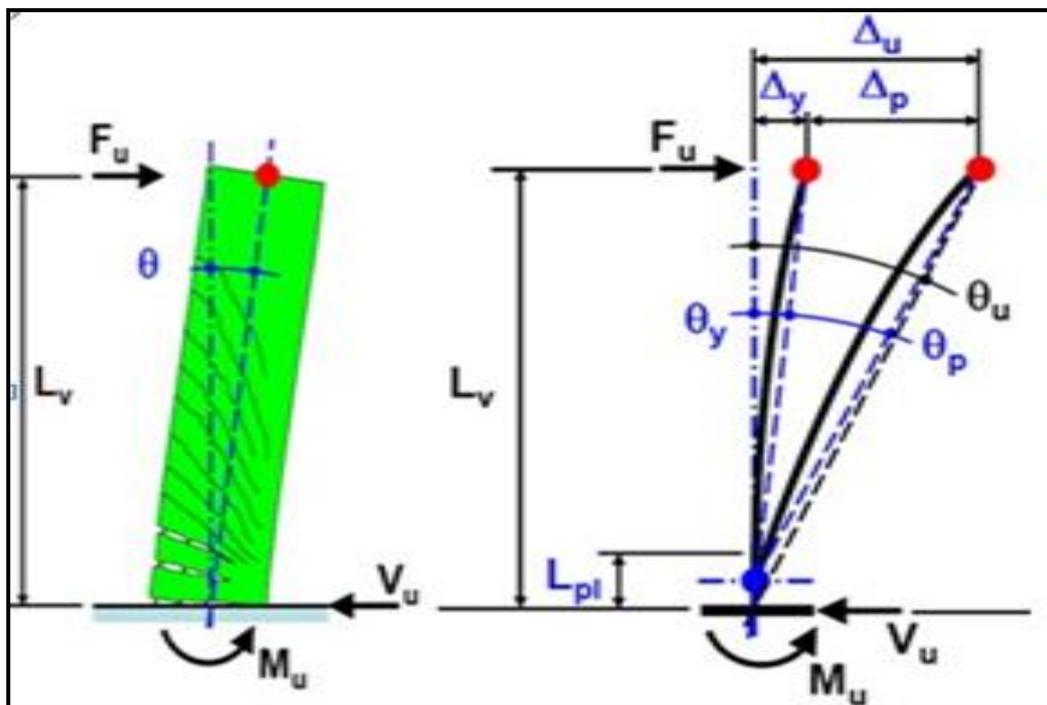


Figure 2.17 : Rotation d'un élément de construction

II.5.2 Rotation ultime :

La rotation de rupture de la corde θ_u peut être calculé comme le rapport entre le déplacement nominal d'ultime Δ_u et la portée de cisaillement L_v .

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v}\right) \quad [2.20]$$

II.6 Conclusion

La ductilité est un facteur essentiel dans la conception de l'élément structures devant résister aux séismes. Donc l'ingénieur parasismique peut chercher comment améliorer une structure moins déformable et plus ductile pour prendre la rigidité et aussi doit vérifier la structure est en mesure de subir des déformations plastiques (sans dégradation de la résistance).



**CHAPITRE III METHODE D'ANALYSE DE LA SECTION (LOI DE
MOMENT -COURBURE)**

III.1 Introduction :

Pour des structures complexes (irrégulières ...), la notion de ductilité n'est pas simple à appréhender. À cet effet, des méthodes d'analyse avancées doivent être envisagées (Euro code 8, 2006).

Pour l'analyse dynamique non linéaire des éléments de structure en flexion, la non-linéarité matérielle est prise en compte par le développement de rotules plastiques. Elle est introduite via des lois moment-courbures déterminées par les formules des courbures et de moment résistant (Euro code 8, 2006) [52].

III.2 Loi de comportement :

III.2.1 Matériaux-EC2 :

III.2.1.1 Acier-EC2 :

L'acier est un matériau isotrope homogène qui peut être sollicité de manière identique dans toutes les directions en compression et en traction.

EC2 retient **3 types d'aciers** en fonction de leurs allongements ϵ_{uk} sous charge maximale.

Tableaux 3.1: Propriétés des armatures de béton armé.

Acier a béton	Classe de ductilité	de	Limité d'élasticité $f_{yk}[N/mm^2]$	Valeur minimale de $k = (f_t/f_y)k$	l'allongement sous charge matériaux $\epsilon_{uk}\%$
B500A	A (acier à ductilité normale)	à	500	$\geq 1,05$	$\geq 2,5\%$
B500B	B (acier à haute ductilité)		500	$\geq 1,08$	$\geq 5\%$
B450C	C (acier à très haute ductilité)		≥ 450 ≤ 550	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 7,5\%$

L'euro code 2 limite le domaine d'application du béton armé aux aciers de limite élastique 600 MPa. ($400 < f_y < 600$ Mpa).

Forme du diagramme de contraintes déformations : à pallier horizontal, à pallier incliné

La contrainte à la limite d'élasticité en traction de l'acier est donnée par :

$$f_{y,d} = f_{yk} / \gamma_s$$

Avec :

$\gamma_s = 1,15$ aux ELU pour les combinaisons fondamentales

$\gamma_s = 1$ aux ELU pour les combinaisons accidentelles

f_{yk} : Limite d'élasticité caractéristique

$E_s = 200\,000$ MPa : Le module d'élasticité

Les valeurs de k sont données dans l'annexe C de l'Euro code 2 en fonction du type d'aciers mis en oeuvre (différentes classes de ductilité).

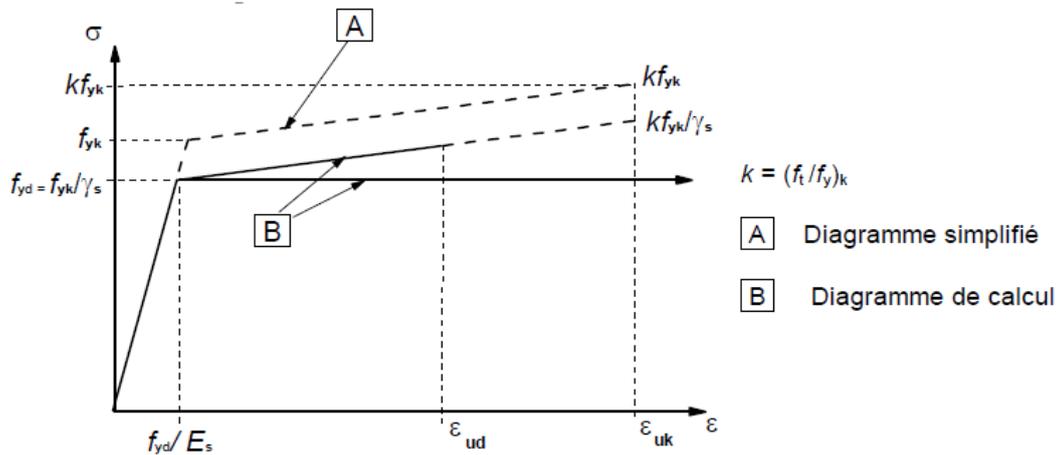


Figure 3.1: Diagramme contrainte-déformation générale d'acier-EC2

Le diagramme contrainte –déformation à **pallier incliné** représente l'écrouissage de l'acier, on notera que la déformation est limitée à ϵ_{ud} . Le diagramme contrainte-déformation à **pallier horizontal** représente l'élastoplasticité parfaite de l'acier, on notera que la déformation n'est pas limitée

III.2.1.2 Béton-EC2

Le béton est un matériau ayant une résistance constante dans toutes les directions. Il a une bonne résistance aux efforts de compression et faible aux tractions. L'EC2 présente trois diagrammes contraintes déformations pour le béton :

- Le diagramme parabole rectangle ;
- Le diagramme bilinéaire (simplification du diagramme parabole rectangle);
- Le diagramme rectangulaire simplifié (simplification du diagramme bilinéaire) ;

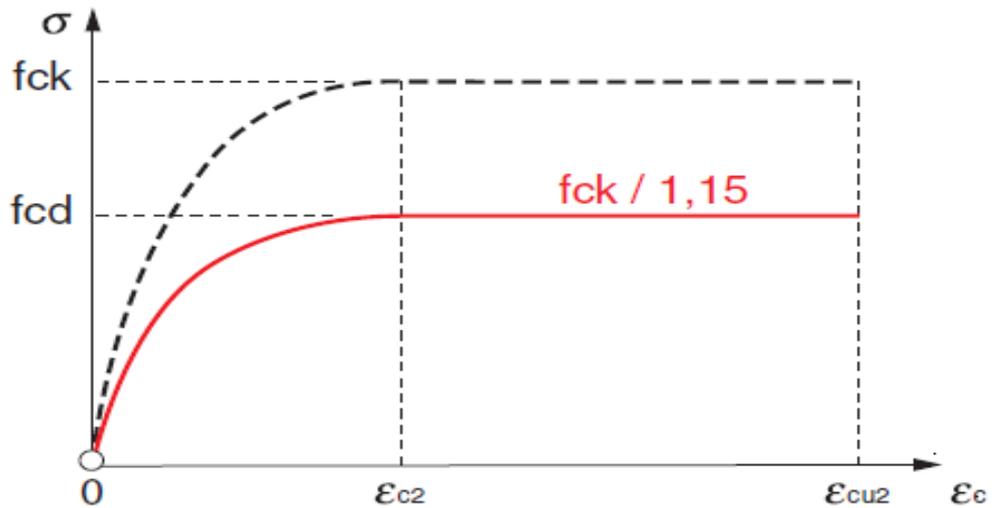


Figure 3.33:

Figure 3.2 : Diagramme parabolé rectangle-EC2.

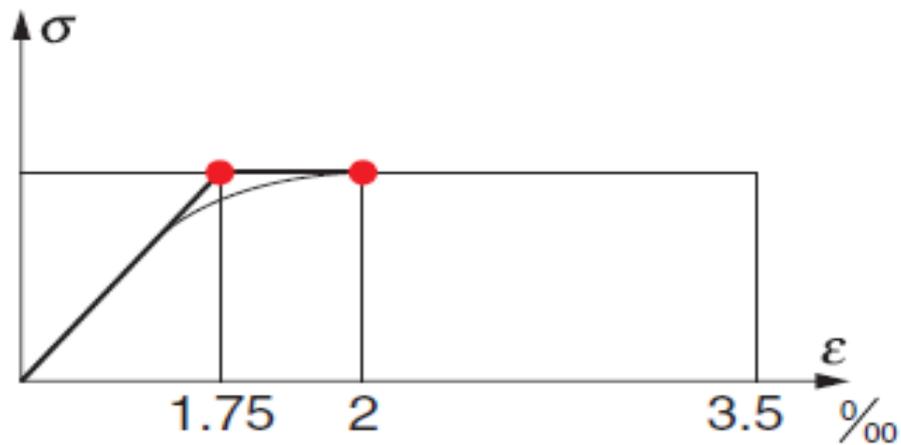


Figure 3.3 : Diagramme bilinéaire-EC2.

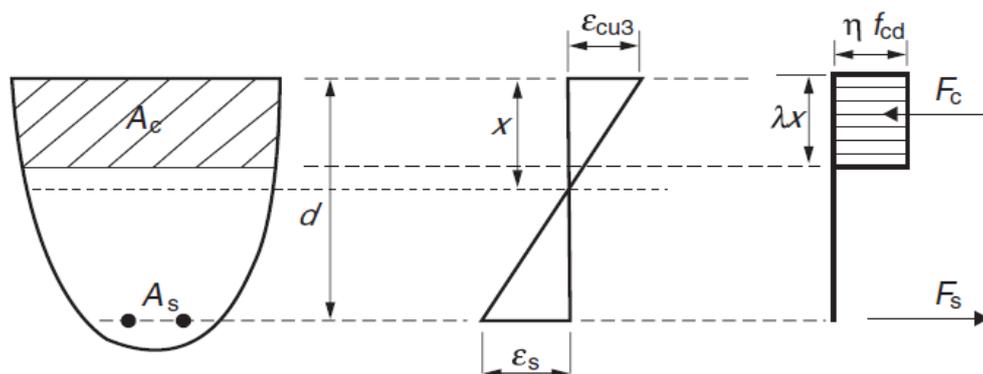


Figure 3.4 : Diagramme rectangulaire simplifié-EC2.

Pour le calcul des sections, on utilise le diagramme idéalisé dit (parabole-rectangle), constitué par un arc de parabole du second degré prolongé par un segment de droite

Chapitre III : Méthode d'analyse de la section (loi de moment -courbure)

Les contraintes limites en compression du béton pour le calcul des sections sont données par l'Euro code 2 par l'expression :

$$\sigma_c = f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c2}} \right)^n \right] \quad \text{Pour } 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{c2}$$

$$\sigma_c = f_{cd} \quad \text{Pour } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu2}$$

f_{cd} : Contrainte de compression du béton correspondant à la partie rectiligne du diagramme.

$$f_{cd} = \alpha_{cc} (f_{ck} / \gamma_c)$$

avec $\gamma_c =$ $\left\{ \begin{array}{l} 1.5 \text{ Dans les autres cas} \\ 1.2 \text{ Pour les situations accidentelles} \end{array} \right.$

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

-pour les bâtiments : ($\alpha_{cc} = 1$ valeur recommandée et utilisée pour l'annexe nationale Française).

-pour les ponts : $\alpha_{cc} = 0.85$, valeur recommandée. l'annexe nationale Française préconise $\alpha_{cc} = 1$.

-Le coefficient $0.85 \leq \alpha_{cc} \leq 1$ tient compte de l'effet défavorable de la durée de l'application des charges, vis à vis de l'essai de courte durée utilisé pour définir f_{ck}

n : l'exposant indiqué dans le tableau 3.1 de EC 2.

ε_c : la déformation atteinte pour la contrainte maximale (cf. tableau 3.1 de EC2)

ε_{c2} : Déformation de pic correspondant à f_{cd}

ε_{cu2} : la déformation ultime (cf. tableau 3.1 de EC 2)

- Pivots A, B, C du diagramme parabole-rectangle

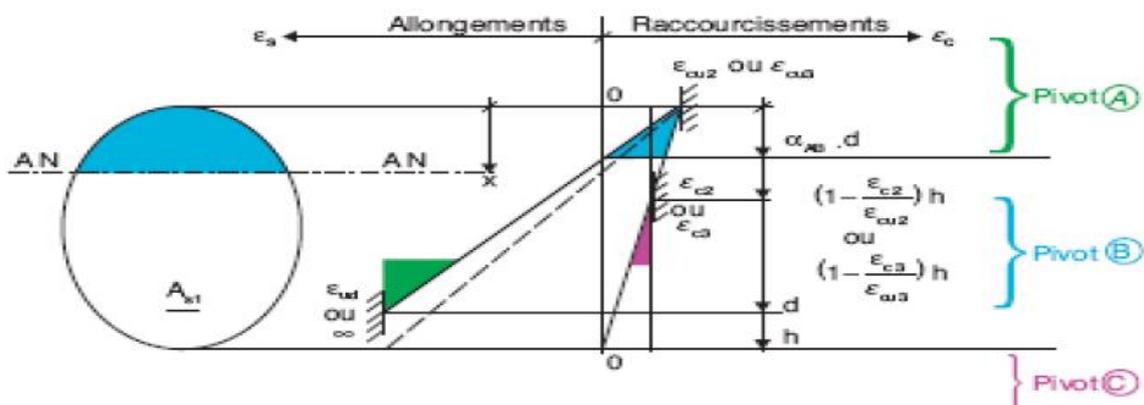


Figure 3.5: Pivot A, B, C-EC2.

Pivot A:

- Correspond à un allongement de l'acier le plus tendu $\epsilon_c = \epsilon_{ud}$
- ϵ_{ud} : diagramme a pallié incliné ;
- ∞ : diagramme a pallié horizontal ;
- Traction excentrée/flexion simple ou compose

Pivot B :

- Correspond à un raccourcissement de la fibre de béton la plus comprimée $\epsilon_c = \epsilon_{c2}$ ou ϵ_{c3}
- ϵ_{cu2} : diagramme a pallié incliné ;
- ϵ_{cu3} : diagramme a pallié horizontal ;
- flexion simple ou compose

Pivot C :

- Correspond à un raccourcissement de la fibre de béton a la distance $(1 - \epsilon_{c2} / \epsilon_{cu2}) h$ ou $(1 - \epsilon_{c3} / \epsilon_{cu3}) h$ de la fibre la plus comprimée $\epsilon_c = \epsilon_{c2}$ ou ϵ_{c3}
- Compression excentrée

III.2.2 Matériaux- BAEL :

III.2.2.1 Acier-BAEL :

Le BAEL présente un seul diagramme contraintes déformations pour l'acier : le diagramme a pallié horizontal. Le comportement des aciers est supposé élastoplastique parfait. La déformation ultime est fixée par le BAEL à 10%.

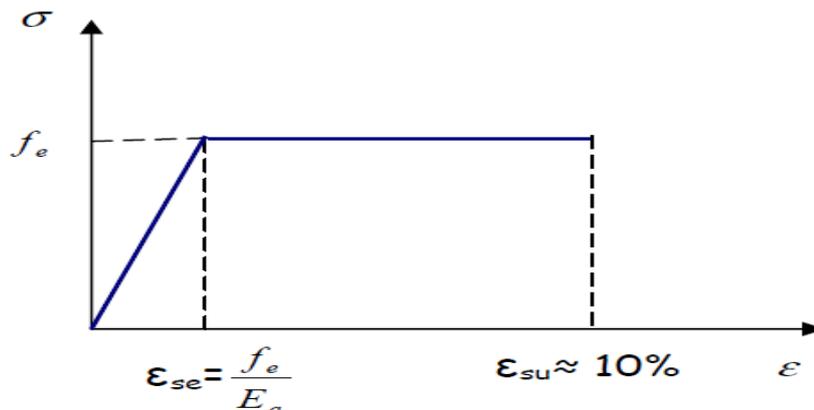


Figure 3.6: Diagramme contraintes-déformation de l'acier selon BAEL

La contrainte à la limite d'élasticité en traction de l'acier est donnée par : $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

Avec :

γ_s est le coefficient de sécurité, il prend les valeurs suivantes

$\gamma_s = 1,15$ dans le cas courant.

$\gamma_s = 1$ en cas de combinaisons accidentelles

Pour la nuance d'acier FeE24, $f_e = 240$ Mpa.

FeE40, $f_e = 400$ Mpa.

FeE50, $f_e = 500$ Mpa.

III.2.2.2 Béton –BAEL :

Le BAEL présente plusieurs diagrammes contraintes déformation pour le béton :

- Diagramme parabole rectangle ;
- Diagramme rectangulaire simplifié.

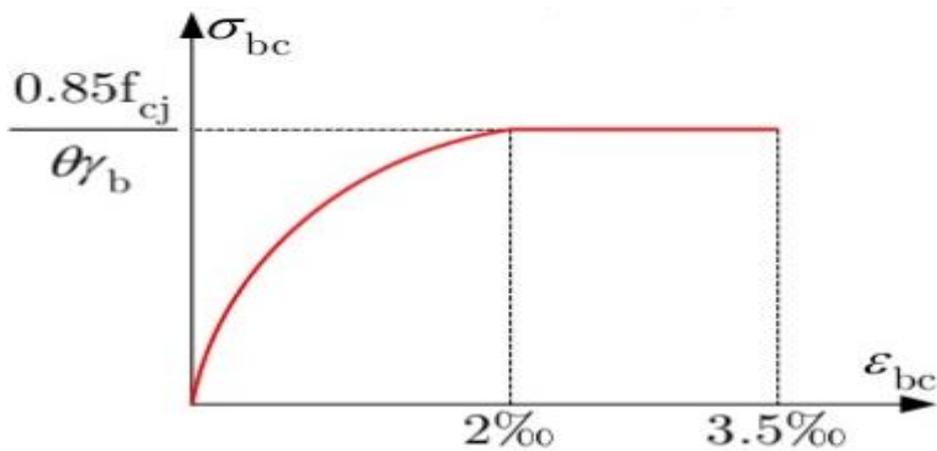


Figure 3.7 : Diagramme parabolique-rectangle-BAEL.

