

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة أبي بكر بلقايد - تلمسان
Université Aboubakr Belkaïd – Tlemcen –
Faculté de TECHNOLOGIE



MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du **diplôme de MASTER**

En : Génie Civil

Spécialité : Structures

Par : TOUATI Noureddine & TABTI Mohammed

Sujet

Analyse non linéaire globale d'une pile de pont : influence de l'effet d'échelle

D^f Djafour N.

Président

M^{me} Medjahed A.

Examinatrice

M^r Benyacoub A.

Encadreur

P^r Matallah M.

Encadreur

REMERCIEMENTS

Nous remercions Dieu le tout puissant de nous avoir donné le privilège et la chance d'étudier et de suivre le chemin de la science et de la connaissance.

Nous adressons nos vifs remerciements à nos encadreurs, M^r MATALLAH M. et M^r BENYACOUB A. pour leurs compréhensions ; leurs conseils et leurs orientations efficaces.

Nous tenons également à remercier M^{me} DJAFOUR N. d'avoir accepté de présider le jury de notre projet de fin d'études et M^{me} MEDJAHED A. qui a bien voulu examiner notre travail. Leur présence va valoriser, de manière certaine, le travail que nous avons effectué.

Nous adressons également notre profonde gratitude à tous les professeurs de l'université ABOUBAKR BELKAID en particulier ceux du département GÉNIE CIVIL. Votre enseignement a porté ses fruits.

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

Merci à tous

Dédicace

Je dédie ce présent travail à mon père, à ma mère ainsi qu'à toute ma famille partout où elle se trouve. A mon binôme et à l'ensemble de mes amis et mes collègues.

TABTI Mohammed

Je dédie ce présent travail à ma mère et mon père (ALLAH YRAHMMAH), ainsi qu'à toute ma famille partout où elle se trouve. A mon binôme et à l'ensemble de mes amis et mes collègues.

TOUATI Nouredine

ملخص

في الهندسة العملية ، تكون هياكل الهندسة المدنية أكبر من النماذج المختبرة في المختبر. يمكن أن يكون تأثير القياس هذا خطيرًا إذا لم يؤخذ في الاعتبار أثناء مرحلة التصميم. في هذا العمل ، تم تكييف استراتيجية لحساب استجابة كومة الجسر. يتم إجراء مقارنة بين الاستجابة التحليلية والتنظيمية والنتائج التجريبية باستخدام عدة حالات اختبار. الهدف هو إجراء تحليل نقدي للحساب التحليلي والتنظيمي مقابل تأثير المقياس.

Résumé

Dans l'ingénierie pratique, les constructions de génie civil sont plus grandes que les modèles testés au laboratoire. Cet effet d'échelle peut s'avérer dangereux s'il n'est pas pris en compte lors de la phase de la conception.

Dans ce travail, une stratégie de calcul de la réponse d'une pile de ponts a été adaptée. Une comparaison entre la réponse numérique, réglementaire et les résultats expérimentaux est effectuée en utilisant plusieurs cas tests. L'objectif est de faire une analyse critique du calcul analytique et réglementaire vis-à-vis de l'effet d'échelle..

ABSTRACT

In practical engineering, civil engineering constructions are larger than the models tested in the laboratory. This scaling effect can be dangerous if it is not taken into account during the design phase.

In this work, a strategy for computing the response of a bridge pile was adapted. A comparison between the numerical, the experimental results and those provided by code provision is carried out using several test cases. The objective is to make a critical analysis of the analytical and Eurocode formulas regarding the scale effect.

Liste des notations :

M_e : Moment élastique.

f_t : Contrainte de traction de béton.

f_c : Contrainte de compression de béton (f_{c28}).

I_g : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

d_g : La distance entre la face inférieure et le centre de gravité.

h : La hauteur de la section.

b : La largeur de la section.

y_g : La distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure.

A_s : La section des aciers tendus.

A_s' : La section des aciers comprimés.

n : Coefficient d'équivalence Acier/Béton.

d' : Distance de la fibre la plus comprimée aux aciers inférieurs.

d : Distance de la fibre la plus comprimée aux aciers supérieurs.

Φ_e : Courbure élastique.

E_c : Module de Young de béton.

E_s : Module de Young de l'acier.

E_{cm} : Module de Young moyen du béton.

k : Facteur permettant de localiser l'axe neutre.

ρ : Ratio des aciers de traction.

ρ' : Ratio des aciers de compression.

A_g : Section du béton et des aciers.

f_s : Contrainte de traction dans l'acier.

f_s' : Contrainte dans l'acier.

Φ_y : Courbure plastique.

ϵ_y : La limite de déformation plastique de l'acier.

M_y : Moment plastique.

c : Position de l'axe neutre en état de courbure ultime.

η : Un facteur.

λ : coefficient de réduction du diagramme de compression du béton.

ϵ_{cmax} : La limite de déformation plastique du béton.

M_u : Moment ultime.

Φ_u : Courbure ultime.

d_d : Déplacement en tête.

d_y : Déplacement élastique.

d_p : Déplacement plastique.

L_p : Longueur de la rotule plastique.

L : Longueur de la pile.

d_u : Déplacement ultime.

λ(α_s) : un facteur.

f_{yk} : la limite de contrainte élastique des armatures longitudinales.

d_{bl} : Diamètre des armatures longitudinales.

E_{cm} : Module de Young moyen de béton.

K : Rigidité de décharge.

K₀ : Rigidité initiale.

x_e : Déplacement de plastification.

x_p : Déplacement maximal.

ξ_{equ} : Facteur d'équivalence visco-amortissement.

α : Facteur pour déterminer la dégradation.

β : Facteur pour définir la cible des courbes de recharges.

G_i : Charge permanente supportée par chaque pile i.

M_t : Masse totale du pont.

M_{tab} : Masse du tablier.

M_{pile} : Masse des piles.

S_{ac}(T) : Spectre de réponse élastique d'accélération.

A : coefficient d'accélération de la zone.

g : Accélération de pesanteur.

η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Taux d'amortissement.

LISTES DES FIGURES

<i>Figure 1 : Exemples de non-linéarité géométrique</i>	22
<i>Figure 2 : Modélisation à l'échelle macroscopique d'un élément en béton armé</i>	23
<i>Figure 3 : Diagramme Moment-Courbure. [13]</i>	25
<i>Figure 4 : Diagramme de Force - Déplacement</i>	29
<i>Figure 5 : Déformée de la pile de ponts</i>	29
<i>Figure 6 : Linéarisation de la courbe moment-courbure (Eurocode 8, 2006)</i>	34
<i>Figure 7 : Bi-linéarisation de la courbe moment-rotation (Eurocode 8, 2006)</i>	35
<i>Figure 8 : Bi-linéarisation de la courbe fore-déplacement (Eurocode 8, 2006)</i>	35
<i>Figure 9 : Effet d'échelle de volume</i>	42
<i>Figure 10: L'effet d'échelle de structure d'après L'Hermite</i>	43
<i>Figure 11 : La rupture d'une chaîne constituée de « n » maillons</i>	44
<i>Figure 12 : Fissure fractale et sa zone d'élaboration d'après Carpinterie</i>	46
<i>Figure 13 : Zone de relâchement des contraintes dans une éprouvette</i>	47
<i>Figure 14 : Zone de relâchement dans les poutres de grandes et de petites tailles</i>	47
<i>Figure 15 : Loi d'effet d'échelle proposée par Bazant pour des structures</i>	48
<i>Figure 16 : La section de la pile pleine et la disposition des armateurs</i>	52
<i>Figure 17 : Le diagramme moment –courbure de la pile pleine</i>	55
<i>Figure 18 : La courbe moment-courbure de la pile pleine</i>	56
<i>Figure 19 : Moment-Courbure, comparaison entre résultats Analytique(EC8) et Numérique(USC-RC)</i>	57
<i>Figure 20 : Diagramme Fore-Déplacement de la pile pleine par EC8</i>	58
<i>Figure 21 : la courbe Force-Déplacement avec USC-RC de la pile pleine</i>	59
<i>Figure 22 : Force-Déplacement, comparaison entre résultats Analytique(EC8) et Numérique(USC-RC)</i>	60
<i>Figure 23 : Pile rectangulaire évidée</i>	62
<i>Figure 24 : La courbe Moment-Courbure de la pile évidée par EC8</i>	66
<i>Figure 25 : Diagramme Moment – Courbure de la pile évidée par USC-RC</i>	67
<i>Figure 26 : Moment-Courbure, comparaison entre résultats Analytique et Numérique</i>	68
<i>Figure 27 : La courbe fore-déplacement de la pile évidée</i>	69
<i>Figure 28 : La courbe Force-Déplacement avec USC-RC de la pile pleine</i>	70

<i>Figure 29 : Force-Déplacement, comparaison entre résultats Analytique et Numérique</i>	70
<i>Figure 30 : La section de la pile circulaire et la disposition des armatures</i>	74
<i>Figure 31 : Diagramme de Moment-Courbure de la pile circulaire</i>	78
<i>Figure 32 : Diagramme de moment-courbure de la pile</i>	79
<i>Figure 33 : Diagramme de Force – Déplacement de la pile circulaire</i>	80
<i>Figure 34 : Diagramme de Force – Déplacement avec USC-RC de la pile</i>	81
<i>Figure 35 : Moment-Courbure EQ1</i>	82
<i>Figure 36 : Force-Déplacement EQ1</i>	82
<i>Figure 37 : Moments-Courbure EQ2.</i>	83
<i>Figure 38 : Force-Déplacement EQ2</i>	83
<i>Figure 39 : Moment – courbure, comparaison Analytique-Numérique-Expérimentale</i>	84
<i>Figure 40 : Forces-Déplacement, comparaison entre résultats Analytique et Numérique et Expérimentale</i>	85
<i>Figure 41 : la section de la pile et la disposition des armatures</i>	86
<i>Figure 42 : Diagramme de moment-courbure de la pile</i>	91
<i>Figure 43 : Diagramme de Moment – Couverture avec USC-RC de la pile</i>	91
<i>Figure 44 : la courbe Force – Déplacement de la pile circulaire</i>	93
<i>Figure 45 : Diagramme de Force – Déplacement avec USC-RC de la pile</i>	93
<i>Figure 46 : Test specimen: footing, column, superstructure</i>	95
<i>Figure 47 : Réponse Moment courbure EQ1</i>	95
<i>Figure 48 : Base Force-Déplacement EQ1</i>	96
<i>Figure 49 : Réponse Moment-Courbure EQ2</i>	96
<i>Figure 50 : Moment-courbure, Comparaison Analytique-Numérique-Expérimental</i>	97
<i>Figure 51 : Force-Déplacement, Comparaison Analytique-Numérique-Expérimentale</i>	98
<i>Figure 52: Dimensions de poteau et détails des armatures : (a) détails de la section transversale et (b) schéma général de la disposition des armatures</i>	100
<i>Figure 53: La courbe de Moment-Courbure des poteaux</i>	109
<i>Figure 54: Le diagramme Moment-courbure avec USC RC du poteau 1</i>	110
<i>Figure 55: Le diagramme Moment-courbure avec USC RC du poteau 2</i>	110
<i>Figure 56: Le diagramme Moment-courbure avec USC RC du poteau 3</i>	111
<i>Figure 57: Le diagramme Moment-courbure avec USC RC du poteau 4</i>	111

<i>Figure 58: Moment-Courbure, comparaison entre résultats Analytique et Numérique pour P1</i>	112
<i>Figure 59: Moment-Courbure, comparaison entre résultats Analytique et Numérique pour P2</i>	112
<i>Figure 60: Moment-Courbure, comparaison entre résultats Analytique et Numérique pour P3</i>	113
<i>Figure 61 : Moment-Courbure, comparaison entre résultats Analytique et Numérique pour P4</i>	113
<i>Figure 62: Force – Déplacement des 4 poteaux</i>	115
<i>Figure 63: Diagramme de Force – Déplacement avec USC-RC de poteau 1</i>	116
<i>Figure 64: Diagramme de Force – Déplacement avec USC-RC de poteau 2</i>	116
<i>Figure 65: Diagramme de Force – Déplacement avec USC-RC de poteau 3</i>	117
<i>Figure 66 : Diagramme de Force – Déplacement avec USC-RC de poteau 3</i>	117
<i>Figure 67: Résultats expérimentaux Forces-Déplacements</i>	118
<i>Figure 68 : Force-Déplacement, comparaison entre résultats Analytique et Numérique et Expérimentale pour P1</i>	119
<i>Figure 69: Force-Déplacement, comparaison entre résultats Analytique et Numérique et Expérimentale pour P2</i>	119
<i>Figure 70: Force-Déplacement, comparaison entre résultats Analytique et Numérique et Expérimentale pour P3</i>	120
<i>Figure 80: Force-Déplacement, comparaison entre résultats Analytique et Numérique et Expérimentale pour P4</i>	120

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 1 : : Les valeurs maximales de la déformation et De la longueur de rotule plastique selon l'EC 8.</i>	33
<i>Tableau 2 : Types de ductilité [14]</i>	38
<i>Tableau 3 : Les données relatives aux poteaux</i>	51
<i>Tableau 4 : Les caractéristiques géométriques de la section de la pile évidée</i>	62
<i>Tableau 5 : Caractéristiques géométriques de la pile circulaire</i>	73
<i>Tableau 6 : caractéristiques géométriques de la pile circulaire</i>	86
<i>Tableau 7: Les données relatives aux poteaux testés par Rodrigues et al.</i>	99

Table des matières

Chapitre I :	Notions générales et définitions de bases	19
1.1	Introduction :	20
1.2	Méthodes non-linéaire :	20
1.3	Analyse non linéaire en poussée progressive (Pushover)	20
1.4	Analyse temporelle non linéaire :	21
1.5	Type des non linéarité :	21
1.5.1	Non linéarités matérielle :	21
1.5.2	Non linéarités des conditions aux frontières :	21
1.5.3	Non linéarités géométrique :	22
1.6	Modèles des comportements non linéaires :	22
1.6.1	Modèle globale, utilisation des macroéléments :	22
1.6.2	Modèle semi globale, multifibre :	23
1.6.3	Modèle macroscopique :	23
1.7	Réponse Force – Déplacement des piles	24
1.7.1	Introduction :	24
1.7.2	Lois Moment-Courbure :	24
1.7.3	Force-Déplacement :	28
1.8	Réponse globale des piles (Eurocode 8)	30
1.9	Introduction :	30
1.10	Notion de ductilité :	36
1.10.1	Définition de la ductilité :	36
1.10.2	Différents types de ductilité :	37
1.11	Conclusion :	39
Chapitre II :	Le problème de l'effet d'échelle	40
2.1	Introduction	41
2.2	Effet d'échelle dans les matériaux quasi-fragile	41
2.2.1	Effet d'échelle du volume	42

2.2.2	Effet d'échelle de structure	42
2.3	Les différentes approches décrivant l'effet d'échelle dans les matériaux quasi-fragile :	43
2.3.1	Théorie statique de Weibull	43
2.3.2	La théorie fractale des effets d'échelle	45
2.3.3	La théorie déterministe de Bazant	46
2.4	Effet d'échelles sur les piles de ponts en BA	49
Chapitre III : Exemples de calcul analytique et numérique de la réponse d'une pile de pont 50		
3.1	Pile rectangulaire pleine :	51
3.1.1	Introduction :	51
3.1.2	Calcul analytique d'une pile pleine :	51
3.1.3	La courbure à la limite élastique :	52
3.1.4	La courbure à la limite ultime :	52
3.1.5	Déformation de compression du béton confiné :	52
3.1.6	Calcul de la résistance ultime $f_{cm,c}$:	53
3.1.7	Déformation à la résistance à la rupture :	53
3.1.8	Déformation ultime du béton :	53
3.1.9	Contrainte de confinement effective σ_c :	54
3.1.10	Moment-Courbure plastique :	54
3.1.11	Moment-Courbure ultime :	55
3.1.12	La loi Moment-Courbure déterminée avec le code USC-RC de la pile pleine :	56
3.1.13	Comparaison des résultants des graphes Moment-courbure :	56
3.1.14	La longueur de la rotule plastique de la pile pleine :	57
3.1.15	La courbe Force-Déplacement de la pile pleine par EC8 :	57
3.1.16	La loi Force-Déplacement avec le code USC-RC de la pile pleine :	59
3.1.1	Comparaison des résultants des graphes Force-Déplacement :	59
3.1.2	Différents types de ductilité :	60
3.2	Conclusion :	61

3.3	La pile rectangulaire évidée :	62
3.3.1	Caractéristique de la pile :	62
3.3.2	La courbure à la limite élastique :	63
3.3.3	La courbure à la limite ultime :	63
3.3.4	Déformation de compression du béton confiné :	63
3.3.5	Calcul de la résistance ultime $f_{cm,c}$:	63
3.3.6	Déformation de résistance à la rupture :	64
3.3.7	Déformation ultime du béton :	64
3.3.8	Contrainte de confinement effective σ_c :	64
3.3.9	Moment-Courbure plastique :	65
3.3.10	Moment-Courbure ultime :	65
3.3.11	La loi Moment-Courbure avec le code USC-RC de la pile évidée :	67
3.3.12	Comparaison des résultants des graphes Moment-Courbure :	68
3.3.13	La longueur de la rotule plastique de la pile évidée :	68
3.3.14	La courbe Force-Déplacement de la pile évidée :	68
3.3.15	La courbe Force-déplacement avec le code USC-RC de la pile évidée :	69
3.3.16	Comparaisant des résultats de fore-Déplacement :	70
3.3.17	Différents types de ductilité :	71
3.4	Conclusion :	71
Chapitre IV : Comparaison Experimental-EC8- Numérique		72
4.1	Introduction :	73
4.2	Pile circulaire pleine	73
4.2.1	Caractéristique de la pile :	73
4.2.2	La courbure limite élastique :	75
4.2.3	La courbure à la limite ultime :	75
4.2.4	Déformation de compression du béton confiné :	75
4.2.5	Calcul de la résistance ultime $f_{cm,c}$:	75
4.2.6	Déformation à la rupture :	76
4.2.7	Déformation ultime du béton :	76

4.2.8	Pour les coupes circulaires à arceaux spiralés : _____	77
4.2.9	Contrainte de confinement effective σ_c : _____	77
4.2.10	Calcul de moment maximal d'une pile : _____	77
4.2.11	La loi Moment-Courbure déterminée avec le code USC-RC de la pile pleine : _____	79
4.2.12	La longueur de la rotule plastique de la pile circulaire : _____	79
4.2.13	La courbe Force-Déplacement de la pile circulaire : _____	79
4.2.14	La loi Force-Déplacement déterminée avec le code USC-RC de la pile pleine : _____	81
4.2.15	Expérimentale : _____	81
4.2.16	Comparaison des résultants de Moment-Courbure : _____	84
4.2.17	Comparaison des résultants de Forces-Déplacement : _____	84
4.3	Pile circulaire testée par Carrea Francesco [16] _____	86
4.3.1	Introduction _____	86
4.3.2	Caractéristique de la pile : _____	86
4.3.3	La courbure à la limite élastique : _____	87
4.3.4	La courbure à la limite ultime : _____	87
4.3.5	Déformation de compression du béton confiné : _____	87
4.3.6	Calcul de la résistance ultime $f_{cm.c}$: _____	88
4.3.7	Déformation à la résistance à la rupture : _____	88
4.3.8	Déformation ultime du béton : _____	89
4.3.9	Contrainte de confinement effective σ_c : _____	90
4.3.10	Calcul de moment maximal d'une pile : _____	90
4.3.11	La longueur de la rotule plastique de la pile circulaire : _____	92
4.3.12	La courbe Force-Déplacement de la pile circulaire : _____	92
4.3.13	Différents types de ductilité : _____	94
4.3.14	Programme expérimental: _____	94
4.3.15	Comparaison des résultants de Moment-Courbure _____	97
4.3.16	Comparaison des résultants de Forces-Déplacement : _____	98
4.4	Poteaux Testés par (Rodrigues et al. [17]) _____	99
4.4.1	Introduction : _____	99

4.4.2	Caractéristique d'une pile pleine :	_____	99
4.4.3	La courbure à la limite élastique :	_____	100
4.4.4	La courbure à la limite ultime :	_____	101
4.4.5	Déformation de compression du béton confiné :	_____	101
4.4.6	Calcul de la résistance ultime $f_{cm,c}$:	_____	102
4.4.7	Déformation à la résistance à la rupture :	_____	104
4.4.8	Déformation ultime du béton :	_____	104
4.4.9	Contrainte de confinement effective σ_c :	_____	105
4.4.10	Moment maximale de la pile :	_____	106
4.4.11	La loi Moment-Courbure déterminée avec le code USC-RC:	_____	109
4.4.12	Comparaison des résultants des graphs Moment-Courbure :	_____	111
4.4.13	La longueur de la rotule plastique de:	_____	113
4.4.14	La courbe Force-Déplacement de la pile circulaire :	_____	114
4.4.15	Courbes Force-Déplacement déterminées avec le code USC-RC des 4 poteaux :	_____	116
4.4.16	Résultats Expérimentaux :	_____	118
4.4.17	Comparaisons des résultats des courbes Force-Déplacement :	_____	119
4.4.18	Différents types de ductilité :	_____	121
4.4.19	Conclusion :	_____	122
Conclusions générales _____			123
Références bibliographiques _____			124

INTRODUCTION GENERALE

La fissuration des structures en béton armé sous chargement sismique est un enjeu fondamental. Les techniques adoptées en génie parasismique prévoient des structures qui dissipent de l'énergie lors d'un séisme tout en acceptant un certain niveau de dommage relatif au risque attendu d'occurrence du séisme et de l'importance de la structure. Cette capacité de dissipation d'énergie est appelée "Ductilité". La ductilité est une notion extrêmement importante qui reste vaguement définie dans les règles de calcul. Les codes se basent généralement sur des formules empiriques tirées principalement de tests réalisés sur des éléments au laboratoire. Cependant, les ouvrages et les structures ont des dimensions beaucoup plus grandes que les éléments testés au laboratoire. Cette variation d'échelle n'est pas prise en compte lors de la conception. L'effet d'échelle en mécanique caractérise la dépendance des performances des matériaux, notamment au voisinage de la rupture, aux différentes dimensions lors du passage d'une échelle à une autre. Le problème d'effet d'échelle est plus complexe et plus aigu pour le béton, car c'est un matériau quasi-fragile dont le comportement à la rupture est fortement non linéaire. La modélisation de la réponse non linéaire des structures sous chargements sismiques est souvent effectuée à l'échelle globale ou semi-globale. En effet, le coût réduit d'une modélisation simplifiée permet, tout en tenant compte du comportement non linéaire du matériau de vérifier la stabilité structurale à une échelle réelle.

Le but fondamental de ce travail est de mettre en lumière quelques aspects de l'effet d'échelle à travers une comparaison analytique-Expérimentale-Numérique des réponses d'une pile de ponts en béton armé.

Ce manuscrit s'articule autour de quatre chapitres :

Le premier est dédié à l'état de l'art ou on a rappelé quelques généralités et des définitions de bases

Le deuxième introduit le phénomène d'effet d'échelle et ses conséquences sur les réponses structurelles.

Introduction générale

Le troisième chapitre traite deux exemples d'estimation des courbes Moment – Courbure et Force – Déplacement de façon analytique et numérique.

Dans le quatrième chapitre, nous exposons les résultats obtenus des comparaisons entre les résultats numériques, expérimentaux et les résultats analytiques

Nous avons clôturé ce travail par des conclusions et des perspectives.

Chapitre I Notions générales et définitions de bases

Chapitre I : Notions générales et définition de base

1.1 Introduction :

L'évaluation exacte du comportement sismique non linéaire des structures est très complexe. Pour avoir une bonne approche sur leur comportement réel, il est important d'avoir une modélisation adéquate ainsi qu'une bonne estimation de l'intensité sismique. Dans ce chapitre on présente des notions générales et quelques définitions de base pour l'analyse non linéaire des structures.

1.2 Méthodes non-linéaire :

L'analyse non linéaire est par définition plus complexe que l'analyse linéaire. Cependant, dans certains cas (structures ou ouvrages existants) c'est souvent le seul choix raisonnable (Eurocode 8, 2006, 2005). L'utilisation de l'analyse non linéaire pour des applications pratiques est toujours en évolution et il existe de nombreux domaines où les détails de la mise en œuvre sont ouverts au jugement et à des diverses interprétations.

1.3 Analyse non linéaire en poussée progressive (Pushover)

L'analyse en poussée progressive est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et des charges horizontales qui évoluent de façon monotone (Borzi and Elnashai, 2000 ; Elnashai, 2001 ; Faella, 1996 ; Fardis et al. 2015). C'est donc une étude pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement des matériaux) sont similaires à celles de l'analyse transitoire non linéaire, mais où les difficultés du calcul pas-à-pas temporel sont évitées. Le comportement est supposé quasi-statique. Elle permet d'évaluer les mécanismes non linéaires (plastiques ou autres) attendus et la distribution des dommages dans des structures complexes. Les méthodes en poussée progressive peuvent être conduites sous un chargement de type déplacement imposé. Elle se base sur l'application d'un déplacement progressif sur l'ouvrage, proportionnel au mode fondamental initial de la structure.

En augmentant progressivement le déplacement imposé, divers éléments structurels se plastifient séquentiellement. Par conséquent, la structure subit une perte de rigidité progressive.

Chapitre I : Notions générales et définition de base

Cette analyse aboutit au tracé d'une courbe de capacité globale de la structure, représentant l'évolution de la force totale appliquée en fonction de déplacement.