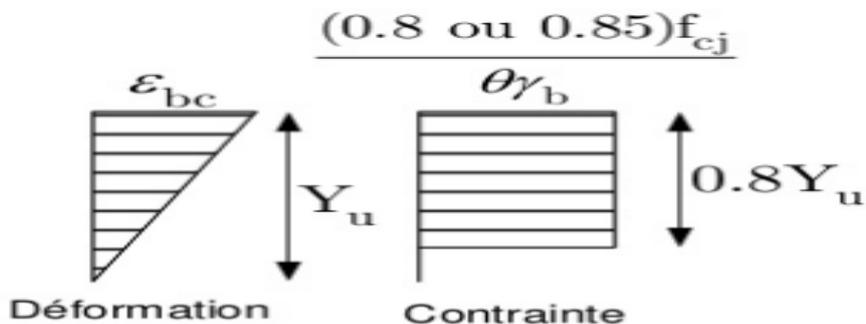


Figure 3.8 : Diagramme rectangulaire simplifié –BAEL.

Le diagramme contraint déformation parabolique rectangle [figure.3.7]. Elle peut être utilisée dans tous les calculs aux états limites ultimes, et qui ont pour but de simplifier les calculs

Les relations entre contrainte et déformation sont :

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = f_{bc} \left[2 \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right) - \left(\frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{b0}} \right)^2 \right] & 0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \\ \sigma_{bc} = f_{bc} & 2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3.5\text{‰} \end{cases}$$

Avec :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}$$

0.85 : c'est le coefficient de diminution de la résistance du béton dans le temps, il tient compte de l'effet de fluage.

γ_b : 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles.

- Pivots A, B, C du diagramme parabole rectangle

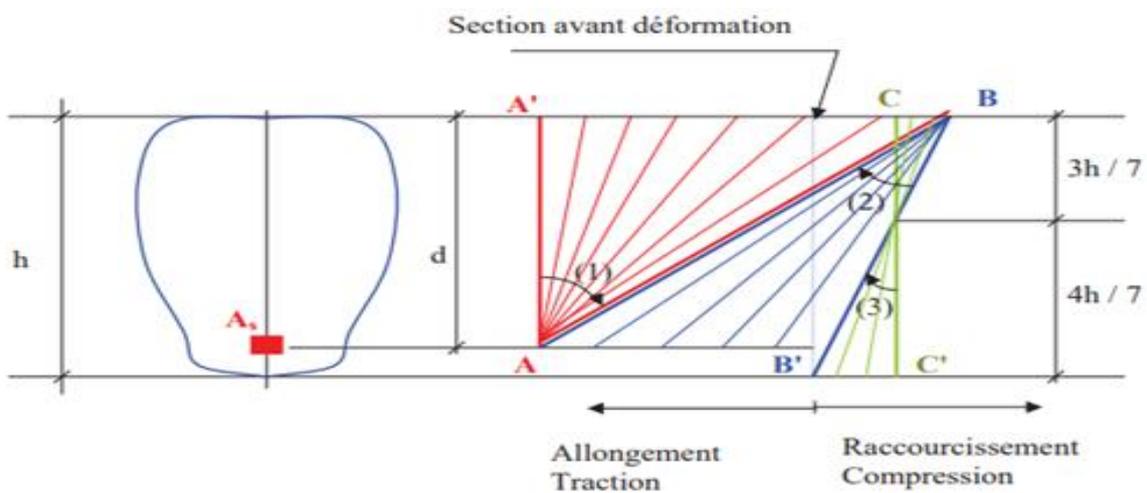


Figure 3.9: Pivot A, B, C-BAEL

Pivot A

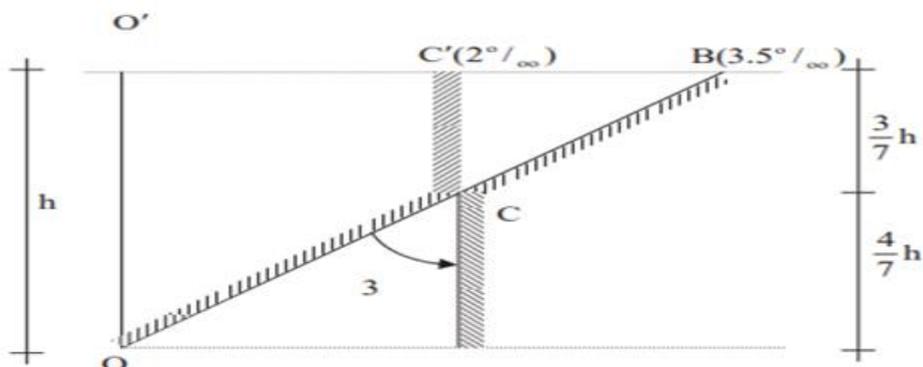


Figure 3.10 : Pivot A-BAEL

- Allongement de l'acier le plus tendu.

- Traction simple ou flexion simple ou composée.

Pivot B :

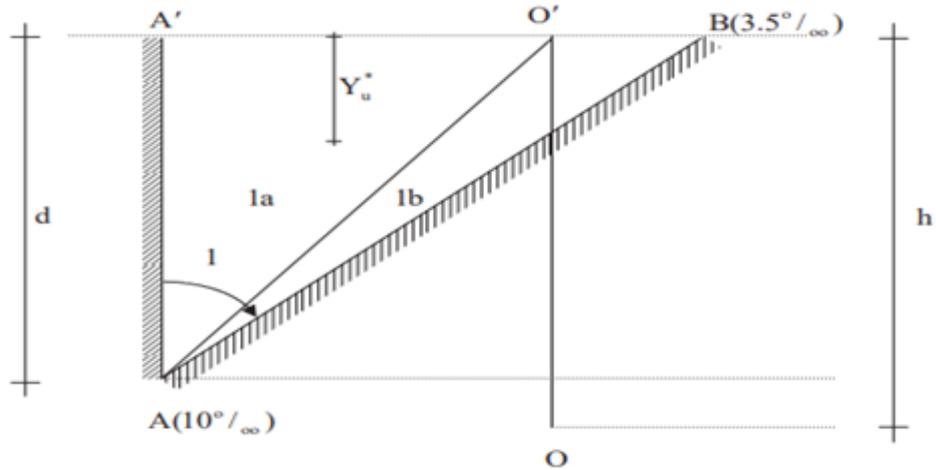


Figure 3.11 : Pivot B-BAEL

- Ce domaine correspond à un diagramme de déformation qui satisfait simultanément à $\epsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$ dans la fibre supérieure de la section et $\epsilon_{st} = 10\text{‰}$ dans les aciers tendus
- Flexion simple ou composée

Pivot C :

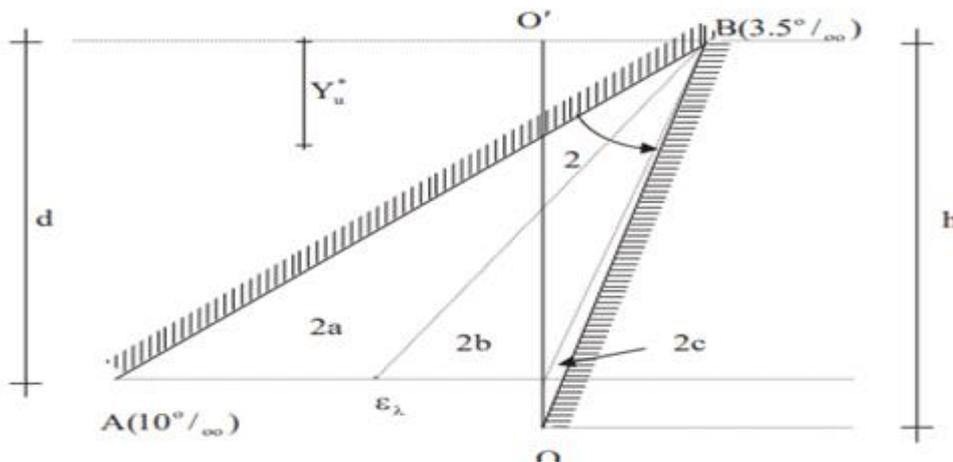


Figure 3.12: Pivot C-BAEL

- Dans ce domaine la déformation de compression du béton au point C doit toujours vérifier $\epsilon_b = \epsilon_{bu} = 2\text{‰}$
- Compression simple ou flexion composée ;

III.3 Définition de courbure :

Courbure (ϕ) est un paramètre géométrique qui représente la déformation (flèche ou rotation angulaires) d'une section transversale sous une charge de flexion [48]. La courbure va être aussi employée dans la relation moment courbure.

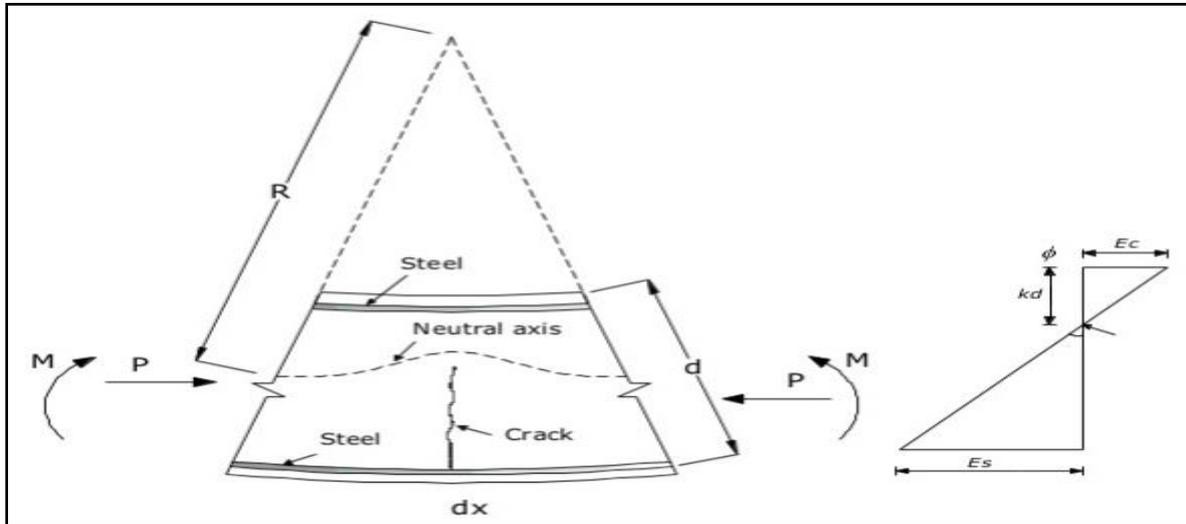


Figure 3.14 : Déformation d'un élément fléchi [49]

La courbure à la limite élastique ϕ_y peut être calculée à partir de l'annexe c de l'EC8-2 (Annexe c) pour les sections rectangulaires :

$$\phi_y = \frac{2,1\epsilon_{sy}}{d} \tag{3.1}$$

Pour les sections circulaires :

$$\phi_y = \frac{2,4\epsilon_{sy}}{d} \tag{3.2}$$

D'où :

ϵ_{sy} est la déformation limite élastique des armatures.

d est l'épaisseur effective de la section.

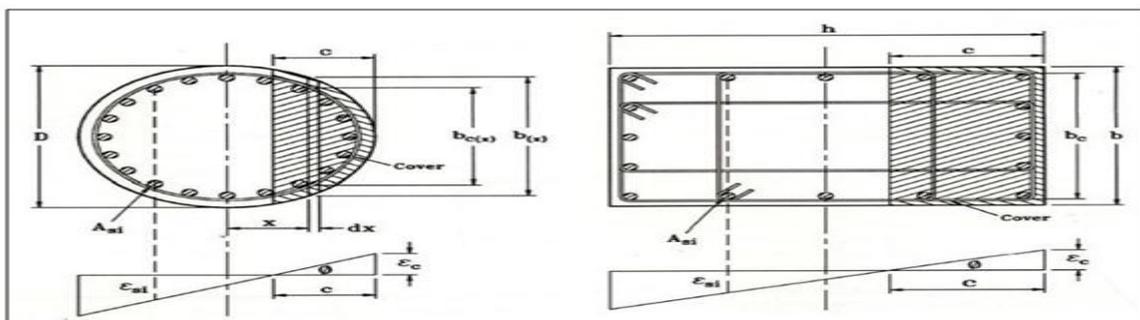


Figure 3.15 : Equilibres de section relatifs à la définition de la loi moment-Courbure [53]

La courbure ultime est donnée par :

$$\phi_u = \frac{1}{R} = \frac{\epsilon_c}{Kd} = \frac{\epsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\epsilon_c - \epsilon_s}{d} \quad [3.3]$$

et la rotation par intégration des courbures $\int \frac{1}{r} = \theta$

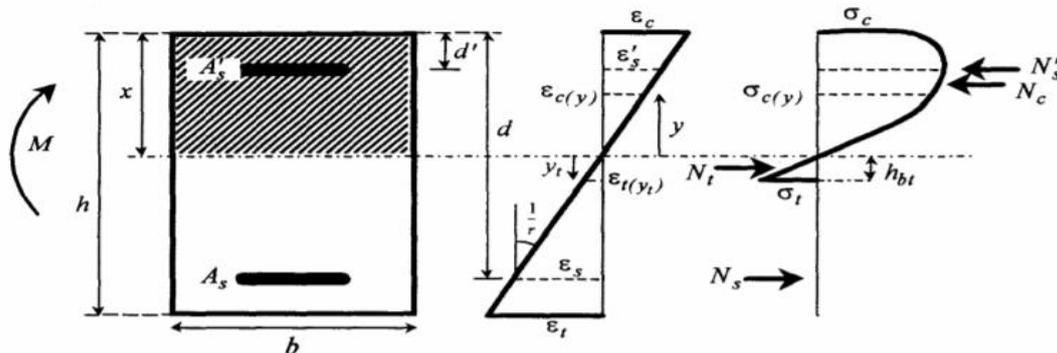


Figure 3.16 : Courbure d'une section rectangulaire soumise à une flexion (N : compression $N < 0$; $\epsilon_c < 0$)

ϵ_s et ϵ_c représentent respectivement les déformations des armatures et du béton (déformations de compression négatives)

d est l'épaisseur effective de la section

III.4 Moment résistant ultime MRd :

Le moment de flexion résistant d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple à l'ELU est calculé selon la méthode suivante [54] :

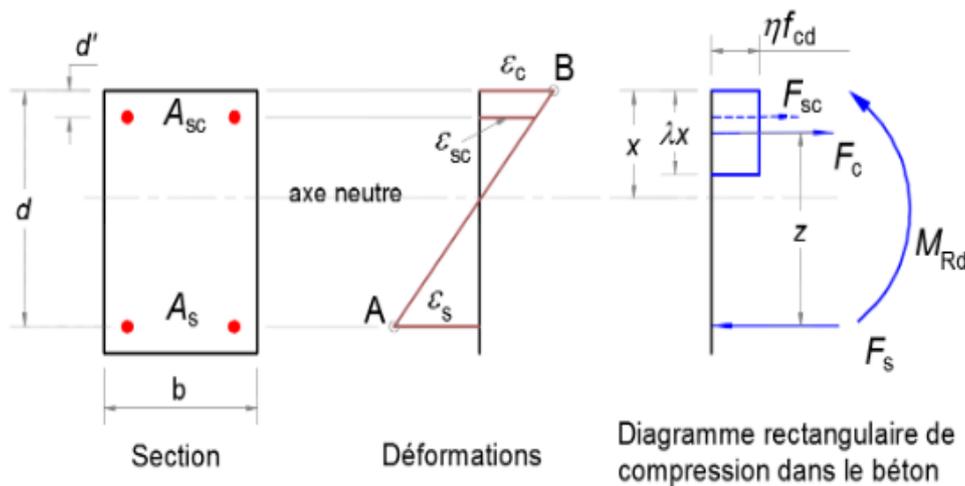


Figure 3.17 : Section rectangulaire soumise à la flexion simple l' ELU.[54]

A l'équilibre, la somme des moments au centre de gravité des armatures tendues donne :

$$M_{Rd} = A_{sc} \sigma_{sc} (d - d') + b \lambda x \eta f_{cd} (d - \lambda x / 2) \quad [3.4]$$

Avec :

$\lambda = 0.8$ pour $f_{ck} \leq 50$ MPa

$\lambda = 0.8 - (f_{ck}-50)/400$ pour $50 < f_{ck} \leq 90$ MPa

$\eta = 1.0$ pour $f_{ck} \leq 50$ MPa

$\eta = 1.0 - (f_{ck}-50)/200$ pour $50 < f_{ck} \leq 90$ MPa

III.5 Relation moment courbure :

La relation moment-courbure présente une vieille outil précieux pour prédire le moment non linéaire et la relation de courbure non linéaire associée la rigidité en flexion [51].

Les sections en béton armé soumises à la flexion (simple ou composée).L'application d'un moment « M » induit un raccourcissement des fibres supérieures et un allongement des fibres inférieures et vice versa selon le signe du moment [50].La relation entre le moment et la courbure est donné par l'équation classique (éq3.5) :

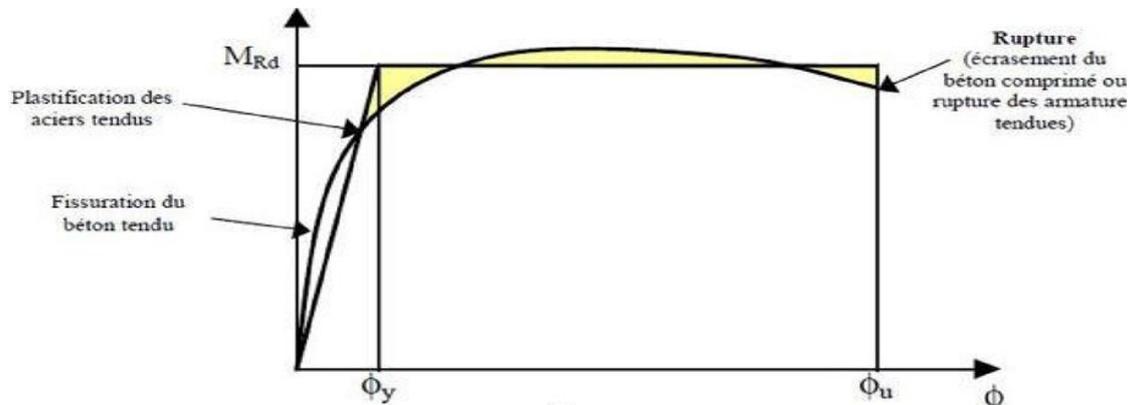


Figure 3.18 : Loi Moment courbure [41]

$$\phi_y = \frac{M_u}{EI_y} \quad [3.5]$$

III.6 Loi de moment-courbure simplifié en béton armé :

L'établissement des lois moments-courbures pour des sections en béton armé est indispensable lorsqu'on s'intéresse au comportement non linéaire des matériaux béton et acier. Cette situation se produit plus particulièrement dans les conditions d'analyse accidentelles telles que le séisme [47] ; et des hypothèses habituelles du béton armé aux états limites ultimes ; c'est-à-dire :

- i) la résistance du béton tendu est négligée ;
- ii) les sections plans avant déformation restent planes après déformation (hypothèse de Bernoulli) ;
- iii) l'adhérence entre le béton et l'acier est parfaite.

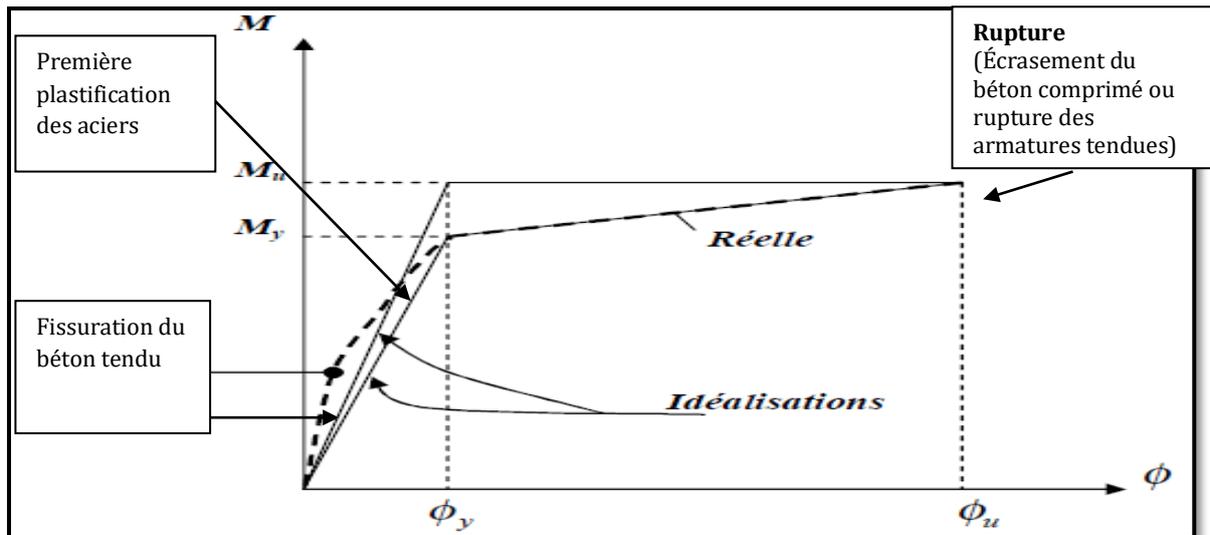


Figure 3.19: Les courbes moment- courbure réelles et idéalisées dans les sections fissurées [15]

Le rapport entre la courbure ultime (ϕ_u) et la courbure élastique (ϕ_y) définit le coefficient de ductilité en courbure [33]. Soit :

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad [3.6]$$

Le moment-courbure sera obtenu donc par la détermination des valeurs de moment élastique (M_y), moment plastique (M_p), moment ultime (M_u) ; et les valeurs de la courbure élastique (ϕ_y), la courbure plastique (ϕ_p), la courbure ultime (ϕ_u) Ces valeurs sont déterminées dans l'organigramme de loi de moment –courbure simplifié.

III.6.1 Moment-courbure élastique :

Avant de se retrouver dans un état non-linéaire, la section ($b \times h$) 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.

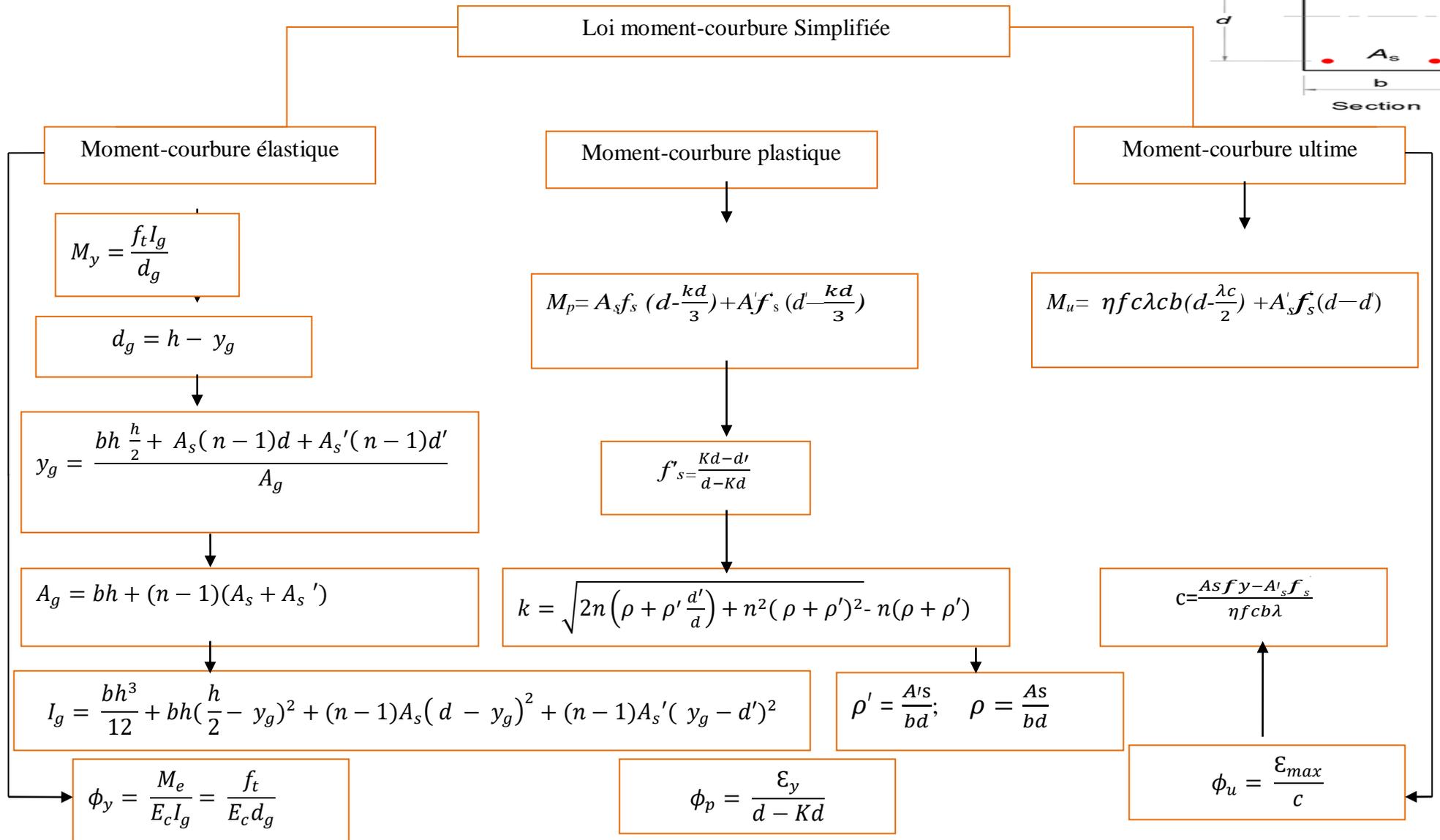
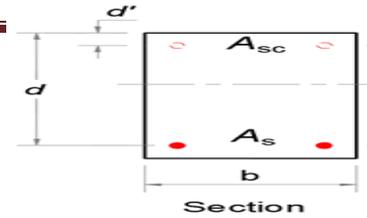
III.6.2 Moment-courbure plastique :

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.

III.6.3 Moment-courbure ultime :

La courbure ultime correspond à la limite de résistance du béton en déformation. Pour obtenir les valeurs de Muet ϕ_u il nécessaire d'effectuer quelques calcules. Le premier calcule consiste à considérer que les aciers comprimés attient la limite élastique de l'acier f_y .
[47]

Chapitre III : Méthode d'analyse de la section (loi de moment -courbure)



Organigramme de loi de moment –courbure simplifier de PHILIPPE, M

III.7 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a présenté une méthode classique du calcul moment-courbure est une méthode basée sur la loi moment-courbure simplifiée en béton armé. C'est un outil très souvent utilisé par conséquence Le moment de courbure est l'une des meilleures solutions pour évaluer et représenter le comportement des sections transversales d'une pile de poteau en béton arme .On sachant que la recherche expérimentale est la meilleure façon de déterminer le comportement des sections transversales.

CHAPITRE IV INVESTIGATION NUMERIQUE ET COMPARATIVE

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre, on s'intéresse aux plusieurs paramètres essentiels qui ont une influence sur la loi de moment courbure d'une section de pile de pont en béton armé.

Dans ce qui suit, on se propose d'évaluer, par l'analyse numérique, l'effet de la variation de ces paramètres (diminution ou croissance relative) sur la ductilité d'une section de pile en béton armé. Notre étude comparative et paramétrique est réalisée ci-après, en utilisant logiciel XTRACT ou USRC

XTRACT (chadwel and imbsen 2002)[55] a débuté comme un outil académique et de recherche à l'université de Californie à Berkeley, sous la forme d'un programme intitulé UCFyber.

Ce programme est un outil important pour l'analyse de l'ingénierie des tremblements de terre lorsqu'une évaluation réaliste des capacités de moment-courbure d'une section transversale. Il s'intéresse par :

- Analyse de moment courbure
- Analyse de l'interaction force axiale - moment
- Analyse des interactions Moment selon l'axe X-Moment selon l'axe Y

IV.2 Etude comparative entre les résultats numérique et ceux expérimentaux

IV.2.1 Base des données des tests réalisés :

L'étude se déroule sur une pile de pont en béton armé à l'échelle testée dans des conditions dynamiques sur une table vibrante aux États-Unis, à l'université de Californie de là part d'un chercheur « CARREA FRANCESCO 2010[5] »

IV.2.2 Présentation et description des spécimens :

Ce pilier possède un diamètre de 1.22 m, sur une hauteur de 7.31m de la fondation jusqu'à la partie inférieure du tablier. Il est renforcé par 18 barres d'armatures longitudinales D36 avec un enrobage 52 mm, des cadres transversaux de diamètre D16 avec un espacement de 152mm. La résistance caractéristique du béton est de 27.6 MPa. La limite élastique des cerceaux est de 375.1 MPa alors que celui de l'armature longitudinale est de 518.5 MPa ,la figure 4.1 montre la géométrie de la pile.

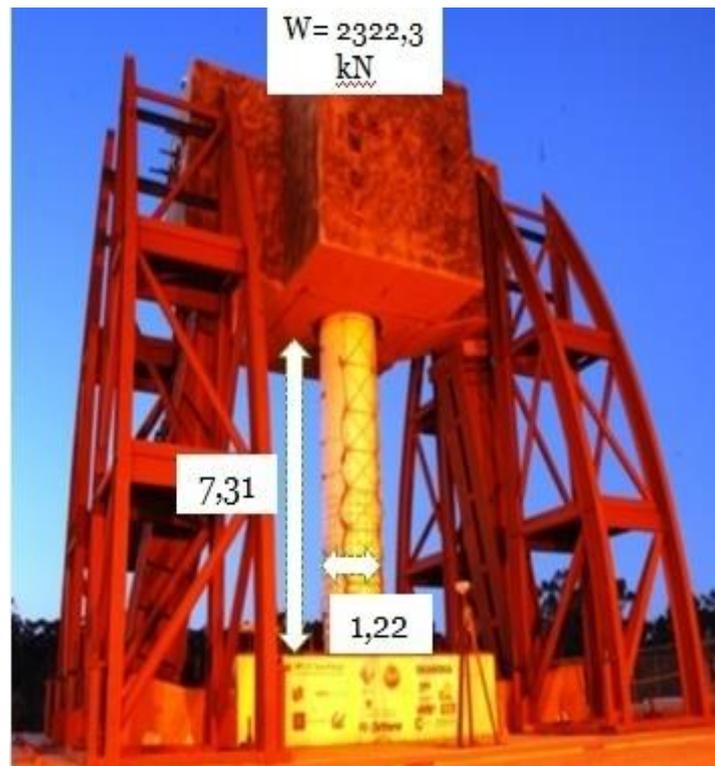


Figure 4.1 : L'échantillon d'essais « CARREA FRANCESCO 2010 »

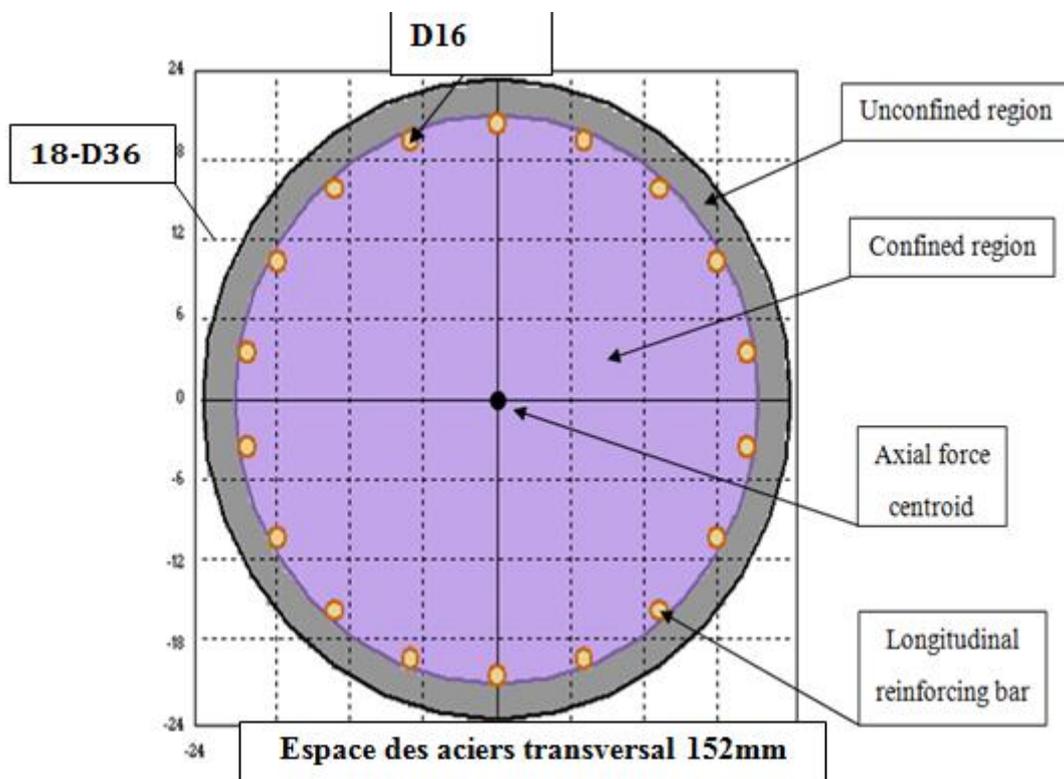


Figure 4.2 : Détails de ferrailage de pile



Figure 4.3 : Échantillon d'essai : semelle, colonne, superstructure

Tableau 4.1 : Caractéristiques de pile

La charge axiale		Hauteur H		Dimensions de la section (cercle)		limite d'élasticité ϵ
(KN)	(Kips)	(m)	(ft)	(m)	(ft)	(%)
2534.9	569.7	7.31	24.0	1.22	4.0	0.26

IV.2.3 Propriétés des matériaux utilisés :

Afin de bien représenter les différents comportements des deux matériaux formant les spécimens, des essais ont été faits pour évaluer leurs propriétés. Chacun des matériaux est présenté séparément dans ce qui suit

Acier :

Le type des barres d'acier a été utilisés acier de nuance G60 .Au moins trois échantillons pour les barres 18T36 longitudinales ont été caractérisés par des essais en traction selon la norme ASTM A706, et pour l'acier transversal a été testé sur cinq échantillons. Les courbes contrainte-déformation obtenues à partir des essais en traction sont présentées aux figures 4.4 et 4.5

Tableau 4.2 : Propriétés mécaniques des aciers longitudinal et transversal

	Acier longitudinal		Acier transversal	
	(MPa)	(ksi)	(MPa)	(ksi)
f_y	518.5	75.2	375.1	54.4

f_u	706.7	102.4	592.2	85.9
Ratio de ferrailage (%)	1.55		0.953	

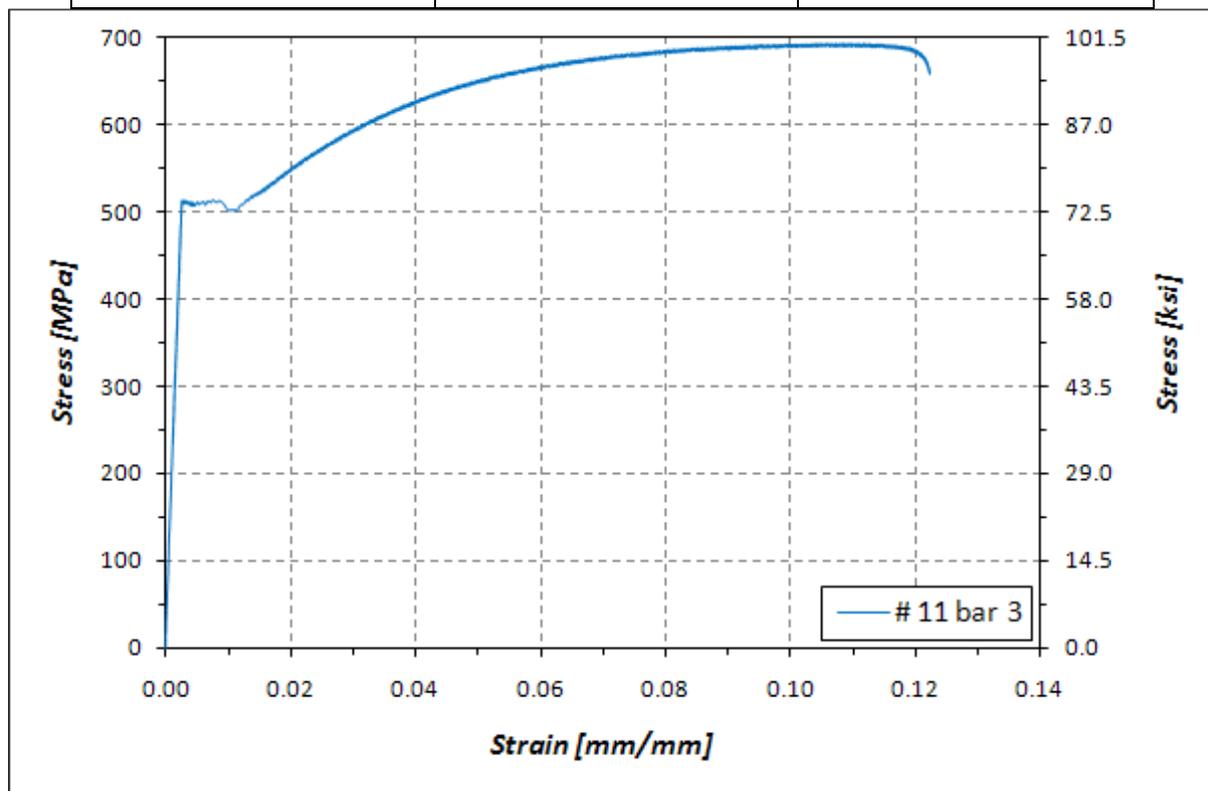


Figure 4.4 : courbe contraintes-déformation d'acier longitudinal

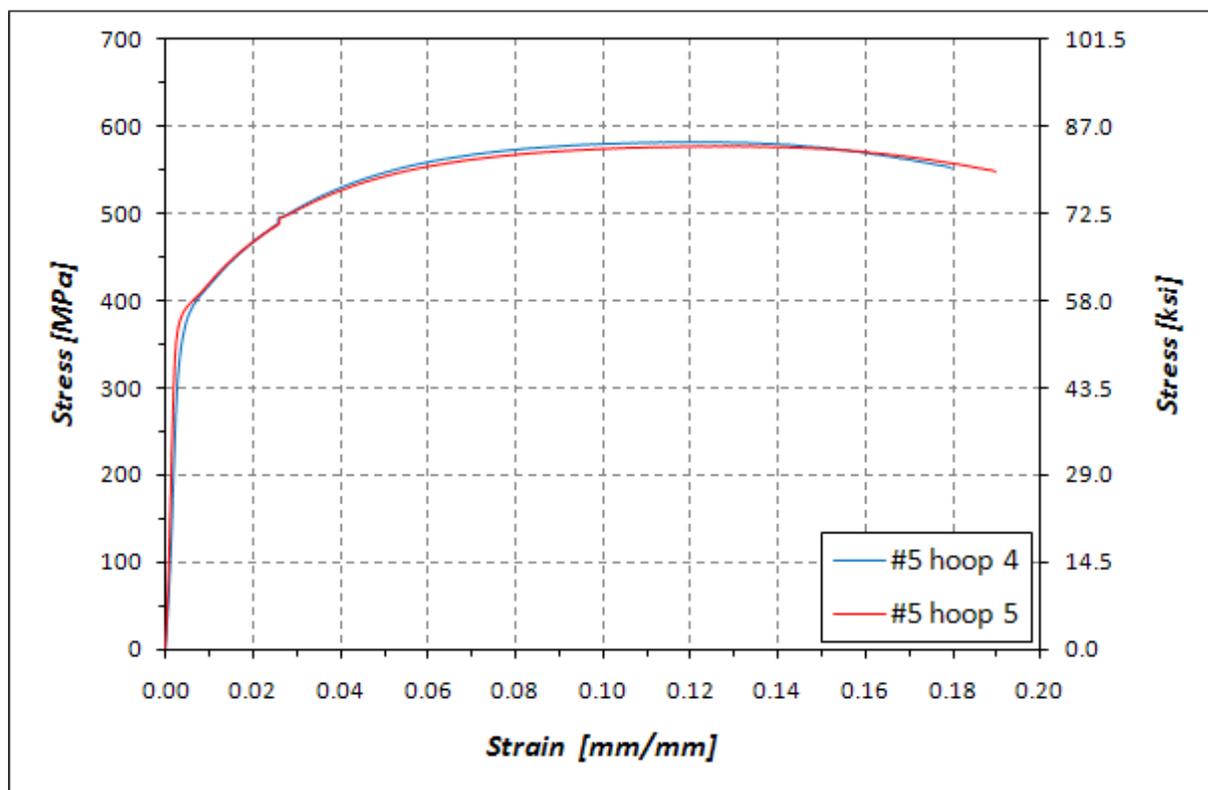


Figure 4.5 : courbe contraintes-déformation d'acier transversal

Béton :