1.4 Analyse temporelle non linéaire :

La méthode temporelle non-linéaire est, d'un point de vue computationnel, très lourde. En revanche, elle offre des résultats fiables et des informations précises. Elle permet de prendre en compte les non-linéarités des matériaux et des appareils isolateurs. Les sollicitations appliquées à la structure peuvent être des enregistrements d'un séisme ancien ou des signaux sismiques synthétiques compatibles avec un spectre de réponse réglementaire. Ces sollicitations peuvent aussi être de type « déplacement »

1.5 Type des non-linéarités :

La réponse des ponts (ou d'un autre ouvrage) soumis aux excitations sismiques peut être déterminée en utilisant l'analyse linéaire ou l'analyse non linéaire. En réalité, la réponse d'un pont est non linéaire, compte tenu des non linéarités géométrique, matérielles et des conditions limites. [1]

1.5.1 Non linéarités matérielle :

La non-linéarité du matériau se réfère à la capacité d'un matériau à être régie par une réponse constitutive non linéaire à une contrainte. L'élasto-plasticité, l'hyper-élasticité, l'écrasement, la fissuration en sont des illustrations, mais cela peut aussi inclure la dépendance à la température et au temps telle que les effets de viscoélasticités ou viscoplasticité (fluage). La non-linéarité matériau est souvent, mais pas toujours, caractérisée par un affaiblissement progressif de la réponse structurelle au fur et à mesure de l'accroissement de l'effort, en raison d'une certaine forme de décomposition interne. [2]

1.5.2 Non linéarités des conditions aux frontières :

Lorsqu'on considère des composants très souples, ou des assemblages comprenant plusieurs composants, le déplacement progressif donne naissance à la possibilité soit d'une mise en contact d'un composant, soit de la mise en contacts de composants entre eux. Ceci fait partie d'une

Chapitre I : Notions générales et définition de base

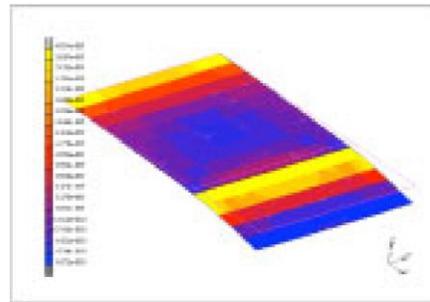
classe spécifique d'effets non-linéaires géométriques connus sous le nom de condition limite ou « non-linéarité » de contact. En non-linéarité de contact, les conditions limites de rigidité de la structure ou de l'assemblage peut changer considérablement lorsque deux ou plusieurs parties distinctes soit entrent en contact, soit se séparent. [2]

1.5.3 Non linéarités géométrique :

Les structures dont la rigidité dépend du déplacement qu'elles subissent sont appelées géométriquement non linéaires. La non-linéarité géométrique intervient lors de phénomènes tels que la rigidité d'une plaque bridée soumise à chargements ou le flambage ou « claquage » dans des structures minces (Figure1). Sans prendre ces effets géométriques en compte, une simulation ne pourra pas prévoir le comportement réel de la structure. [3]



Torsion d'une poutre



Flexion d'une plaque ave raidisseurs

Figure 1 : Exemples de non-linéarité géométrique

1.6 Modèles des comportements non linéaires :

Nous présentons dans cette partie quelques modèles de comportement non linéaire fréquemment utilisés dans l'analyse non linéaire des structures.

1.6.1 Modèle global, utilisation des macroéléments :

Pour ce modèle, le comportement non linéaire est décrit en utilisant les règles de force déformation, qui sont basées sur les résultats des essais expérimentaux, afin de simuler le

Chapitre I : Notions générales et définition de base

comportement de l'élément entier. On note qu'aucun modèle constitutif n'est nécessaire dans le processus. [3]

1.6.2 Modèle semi-global, multifibre :

Pour ce modèle, les structures sont décrites par un ensemble d'éléments poutres reliés entre eux. Ces éléments décrivent le comportement hystérique des composants structuraux.

Le modèle matériel constitutif est pris en compte au niveau de l'élément ou de la section.

La partie déformable peut être divisée en plusieurs segments. Le comportement structural de chaque membre d'élément est décrit en utilisant la tranche de chaque segment. Chaque section transversale du segment peut être divisée en plusieurs fibres, qui utilisent des relations non linéaires de contrainte-déformation pour différents matériaux, tels que l'acier, béton confiné et le béton non confiné, etc. [[4],[5]].

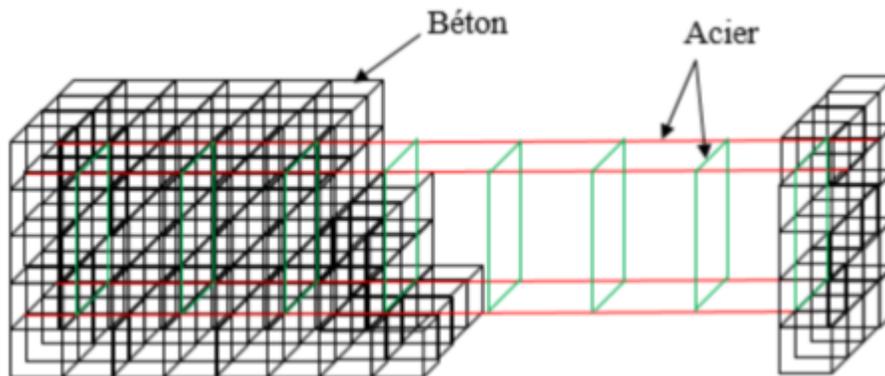


Figure 2 : Modélisation à l'échelle macroscopique d'un élément en béton armé

1.6.3 Modèle macroscopique :

Pour ce modèle (Figure 2), les éléments structuraux sont habituellement divisés en un certain nombre de petits éléments finis. Le modèle matériel constitutif et la non-linéarité géométrique sont considérés pour chaque petit élément au niveau de contrainte-déformation. Généralement, le modèle de macroélément concerne des approximations brutes. Il peut être employé pour une région locale d'une structure. Ce dernier est du point de vue informatique, cher s'il est

Chapitre I : Notions générales et définition de base

utilisé dans l'analyse dynamique non linéaire d'une structure entière. Par conséquent, le modèle d'élément de fibre est la meilleure combinaison de la simplicité et de l'exactitude dans des analyses dynamiques non linéaires des éléments structuraux et de la structure entière avec un coût informatique acceptable. [5]

1.7 Réponse Force – Déplacement des piles

1.7.1 Introduction :

Les ouvrages de génie civil (ponts, centrales nucléaires, barrages hydroélectriques, bâtiments industriels et d'habitations, etc.) sont, dans leur grande majorité, constitués d'ossatures en béton armé. Le calcul de ces ouvrages soumis à ces sollicitations sévères peut être abordé à plusieurs niveaux. Le calcul réglementaire, basé sur des concepts d'analyses simplifiées du comportement des structures et des matériaux, couplé à des considérations statistiques permet un prédimensionnement susceptible de résister à une classe de sollicitations bien définies. Les particularités du comportement des matériaux utilisés (fissuration du béton et plastification des aciers) obligent le concepteur à la prise en compte de ces non-linéarités locales dans la prévision du comportement global. L'analyse à l'échelle globale basée sur des relations entre des variables généralisées (moment-courbure ou force-déplacement) permet d'appréhender correctement le comportement non linéaire tout en permettant de faire des analyses rapides utiles pour l'ingénierie pratique.

1.7.2 Lois Moment-Courbure :

L'établissement des lois moment-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. [6]

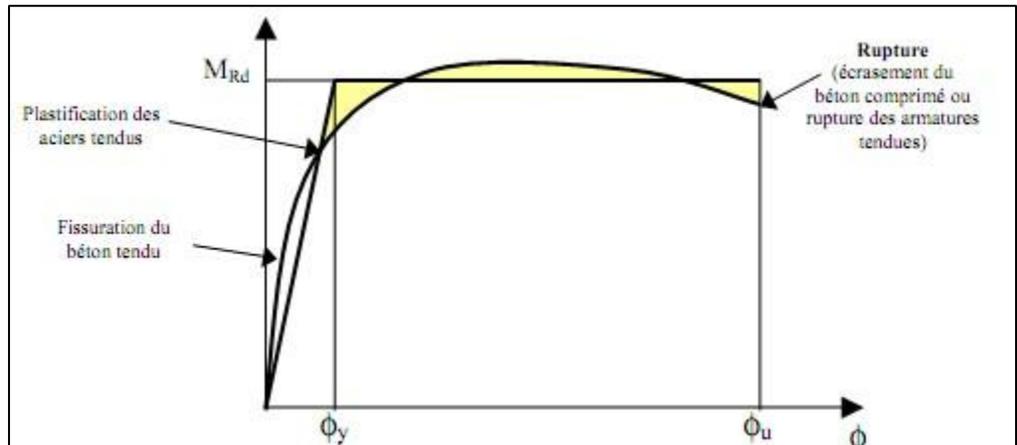


Figure 3 : Diagramme Moment-Courbure [13]

La loi Moment-Courbure d'une section donnée (Figure 3) dépend de l'effort normal N appliqué à la section. En théorie, cet effort varie au cours de la sollicitation sismique, en particulier dans le cas des piles, chaque fût est soumis à une variation d'effort normal $\pm \Delta N$ sous sollicitation horizontale alternée. La courbe moment-courbure sera obtenue donc par la détermination des valeurs de moment élastique (M_e), moment plastique (M_p), moment ultime (M_u) ; et les valeurs de la courbure élastique (ϕ_e), la courbure plastique (ϕ_p), la courbure ultime (ϕ_u). Ces valeurs sont déterminées dans les sections suivantes.

1.7.2.1 Moment-Courbure élastique :

Avant de se retrouver dans un état non-linéaire, la section ($b * h$) 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 ait lieu autour de l'axe neutre, le moment limite élastique a pour expression : [6]

Chapitre I : Notions générales et définition de base

$$M_e = \frac{f_t \cdot I_g}{d}$$

Où : d_g : est la distance entre la fibre inférieure et le centre de gravité ($d_g = h - y_g$)

y_g : est la distance entre le centre de gravité et la fibre supérieure, elle est calculée comme suit

[13]

$$y_g = \frac{\frac{bh}{2} + A_s(n-1)d + A'_s(n-1)d'}{A_g} \quad A_g \text{ Est déterminée par l'addition suivante}$$

$$A_g = bh + (n - 1)(A_s + A'_s)$$

: A_s et A'_s sont respectivement les sections d'armatures dans les parties supérieures et A'_s inférieures de la section. n est Le coefficient d'équivalence. I_g : est l'inertie de la section par rapport à son centre de gravité, calculée en tenant compte de la section du béton et de la section des aciers, l'inertie est donc

$$I_g = \frac{bh^3}{12} + bh\left(\frac{h}{2} - y_g\right)^2 + (n - 1)A_s(d - y_g)^2 + (n - 1)A'_s(y_g - d')^2$$

La courbure élastique ϕ_e correspondante est égale a [6] $\phi_e = \frac{M_e}{E_c I_g} = \frac{f_t}{E_c d_g}$

Chapitre I : Notions générales et définition de base

1.7.2.2 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. Le moment correspondant à cette déformation plastique vaut [6] :

$$M_y = A_s f_s \left(d - \frac{kd}{3} \right) + A'_s f'_s \left(d' - \frac{kd}{3} \right)$$

$$\text{Avec } f'_s = \frac{kd - d'}{d - kd}$$

Et la valeur de k est obtenue par la formule suivante

$$k = \sqrt{2n \left(\rho + \frac{\rho' d'}{d} \right) + n^2 (\rho + \rho')^2} - n(\rho + \rho') \quad \text{Et :} \quad \rho = \frac{A_s}{bd} \quad \rho' = \frac{A'_s}{bd}$$

La courbure plastique se calcule comme suit $\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d - kd}$.

1.7.2.3 Moment-Courbure ultime :

La courbure ultime correspond à la limite de résistance du béton en déformation. Pour obtenir les valeurs de M_u et ϕ_u il est nécessaire d'effectuer quelques calculs. Le premier calcul consiste à considérer que les aciers comprimés atteignent la limite élastique de l'acier f_y . La position de

l'axe neutre sera comme suit $c = \frac{A_s f_y - A'_s f'_s}{n f_c b \lambda}$. Alors le moment ultime est obtenu par la formule

suivante:

Chapitre I : Notions générales et définition de base

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

et la courbure ultime est égale à $\phi_u = \frac{\epsilon_{cmax}}{c}$

1.7.3 Force-Déplacement :

La courbe Force-Déplacement caractérise le comportement global de la pile. Comme la loi Moment-Courbure, la loi Force-Déplacement peut être représentée par un comportement élasto-plastique parfait et le déplacement en tête peut être séparé en deux termes, un déplacement élastique d_y et un déplacement plastique d_p comme montre la figure 4. Le déplacement en tête c 'est la somme des deux déplacements élastique et plastique [7]

Chapitre I : Notions générales et définition de base

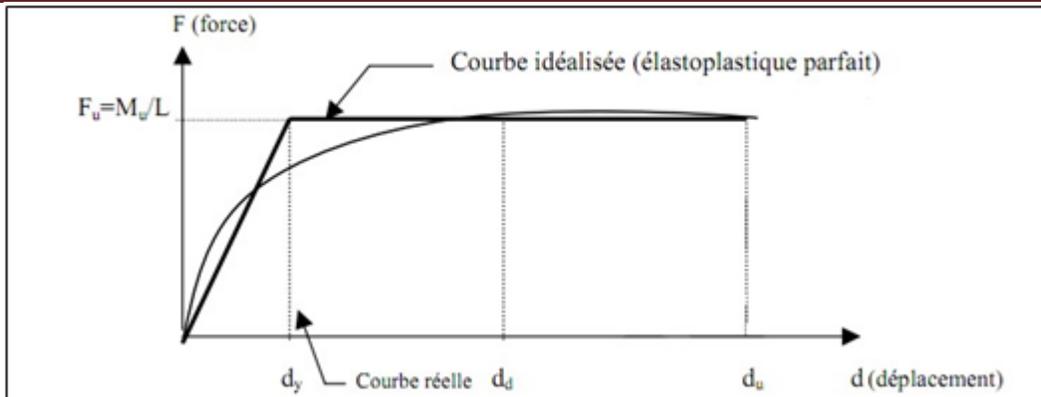


Figure 4 : Diagramme de Force - Déplacement

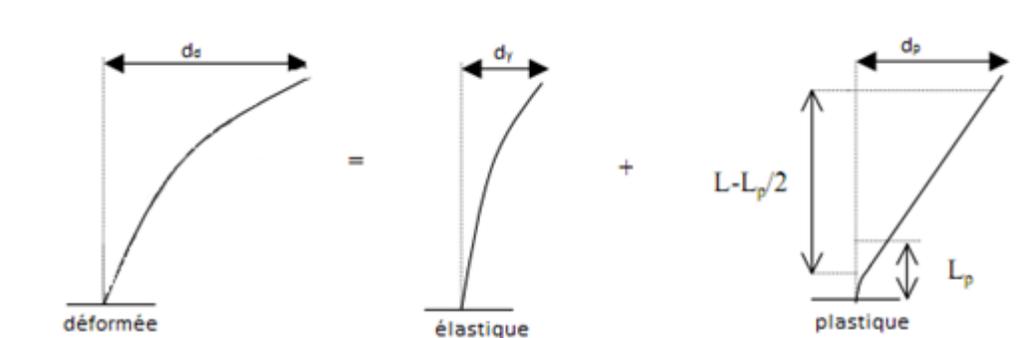


Figure 5 : Déformée de la pile de pont

Dans notre cas la pile est encastrée en pied et libre en tête. Elle travaille en flexion simple, alors la loi Force-Déplacement peut être obtenue à partir de la loi Moment Courbure.

$d_d = d_y + d_p$ Pour déterminer les valeurs de déplacement de la courbe Force-Déplacement, il faut connaître la longueur de la rotule plastique qui se forme au pied de la pile lorsqu'elle est soumise à une excitation sismique, la longueur de la rotule plastique peut être estimée par l'équation suivant [7] :

$$L_p = 0.01L + 0.015d_{bi}f_{yk}$$

Chapitre I : Notions générales et définition de base

À partir de ça on peut déterminer les déplacements élastique et plastique, par les formules suivantes $d_y = \frac{\phi_y}{3}$, d_y est le déplacement élastique, il est lié à la courbure élastique par la relation suivante. En supposant que l'axe de rotation est à mi-hauteur de la rotule, on obtient le déplacement plastique à partir de la rotation plastique θ_p (calculée en supposant la courbure constante sur toute la longueur de la rotule plastique L_p , de la hauteur de pile L et de la longueur de rotule plastique. L_p

$$d_u = d_y + d_{p,u} = d_y + (\phi_u - \phi_y)L_p(L - 0.5L_p)\lambda\alpha_s \quad \text{Où :} \quad \lambda\alpha_s=1$$

La force F_u est égale à $F_u = \frac{M_u}{L}$

1.8 Réponse globale des piles (Eurocode 8)

1.9 Introduction :

Pour des structures complexes (irrégulières ...), la notion de ductilité n'est pas simple à appréhender. A cet effet, des méthodes d'analyse avancées doivent être envisagées (Euro code 8, 2006). Elle est introduite via des lois moment-courbure déterminées par les formules des courbures et de moment résistant (Euro code 8, 2006). La courbure à la limite élastique pour les sections rectangulaires est donnée par $\phi_y = \frac{2.1 \cdot \epsilon_{sy}}{d}$

La courbure ultime est donnée par $\phi_u = \frac{\epsilon_s - \epsilon_c}{d}$

Chapitre I : Notions générales et définition de base

ε_s Et ε_c représentent respectivement les déformations des armatures et du béton (déformations par compression négative), déduites de la condition selon laquelle l'une de ces déformations ou les deux ont atteint leurs valeurs ultimes ε_{su} et $\varepsilon_{cu,c}$.

Selon l'EC8 partie 2 (Eurocode 8, 2006), la déformation ε_{su} pour l'acier à haute ductilité est considérée comme une valeur fixe égale à 7.5%. Pour le béton non confiné, $\varepsilon_{cu,u}$ est égale à 0.35%, et pour le béton confiné l'EC 8 partie 2 donne deux valeurs.

Selon le type de confinement. Pour le type de confinement (annexe E §2.1(3)(c)) (Eurocode 8, 2006), la valeur de $\varepsilon_{cu,u}$ est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.004 + \frac{1.4 * \rho_s * f_{ym} * \varepsilon_{su}}{f_{cm}}$$

Pour le type de confinement décrit dans Eurocode 2 partie 1-1 (§3.1.9(2)) (Eurocode 2, 2004), la valeur de $\varepsilon_{cu,u}$ est donnée par l'équation suivante :

$$\varepsilon_{cu,u} = \varepsilon_{cu2} + 0.2 \sigma_2 / f_c$$

La longueur de la rotule plastique L_p pour les deux types de confinement est donnée par l'équation suivante :

Chapitre I : Notions générales et définition de base

$$L_p = 0.1L_v + 0.015 * d_{bl} * f_y.$$

Selon l'EC 8 partie 3 (Eurocode 8, 2005), ϵ_{su} pour l'acier à haute ductilité est une valeur fixe égale à 6%, par contre, pour $\epsilon_{cu,c}$, l'EC 8 partie 3 donne deux valeurs selon le type de confinement. Pour le type de confinement décrit dans l'EC 8 partie 3 (annexe A §3.2.2(8)) (Eurocode 8, 2005), la valeur de $\epsilon_{cu,c}$ est donnée par l'équation suivante :

$$\epsilon_{cu,c} = 0.004 + 0.5 * \sigma * \rho_{sw} * f_{yw} / f_{cc}$$

Dans ce cas, la longueur de la rotule plastique L_p pour ce type confinement est exprimée par

l'équation suivante
$$L_p = \frac{L_v}{30} + 0.2h + 0.11 * \frac{d_{bl} * f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Pour le type de confinement décrit dans l'Eurocode 2 partie 1-1 (§3.1.9(2)) (Eurocode 2, 2004), la longueur de la rotule plastique L_p pour ce type de confinement est exprimée par l'équation

suivante
$$L_p = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 * \frac{d_{bl} * f_y}{\sqrt{f_c}}$$

L'ensemble de ces équations sont récapitulées dans le Tableau 1.

Chapitre I : Notions générales et définition de base

Tableau 1 : : Les valeurs maximales de la déformation et de la longueur de rotule plastique selon l'EC 8.

	$\epsilon_{cu,c}$ <i>Modèle de confinement</i>	ϵ_{su} Acier classe C	Longueur de rotule plastique
Eurocode 8 partie 2 (Eurocode 8 .2006)	$\epsilon_{cu,c} = 0.004 + 1.4\rho_{sw}f_{ym}\epsilon_{su}/f_m$ Eurocode 8 partie 2 (2.1. (3)(c)) (Eurocode 8 .2006)	$\epsilon_{su} = 7.5\%$	$L_p = 0.1L_v + 0.015d_{bl}f_y(MPA)$
	$\epsilon_{cu,c} = \epsilon_{cu,2} + 0.2\sigma_2/f_c$		
Eurocode 8 partie 3 (Eurocode 8 .2005)	Eurocode 2 partie 1-1(3.1.9(2)) (Eurocode 2 .2004)	$\epsilon_{su} = 6\%$	$L_p = 0.1L_v + 0.17h + 0.24 \frac{d_{bl}f_y(MPA)}{\sqrt{f_c(MPA)}}$
	$\epsilon_{cu,c} = 0.004 + 0.5\alpha\rho_{sw}f_{ym}\epsilon_{su}/f_m$ Eurocode 8 partie 3(annexe A3.2.2(8)) (Eurocode 8 .2005)		$L_p = \frac{1}{30}L_v + 0.2h + 0.11 \frac{d_{bl}f_y(MPA)}{\sqrt{f_c(MPA)}}$

Chapitre I : Notions générales et définition de base

À partir de la loi moment-courbure (Figure 6), la loi moment-rotation (Figure 7) et force-

Déplacement sont obtenues en se servant des équations suivantes [7]

$$\theta_y = \Phi_y * \frac{L_P}{2} * \left(1 + \left(1 - \frac{0.5 * L_P}{L_v} \right) \right)$$

$$\theta_u = \theta_y + (\Phi_u - \Phi_y) * L_P * \left(1 - \frac{0.5 * L_P}{L_v} \right)$$

$$d_y = \Phi_y * \frac{H^2}{3}$$

$$d_u = d_y + (\Phi_u - \Phi_y) * L_P * \left(1 - \frac{0.5 * L_P}{L_v} \right)$$

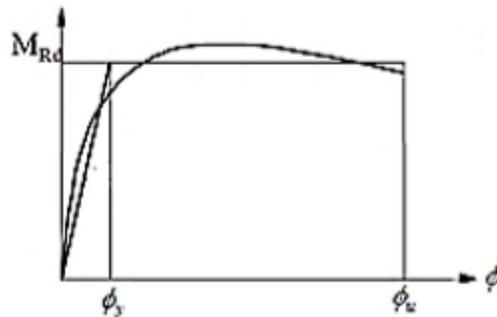


Figure 6 : Linéarisation de la courbe moment-courbure (Eurocode 8, 2006)

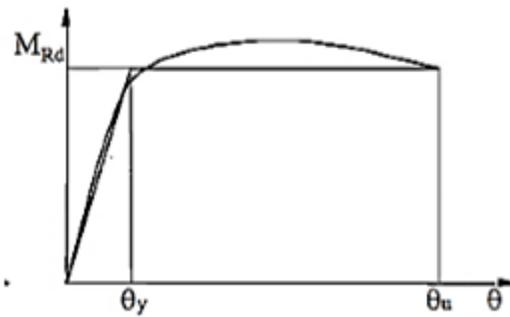


Figure 7 : Bi-linéarisation de la courbe moment-rotation (Eurocode 8, 2006)

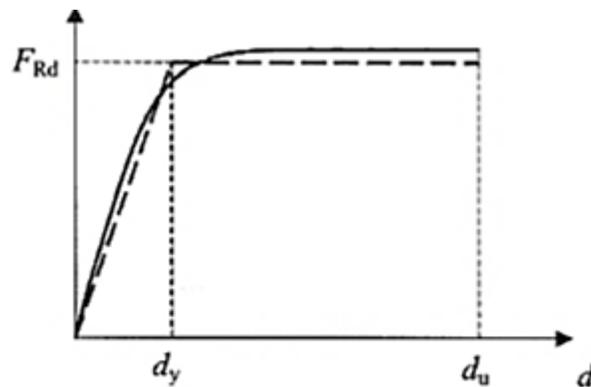


Figure 8 : Bi-linéarisation de la courbe fore-déplacement (Eurocode 8, 2006)

La capacité de rotation d'un élément en béton armé est donnée par la formule suivante (Eurocode 8, 2006, 2005) :

$$\theta_{pi} = (\theta_u - \theta_y) * L_p * \left(1 - \frac{0.5 * L_p}{L_v}\right)$$

Chapitre I : Notions générales et définition de base

Il convient de noter que dans l'EC 8 partie 2, deux formules pour le béton confiné pourraient être utilisées. La première est donnée dans l'annexe E et la seconde peut être tirée du document de l'EC 2 partie 1-1. L'estimation de la capacité de rotation plastique est valable pour les piles avec un rapport de cisaillement $L_v/d \geq 3$, dans d'autres cas, il est nécessaire de multiplier la capacité de rotation plastique par un coefficient de réduction $\lambda (\alpha_s)$ (Eurocode 8, 2006). Pour l'EC 8 partie 3, deux formules pour le béton confiné et pour la longueur de rotule plastique sont proposées, dans ce cas la capacité de rotation est divisée par un facteur γ_{el} qui dépend du type d'élément et du confinement du béton. Dans les formules données par l'Eurocode 8, l'influence des effets d'échelles n'est pas considérée dans l'évaluation de la loi moment-courbure. Par conséquent, un effet d'échelle sur la ductilité flexionnelle (capacité de rotation) est évidemment présent.

1.10 Notion de ductilité :

1.10.1 Définition de la ductilité :

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

La ductilité dans une structure peut être quantifiée par : la ductilité de déformation, la ductilité de courbure et la ductilité de déplacement.

La première est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section et la troisième se réfère au comportement global de l'élément ou de la structure. [8]

Chapitre I : Notions générales et définition de base

1.10.2 Différents types de ductilité :

1.10.2.1 Ductilité de déformation :

La source de la ductilité est la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de contrainte. La ductilité de déformation est exprimée par le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique, Il est évident que le béton non confiné est très peu ductile en compression. Un confinement adapté peut considérablement améliorer la ductilité. [8]

1.10.2.2 Ductilité de courbure :

Elle est définie comme étant le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique, elle caractérise la capacité de rotation des sections. Elle est directement associée à la capacité de déformation de l'élément soit en termes de rotation ou de déplacement. [8]

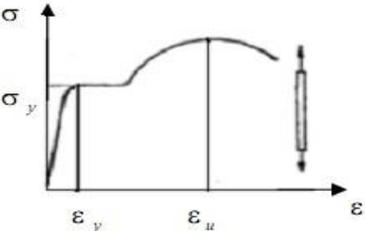
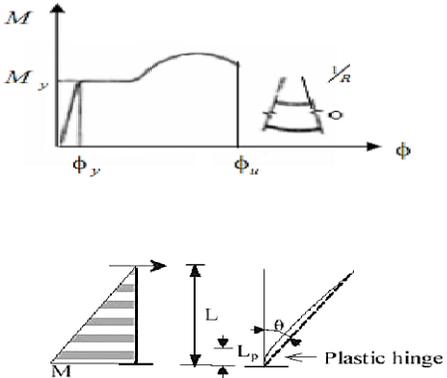
1.10.2.3 Ductilité de déplacement :

La ductilité de déplacement est généralement une mesure de la ductilité globale de l'élément. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total au déplacement latéral élastique. [8]

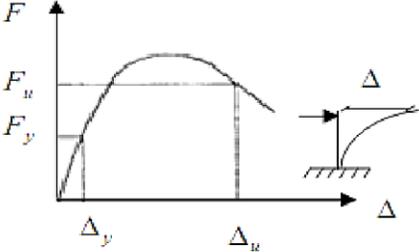
On visualise ces trois manières de quantifier la ductilité dans le tableau (2) suivant :

Chapitre I : Notions générales et définition de base

Tableau 2 : Types de ductilité

Types de ductilité	Représentation	Définition
Ductilité de déformation		$\mu_\epsilon = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y}$
Ductilité de courbure	 $\theta = \frac{1}{L} \int_0^L \phi \cdot x \cdot dx$	$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y}$

Chapitre I : Notions générales et définition de base

Ductilité de déplacement	 <p>The figure shows a Force-Displacement (F-Δ) curve. The vertical axis is Force (F) and the horizontal axis is Displacement (Δ). The curve starts at the origin, rises linearly to a yield point (F_y, Δ_y), then continues to a peak (ultimate force F_u) at displacement Δ_u, and finally descends. To the right of the graph is a schematic of a cantilever beam fixed at the bottom and free at the top, with a horizontal force applied at the top end, causing a displacement Δ.</p>	$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$
--------------------------	-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------

1.11 Conclusion :

Les définitions de bases utiles pour la suite de ce travail ont été données dans ce chapitre. Le chapitre suivant traite la notion des effets d'échelles.