Les caractéristiques des bétons frais sont montrées au tableau 4.3. dix-huit cylindres de béton ont été prélevées pour évaluer la résistance à la compression du béton (f_c) de la pile . Le tableau 4.3 donne la résistance à la compression du béton utilisé pour la pile. Les caractéristiques des bétons sont montrées au tableau

Tableau 4.3 : propriété de béton

	(MPa)	(ksi)
$f_c .29$	40.3	5.8
$f_c .42$	40.9	5.9
$f_c .43$	42.0	6.1

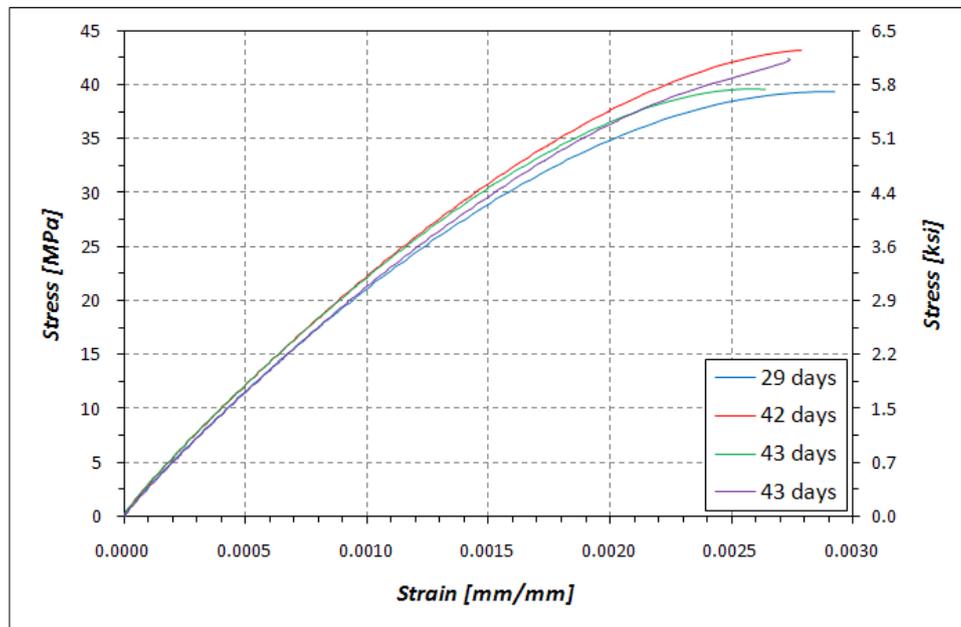


Figure 4.6 : courbe contrainte-déformation pour le béton

IV.2.4 La loi de Moment-Courbure déterminée avec logiciel XTRACT de la pile

On utilise les mêmes caractéristiques obtenues par des essais expérimentaux sur la pile testée, pour les insérer dans le logiciel numérique XTRACT.

Résultats obtenus :

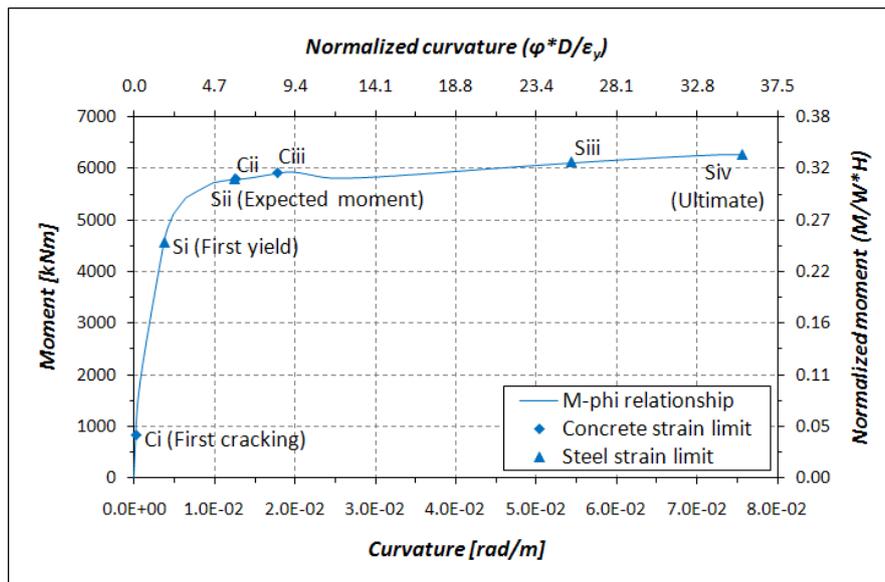


Figure 4.7 : courbe moment courbure expérimental

Dans le calcul non-linéaire, XTRACT peut être aussi utilisé pour déterminer le comportement non-linéaire des sections de la pile. La figure 4.8 montre la courbe obtenue par logiciel XTRACT

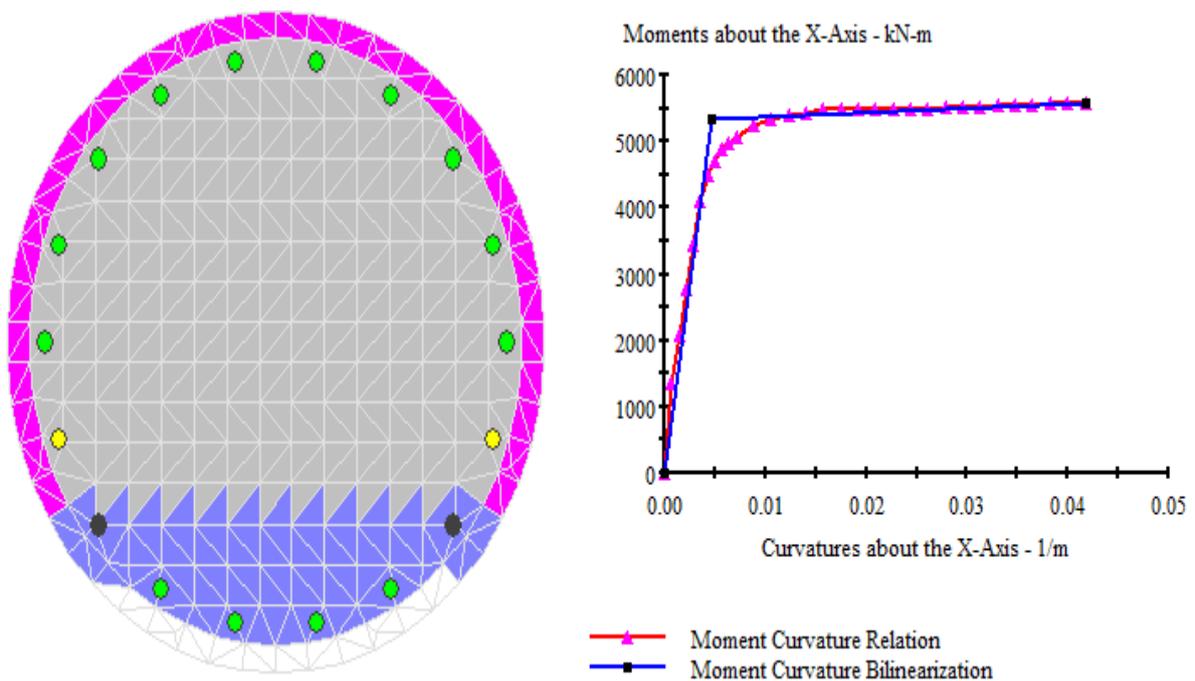


Figure 4.8 : Courbe de moment courbure numérique à l'aide du logiciel XTRACT

De la même façon on peut aussi utiliser Le code USC-RC [56] pour déterminer le comportement non linéaire des sections des colonnes de pont. La courbe établie est illustrée par la figure 4.9.

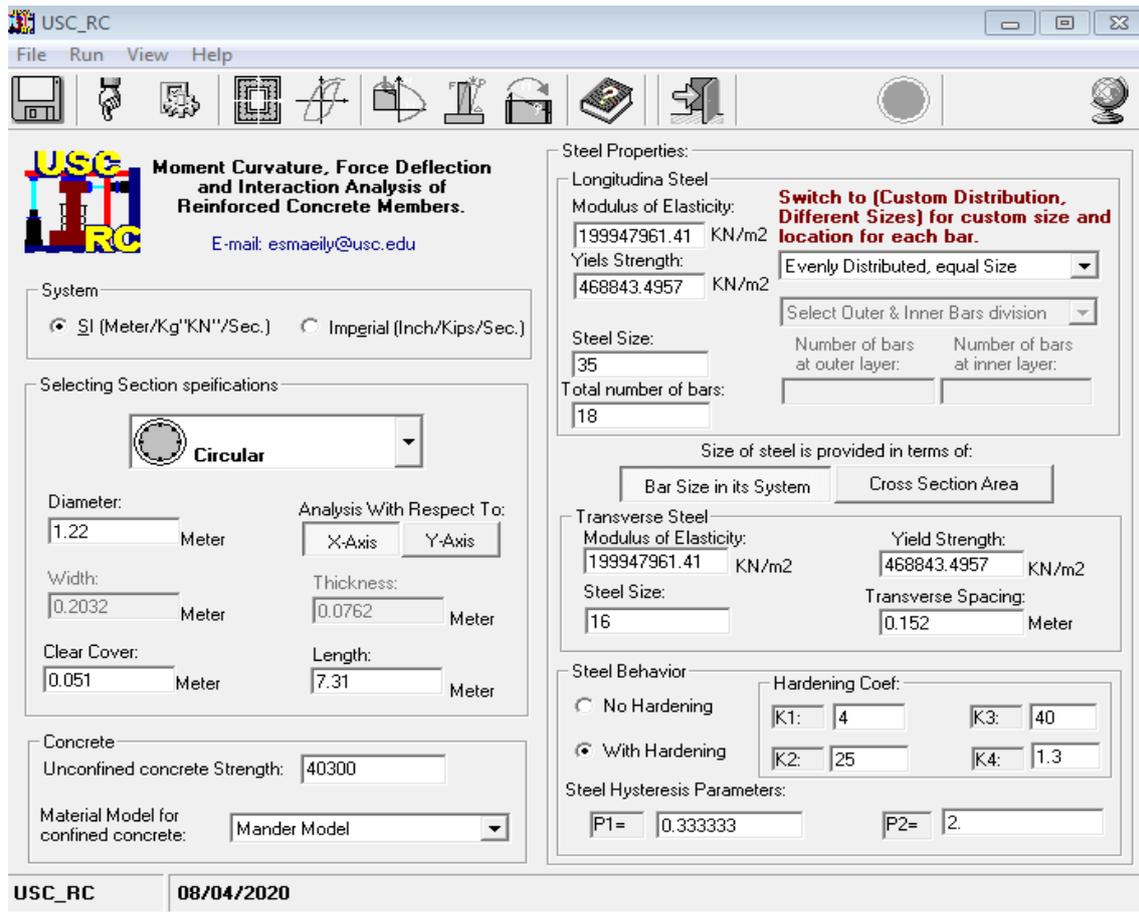


Figure 4.9 : Interface du code USC-RC.

Pour établir le Moment –courbure de la section de la pile du pont étudié, le modèle de contrainte-déformation de Mander pour le béton confiné et le modèle de USC-RC de l’acier pour le ferrailage ont été employés pour l’analyse, les deux modèles sont présentés respectivement dans les figures 10et11.

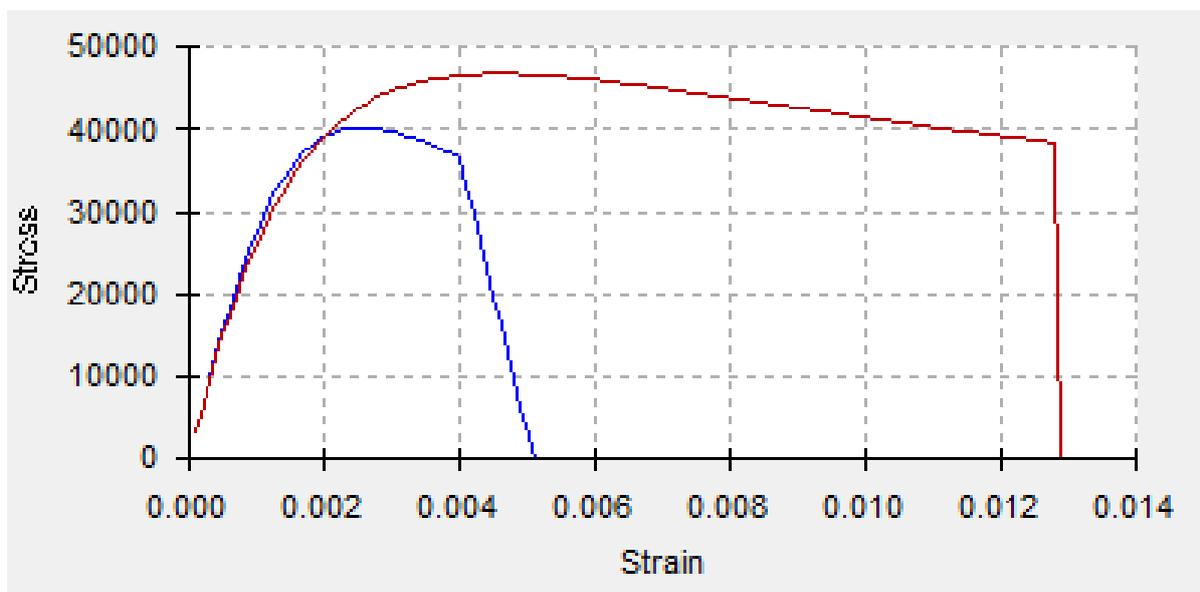


Figure 4.10 : Modèle de béton de la pile.

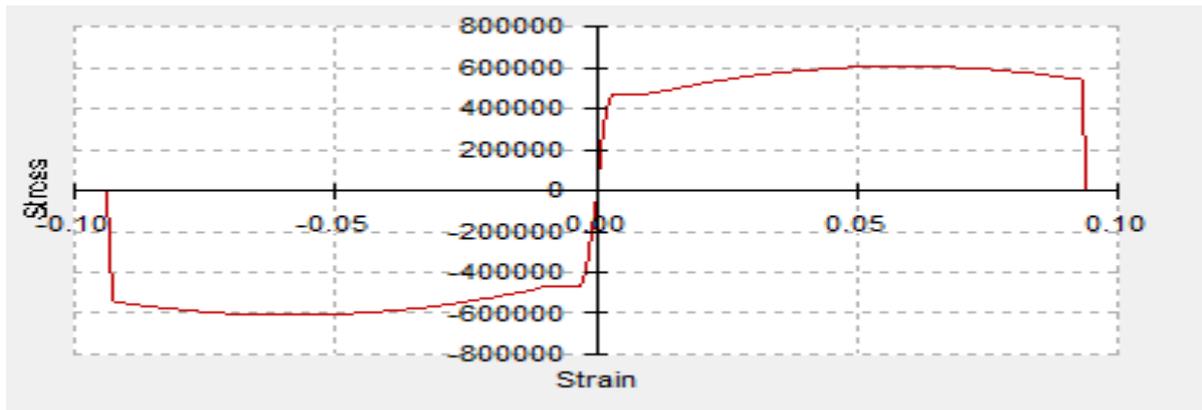


Figure 4.11 : Modèle de l'acier de la pile

La courbe moment-courbure obtenue est donnée par la figure 4.9.

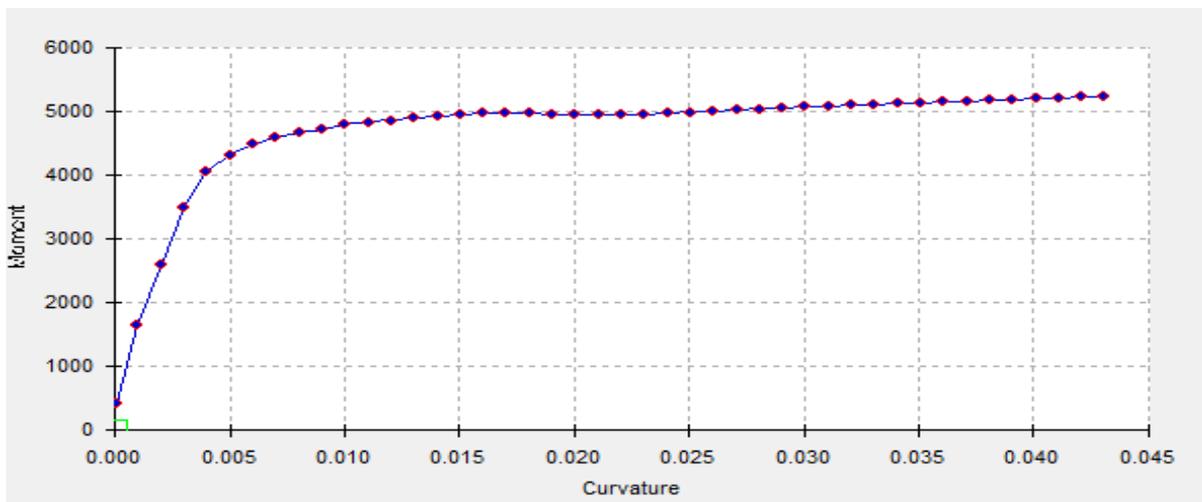


Figure 4.12 : Diagramme de moment-courbure.

De ce qui précède, et pour confirmer les résultats de moment courbure qui traduit le comportement non linéaire de la section de la pile étudiée on utilise deux logiciels numériques XTRACT et USC-RC et par la suite on remarque que les deux résultats sont identiques.

IV.2.5 Comparative entre les résultats expérimentaux et numériques :

Afin de comparer les résultats numériques et expérimentaux, on procède à une superposition des courbes (expérimentale et numérique) comme se figure ci-dessous :

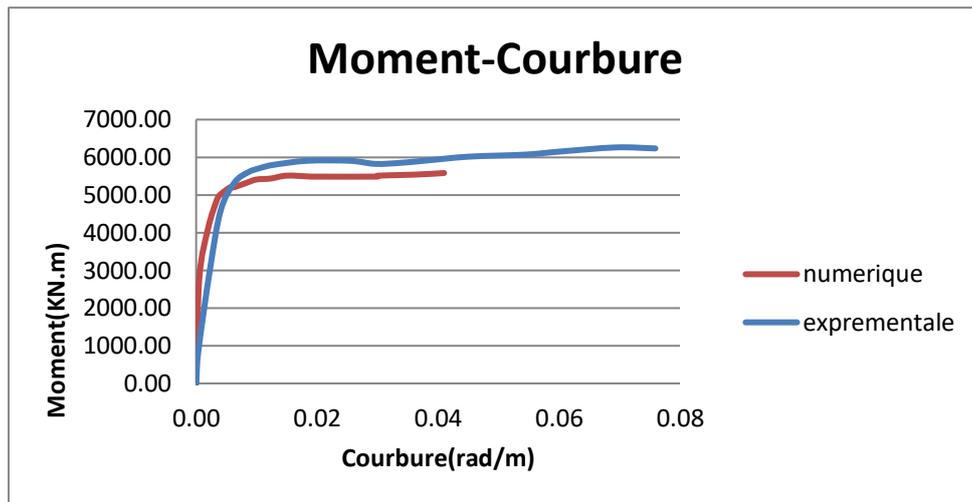


Figure 4.13 : Moment courbure expérimentale et numérique

➤ **Interprétation et conclusion**

À partir des deux courbes de la figure (4.13), nous avons observé qu'il y a une différence remarquable entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques, aussi on peut voir que la courbure de rupture de l'essai expérimentale est supérieure à celle d'essai numérique avec un écart qui peut atteindre les 50%.