Chapitre II

Le problème de l'effet d'échelle

2 Effet d'échelle dans les structures en béton armé

2.1 Introduction

L'existence de l'effet d'échelle dans la nature est connue et observée depuis longtemps. La littérature rapporte de nombreux travaux portant sur ce phénomène dans différents contextes et pour différents matériaux : les pionniers étant Leonard de Vinci (1452-1519), Galileo Galilée (1564-1642) ainsi que George Louis Leclerc de Buffon (1707-1788) entre autres. Mais c'est seulement à partir du milieu du 20ème siècle que les études sur les effets d'échelle se sont intensifiées notamment après la publication de Weibull [9].

La notion d'effet d'échelle en mécanique caractérise la dépendance des performances des matériaux, notamment au voisinage de la rupture, aux différentes dimensions lors du passage d'une échelle à une autre [10]. Le problème d'effet d'échelle est plus complexe et plus aigu pour le béton, car c'est un matériau quasi-fragile dont le comportement à la rupture est fortement non linéaire.

2.2 Effet d'échelle dans les matériaux quasi-fragile

D'après Bazant, les matériaux quasi-fragiles tel que le béton sont incapables de présenter des déformations plastiques. Ils cèdent selon une rupture qui est caractérisée par une zone d'élaboration et de la fissuration relativement importante, dans laquelle le matériau subit de l'endommagement distribué lié à un adoucissement, sous la forme de microfissurations, cette zone est connue en anglais sous l'acronyme FPZ (Fracture Process Zone).

La taille de la zone d'élaboration de la fissuration qui est notée l_c semble indépendante de la taille de la structure. En effet, d'après les observations expérimentales, cette taille serait liée à celle de la plus grosse hétérogénéité du matériau ($l_c \propto l_m \times 3$ où l_m est la taille du plus gros granulat).

À l'échelle macroscopique, on distingue deux types d'effet d'échelle dans les matériaux quasi-fragiles de type béton : L'effet de volume situé à l'échelle de l'éprouvette au laboratoire, et l'effet d'échelle de structure situé à l'échelle de la structure.

2.2.1 Effet d'échelle du volume

Ce type d'effet d'échelle existe lors de l'observation expérimentale d'une diminution de la contrainte moyenne de rupture avec l'augmentation du volume (V) de l'éprouvette d'essai soumise à une sollicitation homogène. Les expériences de compression simple sur des éprouvettes homothétiques de forme cylindriques (Figure 9) ont prouvé l'existence d'un tel effet d'échelle. En outre, la contrainte suit une loi de puissance de volume [11].

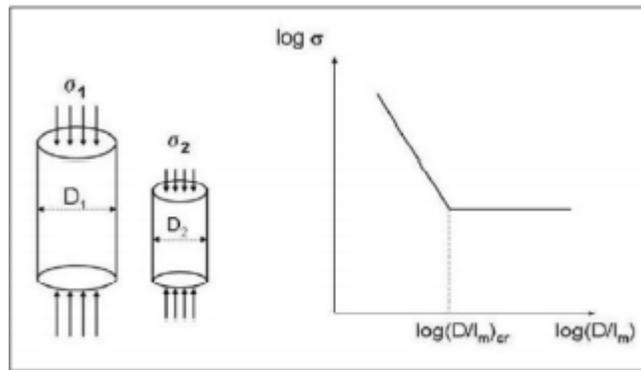


Figure 9 : Effet d'échelle de volume

L'effet d'échelle de volume est souvent lié à l'existence des défauts dans les matériaux. En effet, à cause de l'hétérogénéité du matériau, la résistance locale des éléments de matière n'est pas uniforme, mais suit une distribution aléatoire. Par conséquent, la probabilité de trouver des éléments de faible résistance croît avec la taille de l'éprouvette d'essai. De ce fait la rupture apparaîtra plus tôt quand la taille de l'éprouvette augmente [9]. C'est en partant de ces constatations que les approches probabilistes de la rupture des matériaux de type Weibull [9] ont été développées.

2.2.2 Effet d'échelle de structure

Ce type d'effet d'échelle est dû à la différence des performances mécaniques des structures réelles à celles des éprouvettes testées au laboratoire. On observe alors que la contrainte de rupture diminue lors de l'augmentation de la taille de la structure. L'Hermite a mis en évidence ce phénomène à travers des essais de flexion 3 points sur des poutres non entaillées de

dimensions homothétiques. La contrainte de rupture en traction f_t dans ces expériences (Figure 10) est déterminée en supposant le matériau élastique fragile et en utilisant la théorie classique des poutres pour le calcul des champs de contraintes dans l'éprouvette.

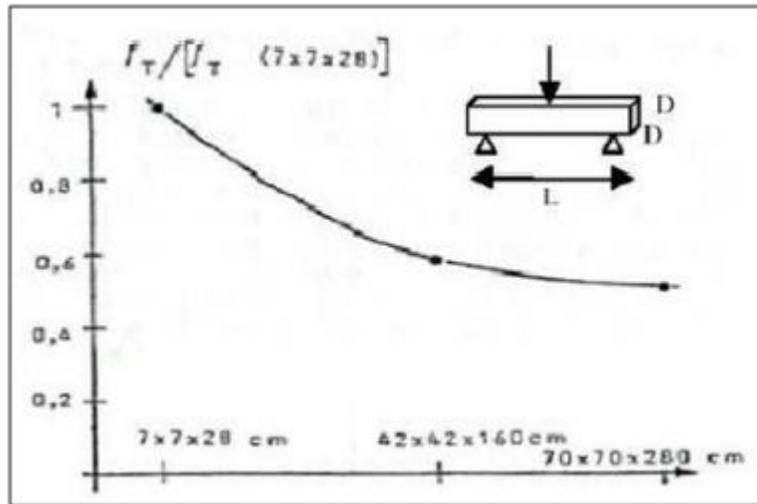


Figure 10: L'effet d'échelle de structure d'après L'Hermite

2.3 Les différentes approches décrivant l'effet d'échelle dans les matériaux quasi-fragile :

Le phénomène d'effet d'échelle a suscité tellement d'intérêt dans la communauté scientifique que de nombreuses théories ont été proposées afin de le décrire. Nous allons recenser les principales théories qui permettent de prendre en compte l'effet d'échelle.

2.3.1 Théorie statique de Weibull

À travers l'étude de la rupture d'une chaîne constituée de « n » maillons identiques et indépendants (Figure 11), Weibull proposa en 1939 [10] une théorie statistique de la résistance des matériaux. Cette statistique est basée essentiellement sur l'hypothèse du « maillon le plus faible », il suffit qu'un seul maillon de la chaîne casse pour que l'ensemble de la chaîne casse.

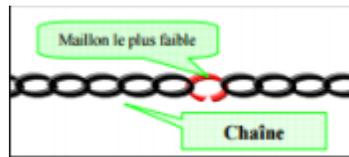


Figure 11 : La rupture d'une chaîne constituée de « n » maillons

Selon Bazant [25], la théorie de Weibull s'appuie sur deux hypothèses de base :

- La structure cède dès qu'un petit élément de matière atteint sa résistance limite.
- La résistance limite est aléatoire et la probabilité « P » pour qu'un petit élément de matière ne cède pas à une contrainte inférieure à σ est donnée par la distribution cumulée de Weibull suivante :

$$p(\sigma) = \left(\frac{\sigma - \sigma_u}{\sigma_0}\right)^m \text{ pour } (\sigma > \sigma_u)$$

$$p(\sigma) = 0 \text{ pour } (\sigma \leq \sigma_u)$$

D'où : m, σ_u, σ_0 sont des constantes du matériau.

- « m » est appelé module de Weibull, et est représentatif de la dispersion des contraintes de rupture.
- σ_0 est un paramètre d'échelle.
- σ_u est la contrainte seuil en dessous de laquelle la probabilité de rupture est nulle.

En se basant sur l'équation précédente, une généralisation tridimensionnelle du modèle du maillon le plus faible pour une chaîne avec des maillons de résistance aléatoire conduit à la distribution suivante $p(\sigma_u) = 1 - \exp[-\int C[\sigma(x), \sigma_N]. dVx]$

« p » représente la probabilité qu'une structure cède à une contrainte nominale σ_N dès que la fissuration macroscopique est amorcée à partir d'une microfissure (ou d'un défaut

quelconque) quelque part dans la structure. Pour des structures géométriquement similaires en deux dimensions, la loi d'effet d'échelle de Weibull s'écrit $\sigma_N = \sigma_0 \cdot \left(\frac{d_0}{D}\right)^{\frac{2}{m}}$

- σ est le champ de contrainte juste avant la ruine ;
- « x » est la fonction donnant la répartition spatiale de la probabilité de ruine au matériau ;

Ainsi plus le volume (V) de l'éprouvette d'essai de la structure est grand, plus la probabilité de présence d'un défaut est importante et donc plus la résistance est petite : c'est l'explication probabiliste des effets d'échelle.

Le travail de Weibull a complété le cadre de base de la théorie statistique de l'effet d'échelle. Selon Bazant [13] : la plupart des études qui ont suivi le travail de Weibull jusqu'au 1980 s'intéressaient à des raffinements, des justifications et des applications de sa théorie. Il était alors généralement supposé que si un effet d'échelle était observé, il devait être nécessairement du type Weibull.

2.3.2 La théorie fractale des effets d'échelle

En 1989, Carpinterie explique les effets d'échelle des structures par la présence des défauts créés par le chargement. Puis, en 1994 et en s'inspirant de nombreuses études réalisées sur les caractéristiques des fissures dans divers matériaux, il suggéra que le caractère fractal des surfaces de rupture joue un rôle significatif dans le processus de formation d'une nouvelle surface de rupture, et que la différence entre les caractéristiques fractales des fissures et des microfissures à différentes échelles d'observations est la source principale des effets d'échelle observés dans les matériaux quasi-fragiles de type béton [10] (Figure12).

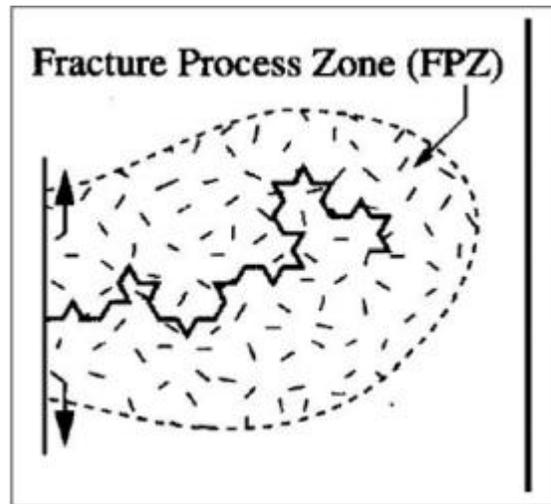


Figure 12 : Fissure fractale et sa zone d'élaboration d'après Carpinterie

Cette théorie a été critiquée notamment par Bazant, qui s'est penché sur la question de l'aspect fractale des fissures, pour conclure à la fin que cette théorie ne peut pas expliquer les effets d'échelle dans les matériaux quasi-fragiles.

2.3.3 La théorie déterministe de Bazant

Pour expliquer l'effet d'échelle de la structure observée dans les matériaux quasi-fragiles, Bazant [13] s'est basé sur la mécanique non linéaire de la rupture. L'effet d'échelle est étudié sur la contrainte nominale. La contrainte nominale pour une charge est donnée par le calcul de la contrainte maximale dans une poutre de flexion trois-points non entaillée par la théorie des poutres [13] $\sigma_N = \frac{3.P.S}{2.b.D^2}$: D, S et b sont respectivement la hauteur, la portée et l'épaisseur de la poutre.

Afin d'identifier la loi de transition entre les deux comportements asymptotiques (grandes et petites échelles), Bazant a considéré dans son raisonnement une plaque rectangulaire qui est initialement dans un état de contrainte uniforme égale à la contrainte nominale σ_N (Figure 13)

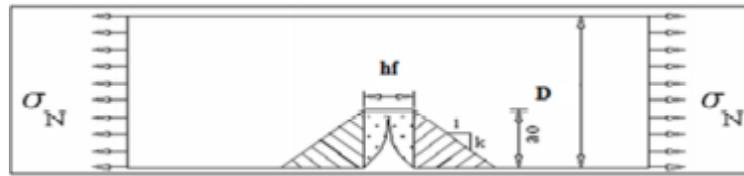


Figure 13 : Zone de relâchement des contraintes dans une éprouvette

Bazant suppose que la rupture est précédée par la formation d'une bande de fissuration d'épaisseur hf dans la section centrale de la plaque. L'extension de cette bande d'une unité de longueur nécessite un certain taux d'énergie de fissuration GF . La condition de conservation d'énergie consiste à écrire que l'énergie emmagasinée est égale à l'énergie nécessaire à la propagation de cette bande. Lorsque la bande de fissuration s'allonge de Δa , l'énergie additionnelle relâchée est causée par la partie densément hachurée. Ensuite, Bazant a considéré deux plaques homothétiques ayant des modes de rupture géométriquement similaires (Figure 14)

Ainsi, plus la plaque est large, plus la bande de fissures est longue à la rupture. En conséquence, plus la plaque est large, plus l'aire de la zone fortement hachurée est grande.

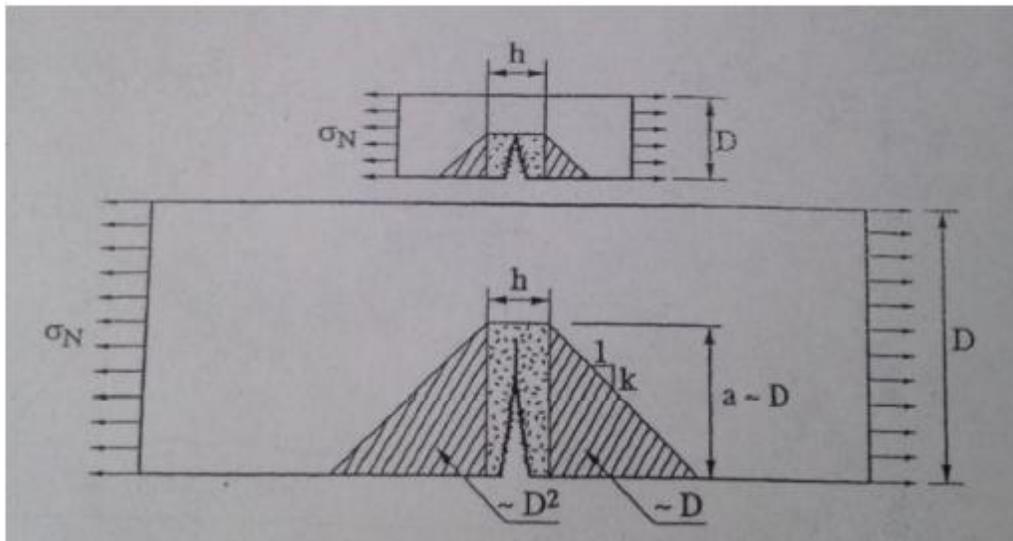


Figure 14 : Zone de relâchement dans les poutres de grandes et de petites tailles

Alors, pour une même extension de la bande de fissuration, une quantité d'énergie plus importante est relâchée dans une structure de grande taille que dans une petite structure.

Par conséquent, la petite structure aura une résistance plus grande, ce qui explique l'effet d'échelle de structure. En se basant sur ce raisonnement énergétique et moyennant un raccordement asymptotique. Bazant a abouti à une loi d'effet d'échelle très simple, mais qui est valable uniquement pour le cas des structures pré fissurées ou renfermant une entaille initiale.

Cette loi s'écrit sous la forme suivante $\sigma_N = \frac{Bf_t}{\sqrt{1 + \frac{D}{D_0}}}$

Tel que :

- B est un paramètre dépendant de la géométrie de la structure ;
- f_t est la résistance à la traction du béton ;
- D est la hauteur ou la longueur de l'éprouvette entaillée ;
- D_0 est une dimension caractéristique appelée « taille de transition ».

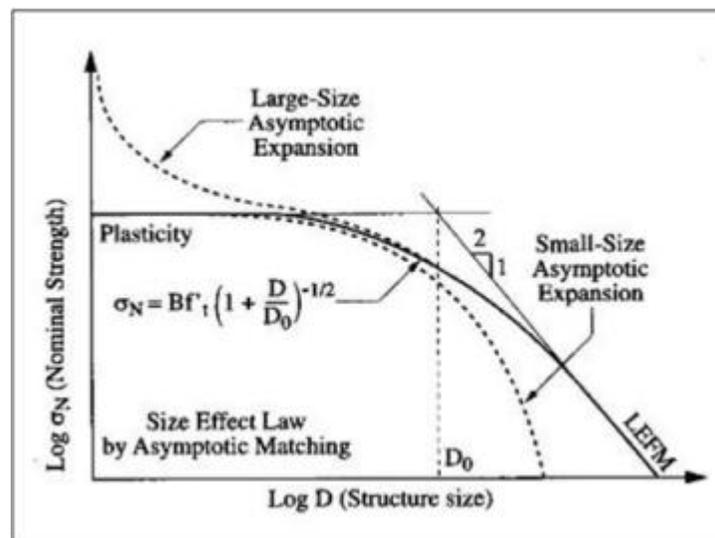


Figure 15 : Loi d'effet d'échelle proposée par Bazant pour des structures

Cette loi d'effet d'échelle met en évidence l'existence de trois cas :

- Lorsque la structure est de petite taille c'est-à-dire a une dimension caractéristique D inférieure à D_0 qui est la taille correspondante au point d'intersection entre les deux comportements asymptotiques la contrainte nominale sera constante est égale à la contrainte maximale $\sigma_{max} = Bf t$. Dans ce cas la zone de rupture (FPZ) occupera toute la structure donc l'effet d'échelle sera négligeable, c'est le cas de la plasticité.
- Lorsque D est supérieur à D_0 ($D > D_0$) la zone de processus de rupture sera petite par rapport à la taille de la structure donc l'effet d'échelle dans ce cas sera géré par la mécanique linéaire élastique de la rupture.
- Et la loi de Bazant notée précédemment sera appliquée pour les structures de taille moyenne c'est-à-dire lorsque D s'approche de D_0 .

2.4 Effet d'échelles sur les piles de ponts en BA

Les piles de ponts en béton armé sont constituées de grandes sections. Les lois d'effet d'échelle exposées précédemment ont montré que la contrainte de résistance nominale du béton diminue en augmentant la section en BA. Il en résulte une faible résistance nominale de la pile en question. En effet, le dimensionnement se base sur la contrainte du spécimen testé au laboratoire. Cependant, le matériau constituant la pile résistera moins ce qui peut compromettre la résistance de la pile et du pont par conséquent.

Le chapitre suivant traitera les méthodes de calcul de la réponse globale d'une pile en BA. Puis, des comparaisons avec l'expérimentation sont envisageables pour montrer l'existence de cet effet d'échelle.

Chapitre III

Exemples de calcul analytique et numérique de la réponse d'une pile de ponts

3 Réponses globales des piles pleines et évidées

3.1 Pile rectangulaire pleine :

3.1.1 Introduction :

Ce chapitre est consacré à la détermination de la réponse Force-Déplacement de deux types de piles de sections différentes l'une est pleine et l'autre est évidée. Le comportement non linéaire des matériaux est représenté dans ce cas par la loi Moment-Courbure. Dans ce chapitre nous utilisons la démarche analytique[14] et le code USC-RC.

3.1.2 Calcule analytique d'une pile pleine :

La section étudiée dans ce cas est rectangulaire, ses caractéristiques géométriques sont :

Tableau 3 : Les données relatives aux poteaux

Poteau	Section (cmxcm)	La longueur (cm)	Fc (MPa)	L'enrobage (cm)	Longitudinales	Transversales
Pleine	150x500	1820	27	3	64T25	2T12

Alors la section des armatures longitudinales tendues et comprimées est égale :

$$A_s = 0.00049 * 64 = 0.03136 \text{ m}^2.$$

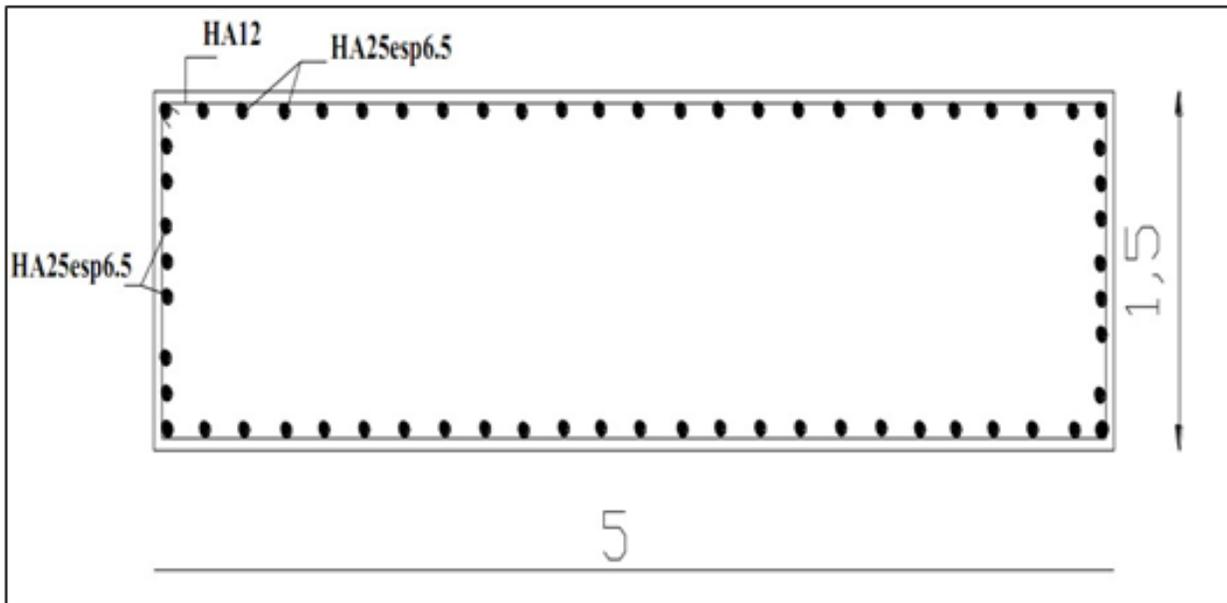


Figure 16 : La section de la pile pleine et la disposition des armateurs

Par la suite on calcule la loi de comportement de cette section.

3.1.3 La courbure à la limite élastique :

Pour les sections rectangulaires

$$\varnothing_y = \frac{2.1 * \epsilon_{sy}}{d} = \frac{2.1 * 0.002}{5} = 0.00084 \approx 0.001$$

3.1.4 La courbure à la limite ultime :

Donnée par l'équation :

$$\varnothing_u = \frac{\epsilon_s - \epsilon_c}{d} = \frac{0.01 - 0.002}{5} = 0.016$$

3.1.5 Déformation de compression du béton confiné :

Pour les rectangulaires ou les frettes,

1. $\rho_s = \rho_w$ pour les rectangulaires ou les frettes :

$$\rho_w = \frac{4 \cdot A_{sp}}{D_{sp} \cdot S_l} = \frac{4 \cdot 7.3059}{4.94 \cdot 0.15} = 39.44$$

2. $\rho_s = 2 \rho_w$ Pour les frettes orthogonales :

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{D_{sp} \cdot S_l} = \frac{7.19}{4.94 \cdot 0.15} = 9.70$$

3.1.6 Calcul de la résistance ultime $f_{cm.c}$:

$$f_{cm.c} = f_{cm} \cdot \lambda_c$$

Pour les cadres rectangulaires $\sigma_e = \alpha \cdot \rho_w \cdot f_{cm} = 1380.4$

$$\lambda_c = 2.254 \cdot \sqrt{1 + 7.94 \cdot \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2 \cdot \sigma_e}{f_{cm}}} - 1.254 = 2.254 \cdot \sqrt{1 + 7.94 \cdot \frac{1380.4}{35} - \frac{2 \cdot 1380.4}{35}} - 1.254 = -$$

38.92

Donc : $f_{cm.c} = 35 \cdot -38.92 = -1362.2 \text{ mpa}$

3.1.7 Déformation à la résistance à la rupture :

$$\varepsilon_{c1.c} = 0.002 \left(1 + 5 \left(\frac{f_{cm.c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right) = -0.3972$$

3.1.8 Déformation ultime du béton :

À partir de la formule $\varepsilon_{cu.c} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot \rho_s \cdot f_{ym} \cdot \varepsilon_{su}}{f_{cm}} = 0.004 + \frac{1.4 \cdot 9.70 \cdot 500 \cdot 0.01}{35} = 1.944$

Donc $\emptyset_u = \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{c1,c}}{d} = 0.08144$

Pour les sections rectangulaires $\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^3}{6 * b_0 * h_0} = 1$

$$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2*b_0}\right) \left(\frac{1-s}{2*h_0}\right) = 1 \text{ et } \alpha = \alpha_n * \alpha_s = 1$$

3.1.9 Contrainte de confinement effective σ_c :

$$\sigma_c = 0.5 * \alpha * f_{ym} * \rho_w = 0.5 * 1 * 500 * 197.190 = 9357500 \text{ MPA}$$

3.1.10 Moment-Courbure plastique :

Les ratios d'acier de traction, et de compression sont :

$$\rho = \frac{0.036}{6 * 3.17} = 1.892 * 10^{-3} = \rho'$$

Ce qui donne une valeur de k de 0.131.

On remplace k pour obtenir la valeur de la contrainte dans l'acier :

$$f'_s = \frac{0.131 * 3.17 - 0.03}{3.17 - 0.131 * 3.17} * 500 = 69.926 \text{ MPA}$$

On trouve ainsi le moment plastique:

$$M_y = 0.016 * 500 \left(1.47 - \frac{0.14 * 1.47}{3}\right) + 0.016 * 69.528 \left(0.03 - \frac{0.14 * 1.47}{3}\right) = 11.168 \text{ MN.m}$$

3.1.11 Moment-Courbure ultime :

On a : $\lambda=0.80$, $\eta=1$, $\alpha_{cc}=0.85$,

Alors la valeur de c est $c = \frac{0.016 \cdot 500 - 0.016 \cdot 69.528}{1 \cdot 27 \cdot 5 \cdot 0.80} = 0.063m$

Le moment ultime de la pile est :

$$\begin{aligned} M_u &= 1 \cdot 27 \cdot 0.8 \cdot 0.063 \cdot 5 \cdot \left(1.47 - \frac{0.8 \cdot 0.063}{2} \right) + 0.016 \cdot 69.528(1.47 - 0.03) \\ &= 11.432 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

La figure ci-dessous présente la courbe Moment-Courbure

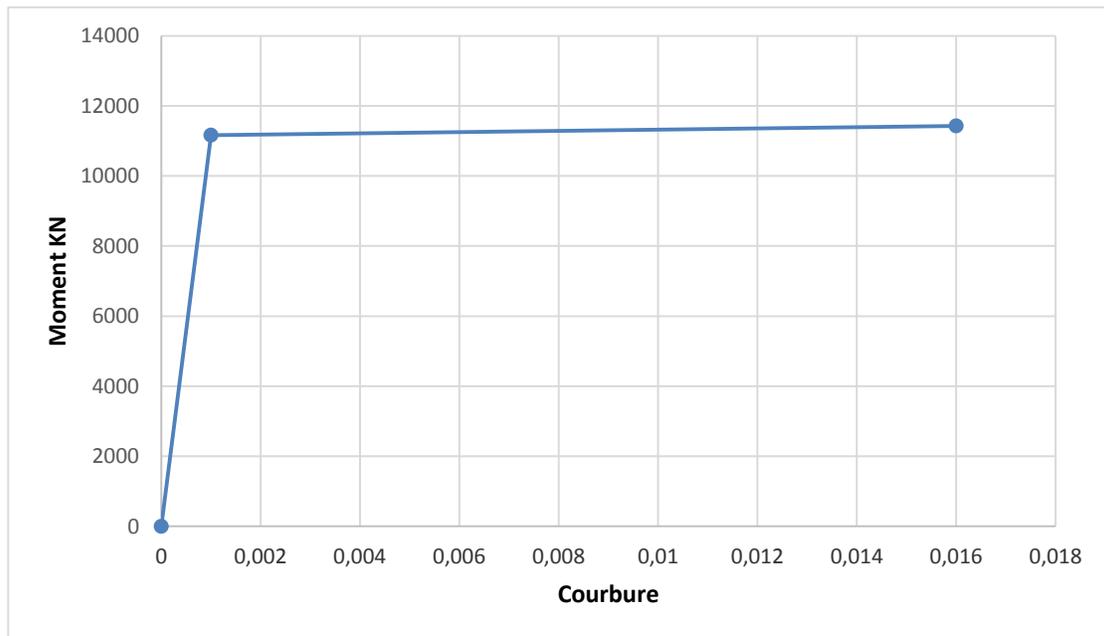


Figure 17 : Le diagramme moment –courbure de la pile pleine

3.1.12 La loi Moment-Courbure déterminée avec le code USC-RC de la pile pleine :

Dans le calcul non-linéaire, le code USC-RC peut être aussi utilisé pour déterminer le comportement non-linéaire des sections des piles. La figure 18 montre la loi obtenue.

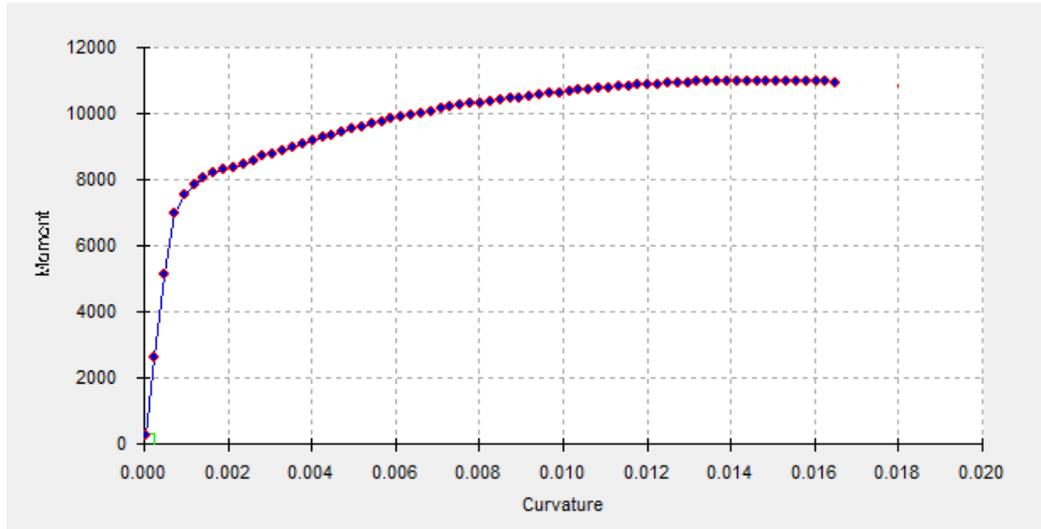


Figure 18 : La courbe moment-courbure de la pile pleine

3.1.13 Comparaison des résultants des graphes Moment-courbure

La comparaison est présentée sur la figure suivante

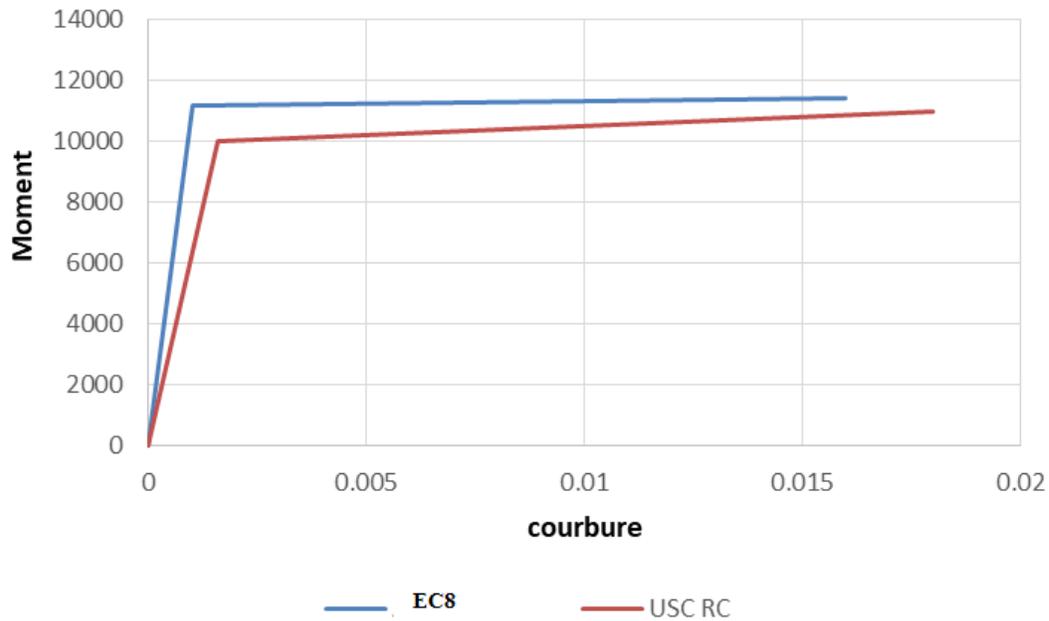


Figure 19 : Moment-Courbure, comparaison entre résultats Analytique(EC8) et Numérique (USC-RC)

3.1.14 La longueur de la rotule plastique de la pile pleine :

La longueur de la rotule plastique se calcule comme suite :

$$L_p = 0.01 * 18.2 + 0.015 * 25 * 10^{-3} * 500 = 0.3695 \text{ m}$$

3.1.15 La courbe Force-Déplacement de la pile pleine par EC8 :

Le déplacement élastique se calcule à l'aide de l'équation :

$$d_y = \frac{0.001 * 18.2^2}{3} = 0.111 \text{ m}$$

Ce qui donnera un déplacement ultime de

$$d_u = 0.111 + (0.016 - 0.001) * 0.3695 * (18.2 - 0.5 * 0.3695) = 0.211 \text{ m}$$

La force F_u est calculée à partir de l'équation

$$F_u = \frac{11.325}{18.2} = 0.62197 \text{ MN} = 621.97 \text{ KN}$$

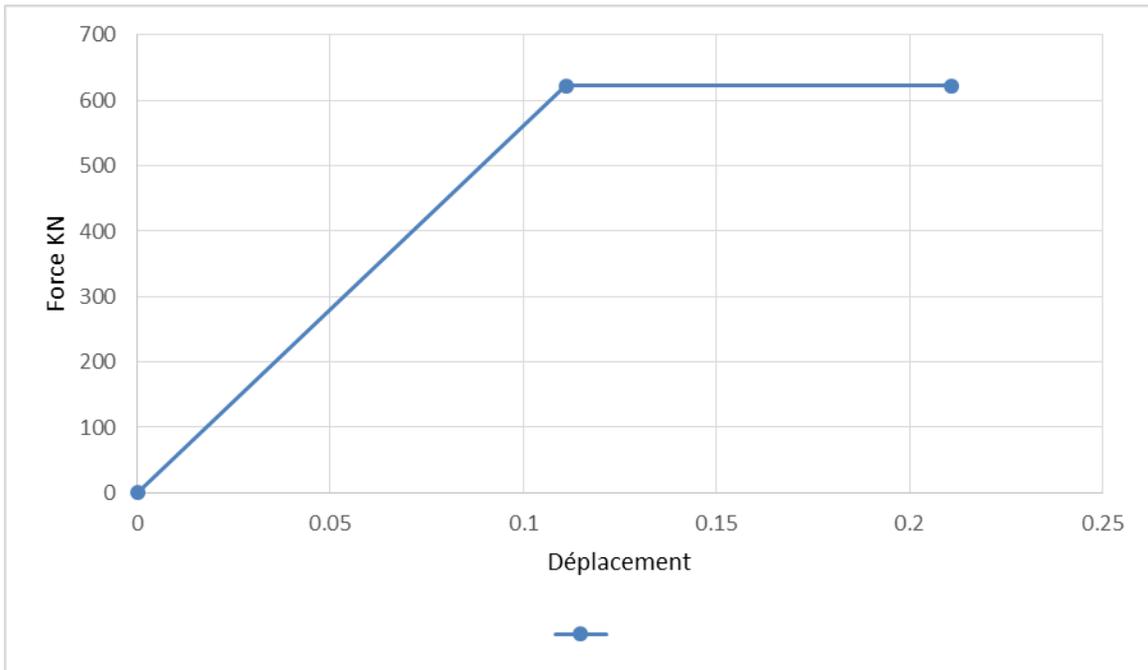


Figure 20 : Diagramme Fore-Déplacement de la pile pleine par EC8

3.1.16 La courbe Force-Déplacement avec le code USC-RC de la pile pleine :

La figure suivante montre la courbe obtenue par le code USC-RC :

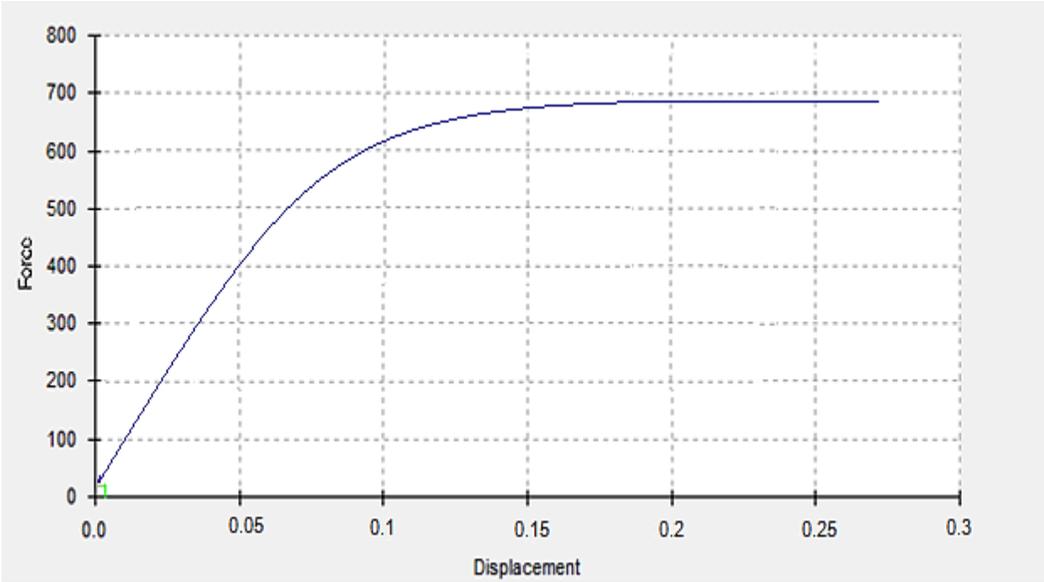


Figure 21 : la courbe Force-Déplacement avec USC-RC de la pile pleine

3.1.1 Comparaison des résultants des graphes Force-Déplacement :

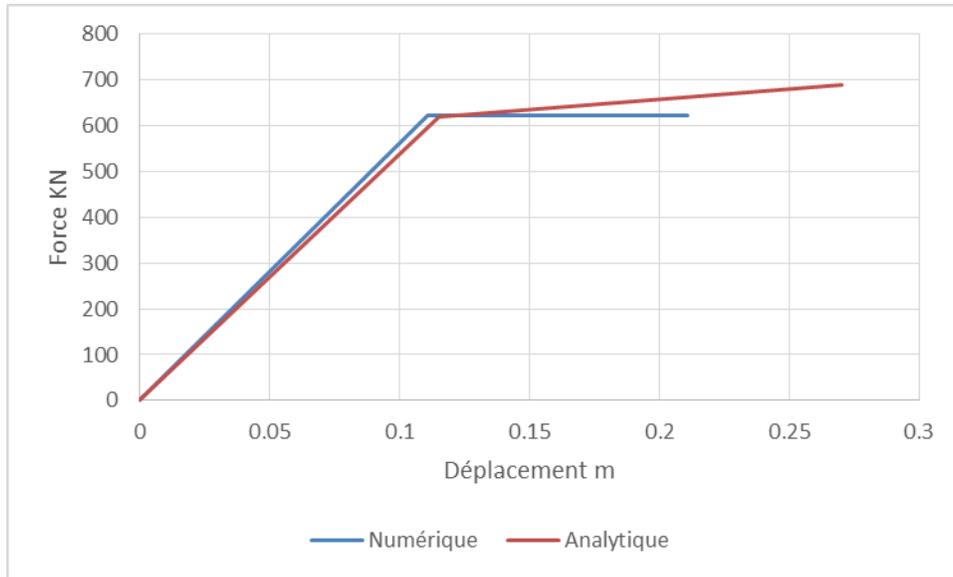


Figure 22 : Force-Déplacement, comparaison entre résultats Analytique(EC8) et Numérique(USC-RC)

3.1.2 Différents types de ductilité :

3.1.2.1 Ductilité de déformation :

Elle provient de la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de la contrainte [6]. Son facteur de ductilité est exprimé par le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique.

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.01}{0.002} = 5$$

3.1.2.2 Ductilité de courbure

Elle est associée directement à la capacité de déformation de l'élément soumis à la flexion en termes de rotation [10]. Son facteur est exprimé par le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique.

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0.016}{0.001} = 16$$

3.1.2.3 Ductilité de déplacement

C'est une mesure de ductilité globale de l'élément. Son facteur de ductilité est quantifié par le rapport de déplacement total au déplacement latéral élastique.

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{0.6287}{0.111} = 5.66$$

3.2 Conclusion :

D'après les figures (19 et 22) on peut tirer les conclusions suivantes:

- La Figure 19 présente une comparaison des courbes moment-courbures obtenues par USC-RC et l'EC 8. Pour le domaine élastique, nous remarquons une différence de facteur de pente due à une différence dans le calcul de la rigidité élastique. La partie plastique montre que l'EC8 prévoit un comportement plastique quasi parfait contrairement à l'EC8.
- La Figure 22 montre l'évolution de force en fonction du déplacement. On observe une croissance de l'effort des deux courbes jusqu'à 620 KN pour 0.12 m dans la phase élastique. Pour la phase plastique la même remarque faite sur la loi moment courbure est observée.

3.3 La pile rectangulaire évidée :

3.3.1 Caractéristique de la pile :

- Les caractéristiques géométriques de la section de la pile évidée sont :

Tableau 4 : Les caractéristiques géométriques de la section de la pile évidée

Poteau	Section (cmxcm)	La longueur (cm)	Fc (MPa)	L'enrobage (cm)	Longitudinales	Transversales
Pleine	320x600	4250	27	3	144T25	1T12

$$A_s = 0.00049 * 72 = 0.036 \text{ m}^2.$$

La figure 23 présente un schéma de ferrailage

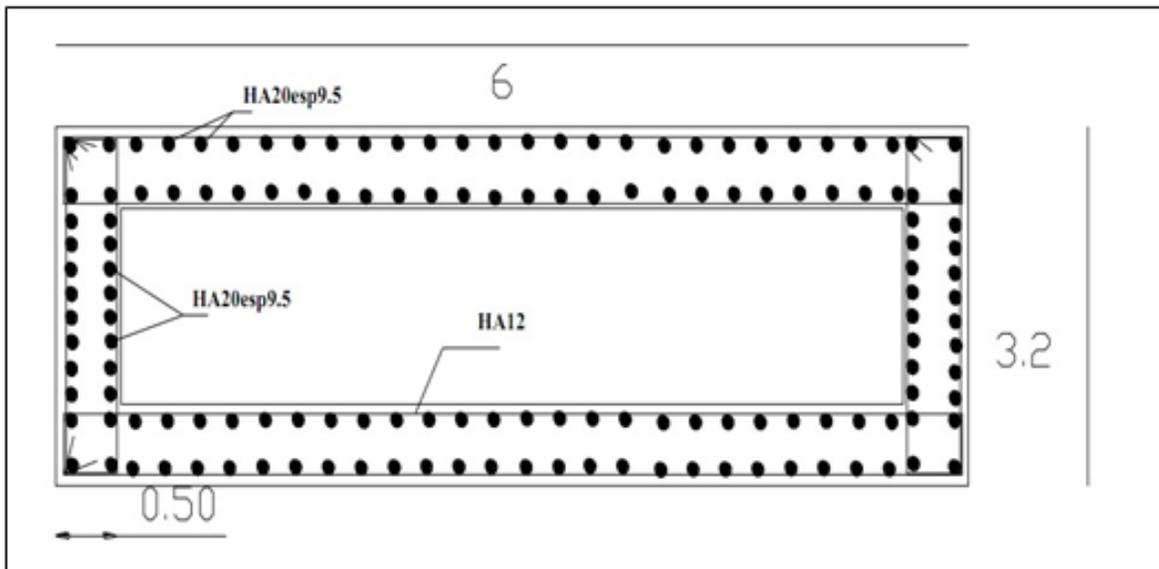


Figure 23 : Pile rectangulaire évidée

3.3.2 La courbure à la limite élastique :

Pour les sections rectangulaires la courbure élastique est donnée par :

$$\varnothing_y = \frac{2.1 * \varepsilon_{sy}}{d} = \frac{2.1 * 0.002}{6} = 0.0007 \approx 0.001$$

3.3.3 La courbure à la limite ultime :

Elle est donnée par l'équation :

$$\varnothing_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} = \frac{0.01 - 0.002}{6} = 0.013$$

3.3.4 Déformation de compression du béton confiné :

1. $\rho_s = \rho_w$ pour les rectangulaires :

$$\rho_w = \frac{4 * A_{sp}}{D_{sp} * S_l} = \frac{4 * 8.2}{5 * 0.15} = 43.733$$

2. $\rho_s = 2 \rho_w$ Pour les frettes orthogonales :

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{D_{sp} * S_l} = \frac{8.2}{5 * 0.15} = 10.933$$

3.3.5 Calcul de la résistance ultime $f_{cm.c}$:

$$f_{cm.c} = f_{cm} * \lambda_c$$

Pour les cadres circulaires ou les spirales : $\sigma_e = \alpha * \rho_w * f_{cm} = 1530.655$

$$\lambda_c = 2.254 * \sqrt{1 + 7.94 * \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2 * \sigma_e}{f_{cm}}} - 1.254 = 2.254 * \sqrt{1 + 7.94 * \frac{1530.655}{35} - \frac{2 * 1530.655}{35}} - 1.254 = -46.6576$$

Donc : $f_{cm,c} = 35 * -46.6576 = -1633.016$ MPA

3.3.6 Déformation de résistance à la rupture :

$$\varepsilon_{c1,c} = 0.002 \left(1 + 5 \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right) = -0.47457$$

3.3.7 Déformation ultime du béton :

À partir de la formule suivante :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.004 + \frac{1.4 * \rho_s * f_{ym} * \varepsilon_{su}}{f_{cm}} = 0.004 + \frac{1.4 * 10.933 * 500 * 0.01}{35} = 2.1906$$

Ce qui donne $\varnothing_u = \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{c1,c}}{d} = 0.087617$

Pour les sections transversales circulaires avec des cercles circulaires et le diamètre de l'âme

confinée D_0 (à la ligne médiane des cercles) $\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 * b_0 * h_0} = 1$ et $\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2 * b_0} \right) \left(\frac{1-s}{2 * h_0} \right) = 1$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 1$$

3.3.8 Contrainte de confinement effective σ_c :

Pour les cadres rectangulaires :

$$\sigma_c = 0.5 * \alpha * f_{ym} * \rho_w = 0.5 * 1 * 500 * 43.733 = 10933.25$$
 MPA

3.3.9 Moment-Courbure plastique :

Les ratios d'acier de traction, et de compression sont $\rho = \frac{0.036}{6+3.17} = 1.892 * 10^{-3} = \rho'$

On trouve une valeur de k de : $k = 0.131$.

On remplace k pour obtenir la valeur de la contrainte dans l'acier :

$$f'_s = \frac{0.131 * 3.17 - 0.03}{3.17 - 0.131 * 3.17} * 500 = 69.926 \text{ MPA}$$

On trouve le moment plastique suivant :

$$\begin{aligned} M_y &= 0.036 * 500 \left(3.17 - \frac{0.131 * 3.17}{3} \right) + 0.036 * 69.926 \left(0.03 - \frac{0.131 * 3.17}{3} \right) \\ &= 54.295 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

3.3.10 Moment-Courbure ultime :

On a : $\lambda = 0.80$, $\eta = 1$, $\alpha_{cc} = 0.85$, Alors la valeur de c est :

$$c = \frac{0.036 * 500 - 0.036 * 69.926}{1 * 27 * 6 + 0.80} = 0.12 \text{ m}$$

Le moment ultime de la pile est :

$$\begin{aligned} M_u &= 1 * 27 * 0.8 * 0.12 * 6 \left(3.17 - \frac{0.8 * 0.12}{2} \right) + 0.036 * 69.926 (3.17 - 0.03) \\ &= 56.457 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

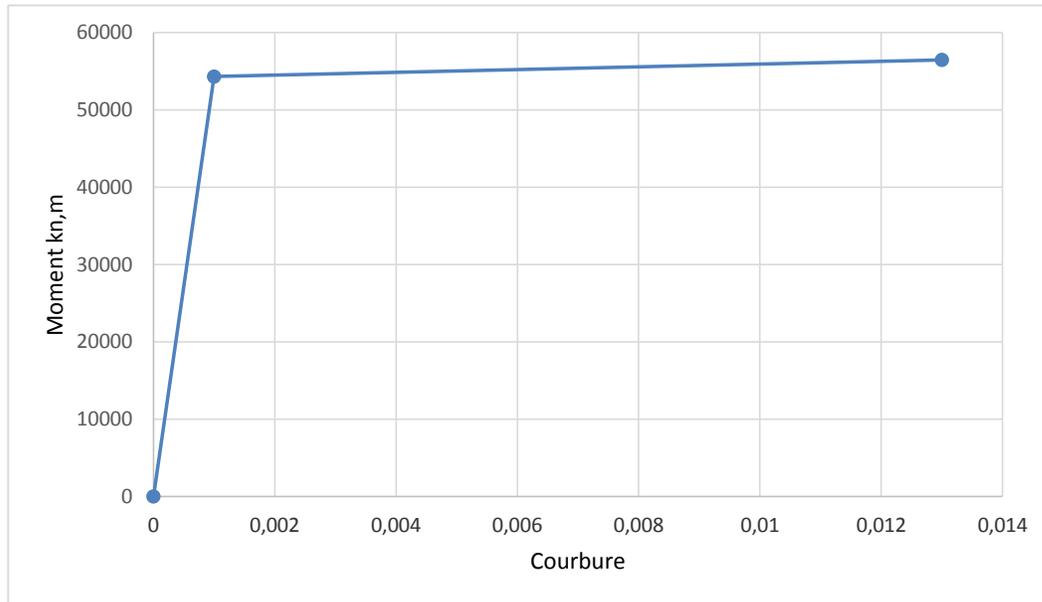


Figure 24 : La courbe Moment-Courbure de la pile évidée par EC8

3.3.11 La loi Moment-Courbure avec le code USC-RC de la pile évidée :

La figure suivante montre la courbe obtenue par le code USC-RC

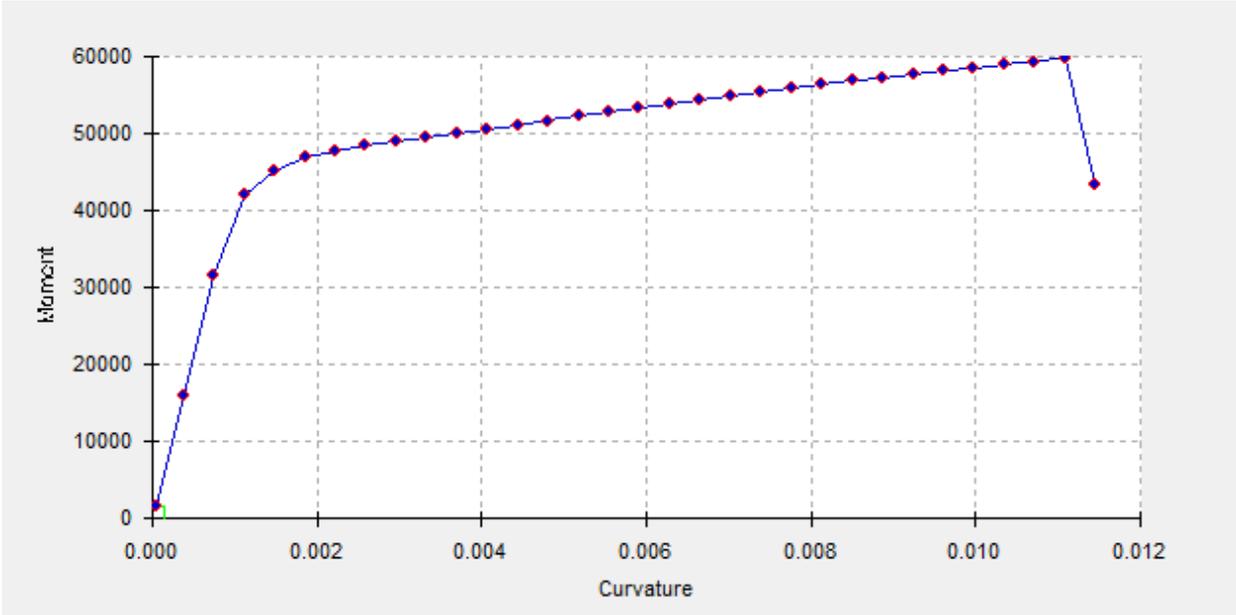


Figure 25 : Diagramme Moment – Courbure de la pile évidée par USC-RC

3.3.12 Comparaison des résultants des graphes Moment-Courbure :

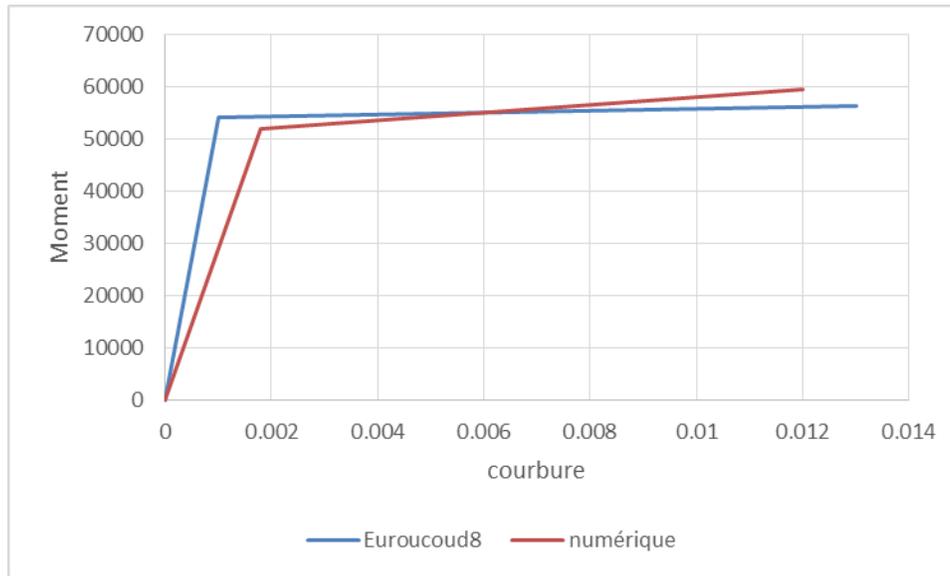


Figure 26 : Moment-Courbure, comparaison entre résultats Analytique et Numérique

3.3.13 La longueur de la rotule plastique de la pile évidée :

La longueur de la rotule plastique se calcule par la formule :

$$L_p = 0.01 * 42.5 + 0.015 * 25 * 10^{-3} * 500 = 0.6125 \text{ m}$$

3.3.14 La courbe Force-Déplacement de la pile évidée :

Le déplacement élastique se calcule à l'aide de la formule $d_y = \frac{0.001 * 42.5^2}{3} = 0.6021$

Le déplacement ultime sera obtenu en fonction du déplacement élastique, comme montre la

$$\text{formule } d_u = 0.6021 + (0.013 - 0.001) * 4.437 * (42.5 - 0.5 * 4.437) = 0.9122$$

Ce qui donne une valeur de la force $F_u = \frac{56.457}{42.5} = 1.3284 \text{ MN}$.