D'après les résultats expérimentaux et ceux numériques on peut conclure qu'il n'y a pas toujours de ressemblance entre eux. Dans ce cas les erreurs peuvent être causées par les opérateurs suite au mauvais prélèvement des résultats des essais expérimentaux, une faible précision contrairement aux résultats numériques qui sont précis ou bien des incertitudes qui influent directement sur les valeurs.

Enfin malgré la différence entre ces deux types de résultats il faut prendre en compte les valeurs expérimentales car ce sont elles qui restent les plus proches de la vérité.

IV.3 Etude numérique de l'influence de variation des paramètres sur la ductilité en courbure :

Pour étudier l'incidence des différents facteurs pouvant agir sur le coefficient de ductilité en courbure, pour cela ; nous avons utilisé le logiciel **XTRACT**.

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

- Taux de renforcement longitudinal (1%,2%,3%)
- Les caractéristiques géométriques (diamètre de section)
- La force normale de compression
- La résistance élastique de l'acier longitudinale

- Espacement de l'acier transversal
- Type de renforcement d'acier transversal
- Enrobage
- Diamètre du renforcement transversal
- Diamètre du renforcement longitudinal
- Résistance de béton

IV.3.1 Effet de taux des armatures longitudinales

Pour évaluer l'influence du taux des armatures longitudinales sur le coefficient de ductilité en courbure, nous faisons varier le taux d'acier longitudinal avec un effort normal et section de béton constant.

Tableau 4.4 : Influence de taux acier longitudinale

Taux d'acier longitudinal%	1	2	3
Courbure ultime(rad/m)	3.452E-3	3.518E-3	3.236E-3
Courbure rupture (rad/m)	46.29E-3	36.75E-3	31.98E-3
Moment ultime(KN.m)	3267	4668	5684
Moment rupture(KN.m)	4647	6962	9948
Ductilité courbure	10.27	7.758	6.521

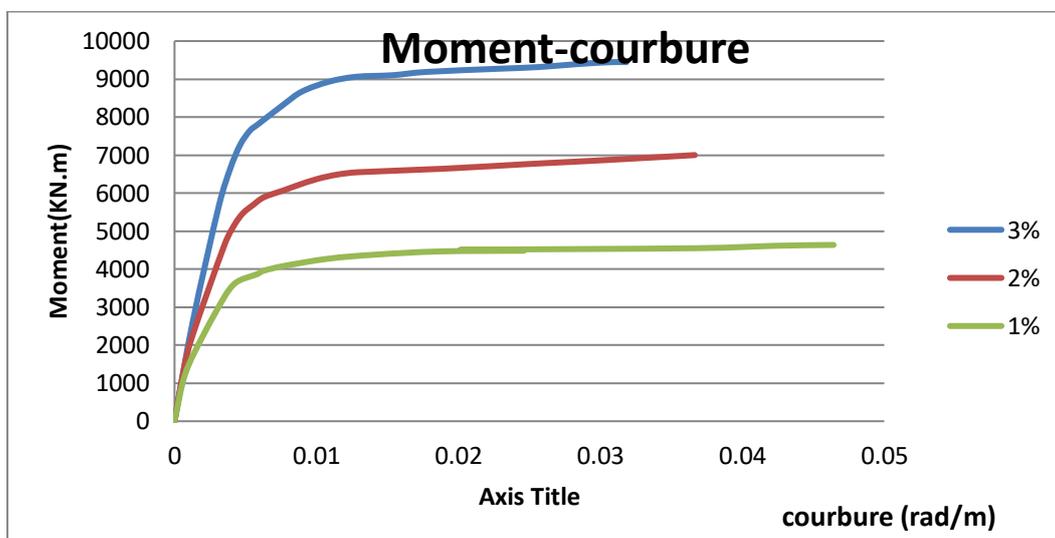


Figure 4.14 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de pourcentage d'acier longitudinale

Interprétation et conclusion

La Figure(4.14) montre que la ductilité en courbure diminue très légèrement avec l'accroissement du taux d'acier longitudinal. On peut dire à partir de ces résultats que le pourcentage d'armature joue un rôle important .En ce qui concerne la ductilité en courbure elle augmente considérablement, allant d'un taux d'acier ($\rho = 1\%$) à un ($\rho = 3\%$). On peut observer que la ductilité la plus importante est obtenue pour un tau d'acier de 1%

IV.3.2 Effet des caractéristiques géométriques

Pour une étude sur l'effet de diamètre de la section sur la loi moment courbure, on considère 4 sections de pile avec :

-Mêmes caractéristiques des matériaux (résistance de béton $F_c = 40.3\text{MPa}$ (f_{c29}), limite élastique d'acier longitudinal $F_y = 518.5\text{MPa}$)

La même force axiale $F = 2534.9\text{ KN}$

La même hauteur $H = 7.31\text{ m}$

Les sections du béton des piles considérées sont : 1m, 1.22m, 1.5m, 2m

Tableau 4.5 : Influence de la variation de diamètre de section

La taille des arceaux (mm)	16			
Diamètre de section(m)	D=1	D=1.22	D=1.5	D=2
Courbure ultime(rad/m)	3.93 E-3	3.57E-3	3.57E-3	0.9936E-3
Courbure rupture (rad/m)	45.91 E-3	41.73E-3	41.81E-3	33.40E-3
Moment ultime(KN.m)	2718	4108	4107	7559
Moment rupture(KN.m)	4343	5581	8018	12.01E+3
Ductilité courbure	7.91	9.021	10.40	13.28

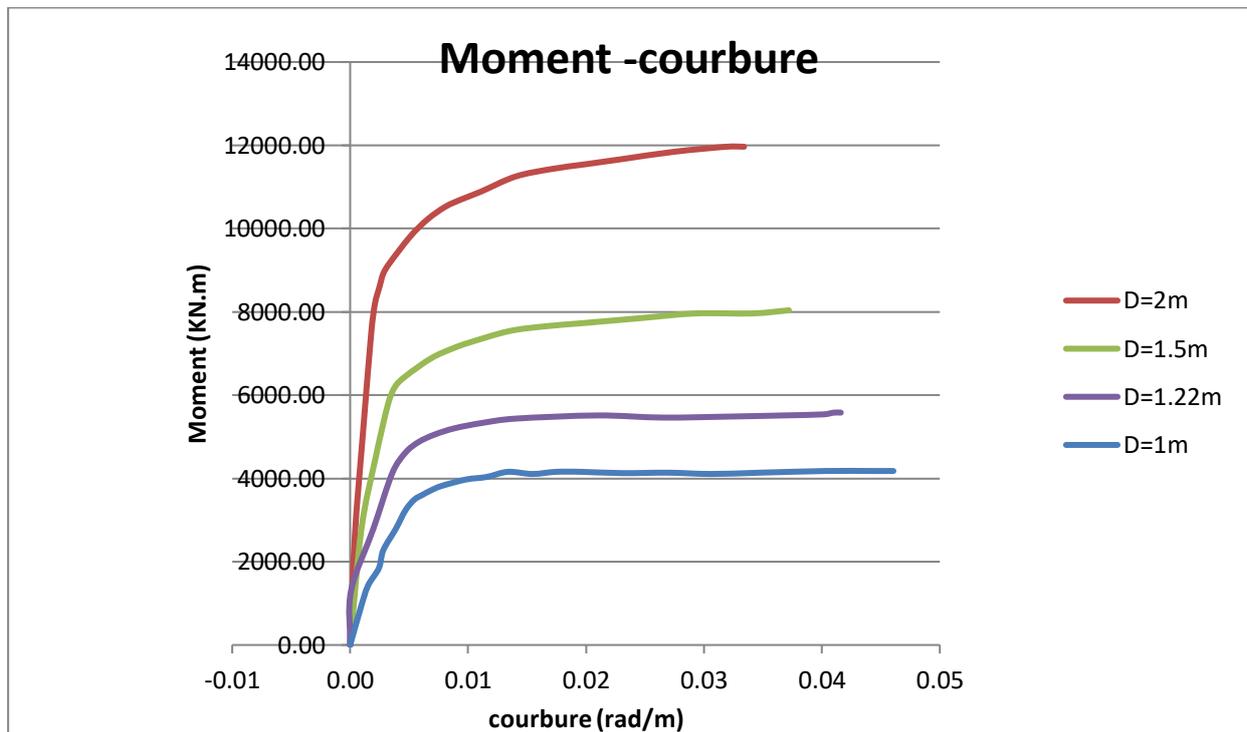


Figure 4.15 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de La section du béton

Interprétation et conclusion :

Les courbes M- Φ (Figure 4.16) montrent bien que la ductilité en courbure augmente avec l'accroissement de diamètre de la section de béton. En revanche, la ductilité de la section augmente avec un ratio de 30 % à peu près dans chaque augmentation de 0.5 m de diamètre. En parallèle de cette augmentation de diamètre on a une rupture courte période

En conclusion l'accroissement de dimensions la section des piles affecte sur les valeurs de ductilité en courbure, il provoque une rupture dans une période courte donc il ne convient pas pour le but d'avoir une bonne construction

IV.3.3 Effet de la force normale de compression :

Pour évaluer l'incidence de l'effort normal sur la ductilité en courbure, nous faisons varier l'effort normal 2535,3000et4000KN, appliqués sur une pile de même section de d=1.22m

Tableau 4.6 : Influence de la force de compression sur la ductilité en courbure

Force (KN)	2535	3000	4000
Courbure ultime (rad/m)	3.57E-3	3.56E-3	3.345E-3
Courbure rupture (rad/m)	41.73E-3	40.21E-3	36.97E-3
Moment ultime(KN.m)	4108	4218	4266
Moment rupture (KN.m)	5581	5703	6274
Ductilité courbure	9.021	8.677	8.095

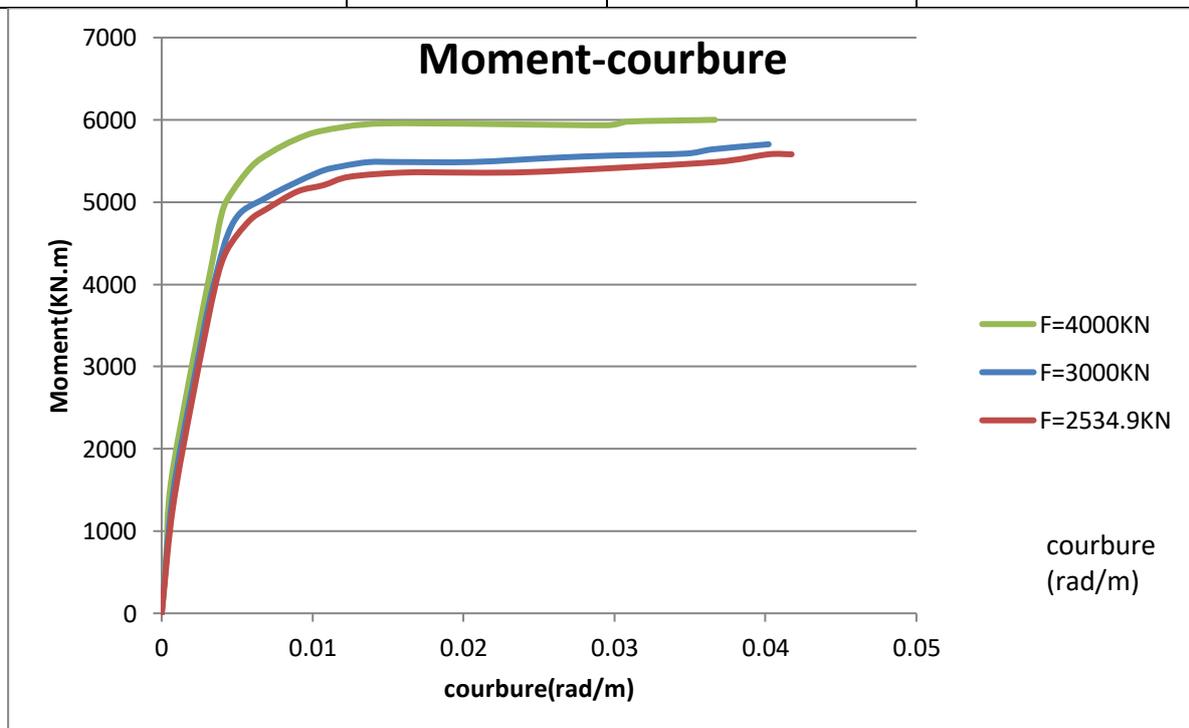


Figure 4.16 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de la force normale de compression

Interprétation et conclusion :

Les courbes M- Φ (Figure 4.16) montrent que la ductilité en courbure diminue avec l'accroissement de l'effort normal de compression

Enfin que puisque l'augmentation de la force de compression diminue la courbure de la section il faut avoir des sections bien dimensionnées dans les normes de conception tenir en compte les charges et les surcharges appliquées portées par la pile de pont.

IV.3.4 Effet de la limite élastique d'acier longitudinal :

On fixe la résistance à la compression du béton (f_{c29}) à 40.3MPa et on fait varier la limite élastique (f_y) des armatures longitudinales. Les valeurs considérées sont $f_y = 275.8, 413.7, 517$ et 518.5 MPa

Tableau 4.7 : Influence l'imite élastique des armatures longitudinale sur la ductilité en courbure

Force axiale(KN)	2534.9			
Acier longitudinal	A615G40	A615G60	A615G70	A706
F_y (MPA)	275.8	413.7	517	518.5
F_u (MPA)	482.6	620.5	689.5	706.7
Courbure ultime (rad/m)(1/m)	1.998E-3	2.887E-3	3.56E-3	3.570E-3
Courbure rupture (rad/m)	60.20 E-3	43.89E-3	40.67E-3	41.73E-3
Moment ultime (KN.m)	2623	3474	4100	4108
Moment rupture (KN.m)	4258	4985	5844	5581
Ductilité courbure	23.55	11.69	8.737	9.021

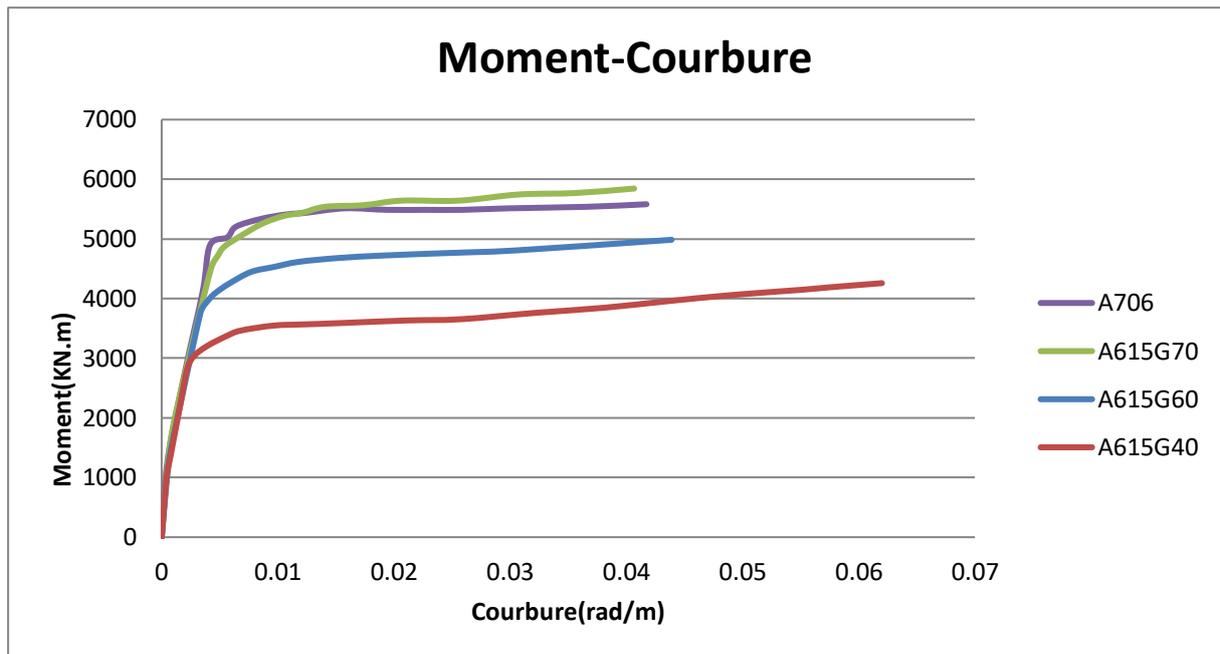


Figure 4.17 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de la limite élastique (f_y) des armatures longitudinales

Interprétation et conclusion :

Les courbes M- Φ (Figure 4.17) montrent que la ductilité en courbure diminue avec augmentation de la limite élastique (f_y) des armatures longitudinales.

IV.3.5 Effet L'espace de l'acier transversal :

Le modèle numérique proposé est la section d'une pile de mêmes caractéristiques de béton et acier tout en changeant les espacements des armatures transversales

Tableau 4.8 : Influence de l'espacement de l'acier transversal sur la ductilité en courbure

Espacement (mm)	152	130	110	75
Courbure ultime(rad/m)	3.57E-3	3.569E-3	3.242E-3	3.554 E-3
Courbure rupture (rad/m)	41.73E-3	44.54E-3	48.14E-3	21.17E-3
Moment ultime (KN.m)	4108	4109	3344	4121
Moment rupture (KN.m)	5581	6008	6053	5474
Ductilité courbure	9.021	9.517	9.661	4.580

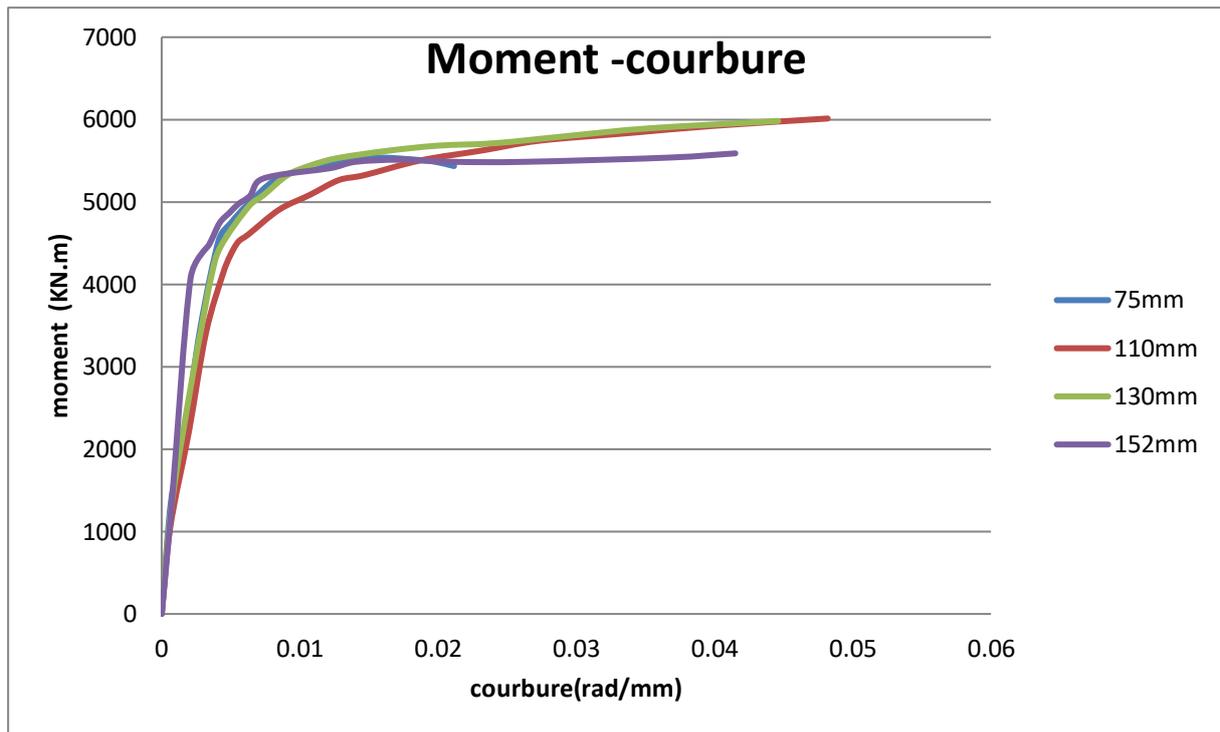


Figure 4.18 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de l'espacement de l'acier transversal

Interprétation et conclusion :

Les résultats obtenus M- Φ (Figure 4.18), montrent que la ductilité en courbure augmente plus que l'espacement augmente jusqu'il attend une valeur de l'espacement ou il recule à nouveau.