Le diagramme force-déplacement sera comme présente la figure si dessus :

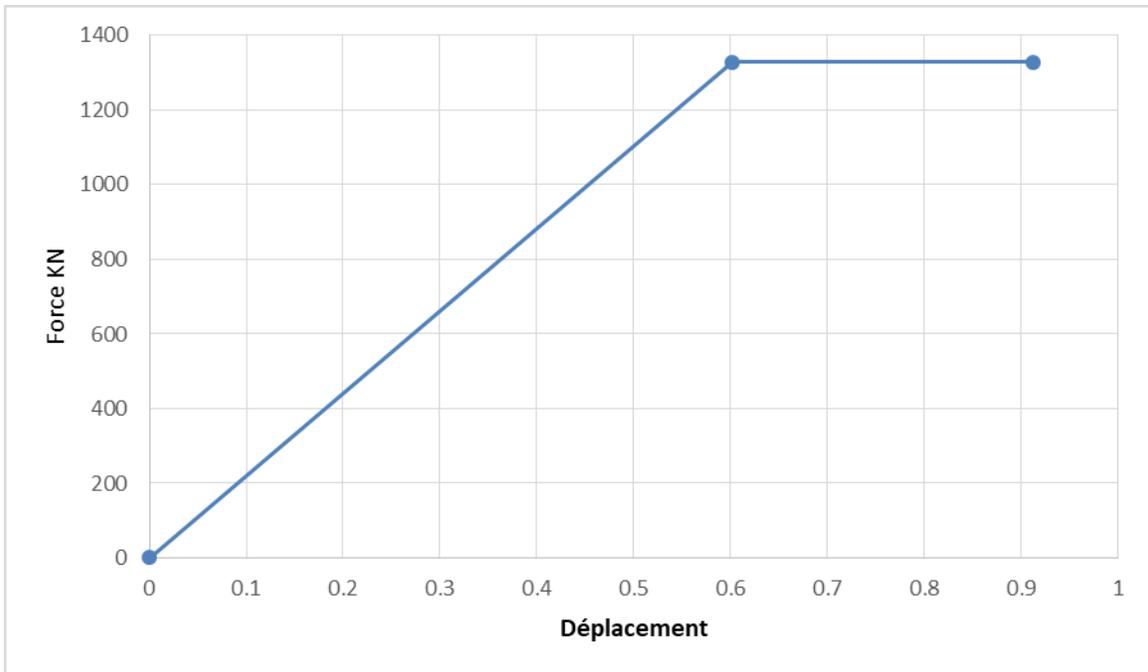


Figure 27 : La courbe fore-déplacement de la pile évidée

3.3.15 La courbe Force-déplacement avec le code USC-RC de la pile évidée :

La figure suivante montre la courbe obtenue par le code USC-RC

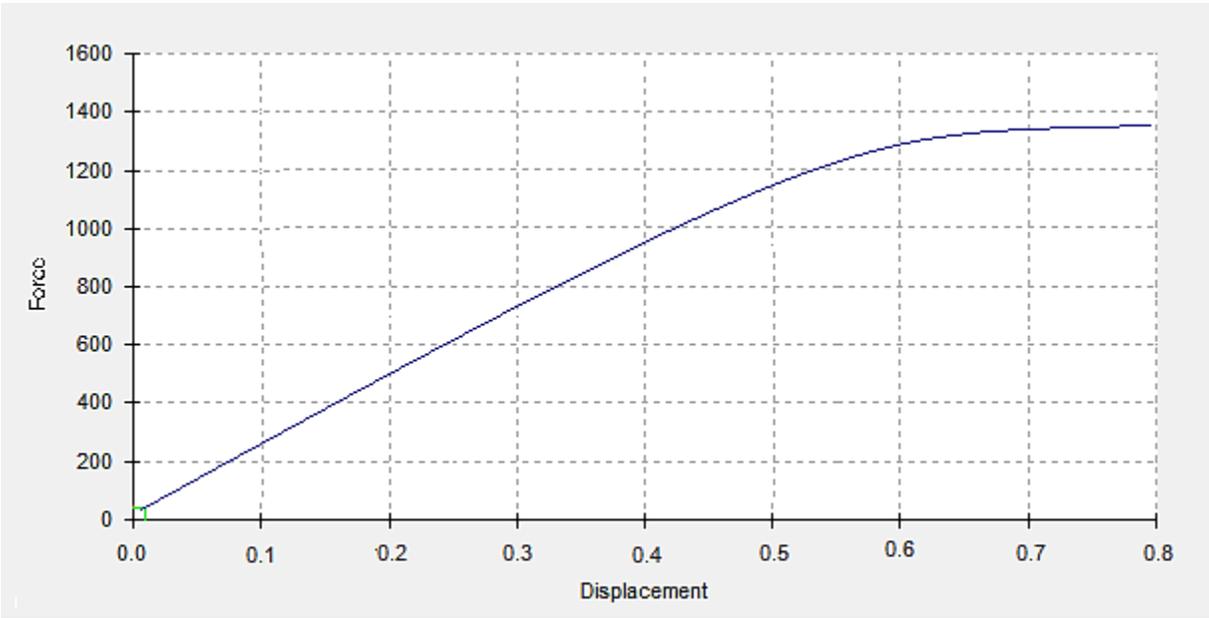


Figure 28 : La courbe Force-Déplacement avec USC-RC de la pile pleine

3.3.16 Comparaisant des résultats de fore-Déplacement :

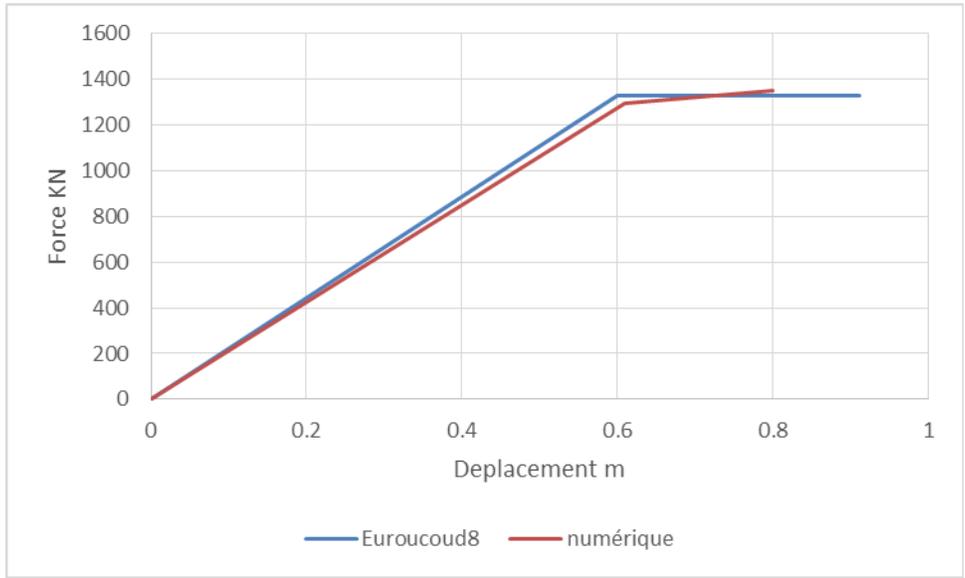


Figure 29 : Force-Déplacement, comparaison entre résultats Analytique et Numérique

3.3.17 Différents types de ductilité :

3.3.17.1 Ductilité de déformation :

$$\mu_{\varepsilon} = \frac{\varepsilon_u}{\varepsilon_y} = \frac{0.01}{0.002} = 5$$

3.3.17.2 Ductilité de courbure

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{0.013}{0.001} = 13$$

3.3.17.3 Ductilité de déplacement

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{2.7468}{0.6021} = 4.56$$

3.4 Conclusion :

On remarque d'après les figures (26 et 29) les constatations suivantes :

- Comme pour la section pleine, la Figure 26 montre que dans la phase élastique, les deux courbes présentent une légère différence due à un calcul différent de la rigidité élastique.
- La figure 26 représente les résultats des force-déplacement ou on remarque que les deux courbes sont toujours croissantes en phase plastique. La courbe numérique croit jusqu'à l'intersection avec la courbe analytique pour 1400 KN correspondante à un déplacement de 0.7 m.

Chapitre IV

Comparaison Expérimental-EC8- Numérique

4 Confrontations Expérimentale, Numérique-EC8

4.1 Introduction :

Ce chapitre présente une comparaison entre les résultats expérimentaux, analytiques et numérique de la réponse globale de quelques exemples tirés de la littérature. La comparaison porte sur les lois moments-courbure et/ou force-déplacement.

4.2 Pile circulaire pleine

4.2.1 Caractéristique de la pile :

Cette pile étudiée par J. Schoeler [15] possède les caractéristiques géométriques suivantes:

Tableau 5 : Caractéristiques géométriques de la pile circulaire

Poteau	diamètre (cm)	La longueur (cm)	Fc (MPa)	L'enrobage (cm)	Longitudinales	Transversales
Pleine	121.9	1036.3	40.3	5.1	18T36	2T16

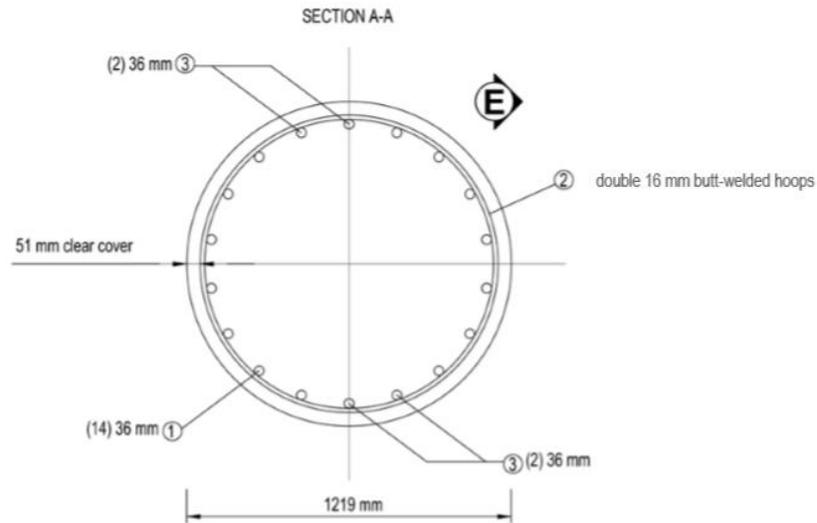


Figure 30 : La section de la pile circulaire et la disposition des armatures

Les données sont les suivantes [15]

- $\varepsilon_s=2$: représentent respectivement les déformations des armatures.
- $\varepsilon_c=3.5$: représentent respectivement (déformations de compression négatives)
- $S_L = 15cm$: Espacement (longitudinal) maximal des armatures.
- $f_{cm}= 48.3 mpa$: Résistance moyenne du béton à 29 jour ($f_{cm}= f_{ck} + 8 MPA$)
- $f_{ck}=40.3 mpa$: Résistance caractéristique du béton à 29 jours (par exemple 25 MPA pour un béton de classe C25/30)
- $f_{ym}=519 mpa$

4.2.2 La courbure limite élastique :

$$\emptyset_y = \frac{2.4 * \varepsilon_{sy}}{d} = \frac{2.4 * 0.002}{1.219} = 0.003937$$

4.2.3 La courbure à la limite ultime :

$$\emptyset_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} = \frac{0.01 - 0.002}{1.219} = 0.0065627$$

4.2.4 Déformation de compression du béton confiné :

Pour les spirales circulaires ou les frettes,

3. $\rho_s = \rho_w$ pour les spirales circulaires ou les frettes :

$$\rho_w = \frac{4 * A_{sp}}{D_{sp} * S_l} = \frac{4 * 0.9794}{1.117 * 0.15} = 23.38168$$

4. $\rho_s = 2 \rho_w$ Pour les frettes orthogonales :

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{D_{sp} * S_l} = \frac{0.9794}{1.117 * 0.15} = 5.84542$$

4.2.5 Calcul de la résistance ultime $f_{cm.c}$:

$$f_{cm.c} = f_{cm} * \lambda_c$$

Pour les cadres circulaires ou les spirales :

$$\sigma_s = \frac{1}{2} * \alpha * \rho_w * f_{cm} = 564.6676$$

$$\lambda_c = 2.254 * \sqrt{1 + 7.94 * \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2 * \sigma_e}{f_{cm}}} - 1.254 = 2.254 * \sqrt{1 + 7.94 * \frac{564.6676}{48.3} - \frac{2 * 564.6676}{48.3}} - 1.254 = -2.8027$$

$$f_{cm,c} = 48.3 * -2.8027 = -135.37041 \text{ mpa}$$

4.2.6 Déformation à la rupture :

$$\varepsilon_{c1,c} = 0.002 \left(1 + 5 \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right) = -0.028$$

4.2.7 Déformation ultime du béton :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.004 + \frac{1.4 * \rho_e * f_{ym} * \varepsilon_{su}}{f_{cm}} = 0.004 + \frac{1.4 * 5.84542 * 519 * 0.01}{48.3} = 0.88335$$

Donc :

$$\emptyset_u = \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{c1,c}}{d} = 0.0629696$$

Pour les sections transversales circulaires avec des cercles circulaires et le diamètre de l'âme confinée D_0 (à la ligne médiane des cercles)

$$\alpha_n = 1$$

$$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2 * D_0} \right)^2 = 1$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 1$$

4.2.8 Pour les coupes circulaires à arceaux spiralés :

$$\alpha_n = 1$$

$$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2+D_0}\right)$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 1$$

4.2.9 Contrainte de confinement effective σ_c :

Pour les cadres circulaires ou les spirales :

$$\sigma_c = 0.5 * \alpha * f_{ym} * \rho_w = 0.5 * 1 * 516 = 6067.54596 \text{ MPA}$$

4.2.10 Calcul de moment maximal d'une pile :

Le moment maximal de la pile a pour expression :

$$M_e = \frac{f_t * I_g}{d_g}$$

I_g : Est l'inertie de la section par rapport à son centre de gravité, calculée en tenant compte de la section du béton et de la section de l'acier.

f_t : la contrainte de la traction dans le béton.

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

$$d_g = \frac{D}{2} = \frac{1.219}{2} = 0.6095 \text{ m}$$

$$I_g = \frac{\pi * D^4}{64} = \frac{\pi * 1.219^4}{64} = 0.1084m^4$$

$$f_t = 35.344\text{MPA}$$

$$M_{max} = 6.286562 \text{ MN.M} = 6286.562 \text{ KN.M}$$

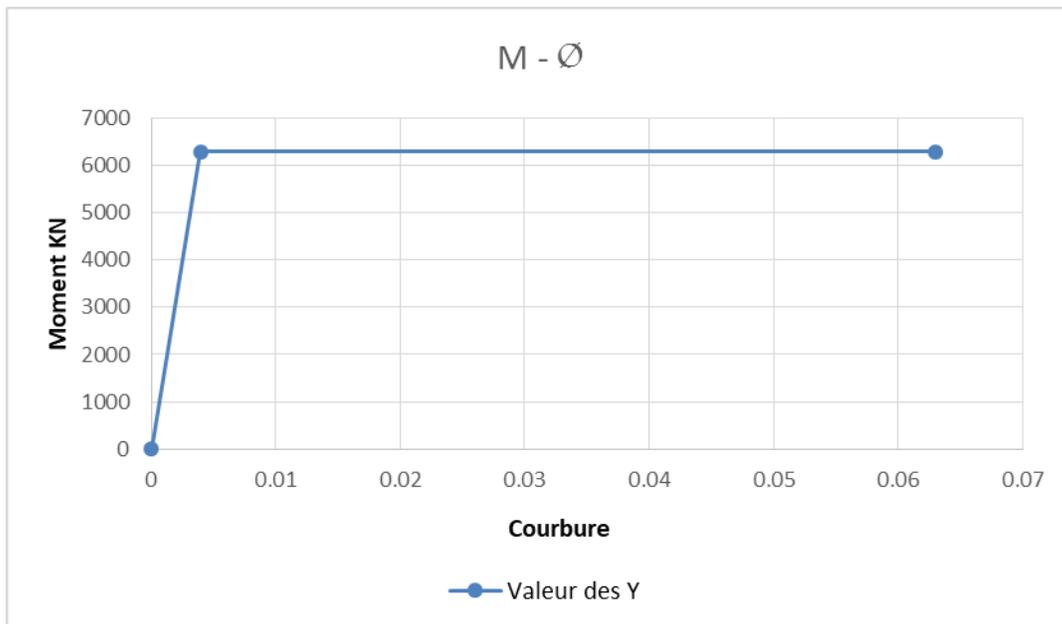


Figure 31 : Diagramme de Moment-Courbure de la pile circulaire

La loi moment-courbure est donnée sur la figure 31.

4.2.11 La loi Moment-Courbure déterminée avec le code USC-RC de la pile pleine :

La figure suivante montre la courbe obtenue par le code USC-RC :

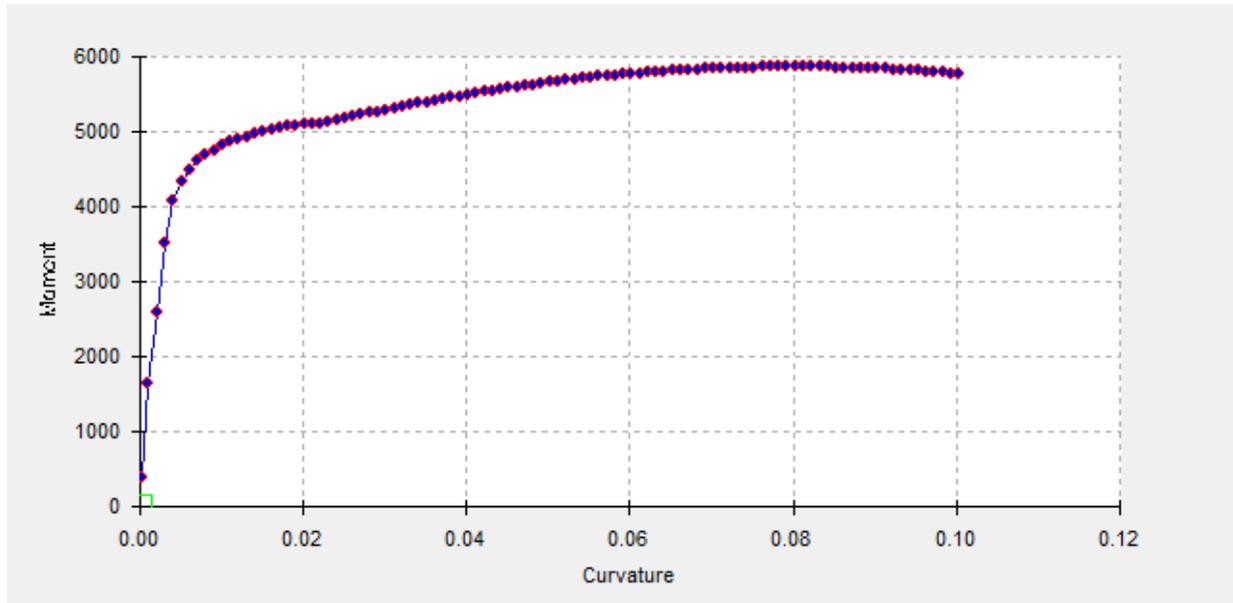


Figure 32 : Diagramme de moment-courbure de la pile

4.2.12 La longueur de la rotule plastique de la pile circulaire :

La longueur de la rotule plastique se calcule à comme suit :

$$L_p = 0.01 * 10.363 + 0.015 * 36 * 10^{-3} * 519 = 0.38389 \text{ m}$$

4.2.13 La courbe Force-Déplacement de la pile circulaire :

Le déplacement élastique se calcule à l'aide de la formule :

$$d_y = \frac{0.0039376 * 10.363^2}{3} = 0.141$$

Le déplacement ultime devient

$$d_u = 0.141 + (0.0629 - 0.0039376) * 0.38389 * (10.363 - 0.5 * 0.38389) = 0.371222$$

La force F_u $F_u = \frac{6286.562}{10.363} = 606.63533 \text{ KN}$

Le diagramme Force-Déplacement est présenté sur la figure suivante :

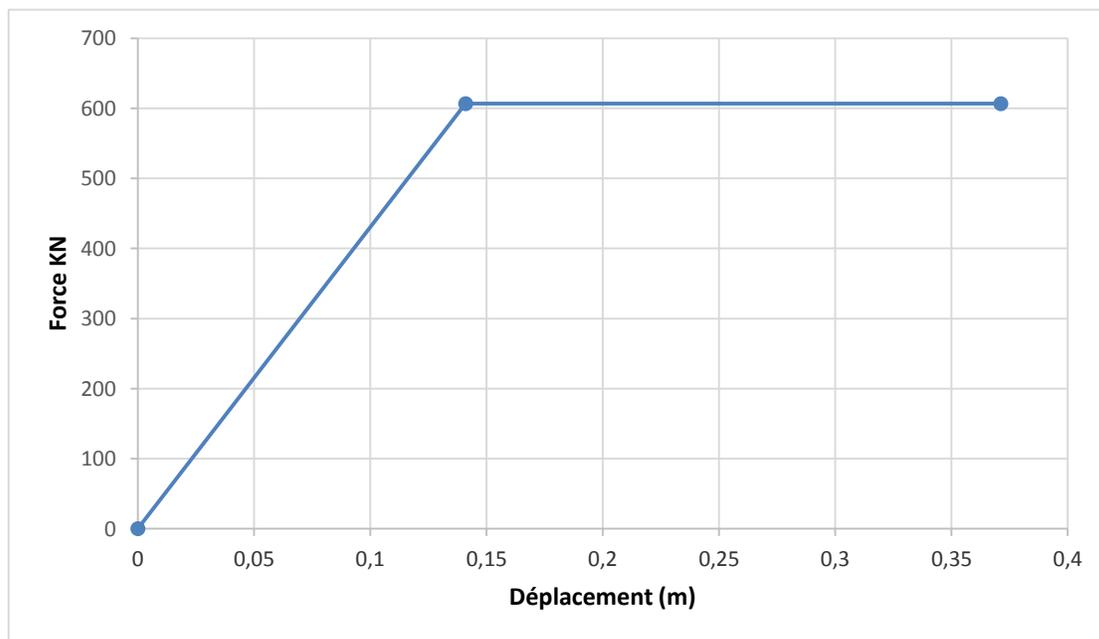


Figure 33 : Diagramme de Force – Déplacement de la pile circulaire

4.2.14 La loi Force-Déplacement déterminée avec le code USC-RC de la pile pleine :

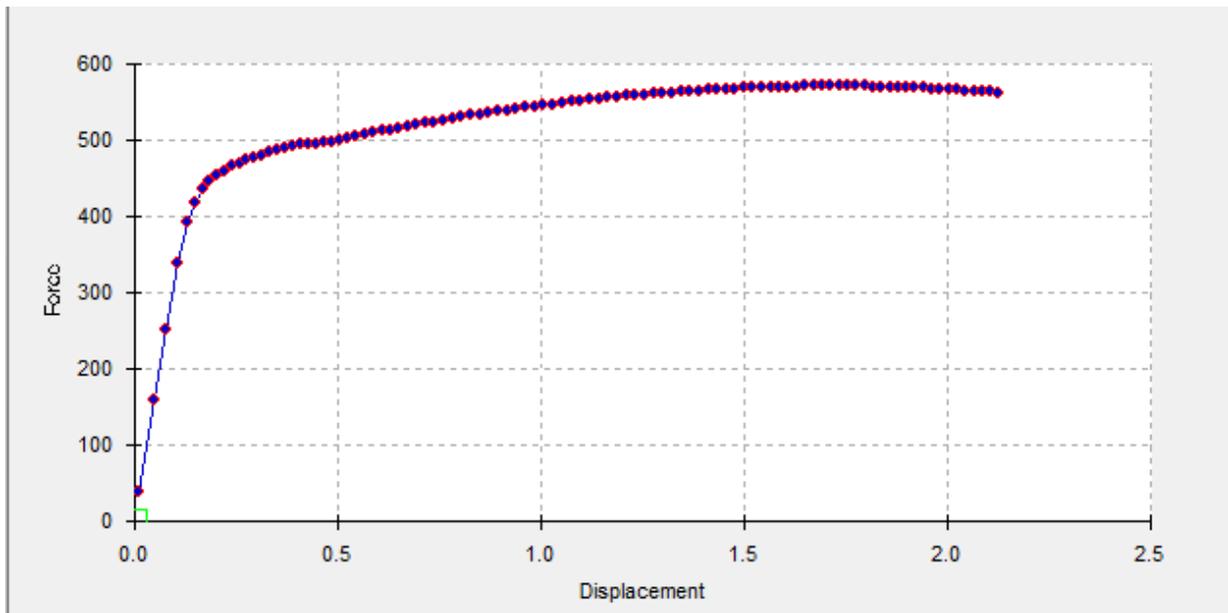


Figure 34 : Diagramme de Force – Déplacement avec USC-RC de la pile

4.2.15 Expérimentale :

4.2.15.1 Résultats de test :

Les résultats de tests en termes de courbes Moments-Courbure et Force-Déplacement sont donnés pour deux cas tests EQ1 et EQ2.