D'après les résultats en conclut que l'espacement est important dans l'étude de comportement de section, donc il faut avoir un espacement étudié pour ne pas avoir une grande quantité d'acier qui influe négativement sur la ductilité de section. Aussi on assure que l'espacement n'est pas grand pour n'est pas perdue la rigidité des barres longitudinale. C'est pour cela, la réglementation introduit la notion de l'espacement

IV.3.6 Effet de la Forme de l'armature transversale :

Dans cette étape de l'étude, nous avons analysé numériquement les sections de $d=1.22$ m avec un changement des formes des aciers transversaux.

Tableau 4.9 : Influence la forme de l'armature transversale sur la ductilité en courbure

type de renforcement d'acier transversal	Cercle	Rectangle	spirale
Courbure ultime (rad/m)	3.57E-3	3.567E-3	3.568E-3
Courbure rupture (rad/m)	41.73E-3	40.05E-3	41.82E-3

Moment ultime(KN.m)	4108	4112	4110
Moment rupture(KN.m)	5581	5894	5599
Ductilité courbure	9.021	8.583	9.055

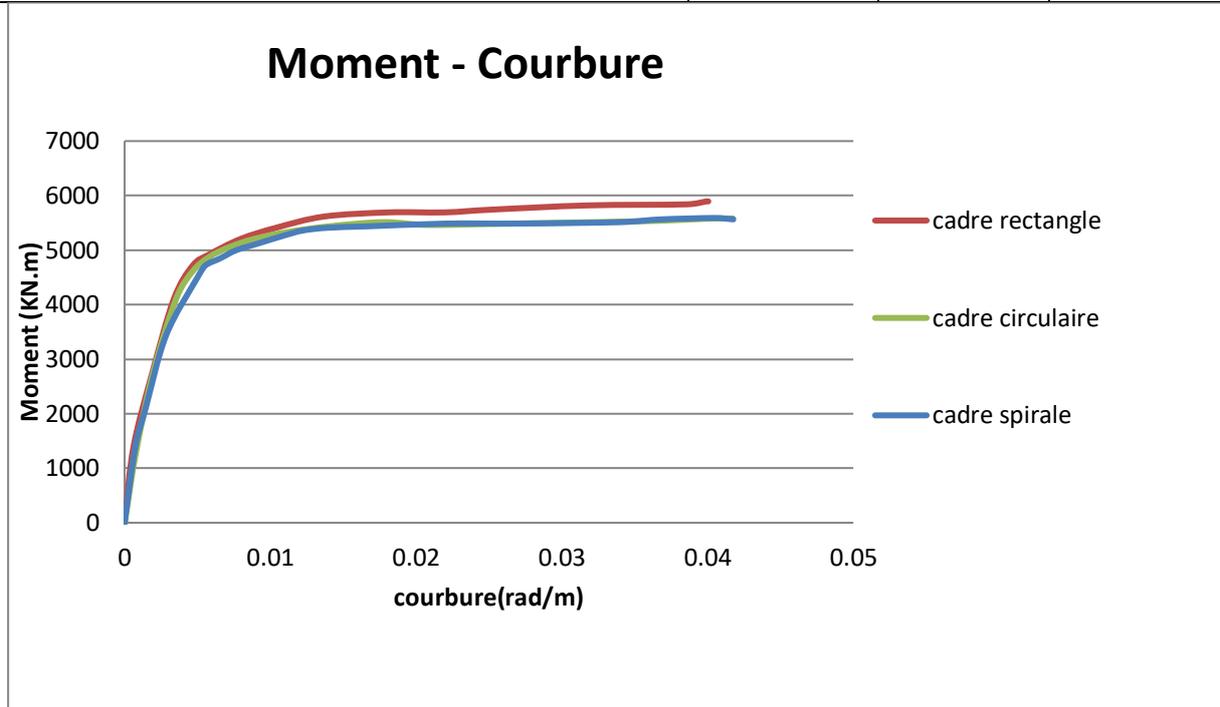


Figure 4.19 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de la forme de l'armature transversale

Interprétation et conclusion :

D'après les résultats de ces courbes de la figure 4.19 il n'y a pas une différence remarquable entre la forme des armatures transversales de type circulaire spirale, ou il y a une convergence entre eux en termes des valeurs et de ductilité en courbure.

D'autres par la ductilité en courbure pour la forme des armatures transversales type circulaire et spirale sont supérieur à la ductilité en courbure obtenue sur une section renforcée par des armatures transversales de forme cadres rectangulaires.

En conclusion , l'analyse des résultats indique que le confinement par les cerces 'cadres circulaires 'et 'cadres spirales' est plus efficace car il s'approche du cas idéal celui de la pression hydrostatique et parmi les trois types des cerces on peut choisir directement la cerce circulaire en raison de ces avantages(donne une bonne ductilité facile et ne pas chère)

IV.3.7 Effet d'enrobage :

Pour une étude sur l'effet d'enrobage de la section sur la loi moment courbure, nous faisons varier l'enrobage 5,1, 10,15cm pour des sections de diamètre d=1.22m et aussi mêmes caractéristiques des matériaux

Tableau 4.10 : Influence d'enrobage sur la ductilité en courbure

Enrobage (m)	51 E-3	100 E-3	150 E-3
Courbure ultime (rad/m)	3.57E-3	3.794E-3	3.822E-3
Courbure rupture (rad/m)	41.73E-3	43.81 E-3	46.79E-3
Moment ultime(KN.m)	4108	4003	3730
Moment rupture(KN.m)	5581	5261	4554
Ductilité courbure	9.021	9.129	9.615

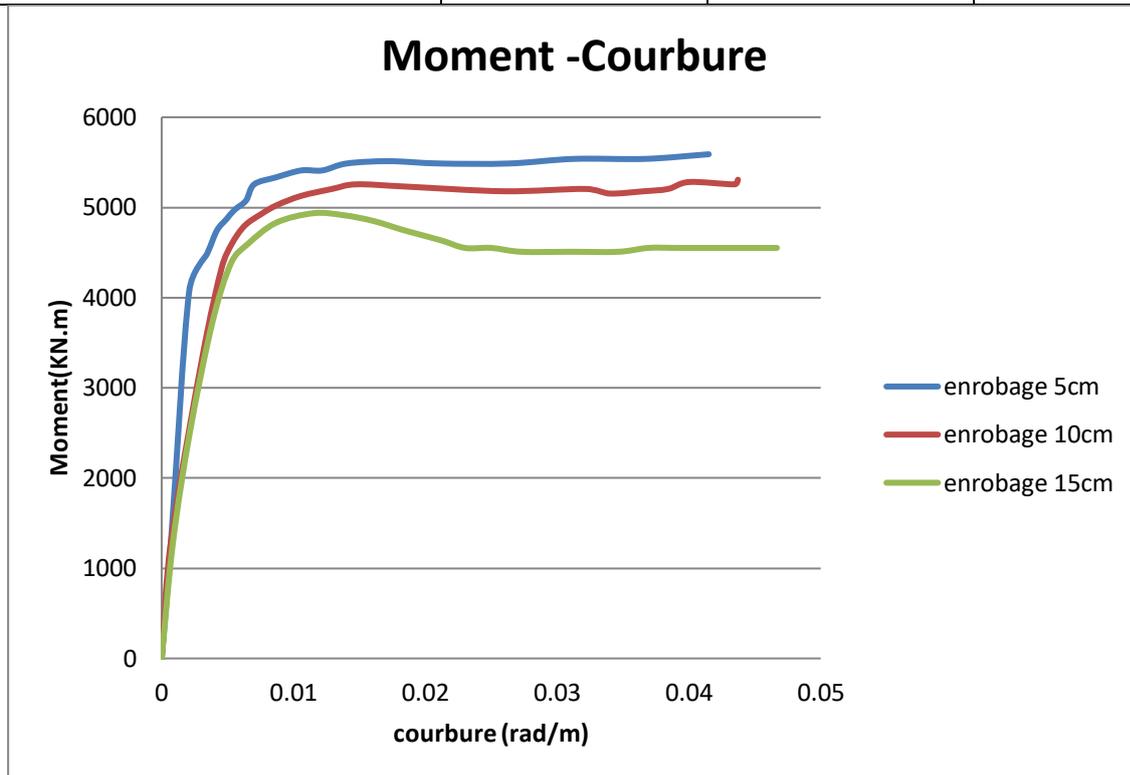


Figure 4.20 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation d'enrobage

Interprétation et conclusion :

Les courbes M- Φ (Figure 4.20) montrent que la ductilité en courbure augmente avec augmentation d'enrobage.

On conclura que l'augmentation de l'enrobage à 10 cm et 15 cm affecte positivement sur le comportement des sections des piles parce qu'il permet le passage des granulats pendant le coulage de notre béton et donc une disposition homogène des granulats dans un même temps il faut faire a mesure de ne pas augmenter plus ce paramètre pour éviter l'éclatement de béton.

IV.3.8 Effet de diamètre du renforcement transversal

Pour évaluer l'incidence de diamètre du renforcement transversale sur le coefficient de ductilité en courbure, nous faisons varier le diamètre 16, 20,25mm.

Tableau 4.11 : Influence de diamètre du renforcement transversal sur la ductilité en courbure

La taille des arceaux (mm)	16	20	25
Courbure ultime(rad/m)	3.57E-3	3.59E-3	3.614 E-3
Courbure rupture (rad/m)	41.73E-3	54.74E-3	71.02 E-3
Moment ultime(KN.m)	4108	4096	4083
Moment rupture(KN.m)	5581	5711	6270
Ductilité courbure	9.021	11.74	14.55

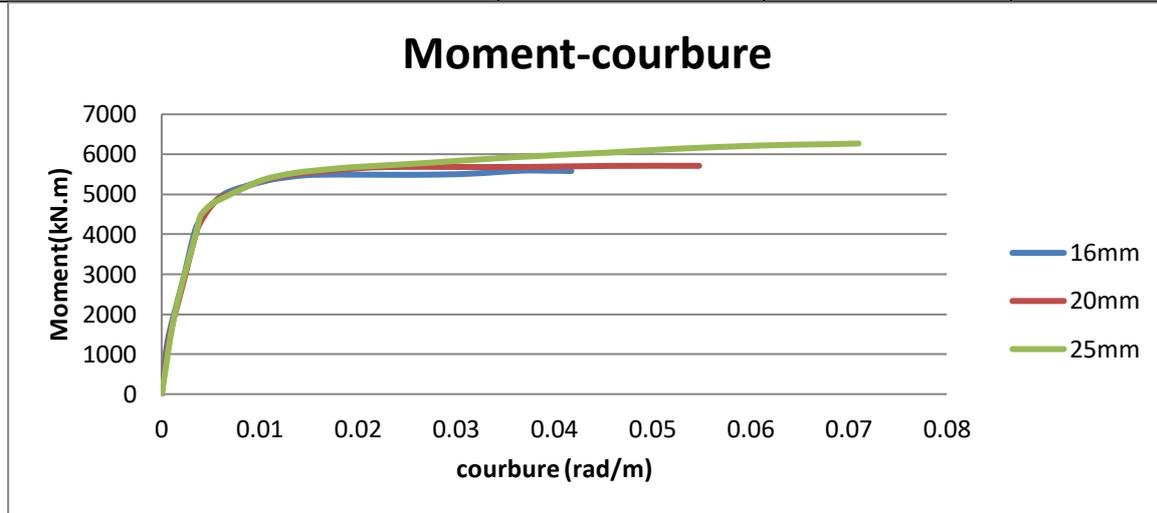


Figure 4.21 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de diamètre du renforcement transversal

Interprétation et conclusion :

En analysant les résultats obtenus en faisant varier le diamètre des armatures transversales de pile nous pouvons constater que :

Les courbes M–Φ (Figure 4.21) montrent que la ductilité en courbure augmente très légèrement avec l'accroissement de diamètre de renforcement transversal. L'augmentation du diamètre transversale améliorer l'action du confinement.

IV.3.9 Effet de diamètre du renforcement longitudinal :

Pour évaluer l'influence de diamètre longitudinale sur le coefficient de ductilité en courbure, nous faisons varier le diamètre longitudinal avec un effort normal et section de béton constant

Tableau 4.12 : Influence de diamètre du renforcement longitudinale sur la ductilité en courbure

diamètre du renforcement longitudinal (mm)	18T36	18T43	18T57
Courbure ultime (rad/m)	3.57E-3	3.44E-3	3.094E-3

Courbure rupture (rad/m)	41.73E-3	36.04E-3	29.74E-3
Moment ultime(KN.m)	4108	4932	6461
Moment rupture(KN.m)	5581	7609	11490
Ductilité courbure	9.021	7.581	5.972

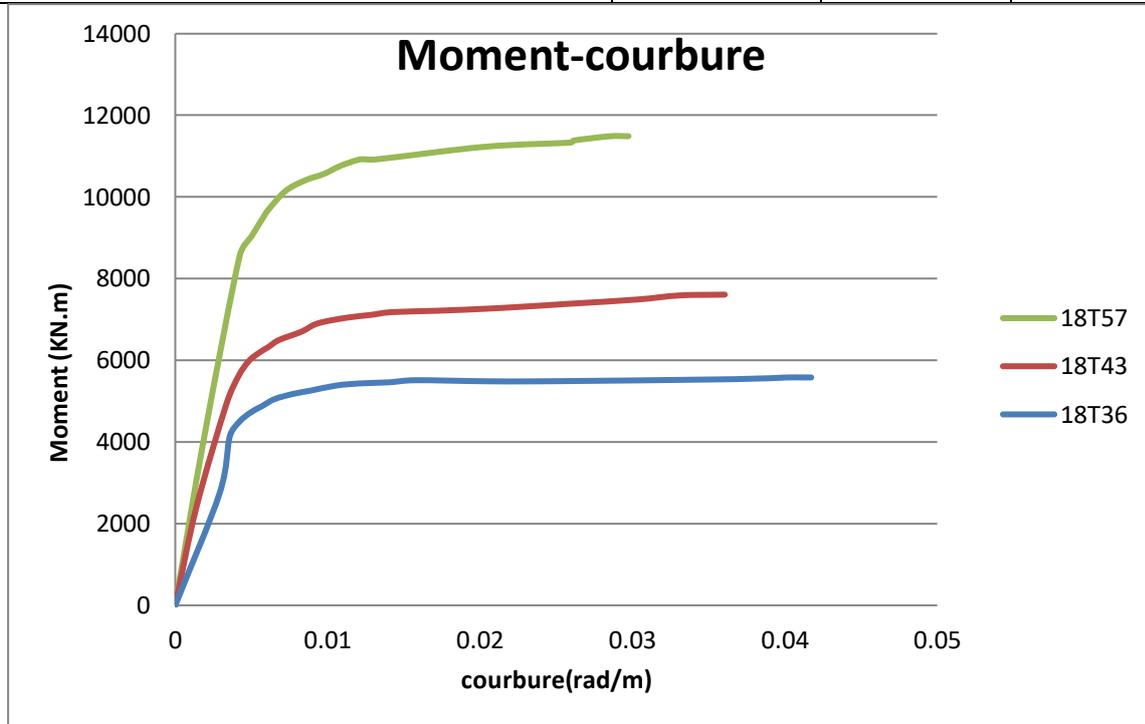


Figure 4.22 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation du diamètre des armatures longitudinales

Interprétation et conclusion :

Les courbes M-Φ (Figure 4.22) montrent l’effet de l’accroissement du diamètre d’acier longitudinal sur les valeurs de ductilité en courbure ou ils ont une relation inverse entre eux (la ductilité diminue avec l’augmentation de diamètre).

Conclusion : l’existence de cette relation inverse entre le diamètre des armatures longitudinales et la ductilité en courbure est due au fait qu’un diamètre élevé entraine une augmentation de la quantité d’acier, cela provoque un effet de pousser les armatures contre le béton de la pile

IV.3.10 Effet de la résistance de béton sur la ductilité :

Pour l’investigation de l’effet de la résistance du béton sur la ductilité en courbure, quatre résistances de béton ont été considérées : 35, 40.3, 42 et 35MPa et les limites élastiques des aciers sont maintenues constantes à une valeur 518.5MPa.

Tableau 4.13 :L’influence de résistance de béton sur la ductilité en courbure

résistance de béton (MPa)	35	40.3	42
---------------------------	----	------	----

Courbure ultime(rad/m)	3.65E-3	3.57E-3	3.548E-3
Courbure rupture (rad/m)	42.66E-3	41.73E-3	41.60E-3
Moment ultime(KN.m)	3998	4108	4123
Moment rupture(KN.m)	5514	5581	5608
Ductilité courbure	9.178	9.021	9.036

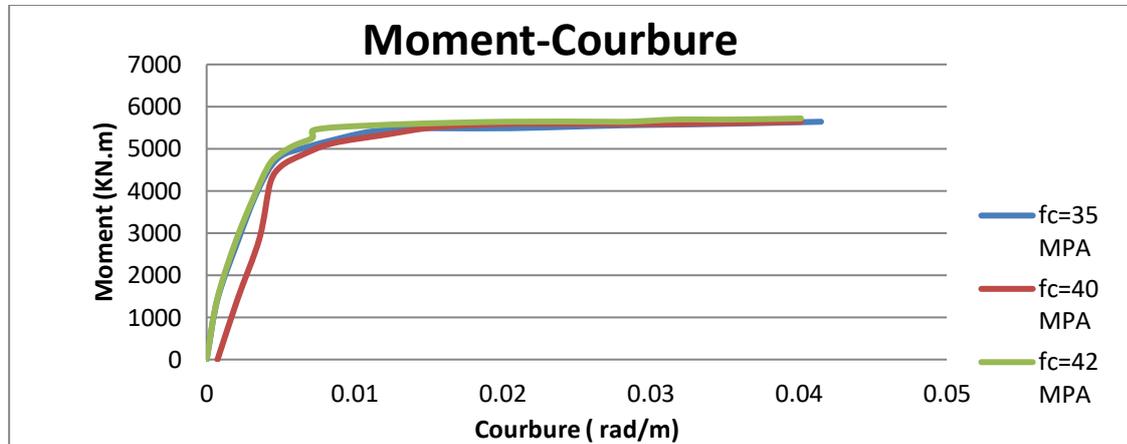


Figure 4.23 : Comparaison des différentes courbes de moment courbure en fonction de la variation de f_c

Interprétation et conclusion :

Les courbes M- Φ (Figure 4.23) montrent l'augmentation de la résistance en compression du béton diminue la ductilité en courbure.

En conséquence l'augmentation de la résistance à la compression du béton f_c a un effet minime sur l'amélioration de la ductilité en courbure.