TEST EQ 1:

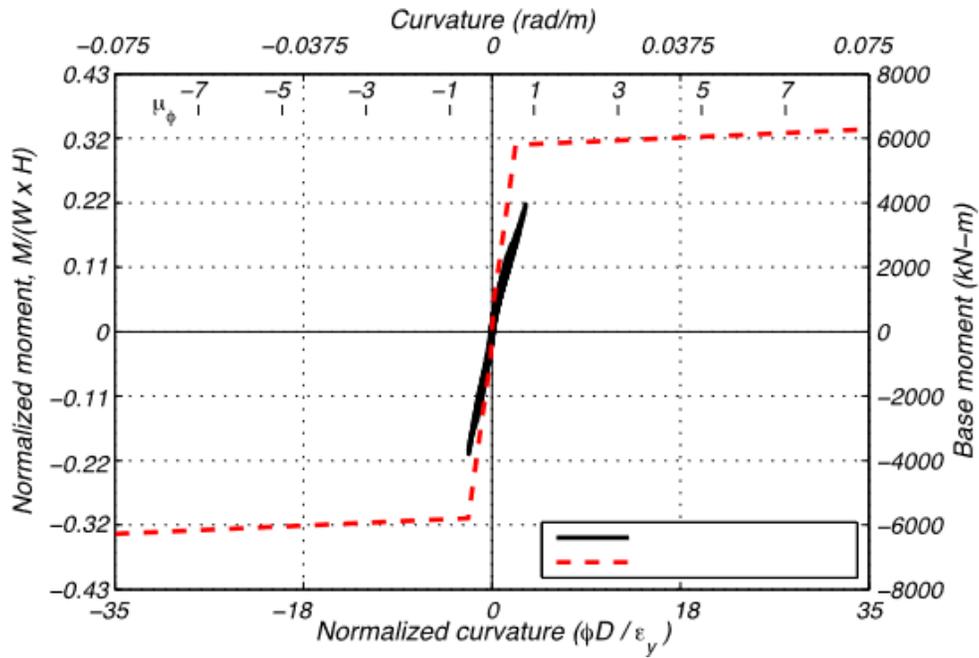


Figure 35 : Moment-Courbure EQ1

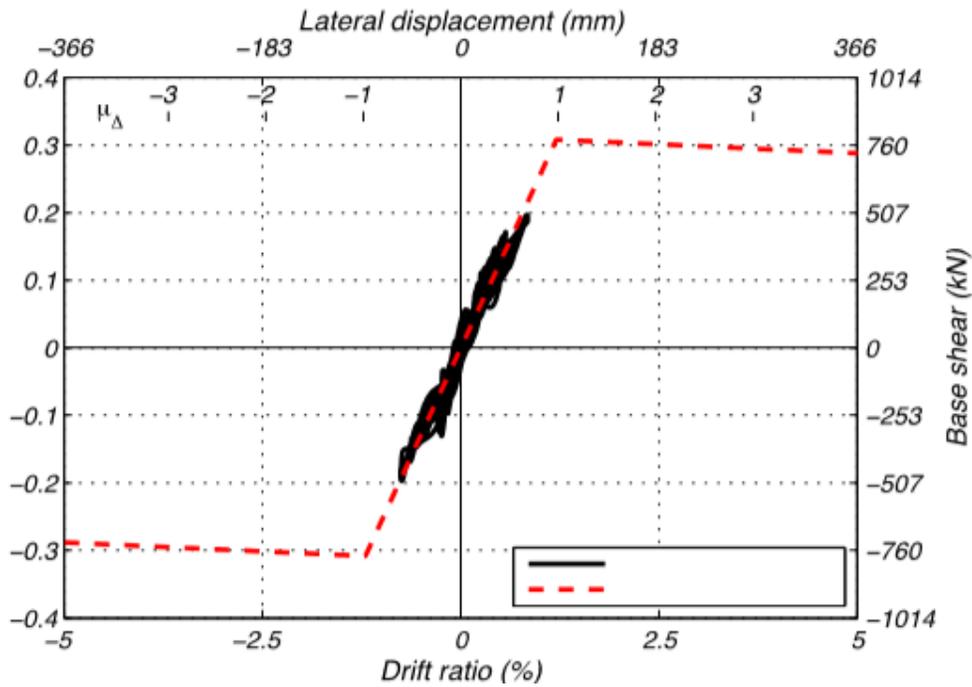


Figure 36 : Force-Déplacement EQ1

TEST EQ 2:

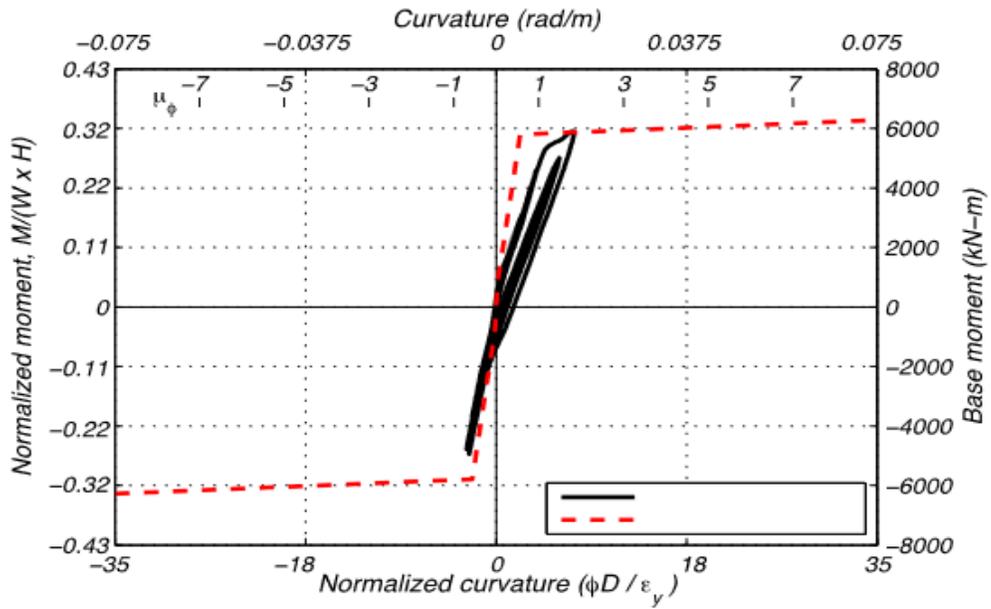


Figure 37 : Moments-Courbure EQ2.

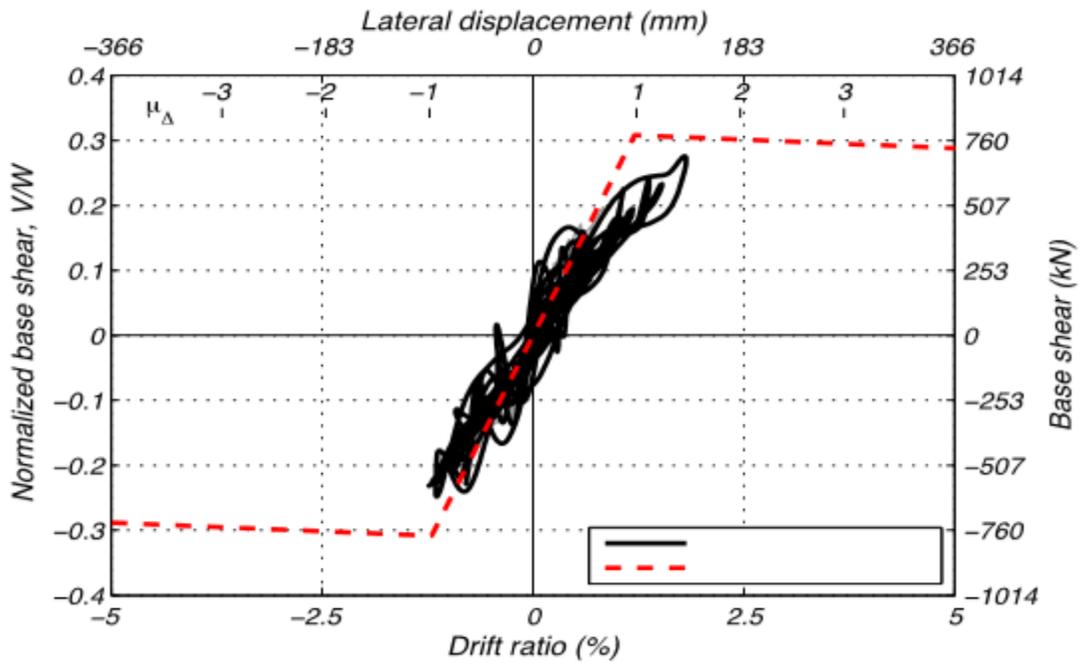


Figure 38 : Force-Déplacement EQ2

4.2.16 Comparaison des résultants de Moment-Courbure :

La figure suivante montre la comparaison des résultats Moments-Courbures, on remarque une petite surestimation de la valeur du moment max par l'EC8..

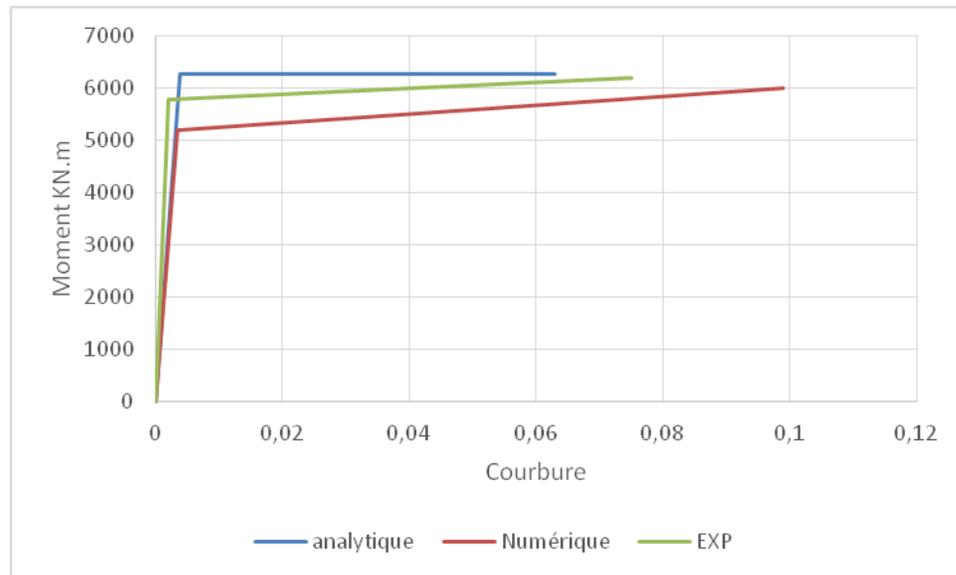


Figure 39 : Moment – courbure, comparaison Analytique-Numérique-Expérimentale

4.2.17 Comparaison des résultants de Forces-Déplacement :

La figure suivante montre la comparaison des résultats Force-Déplacement, on remarque une petite surestimation de la valeur du moment max par l'EC8 conséquence de la surestimation des lois moments-courbure. Cependant, une différence dans l'évaluation des rigidités élastiques est observée.

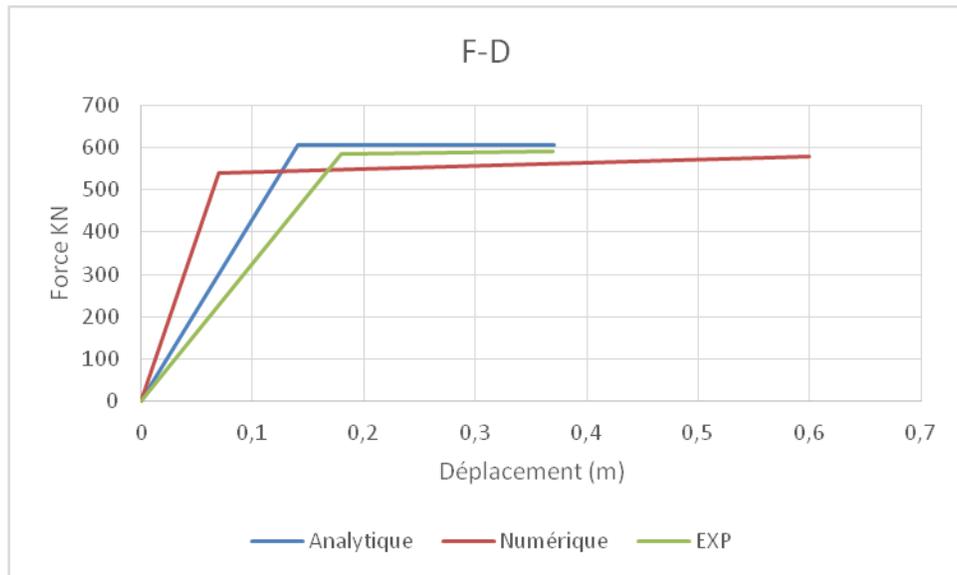


Figure 40 : Forces-Déplacement, comparaison entre résultats Analytique et Numérique et Expérimentale

4.3 Pile circulaire testée par Carrea Francesco [16]

4.3.1 Introduction

Une pile de ponts circulaire en béton armé à l'échelle réelle, conçue conformément aux directives de conception sismique du ministère des Transports de Californie et aux spécifications de conception de pont (Caltrans) a été testée sous excitation sismique. L'expérience a été menée sur la grande table à secousses à haute performance (LHPOST) de l'Université de Californie à San Diego (UCSD) et du Network for Earthquake Engineering Simulation (NEES).

4.3.2 Caractéristique de la pile :

La section étudiée dans ce cas est circulaire, ses caractéristiques géométriques sont :

Tableau 6 : caractéristiques géométriques de la pile circulaire

Poteau	diamètre (cm)	La longueur (cm)	Fc (MPa)	L'enrobage (cm)	Longitudinales	Transversales
Pleine	122	731	3880	5.1	18T36	2T16

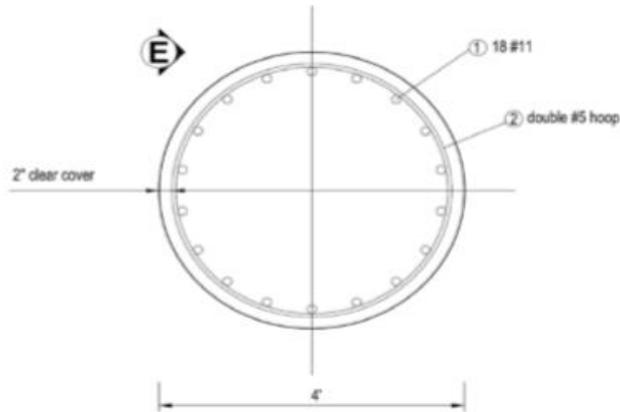


Figure 41 : la section de la pile et la disposition des armatures

Les données sont : (Carrea_Francesco_Tesi)

- $\varepsilon_s=2$: représente respectivement les déformations des armatures.
- $\varepsilon_c=3.5$: représente respectivement (déformations de compression négatives)
- $S_L = 15\text{cm}$: Espacement (longitudinal) maximal des armatures.
- $f_{cm} = 46.8\text{ mpa}$: Résistance moyenne du béton à 28 jour ($f_{cm} = f_{ck} + 8\text{ MPA}$)
- $f_{ck}=40.3\text{ mpa}$: Résistance caractéristique du béton à 28 jours (par exemple 25 MPA pour un béton de classe C25/30)
- $f_{ym} = 519\text{ mpa}$

4.3.3 La courbure à la limite élastique :

Pour les sections circulaires :

$$\emptyset_y = \frac{2.4 * \varepsilon_{sy}}{d} = \frac{2.4 * 0.0026}{1.22} = 0.0051147$$

4.3.4 La courbure à la limite ultime :

Donnée par :

$$\emptyset_u = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} = \frac{0.01 - 0.0026}{1.22} = 0.00607$$

4.3.5 Déformation de compression du béton confiné :

Pour les spirales circulaires ou les frettes,

5. $\rho_s = \rho_w$ pour les spirales circulaires ou les frettes :

$$\rho_w = \frac{4 \cdot A_{sp}}{D_{sp} \cdot S_l} = \frac{4 \cdot 0.981}{1.118 \cdot 0.15} = 23.399$$

6. $\rho_s = 2 \rho_w$ Pour les frettes orthogonales :

$$\rho_s = \frac{A_{sp}}{D_{sp} \cdot S_l} = \frac{0.981}{1.118 \cdot 0.15} = 5.85$$

4.3.6 Calcul de la résistance ultime $f_{cm,c}$:

$$f_{cm,c} = f_{cm} \cdot \lambda_c$$

Pour les cadres circulaires ou les spirales :

$$\sigma_e = \frac{1}{2} \cdot \alpha \cdot \rho_w \cdot f_{cm} = 547.5366$$

$$\lambda_c = 2.254 \cdot \sqrt{1 + 7.94 \cdot \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2 \cdot \sigma_e}{f_{cm}}} - 1.254 = 2.254 \cdot \sqrt{1 + 7.94 \cdot \frac{547.5366}{46.8} - \frac{2 \cdot 547.5366}{46.8}} - 1.254 =$$

-2.811

Donc :

$$f_{cm,c} = 46.8 \cdot -2.811 = -131.508 \text{ mpa}$$

4.3.7 Déformation à la résistance à la rupture :

$$\varepsilon_{c1,c} = 0.002 \left(1 + 5 \left(\frac{f_{cm,c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right) = -0.0361$$

4.3.8 Déformation ultime du béton :

$$\varepsilon_{cu,c} = 0.004 + \frac{1.4 * \rho_s * f_{ym} * \varepsilon_{su}}{f_{cm}} = 0.004 + \frac{1.4 * 5.85 * 519 * 0.01}{46.8} = 0.91225$$

Donc :

$$\varnothing_u = \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{cu,c}}{d} = 0.06878$$

Pour les sections transversales circulaires avec des cercles circulaires et le diamètre de l'âme confinée D_0 (à la ligne médiane des cercles)

$$\alpha_n = 1$$

$$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2 * D_0} \right)^2 = 1$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 1$$

Pour les coupes circulaires à arceaux spiralés :

$$\alpha_n = 1$$

$$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2 * D_0} \right)$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 1$$

4.3.9 Contrainte de confinement effective σ_c :

Pour les cadres circulaires ou les spirales :

$$\sigma_c = 0.5 * \alpha * f_{ym} * \rho_w = 0.5 * 1 * 519 * 23.399 = 6072.0405 \text{ MPA}$$

4.3.10 Calcul de moment maximal d'une pile :

Le moment maximal de la pile a pour expression :

$$M_s = \frac{f_t * I_g}{d_g}$$

I_g : Est l'inertie de la section par rapport à son centre de gravité, calculée en tenant compte de la section du béton et de la section de l'acier.

f_t : la contrainte de la traction dans le béton.

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

$$d_g = \frac{D}{2} = \frac{1.22}{2} = 0.61 \text{ m}$$

$$I_g = \frac{\pi * D^4}{64} = \frac{\pi * 1.22^4}{64} = 0.109 \text{ m}^4$$

$$f_t = 32.40 \text{ MPA}$$

Donc :

$$M_y = 5.78908 \text{ MN.M} = 5789.08 \text{ KN.M}$$

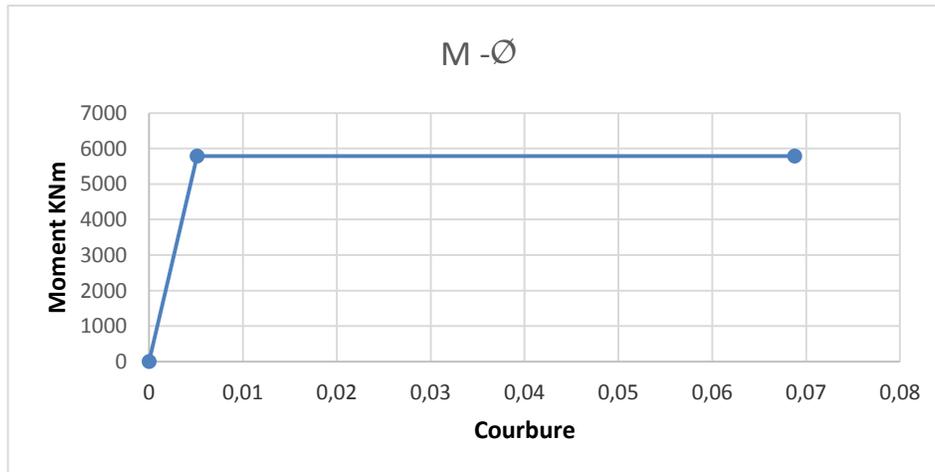


Figure 42 : Diagramme de moment-courbure de la pile

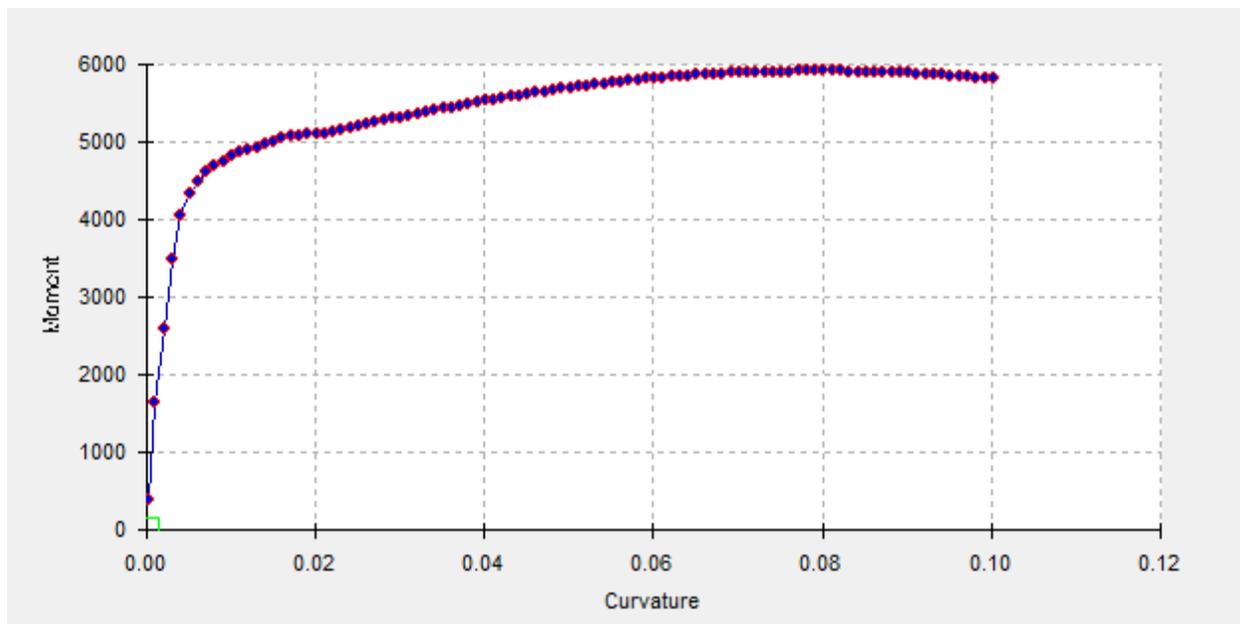


Figure 43 : Diagramme de Moment – Couverture avec USC-RC de la pile

4.3.11 La longueur de la rotule plastique de la pile circulaire :

La longueur de la rotule plastique se calcule à partir par la formule suivante :

$$L_p = 0.01 * 7.31 + 0.015 * 36 * 10^{-3} * 518.5 = 0.35309 \text{ m}$$

4.3.12 La courbe Force-Déplacement de la pile circulaire :

Le déplacement élastique se calcule à l'aide de la formule :

$$d_y = \frac{0.0051 * 7.31^2}{3} = 0.09084$$

Le déplacement ultime sera obtenu en fonction du déplacement élastique,

$$d_u = 0.09084 + (0.06878 - 0.0051) * 0.35309 * (7.31 - 0.5 * 0.35309) = 0.2512$$

La force F_u $F_u = \frac{5789.08}{7.31} = 791.940 \text{ KN}$

Le diagramme Force-Déplacement est présenté sur la figure suivante:

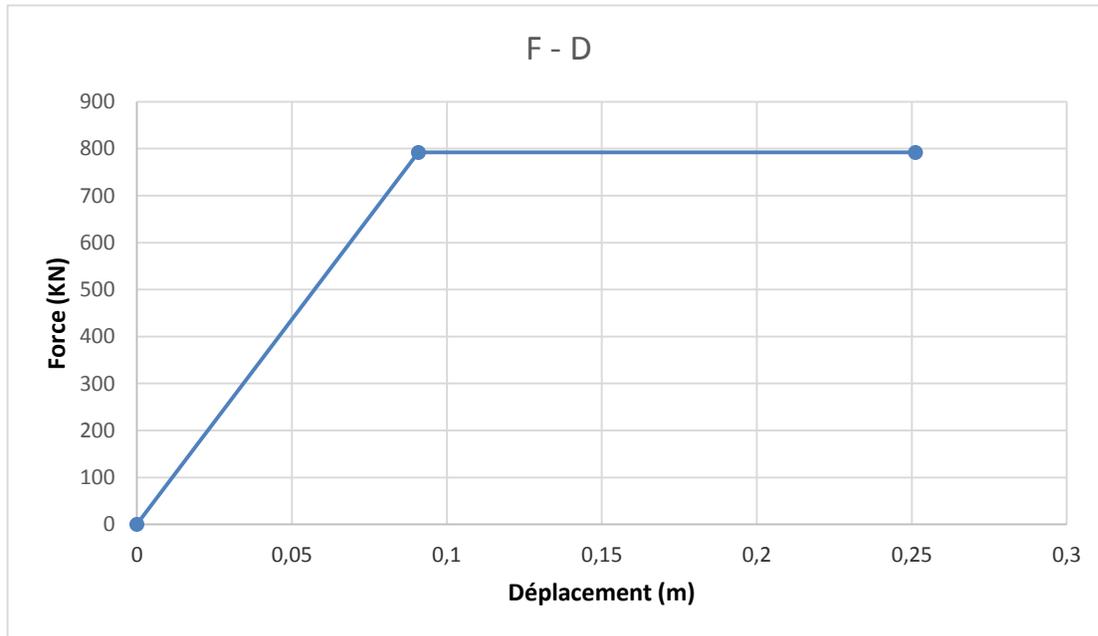


Figure 44 : la courbe Force – Déplacement de la pile circulaire

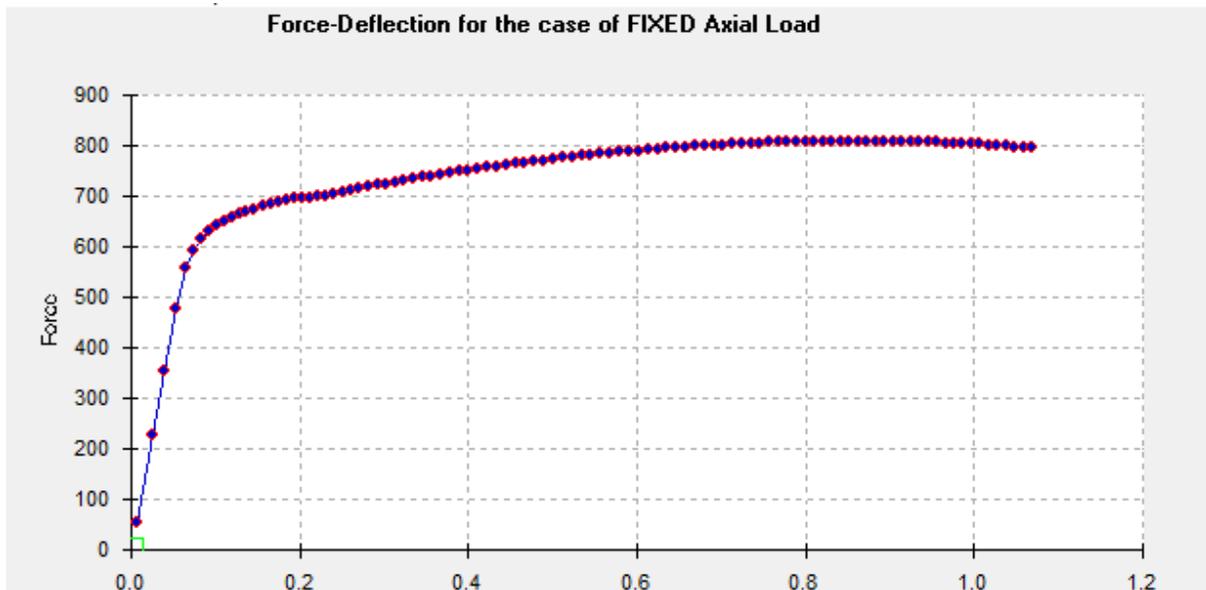


Figure 45 : Diagramme de Force – Déplacement avec USC-RC de la pile

4.3.13 Différents types de ductilité :

4.3.13.1 Ductilité de déformation :

Elle provient de la capacité des matériaux à supporter des déformations plastiques sans réduction importante de la contrainte [6]. Son facteur de ductilité est exprimé par le rapport de la déformation totale imposée à la déformation élastique.

$$\mu_{\epsilon} = \frac{\epsilon_H}{\epsilon_y} = \frac{0.01}{0.002} = 5$$

4.3.13.2 Ductilité de courbure

Elle est associée directement à la capacité de déformation de l'élément soumis à la flexion en termes de rotation [10]. Son facteur est exprimé par le rapport de la courbure maximale à la courbure élastique.

$$\mu_{\phi} = \frac{\phi_H}{\phi_y} = \frac{0.06878}{0.00511} = 13.46$$

4.3.13.3 Ductilité de déplacement

C'est une mesure de ductilité globale de l'élément. Son facteur de ductilité est quantifié par le rapport de déplacement total au déplacement latéral élastique.

$$\mu_d = \frac{d_u}{d_y} = \frac{0.2512}{0.09084} = 2.77$$

4.3.14 Programme expérimental:

4.3.14.1 Description du test

Le programme expérimental consistait en un test unidirectionnel sur table de vibration. Elle a été réalisée sur un seul échantillon destiné à représenter une colonne de pont en béton armé à grande échelle.



Figure 46 : Test spécimen footing, column, superstructure

4.3.14.2 Résultats des tests :

Résultats de Test EQ1 :

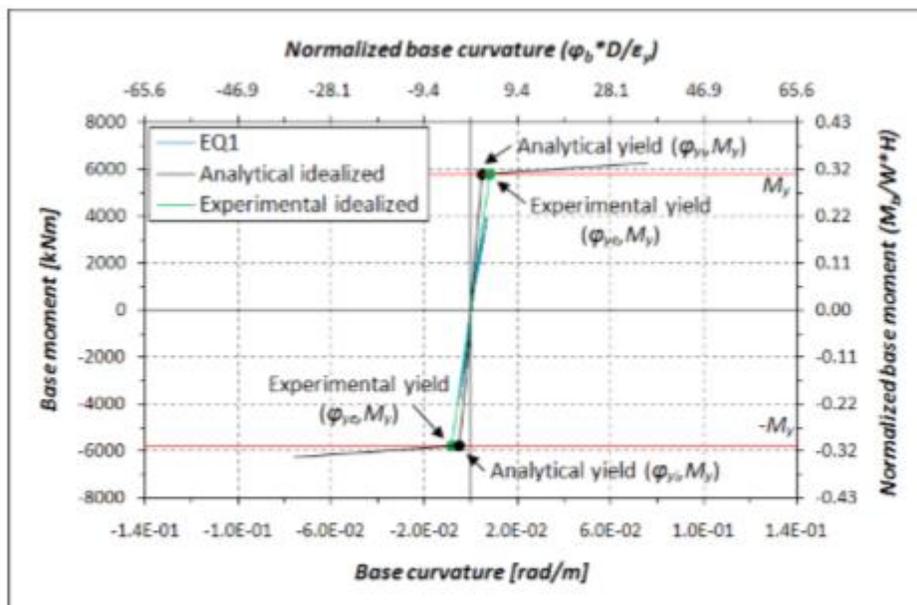


Figure 47 : Réponse Moment courbure EQ1

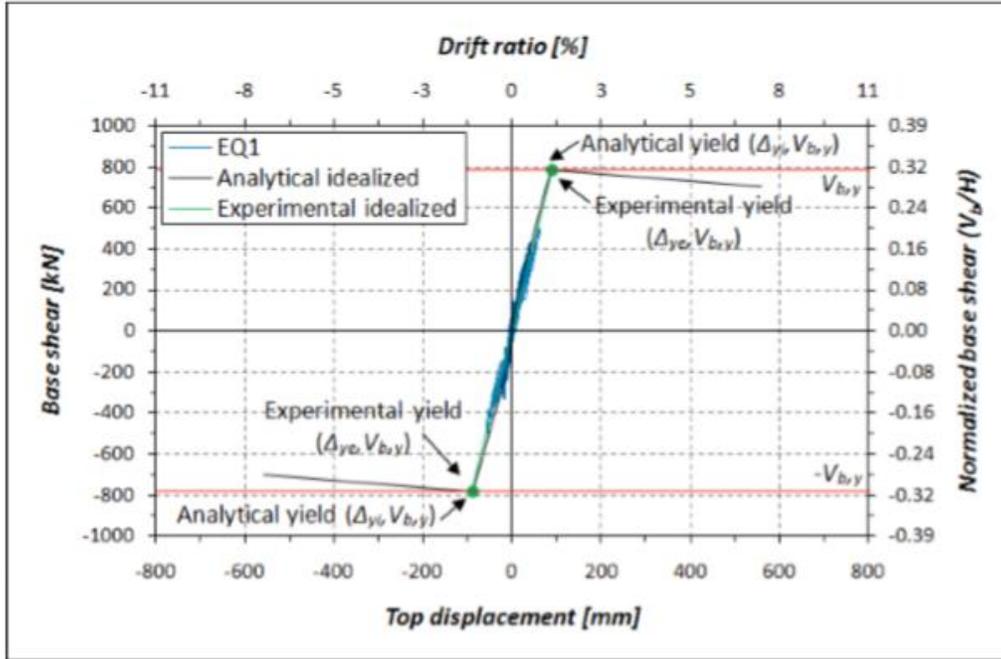


Figure 48 : Base Force-Déplacement EQ1

Résultats Test EQ2 :

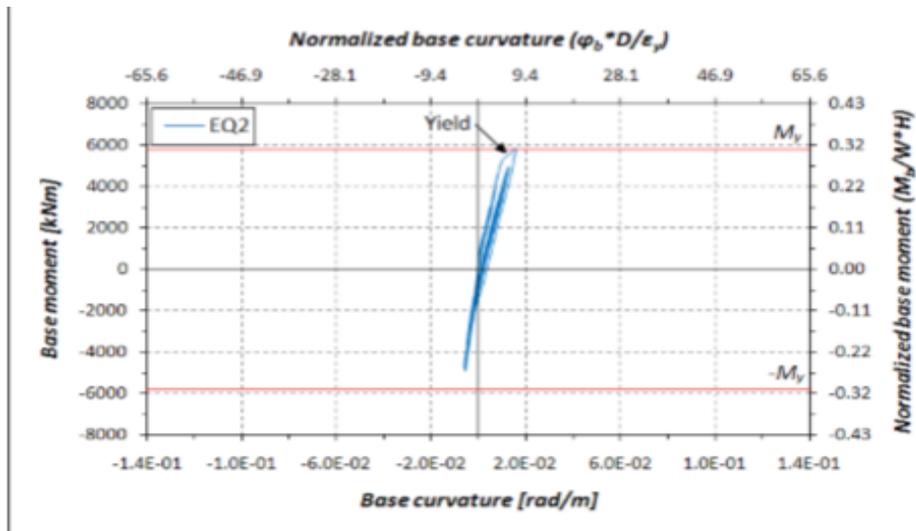


Figure 49 : Réponse Moment-Courbure EQ2

4.3.15 Comparaison des résultants de Moment-Courbure

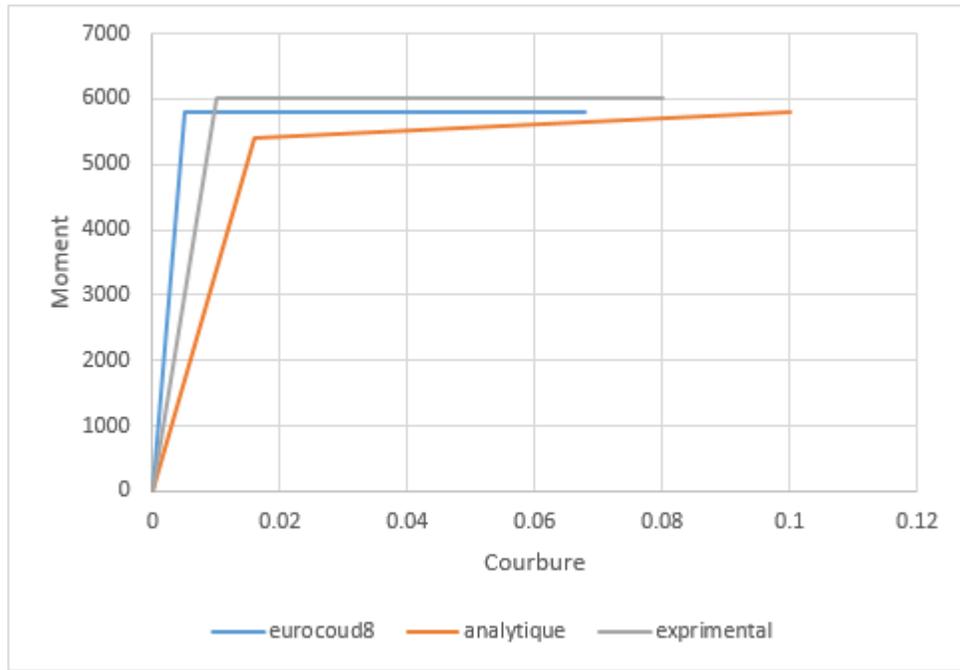


Figure 50 : Moment-courbure, Comparaison Analytique-Numérique-Expérimental

4.3.16 Comparaison des résultants de Forces-Déplacement :

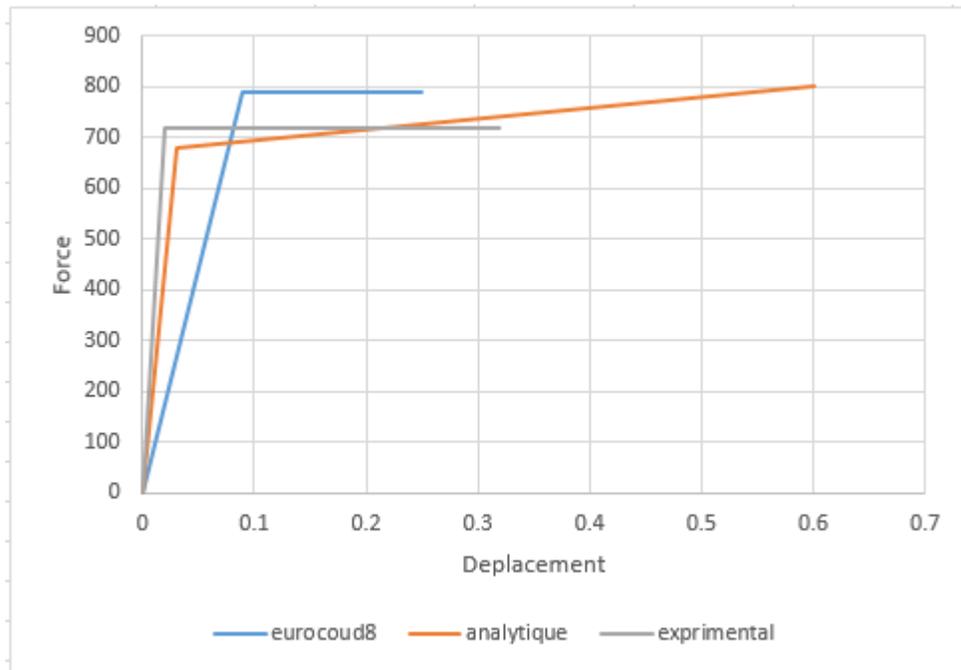


Figure 51 : Force-Déplacement, Comparaison Analytique-Numérique-Expérimentale

4.4 Poteaux testés par (Rodrigues et al. [17])

4.4.1 Introduction :

Le programme d'essais utilisé pour cette validation a été réalisé par Rodrigues et al. [17]. Ils ont construit vingt-quatre poteaux rectangulaires en BA avec des caractéristiques géométriques et des renforcements différents. Ces poteaux ont été soumis à des charges cycliques avec des historiques différents et une charge axiale constante. Pour chaque type de poteaux, deux éléments ont été testés sous chargement uniaxial (dans les directions fortes et faibles) et les autres poteaux ont été testés sous chargement biaxial. Ces essais sont contrôlés par déplacement. Notre comparaison s'intéresse aux poteaux où le chargement est uniaxial dans la direction forte. Les dimensions en coupe transversale et les détails de renforcement sont présentés dans la Figure 52 et regroupés dans le Tableau 7.

4.4.2 Caractéristique d'une pile pleine :

La section étudiée dans ce cas est rectangulaire, ses caractéristiques géométriques sont :

Tableau 7: Les données relatives aux poteaux testés par Rodrigues et al.

Poteau	Section (cm×cm)	fc (MPa)	longitudinales	transversales
PB01-N01	20×40	48.35	6Φ12	1Φ6
PB01-N13	30×30	21.57	8Φ12	1Φ6
PB01-N09	30×50	24.39	14Φ12	1Φ6
PB01-N05	30×40	21.40	10Φ12	1Φ6

- Les caractéristiques des aciers longitudinales et transversales sont :

$$E_s=200000 \text{ MPa}, \quad f_y=415 \text{ MPa},$$

La figure suivante montre la disposition des armatures et les dimensions des poteaux :

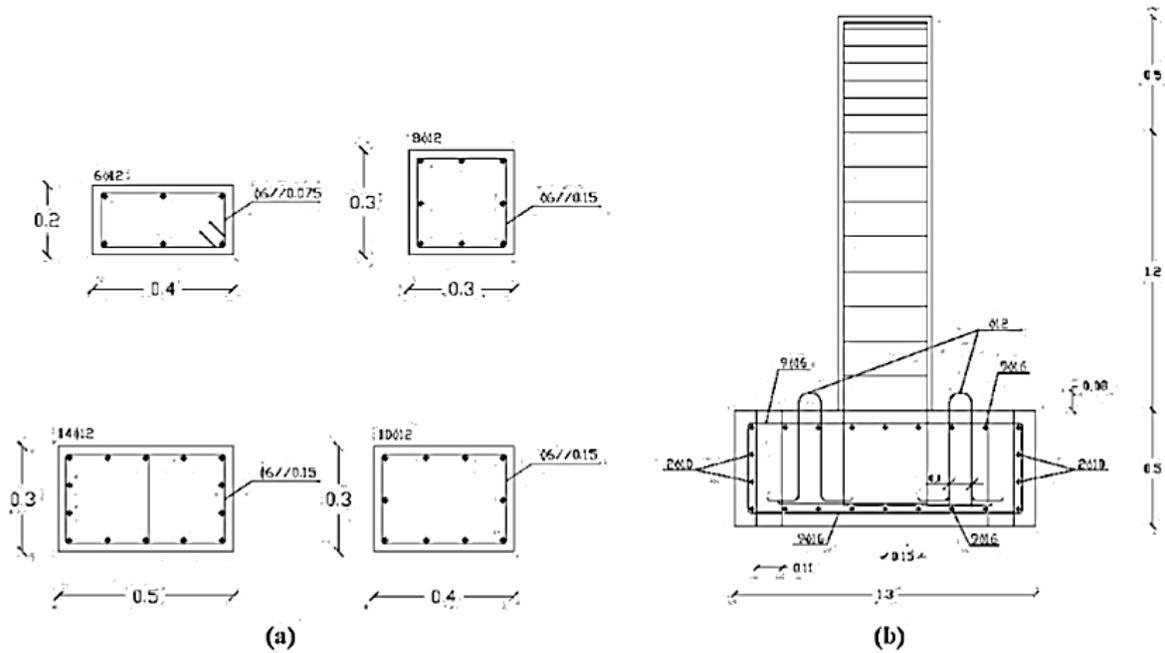


Figure 52: Dimensions de poteau et détails des armatures : (a) détails de la section transversale et (b) schéma général de la disposition des armatures

Par la suite on calcule la loi de comportement de cette section :

4.4.3 La courbure à la limite élastique :

Pour les sections rectangulaires

$$\emptyset y_1 = \frac{2.1 * \varepsilon_{sy}}{d} = \frac{2.1 * 0.002}{0.4} = 0.0105$$

$$\emptyset y_2 = \frac{2.1 * \varepsilon_{sy}}{d} = \frac{2.1 * 0.002}{0.3} = 0.014$$

$$\emptyset y_3 = \frac{2.1 * \varepsilon_{sy}}{d} = \frac{2.1 * 0.002}{0.5} = 0.0084$$

$$\emptyset_{y4} = \frac{2.1 * \varepsilon_{sy}}{d} = \frac{2.1 * 0.002}{0.4} = 0.0105$$

4.4.4 La courbure à la limite ultime :

$$\emptyset_{u1} = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} = \frac{0.01 - 0.002}{0.4} = 0.02$$

$$\emptyset_{u2} = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} = \frac{0.01 - 0.002}{0.3} = 0.0267$$

$$\emptyset_{u3} = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} = \frac{0.01 - 0.002}{0.5} = 0.016$$

$$\emptyset_{u4} = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_c}{d} = \frac{0.01 - 0.002}{0.4} = 0.02$$

4.4.5 Déformation de compression du béton confiné :

Pour les rectangulaires ou les frettes,

3. $\rho_s = \rho_w$ pour les rectangulaires :

$$\rho_{w1} = \frac{4 * A_{sp}}{D_{sp} * S_l} = \frac{4 * 0.0476}{0.34 * 0.075} = 7.4667$$

$$\rho_{w2} = \frac{4 * A_{sp}}{D_{sp} * S_l} = \frac{4 * 0.0576}{0.24 * 0.15} = 4.518$$

$$\rho_{w3} = \frac{4 * A_{sp}}{D_{sp} * S_l} = \frac{4 * 0.1056}{0.44 * 0.15} = 8.282$$

$$\rho_{w4} = \frac{4 * A_{sp}}{D_{sp} * S_l} = \frac{4 * 0.0816}{0.34 * 0.15} = 6.4$$

$\rho_s = 2 \rho_w$ Pour les frettes orthogonales :

$$\rho_{s1} = \frac{A_{sp}}{D_{sp} * S_1} = \frac{0.0476}{0.34 * 0.075} = 1.867$$

$$\rho_{s2} = \frac{A_{sp}}{D_{sp} * S_1} = \frac{0.0576}{0.24 * 0.15} = 1.6$$

$$\rho_{s3} = \frac{A_{sp}}{D_{sp} * S_1} = \frac{0.1056}{0.44 * 0.15} = 1.6$$

$$\rho_{s4} = \frac{A_{sp}}{D_{sp} * S_1} = \frac{0.0816}{0.34 * 0.15} = 1.6$$

4.4.6 Calcul de la résistance ultime $f_{cm.c}$:

$$f_{cm.c1} = f_{cm1} * \lambda_{c1}$$

$$f_{cm.c2} = f_{cm2} * \lambda_{c2}$$

$$f_{cm.c3} = f_{cm3} * \lambda_{c3}$$

$$f_{cm.c4} = f_{cm4} * \lambda_{c4}$$

Pour les cadres rectangulaires :

$$\sigma_{e1} = \alpha * \rho_w * f_{cm} = 420.749$$

$$\lambda_{c1} = 2.254 * \sqrt{1 + 7.94 * \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2 * \sigma_e}{f_{cm}}} - 1.254 = 2.254 * \sqrt{1 + 7.94 * \frac{420.74}{56.35} - \frac{2 * 420.74}{56.35}}$$

$$1.254 = 1.314$$

$$\sigma_{e2} = \alpha * \rho_w * f_{cm} = 133.462$$

$$\lambda_{c2} = 2.254 * \sqrt{1 + 7.94 * \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2 * \sigma_e}{f_{cm}}} - 1.254 = 2.254 * \sqrt{1 + 7.94 * \frac{133.46}{29.57} - \frac{2 * 133.46}{29.57}}$$

$$1.254 = 3.399$$

$$\sigma_{e3} = \alpha * \rho_w * f_{cm} = 268.254$$

$$\lambda_{c3} = 2.254 * \sqrt{1 + 7.94 * \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2 * \sigma_e}{f_{cm}}} - 1.254 = 2.254 * \sqrt{1 + 7.94 * \frac{268.254}{32.39} - \frac{2 * 268.254}{32.39}}$$

$$1.254 = 0.598$$

$$\sigma_{e4} = \alpha * \rho_w * f_{cm} = 188.16$$

$$\lambda_{c4} = 2.254 * \sqrt{1 + 7.94 * \frac{\sigma_e}{f_{cm}} - \frac{2 * \sigma_e}{f_{cm}}} - 1.254 = 2.254 * \sqrt{1 + 7.94 * \frac{188.2}{29.4} - \frac{2 * 188.2}{29.4}} - 1.254 = 2.17$$

Donc :

$$f_{cm.c1} = 56.35 * 1.314 = 74.044 \text{ MPA}$$

$$f_{cm.c2} = 29.57 * 3.399 = 100.478 \text{ MPA}$$

$$f_{cm.c3} = 32.39 * 0.598 = 19.369 \text{ MPA}$$

$$f_{cm.c4} = 29.4 * 2.17 = 26.3843 \text{ MPA}$$

4.4.7 Déformation à la résistance à la rupture :

$$\varepsilon_{c1.c1} = 0.002 \left(1 + 5 \left(\frac{f_{cm.c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right) = 0.000348$$

$$\varepsilon_{c1.c2} = 0.002 \left(1 + 5 \left(\frac{f_{cm.c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right) = 0.0259$$

$$\varepsilon_{c1.c3} = 0.002 \left(1 + 5 \left(\frac{f_{cm.c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right) = -0.00202$$

$$\varepsilon_{c1.c4} = 0.002 \left(1 + 5 \left(\frac{f_{cm.c}}{f_{cm}} - 1 \right) \right) = 0.000974$$

4.4.8 Déformation ultime du béton :

$$\varepsilon_{cu.c1} = 0.004 + \frac{1.4 * \rho_e * f_{ym} * \varepsilon_{su}}{f_{cm}} = 0.004 + \frac{1.4 * 1.867 * 415 * 0.01}{56.35} = 0.197$$

$$\varepsilon_{cu.c2} = 0.004 + \frac{1.4 * \rho_e * f_{ym} * \varepsilon_{su}}{f_{cm}} = 0.004 + \frac{1.4 * 1.6 * 415 * 0.01}{29.57} = 0.318$$

$$\varepsilon_{cu.c3} = 0.004 + \frac{1.4 * \rho_e * f_{ym} * \varepsilon_{su}}{f_{cm}} = 0.004 + \frac{1.4 * 1.6 * 415 * 0.01}{32.39} = 0.291$$

$$\varepsilon_{cu.c4} = 0.004 + \frac{1.4 * \rho_e * f_{ym} * \varepsilon_{su}}{f_{cm}} = 0.004 + \frac{1.4 * 1.6 * 415 * 0.01}{29.4} = 0.320$$

Donc :

$$\emptyset_{u1} = \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{c1.c}}{d} = 0.02413$$

$$\emptyset_{u2} = \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{c1.c}}{d} = 0.053$$

$$\emptyset_{u3} = \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{c1.c}}{d} = 0.016$$

$$\emptyset_{u4} = \frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{c1.c}}{d} = 0.023$$

Pour les sections transversales carrées

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 * b_0 * h_0} = 1$$

$$\alpha_s = \left(\frac{1-s}{2 * b_0}\right) \left(\frac{1-s}{2 * h_0}\right) = 1$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 1$$

4.4.9 Contrainte de confinement effective σ_c :

$$\sigma_{c1} = 0.5 * \alpha * f_{ym} * \rho_w = 0.5 * 1 * 415 * 7.4667 = 1549034 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{c2} = 0.5 * \alpha * f_{ym} * \rho_w = 0.5 * 1 * 415 * 4.518 = 937.485 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{c3} = 0.5 * \alpha * f_{ym} * \rho_w = 0.5 * 1 * 415 * 8.282 = 1718.515 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{c4} = 0.5 * \alpha * f_{ym} * \rho_w = 0.5 * 1 * 415 * 6.4 = 1328 \text{ MPA}$$