IV.4 Etude des piles de pont de GHAZAOUET :

Les bases des données de cette étude sont obtenu d'une mémoire d'une étude d'un Pont en Béton Précontraint (HOUD ET DJELAD 2018/2019 Faculté de Technologie - Université Abou Bakr Belkaid – TLEMEN-).[66]

L'étude est effectuée sur un pont qui se trouve au sud de GHAZAOUET (wilaya de TLEMEN –ALGERIE-) franchissant le ravin et la RN98, ce pont comporte 8 travées de longueur variable de poutre en béton précontrainte, sa longueur totale est de 291.4m composé de deux chaussées dont chacune est composée de trois voies. La largeur totale des deux chaussés est de 31,5m

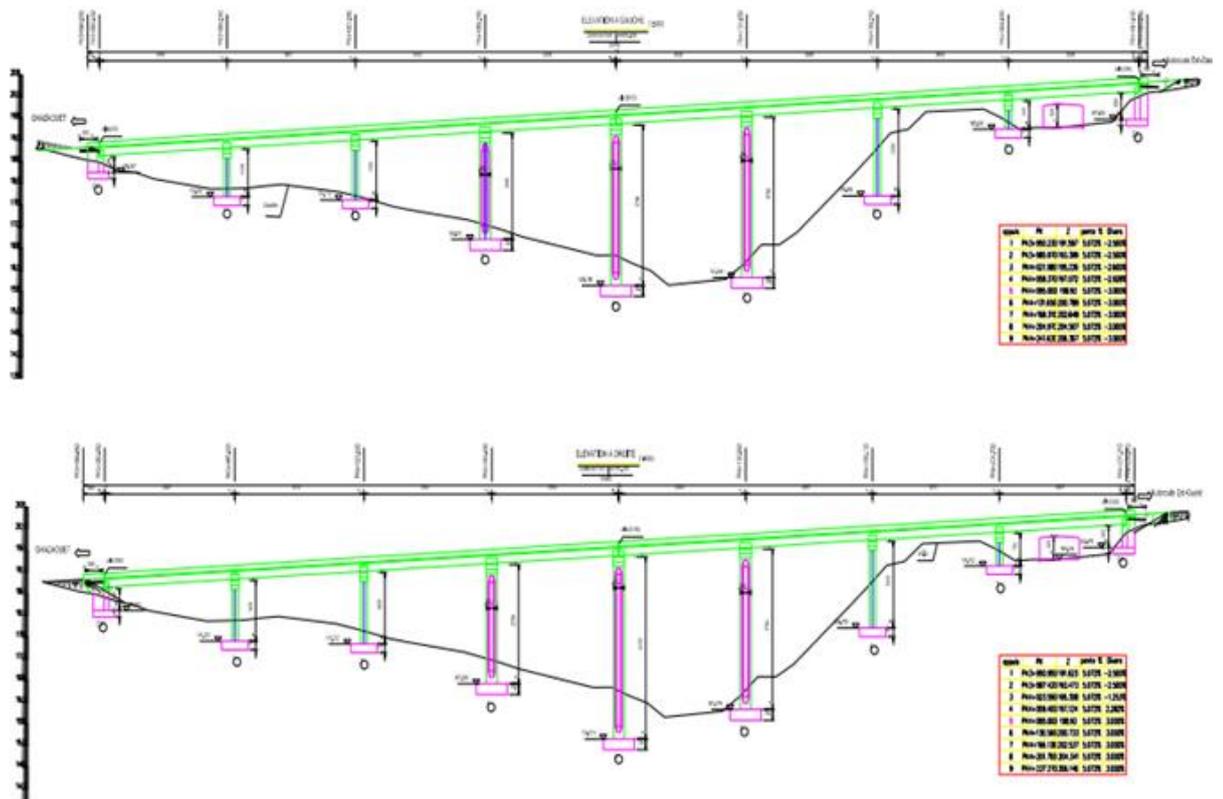


Figure 4.24 : Profil en long de pont de GHAZAWET

IV.4.1 Information générales sur les piles de pont de GHAZAWET

➤ Les dimensions :

La table de ce pont est supportée par 7 piles de différentes hauteurs comme présentées sur le tableau, ces piles sont dimensionnées par deux types des sections transversales (Tableaux4.12)

Tableau 4.14 : L'hauteur et type de section de chaque pile de pont

		Pile 1	Pile 2	Pile 3	Pile 4	Pile 5	Pile 6	Pile 7
Pile Droite	Type	Pleine	Creuse	Creuse	Creuse	Creuse	Creuse	Pleine
	H(m)	12.25	14.75	25.75	40.25	35.25	18.25	5.75
Pile gauche	Type	Pleine	Pleine	Creuse	Creuse	Creuse	Creuse	Pleine
	H(m)	9.25	11.75	22.75	35.25	35.25	18.25	4.75

H(m)(chevêtre)	1.75
----------------	------

Tableau 4.15 :L' hauteur max des deux types des sections

	Section pleine	Section creuse
Hmax (m)	14.75	40.25

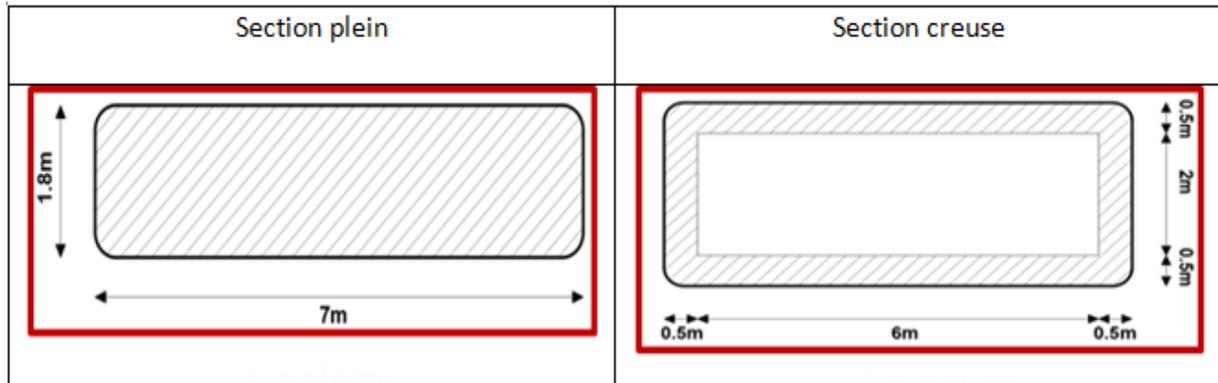


Figure 4.25 : Les deux types des sections des piles de ce pont

- La charge totale → 10228.91 kN
- Béton → $f_{c28} = 35$ (MPa).
- Acier → $f_e = 500$ (MPa)
- Enrobage → $c = 5.0$ (cm).
- Armatures longitudinales :le ferrailage des sections des piles de pont de GHAZAOUET calculé dans les normes est présenté au tableau 4.16

Tableau 4.16 : Armatures longitudinale de deux types des sections des piles

	<u>Pile en section plein</u>	<u>Pile en section creuse</u>
	$B = 7 \times 1.8 = 12.6 \text{ m}^2$	$B = (7 \times 3) - (6 \times 2) = 9 \text{ m}^2$
A_{st}	$5T32 = 40.21 \text{ cm}^2$	$3T25 + 3T20 = 24.15 \text{ cm}^2$

- Armatures transversales : dans les conditions de la zone de pont ($A_t \geq 0.4\% A_s$) , les armatures de ces sections et définie au tableau4.15

Tableau 4.17 : Armatures transversales de deux types des sections des piles

<u>Pile en section plein</u>	<u>Pile en section creuse</u>
------------------------------	-------------------------------

A_t	6T12 avec un espacement de 20cm	4T12 avec un espacement de 15cm
-------	---------------------------------	---------------------------------

- Schéma de ferrailage : la disposition des armatures longitudinales et transversales des deux types des sections est montrée aux figures 4.26 et 4.27 :

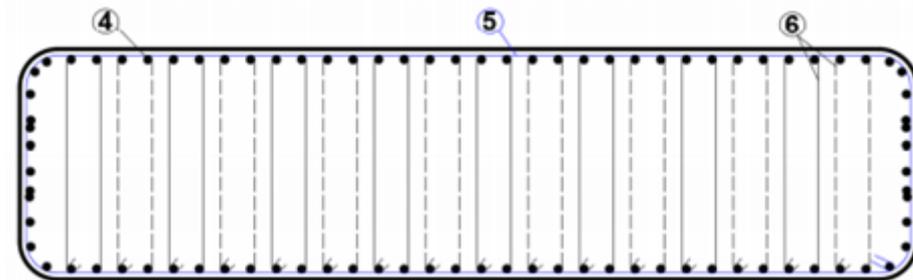


Figure 4.26 : Dispositions des armatures -Section plein –

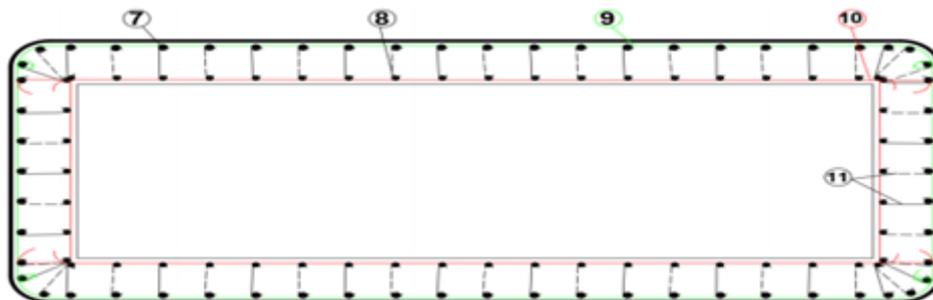


Figure 4.27 : Dispositions des armatures - section creuse-

IV.4.2 Moment courbure des sections des piles par logiciel USC-RC :

IV.4.2.1 Effet de type de section :

Les figures 4.26 et 4.27 présentent l'interface de ce code ainsi que les données relatives à une des piles du pont étudié dans les deux cas d'étude

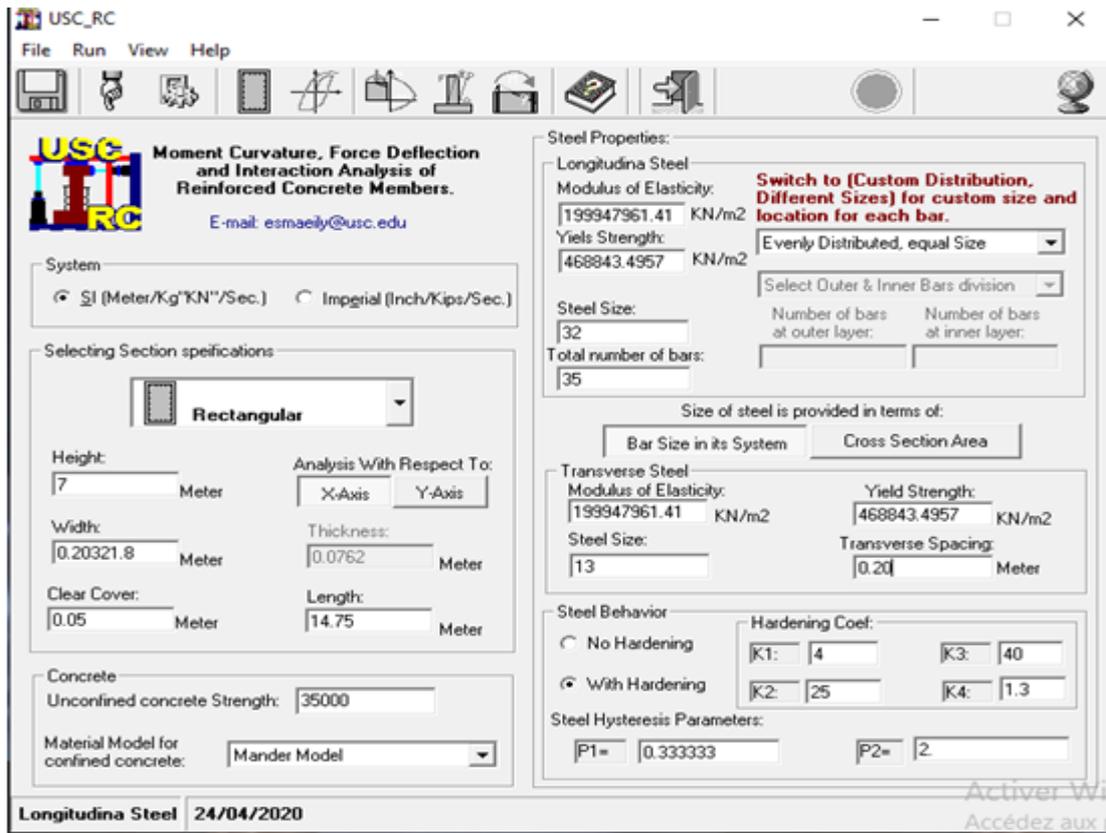


Figure 4.28 : Interface de code USC-RC (section pleine)

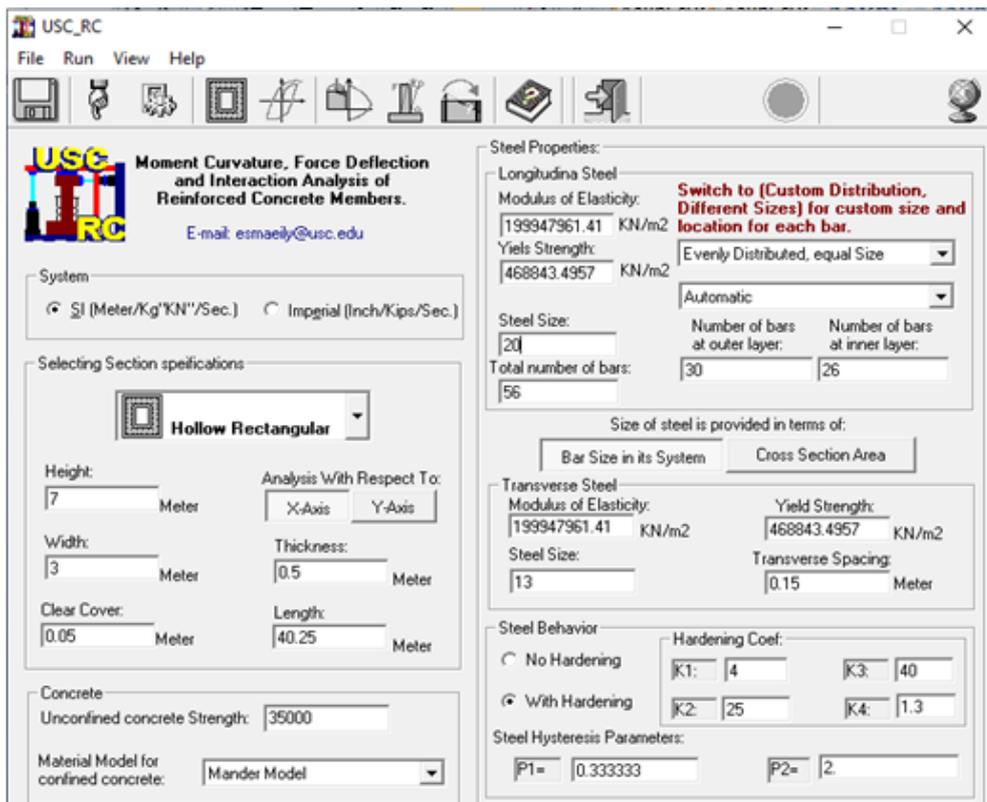


Figure 4.29 : Interface de code USC-RC (la section creuse)

Pour établir les lois Moment –courbure pour la section des piles du pont étudié, le modèle de contrainte-déformation de Mander pour le béton confiné et le modèle de USC-RC de l'acier pour le ferrailage ont été employés pour l'analyse. (Sur la figure 4.27)

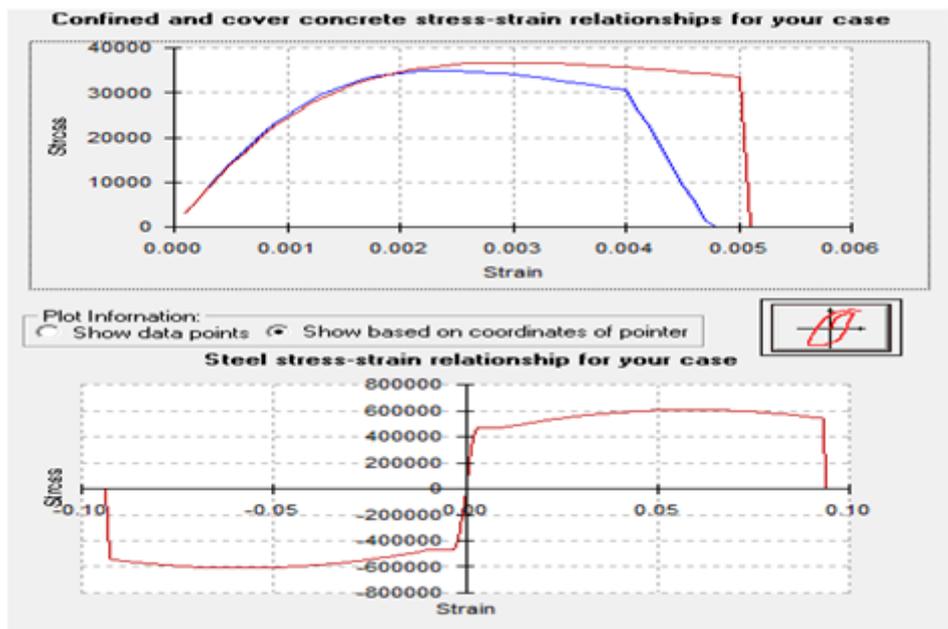


Figure 4.30 : Modèle de béton et acier de la pile

Dans le but d'avoir la différence entre les comportements de ces sections une analyse pour le moment courbure a été faite dont les résultats obtenues pour la relation moment – courbure sont illustrés dans la figure suivante :

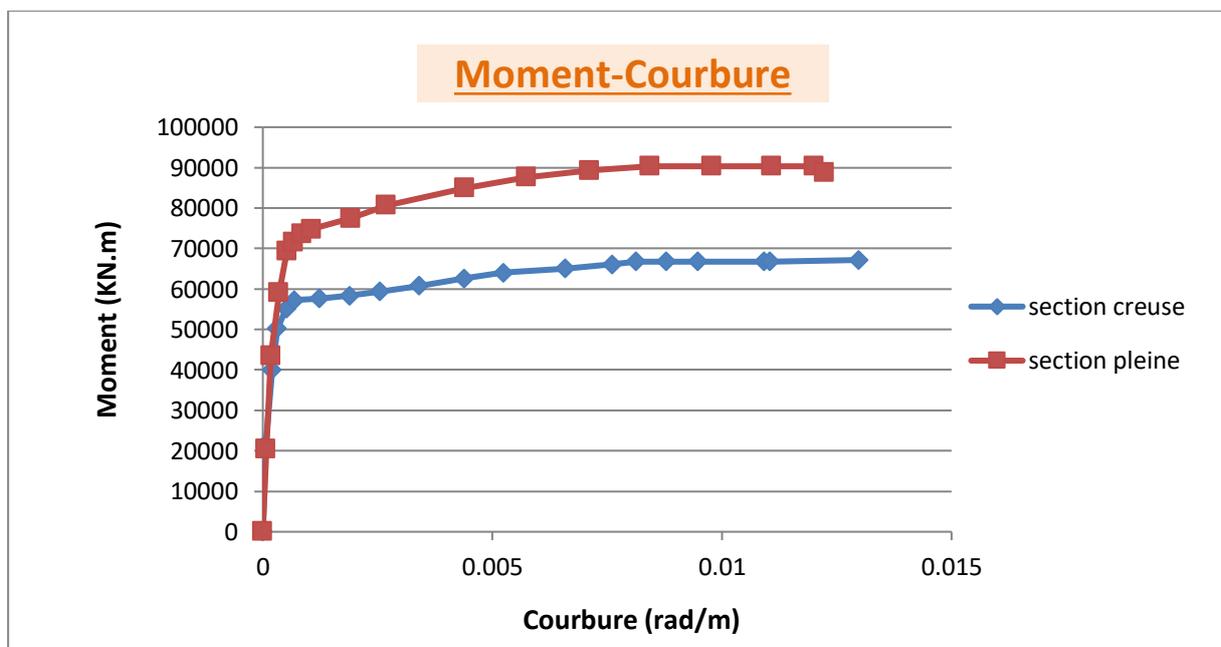


Figure 4.31 : Courbe de moment-courbure des deux sections

Interprétation et conclusion :

Comme une comparaison entre le comportement de ces deux types sections des piles de pont par les courbes M- Φ (Figure4.31) : la section creuse est plus ductile par rapport à la section pleine avec un ratio ne dépassent pas 5%

Alors une construction par des piles en sections creuses est mieux qu'une par des piles en sections pleines d'une raison de cette légère différence de ductilité entre eux d'une partie, et la raison économique d'autres parte

IV.4.2.2 Effet d'élanement de la pile :

Par le même programme USC-RC, on analysé le moment courbure des piles de pont de même type de section et différentes hauteurs comme se suite

Tableau 4.18 : La hauteur des différentes piles en section creuse

Sections creuse	Pile 3	Pile 4	Pile 6
Hauteur de pile (m)	25.75	40.25	18.25

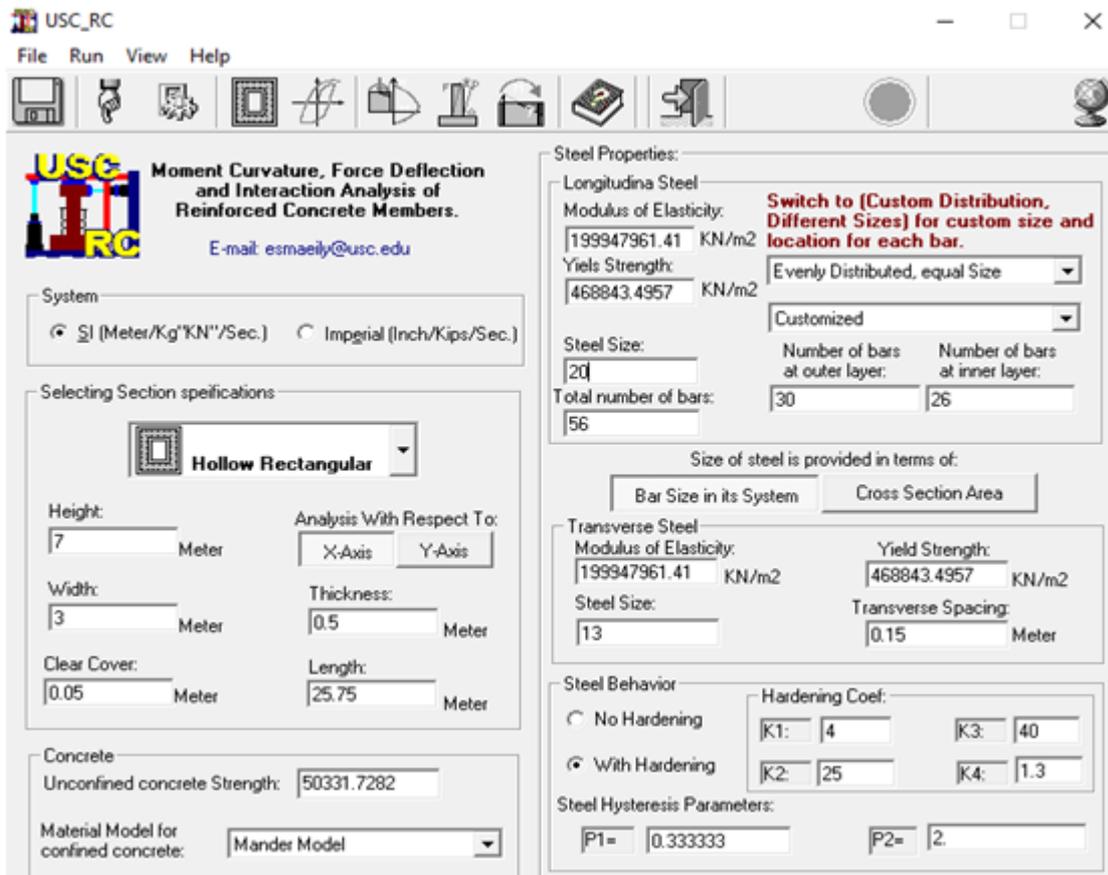


Figure 4.32 : Interface de code USC-RC (la section creuse pile 3)

Après l'analyse on a obtenu ces résultats présentés aux graphes :

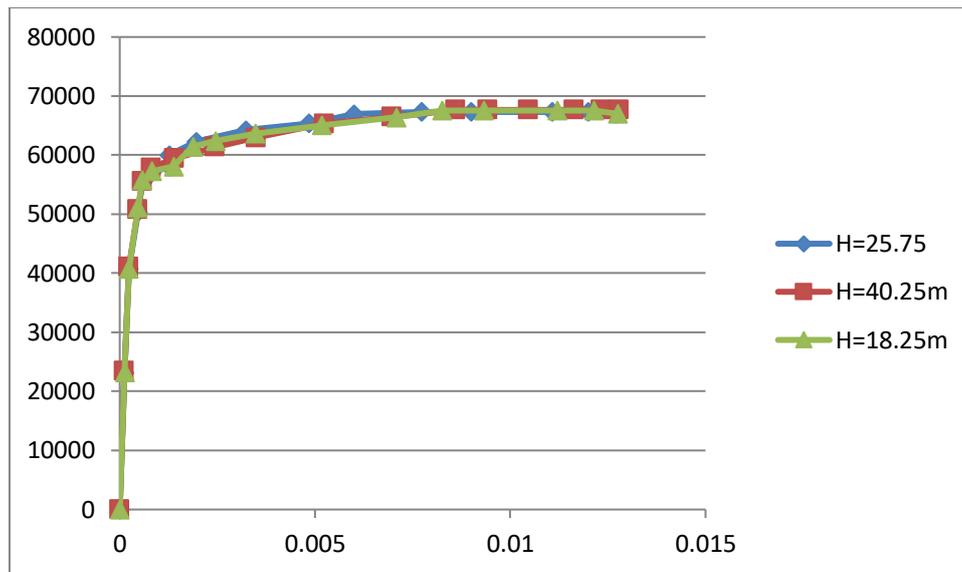


Figure 4.33 : Moment-courbure des 3 sections en différentes hauteurs

Interprétation et conclusion :

Comme une comparaison entre le comportement de ces piles de la même section et différentes hauteurs le moment et la courbure de pile dans toutes les points essentielles sont les mêmes. Donc la hauteur de la pile n'a pas influencé la loi de moment courbure.

IV.5 Conclusion :

Ces deux études ont été menées en évaluant une série de paramètres qui influencent la ductilité en courbure; notamment :

- La résistance à la compression du béton ;
 - Le diamètre des armatures longitudinales des piles ;
 - La limite élastique des armatures longitudinales ;
 - Taux d'acier longitudinal ;
 - La force normale de compression.
- La ductilité en courbure diminue très légèrement avec l'accroissement du taux d'acier longitudinal, il existe un pourcentage d'armature minimale au-dessous duquel la rupture devient fragile. C'est pour cela, la réglementation introduit la notion de « pourcentage minimal ».
 - Les cerces présentent une meilleure déformabilité que les cadres rectangulaires' à causer le béton est considéré effectivement confiné seulement dans les angles et dans la région centrale de la section.

- L'espacement des barres est un facteur permettant un gain en ductilité diminution de l'espacement menait à un confinement plus efficace de la section de béton et à une augmentation de la ductilité.
- La forme creuse de section de pile influe positivement sur le comportement de ce dernier d'une part et sur le côté économique de la construction d'autres part.
- Quels que soient les lancements des piles dépendent cela n'affecte pas sur la rigidité de ces éléments.

La ductilité est une propriété importante à considérer, et la conception de pile de ponts n'est jamais complète sans la prise en compte de cet aspect.

CONCLUSION GENERALE

Les expériences tirées des tremblements de terre passés ont révélé que les ponts construits conformément aux anciennes normes de construction avaient d'importantes déficiences dans le détail d'armature. Parmi les défauts les plus courants, manque d'armature transversale et une longueur insuffisante du recouvrement des barres d'armature longitudinale à la base. De ce fait, les piles construites suivant les anciennes normes se sont effondrées de manière fragile.

Pour éviter cette rupture il faut assurer une bonne conception des armateurs transversales car elles jouent un rôle important :

- Améliorer la ductilité du béton par confinement
- Augmenter la résistance de cisaillement
- Empêcher le flambage des barres longitudinales

L'acier c'est le premier matériau qui se plastifie, nous l'avons découvert grâce à des expériences qui dépendent de la loi de moment courbure celle-ci a une particularité d'étudier le béton et l'acier ensemble contrairement les lois du comportement qu'elle étudie le béton et l'acier chacun de son côté.

Puis nous nous sommes intéressés à étudier l'influence des variations géométriques sur la loi des moments de courbure Dans ce cas, des simulations numériques et comparatives ont été menées. En utilisant le logiciel XTRACT ou USC-RC pour obtenir les résultats.

Le comportement non linéaire de la section en béton armé d'une pile peut être simulé numériquement. Au terme de ces études numériques, nous pouvons tirer les conclusions suivantes

Toute diminution du pourcentage de barres d'acier longitudinales entraînera une diminution significative de la capacité portante de la section en béton armé.

La forme et l'espacement des armatures transversales augmentent l'efficacité du confinement et l'aide pour éviter l'instabilité de forme des barres.

L'ingénieur de génie parasismique doit d'abord s'intéresser à l'étude des lois de comportement du béton confiné et non confiné.

D'autre part, il doit souligner l'importance de la variation géométrique de la section puisque nos études ont montrent que l'augmentation de diamètre de section affect sur la ductilité en courbure des piles en béton arme, en parallèle ont montrent aussi que la forme creuse donne un bon comportement

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] Hong Yanga,, Panxu Sunb, Yunjun Dengc « Experiment investigation of the influence of reinforcing bar buckling on seismic behavior of RC columns » *Engineering Structures* 220 (2020) 110923.
- [2] Junsheng Sua,b, Junjie Wangb, , Zhongxian Lia, Xiao Liangc « Effect of reinforcement grade and concrete strength on seismic performance of reinforced concrete bridge piers » *Engineering Structures* 198 (2019) 109512.
- [3] Y. Le Tartesse, L.F. Zuluaga, C. Calixte, G. Chancy et P. Paultre2018 « détermination des états limites des piliers de ponts en béton dans une approche basée sur la performance sismique : essais cyclique sur quatre piles »prpjet 2018 Université de Sherbrooke.
- [4] Alireza Nojavan «Performance of Full-Scale Reinforced Concrete Columns Subjected to Extreme Earthquake Loading » faculty of university of Minnesota 2015.
- [5] Carrea Francesco « Shake-Table test on a full -Scale bridge reinforced concrete column » Mémoire2010 .Alma Mater studiorum- Université de Bolegne.
- [6] Moehle, J. P. et Lehman D. 1999. « Seismic Performance of Damaged Bridge Columns. » *Earthquake Engineering and Engineering Seismomology*.
- [7] Sheikh, S. A., Toklucu, M. T. (1993). Reinforced Concrete Columns Confined by Circular Spirals and Hoops. *ACI Structural Journal*, 90 (5), 542-553.
- [8] KEHILA Fouad « Performance sismique des piles de ponts en béton armé : Cas des piles de ponts Algériens »Thèse de doctorants, université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediène.2016.
- [9] groupe de travail Sétra/CETEs/SNCF animé par Monsieur Pierre Corfdir « Ponts courants en zone sismique – Guide de conception » publié en janvier 2000.
- [10] Raphaëlle Sadone « Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites et soumis à des sollicitations de type sismique et analyse d'éléments de dimensionnement » mémoire de thèse de doctorat ,université PARIS -EST2012
- [11] Abdelhafid Nouali , Mohammed Matallah « Ductilité flexionnelle des éléments en BA: influence des effets d'échelles et de l'interaction flexion-cisaillement »université tlmcen.2018.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

[12] Abdelghani S. « séisme de Boumerdes du 12 mai 3003 pathologie de construction et dommage sismique» .séminaire organisé par savoir plus ,26 -27 Juin à Béjaia.

[13] Mohammadreza Moradia Nkhabiri «Comportement sismique des piles faiblement armées des ponts réguliers isolés à la base ». Mémoire école de technologie supérieur université du Québec. Montréal, le 4 novembre 2016.

[14] Michaël Jean « Analyse des états limites d'une pile de pont renforcée à l'aide de matériaux composites (PRF) » Mémoire, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 2012.

[15] Park, R. et Paulay, T. (1975). « Reinforced Concrete Structure » Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand,1975.

[16] Jean-François Garneau « Réhabilitation sismique des piles-murs de pont rectangulaire par chemisage en béton fibré à ultra-haute performance » Mémoire UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL, 2015.

[17] Khuong le nguyen « Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes »thèse doctorat l'institut national des sciences appliquées de Lyon, 2015.

[18] stéphenne la verange «Etude expérimentale de poteaux en béton armé confinés par une enveloppe en matériaux composite » Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, Canada, 1998.

[19] Jean-Marie Paillé « Calcul des structures en béton », Guide d'application.

[20] Metz Marie Laure « comparaison BEAL/EC2 et modelisation PS9 /EC8 appliquée à un établissement hospitalier » Projet de find'étude.

[21] l'Avis Technique 3/08-587, Société Mapei France Z.I. du Terroir 29, avenue Léon Jouhaux 2014 FR-31140 Saint Alban.

[22]web « Passage BEAL a EC2 » <https://www.slideshare.net/nguyenmlan/passage-du-bael-leurocode-2>.

[23]Alexandre G irard « Méthode de modélisation de la performance sismique de pont en béton armé » mémoire, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Qc, Canada, 2014.

[24] Leonardo M. Massone, Daniel Moroder « Buckling modeling of reinforcing bars with imperfections » Engineering Structures 31 (2009) 758_767.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [25] Lehman, D. et Moehle, J. (2000). *Seismic performance off well confined concrete bridge columns* (PEER 1998/01). Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, CA, USA, 296 p. effet des acier longitudinal.
- [26] V.Gioncu, 'Framed structures. Ductility and seismic response. General Report', Journal of Constructional Steel Research, 55 (2000) pp.125-154.
- [27] Ezziane.K et al « aspects qualitatifs de la ductilité dans les constructions en béton arme » 2001.
- [28] Shdeed,E.et Kassoul,A., « Prie en compte de la ductélité dans les méthodes de renforcement des anciens batts » 2002.
- [29] Kassoul,A « 1er Workshop sur le Comportement Non Linéaire des Structures en Béton Armé » université Hassiba Benbouali de Chlef.2014.p12-17.
- [30] Belhamdi .N « étude de la réponse sismique non linéaire et de l'évaluation du coefficient de comportement global d une structure Application a une portique métallique ».2014p16-18.
- [31] R.Hachem "Etude de la Ductilité de Déplacement des Poteaux en Béton Armé".2004.
- [32] Guray Arslan1, Ercan Cihanli « Curvature ductility prediction of reinforced high-strength concrete beam » journal of Civil engineering and management 2010.
- [33] Eurocode 8. Conception et dimensionnement des structures pour leur résistance aux séismes, partie2. 2000.
- [34] Park R., Evaluation of ductility structures and structural assemblages from laboratory testing. Bulletin of the new Zealand society for earthquake engineering, vol 22, NO 3 sep-1989, pp. 155-166.
- [35] web "memoire online" https://www.memoireonline.com/03/12/5472/m_Implication-du-projet-RPOA-sur-la-conception-sismique-des-ponts-en-Algerie-13.html.
- [36] [Pierino Lestuzzi](https://www.researchgate.net/figure/Definition-de-la-ductilite-Cependant-il-faut-bien-distinguer-entre-ductilite-globale_fig1_310616751) « Dimensionnement parasismique des constructions en acier ». https://www.researchgate.net/figure/Definition-de-la-ductilite-Cependant-il-faut-bien-distinguer-entre-ductilite-globale_fig1_310616751.
- [37] Guofanzhao et al « Ductility of high strength reinforced concrete columns »1995
- [38] Zebdji,S.,Ben bouzid,M. (2008)“Analyse statique non linéaire par pousser progressive push over d’un bâtiment renforce ”,Ecole nationale des travaux public Entp.
- [39] Milan Zacek, Conception parasismiques des bâtiments, formations techniques,

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

(septembre 2010).

[40] Eduardo Carvalho Jr. « détermination de la longueur de la rotule plastique dans des poteaux confinés avec des PRFC » Mémoire. Sherbrooke (Québec) Canada. Aout 2012.

[41] groupe de travail Sétra/CETE. (2012), « pont en zone sismique conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 ».

[42] Mostafa Fakharifar, Genda Chen, Lesley Sneed, Ahmad Dalvand « Seismic performance of post-mainshock FRP/steel repaired RC bridge columns subjected to aftershocks »2014.

[43] Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance – Part 3: assessment and retrofitting of buildings. Brussels: CEN (European Committee for Standardization); 2005.

[44] A.H.M.Muntasir billah.M Shahria Alam « Plastic hingth of shape memory alloy (SMA) reinforced concrete bridge pier »2016.

[45] Bae, S. J., & Bayrak, O. (2008). Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns. ACI Structural Journal, 105(3), 290-300.

[46] Oliver Jolicoeur « Efficacité de réhabilitation sismique de piles de pont rectangulire par chemisage BFUP CONSID2RANT LA R2SISTANCE à l'effort tranchant » mémoire Montréal .2016.

[47] PHILIPPE, M. (2010), « Loi moment -Courbure simplifiée en béton armé notetechnique ». 1-22.

[48] Gokhan Dok, Hakan Ozturk, Aydin Demir « Determining Moment-Curvature Relationship of Reinforced Concrete Rectangular Shear Walls »2017.

[49]web <https://www.slideshare.net/fawadnajam/ce-7252-lecture-4-ductility-of-crosssections>.

[50] Sébastien Gieu « Ductilité des structures en béton armée » Génie civil. 2012.
<https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-00985264>.

[51] 12 T.G. Clapp, H. Peng, T.K. Ghosh and J.W. « Eischen Indirect Measurement of the Moment-Curvature Relationship for Fabrics »1990.

[52] Abdelhafid NOUALI « Influence des effets d'échelles sur la réponse sismique non linéaire des structures et des ouvrages en béton armé »thèse doctorat .2017.

[53] H.TABERKIT, I.TABET DERRAZ « Analyse critique de l'Eurocode 8 vis-à-vis des effets d'échelle mémoire .2016 ».

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

[54]web « moment résistant » <https://usingeurocodes.com/fr/eurocode-2-design/Method/b3-procedure-ultimate-moment-resistance-rectangular-section - methodTab2>.

[55] Chadwell C. UCFyber cross section analysis software for structural engineers. USA:University of California at Berkeley; 1999.

[56] USC_RC,(2006) http://www.usc.edu/dept/civil_eng/structural_lab/software.html.

[57] Dr. Thomas Wenk « Evaluation parasismique des ponts-routes existants » Editeur : Office fédéral des routes, OFROU, Division réseaux routiers; Standards, Recherche, Sécurité, 3003 Berne OFROU 2005.

[58] Andréa.J.Kappos, Georges.G.Penelis, ‘Earthquake-Resistant Concrete Structures’, E et FN Spon, 1997.

[59] RPOA-2008. Règles Parasismiques applicables au domaine des Ouvrages d’Art, Document Technique Réglementaire, MTP, Alger, 2010.

[60]Cusson ,D et Paultre P.(1992) « Behavior of high- strength concrete columns confined by rectangular ties under concentric loading »rapport de recherche SMS-93/03,département de genie civil , université sherbrooke ,

[61] N. Basöz, K. A. S., S. A. King et K. H. Law : Statistical analysis of bridge damage data from the 1994 northridge, ca earthquake. *Earthquake Spectra, EERI*, 15(1):25–53, 1999.

[62] HAZUS/FEMA : Multi-hazard Loss Estimation Methodology Earthquake Model HAZUS-MH MR3 Technical Manual. Federal Emergency Management Agency, 2003.

[63] Y. Hose et F. Seible : Performance evaluation database for concrete bridge components and systems under simulated seismic loads. Rap. tech. PEER 1999-11, San Diego, California, 1999.

[64] A. Dutta et J. B. Mander : Seismic fragility analysis of highway bridges. In Incedemceer Center to Center Workshop on Earthquake Engineering Frontiers in Transportation Systems, Tokyo, Japan, 1998.

[65] H. Hwang, J. Liu et Y. Chiu : Seismic fragility analysis of highway bridges. Rap. tech. 01- 06, Center for Earthquake Research and Information, The University of Memphis, Memphis, Tennessee, 2001.

[66]. Houd et Djelad : Etude d’un Pont en Béton Précontraint, Faculté de Technologie - Université Abou Bakr Belkaid – TLEMCEN-2018/2019