4.4.10 Moment maximal de la pile :

Le coefficient d'équivalence acier/béton est égal à :

$$n=15$$

$$f_{t1} = 30 \text{ MPA}$$

$$f_{t2} = 18 \text{ MPA}$$

$$f_{t3} = 25 \text{ MPA}$$

$$f_{t4} = 23 \text{ MPA}$$

Calcul de A_g :

$$A_{g1} = 0.2 * 0.4 + (15-1) (0.000339 + 0.000339) = 0.0894 \text{ m}^2$$

$$A_{g2} = 0.3 * 0.3 + (15-1) (0.000339 + 0.000339) = 0.0995 \text{ m}^2$$

$$A_{g3} = 0.3 * 0.5 + (15-1) (0.000565 + 0.000565) = 0.166 \text{ m}^2$$

$$A_{g4} = 0.3 * 0.4 + (15-1) (0.000452 + 0.000452) = 0.1326 \text{ m}^2$$

Alors la valeur de y_g est :

$$y_{g1} = \frac{0.2 \times 0.4 \times \frac{0.2}{2} + 0.000339 \times (15-1) \times 0.18 + 0.000339 \times (15-1) \times 0.02}{0.0894} = 0.102 \text{ m}$$

$$y_{g2} = \frac{0.3 \times 0.3 \times \frac{0.3}{2} + 0.000339 \times (15-1) \times 0.27 + 0.000339 \times (15-1) \times 0.03}{0.0995} = 0.152 \text{ m}$$

$$y_{g3} = \frac{0.3 \times 0.5 \times \frac{0.3}{2} + 0.000565 \times (15-1) \times 0.27 + 0.000452 \times (15-1) \times 0.03}{0.166} = 0.1495 \text{ m}$$

$$y_{g4} = \frac{0.3 \times 0.4 \times \frac{0.3}{2} + 0.000452 \times (15-1) \times 0.27 + 0.000452 \times (15-1) \times 0.03}{0.1326} = 0.1500 \text{ m}$$

Donc :

$$d_{g1} = 0.2 - 0.102 = 0.098 \text{ m}$$

$$d_{g2} = 0.3 - 0.152 = 0.148 \text{ m}$$

$$d_{g3} = 0.3 - 0.1495 = 0.1505 \text{ m}$$

$$d_{g4} = 0.3 - 0.150 = 0.150 \text{ m}$$

Et l'inertie I_g est égale à :

$$I_{g1} = 0.000328 \text{ m}^4$$

$$I_{g2} = 0.000820 \text{ m}^4$$

$$I_{g3} = 0.001357 \text{ m}^4$$

$$I_{g4} = 0.001087 \text{ m}^4$$

La valeur du moment élastique est :

$$M_{e1} = \frac{29.97 \cdot 0.000328}{0.098} = 0.1003 \text{ MN.m} = 100.3 \text{ KN.m}$$

$$M_{e2} = \frac{18 \cdot 0.000820}{0.148} = 0.1018 \text{ MN.m} = 101.8 \text{ KN.m}$$

$$M_{e3} = \frac{25 \cdot 0.001357}{0.1505} = 0.2254 \text{ MN.m} = 225.4 \text{ KN.m}$$

$$M_{e4} = \frac{23 \cdot 0.001087}{0.150} = 0.1666 \text{ MN.m} = 166.6 \text{ KN.m}$$

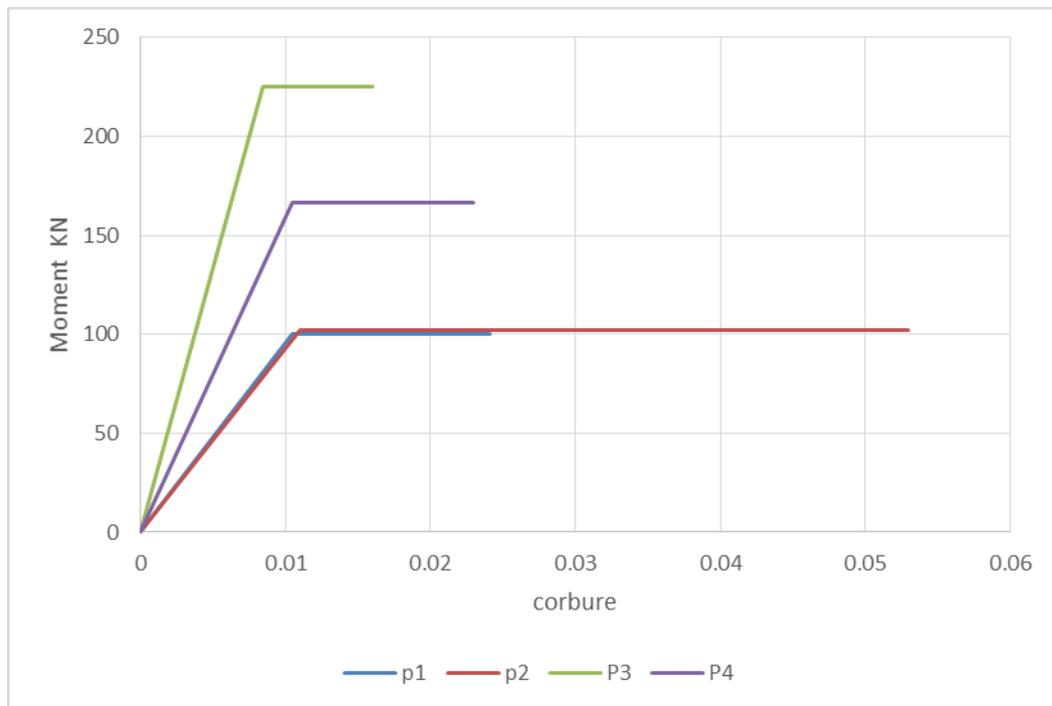


Figure 53: La courbe de Moment-Courbure des poteaux

4.4.11 La loi Moment-Courbure déterminée avec le code USC-RC:

La figure suivante montre la courbe obtenue par le code USC-RC :

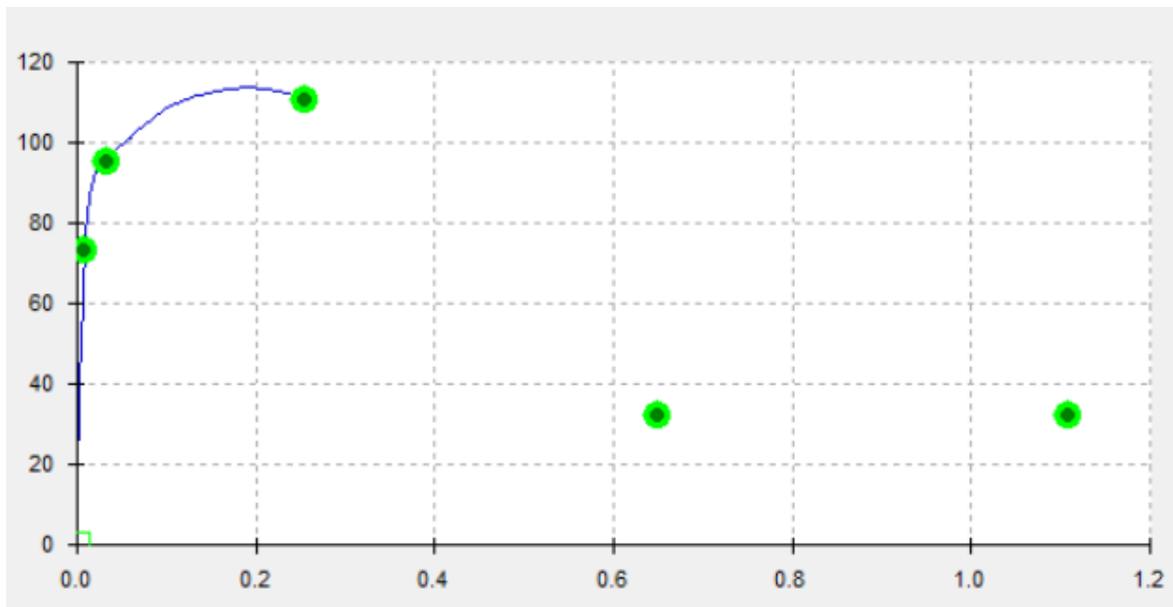


Figure 54: Le diagramme Moment-courbure avec USC RC du poteau 1

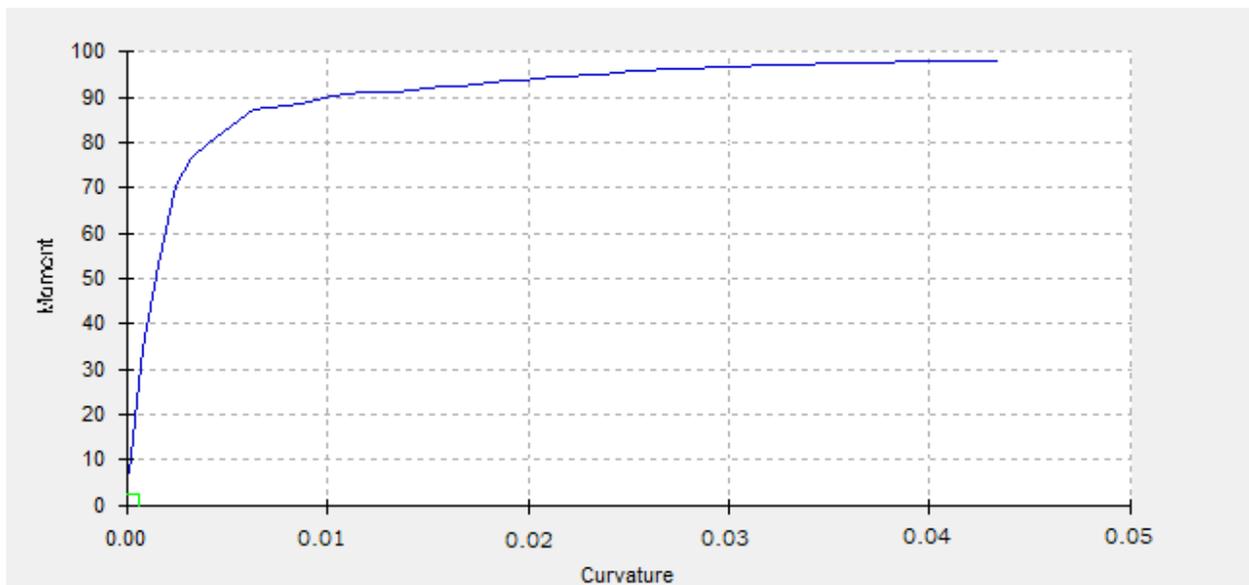


Figure 55: Le diagramme Moment-courbure avec USC RC du poteau 2

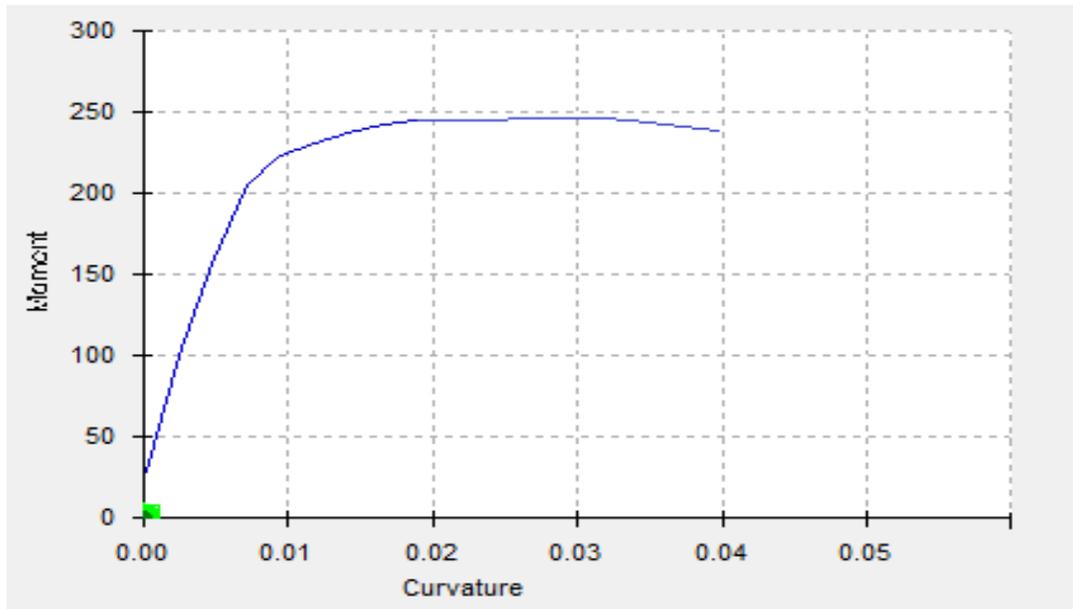


Figure 56: Le diagramme Moment-courbure avec USC RC du poteau 3

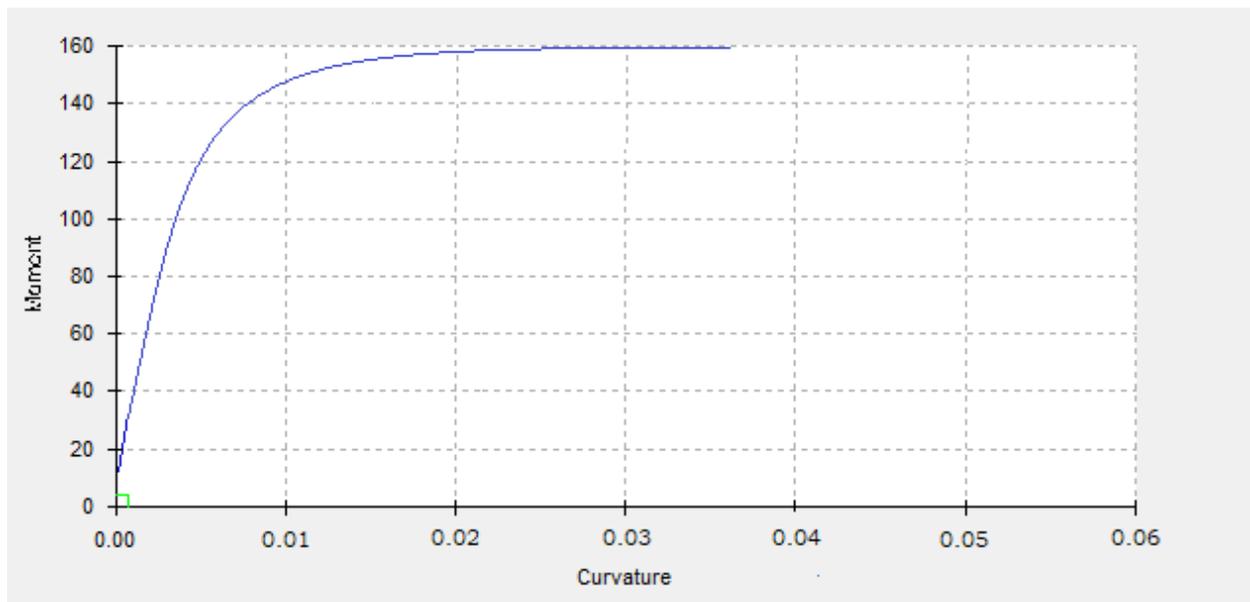


Figure 57: Le diagramme Moment-courbure avec USC RC du poteau 4

4.4.12 Comparaison des résultants des graphes Moment-Courbure :

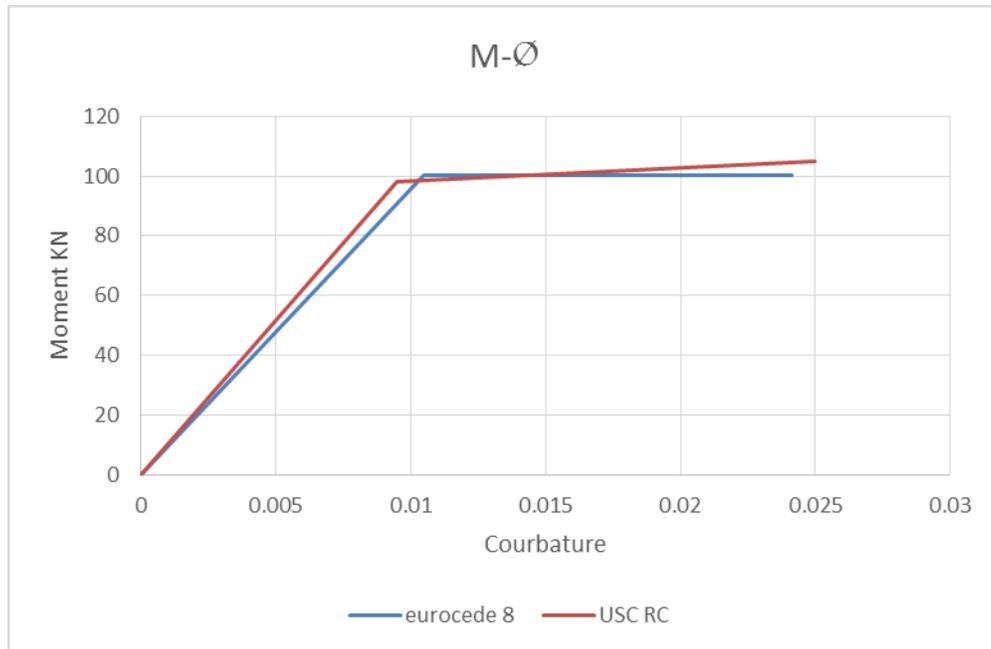


Figure 58: Moment-Courbure, comparaison entre résultats Analytique et Numérique pour P1

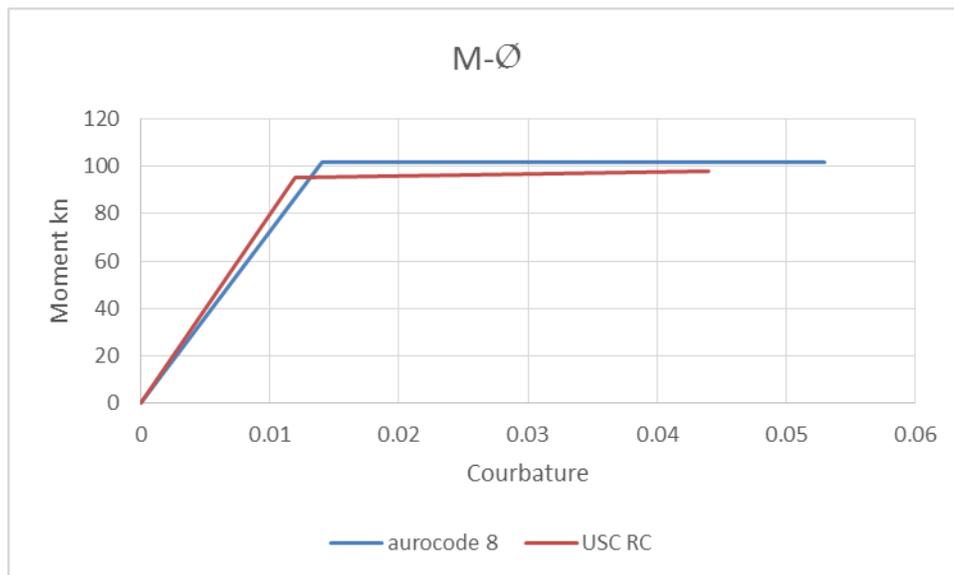


Figure 59: Moment-Courbure, comparaison entre résultats Analytique et Numérique pour P2

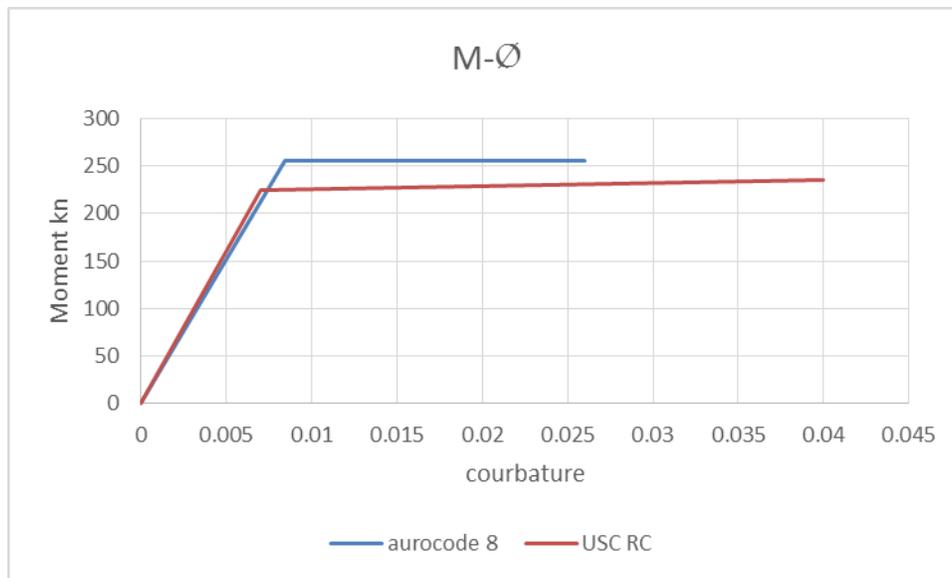


Figure 60: Moment-Courbure, comparaison entre résultats Analytique et Numérique pour P3

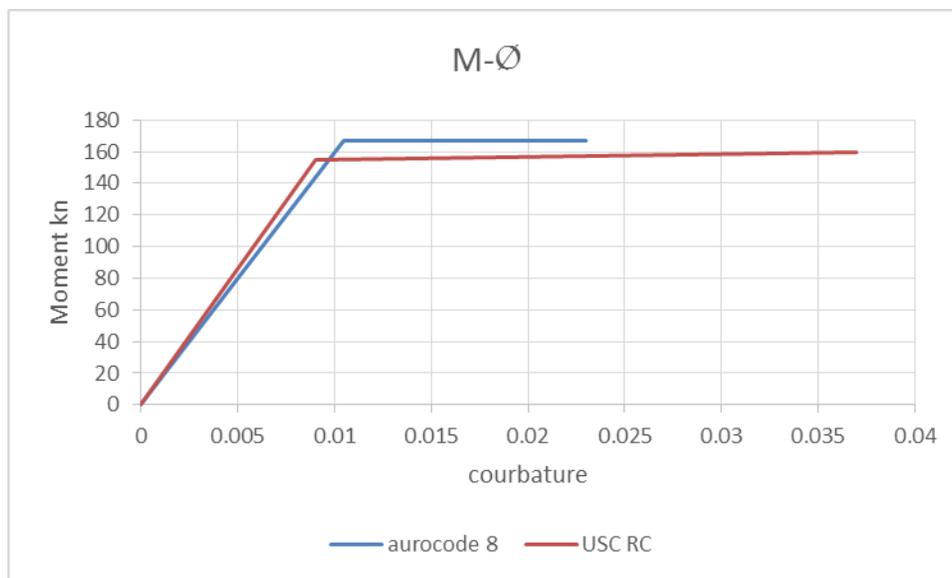


Figure 61 : Moment-Courbure, comparaison entre résultats Analytique et Numérique pour P4

4.4.13 La longueur de la rotule plastique de:

La longueur de la rotule plastique se calcule à partir de la formule suivante :

$$L_p = 0.01 * 1.7 + 0.015 * 12 * 10^{-3} * 415 = 0.0917 \text{ m}$$

4.4.14 La courbe Force-Déplacement de la pile circulaire :

Le déplacement élastique se calcule à l'aide de la formule suivante :

$$d_{y1} = \frac{0.0105 * 1.7^2}{3} = 0.0101$$

$$d_{y2} = \frac{0.014 * 1.7^2}{3} = 0.0135$$

$$d_{y3} = \frac{0.0084 * 1.7^2}{3} = 0.0081$$

$$d_{y4} = \frac{0.0105 * 1.7^2}{3} = 0.0101$$

Le déplacement ultime sera obtenu comme suit

$$d_{u1} = 0.0101 + (0.02413 - 0.0105) * 0.0917 * (1.7 - 0.5 * 0.0917) = 0.0322$$

$$d_{u2} = 0.0135 + (0.053 - 0.014) * 0.0917 * (1.7 - 0.5 * 0.0917) = 0.0494$$

$$d_{u3} = 0.0081 + (0.016 - 0.0084) * 0.0917 * (1.7 - 0.5 * 0.0917) = 0.0425$$

$$d_{u4} = 0.0101 + (0.023 - 0.0105) * 0.0917 * (1.7 - 0.5 * 0.0917) = 0.0520$$

On obtient une valeur de Fu

$$F_{u1} = \frac{100.3}{1.7} = 59KN$$

$$F_{u2} = \frac{101.8}{1.7} = 59.88 \text{ KN}$$

$$F_{u3} = \frac{225.4}{1.7} = 132.59 \text{ KN}$$

$$F_{u4} = \frac{166.6}{1.7} = 98 \text{ KN}$$

Les diagrammes Force-Déplacement sont donnés sur les figures suivantes:

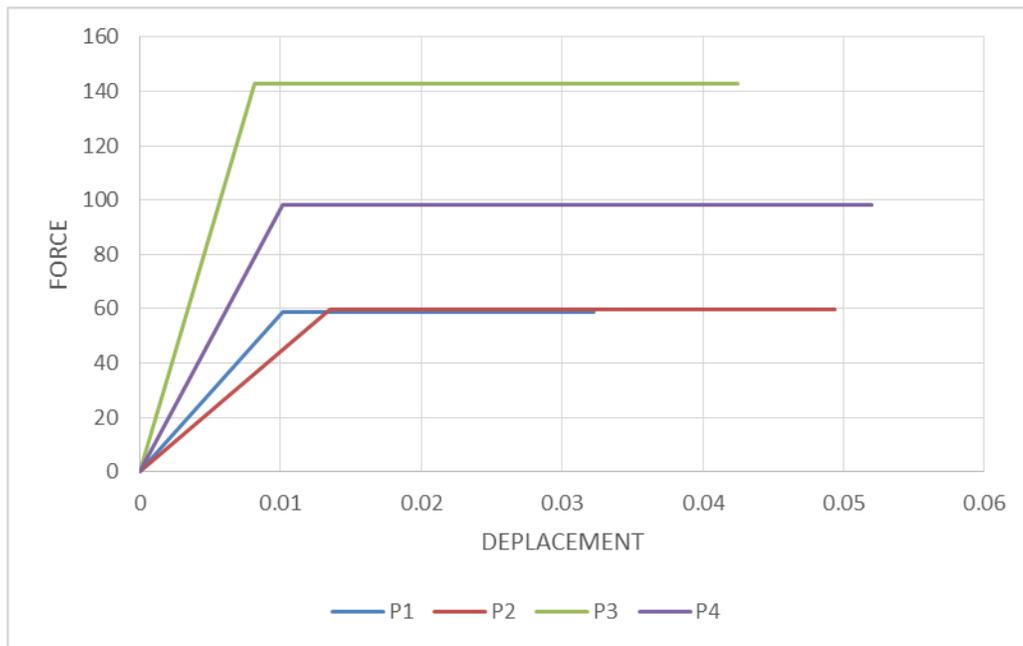


Figure 62: Force – Déplacement des 4 poteaux

4.4.15 Courbes Force-Déplacement déterminées avec le code USC-RC des 4 poteaux :

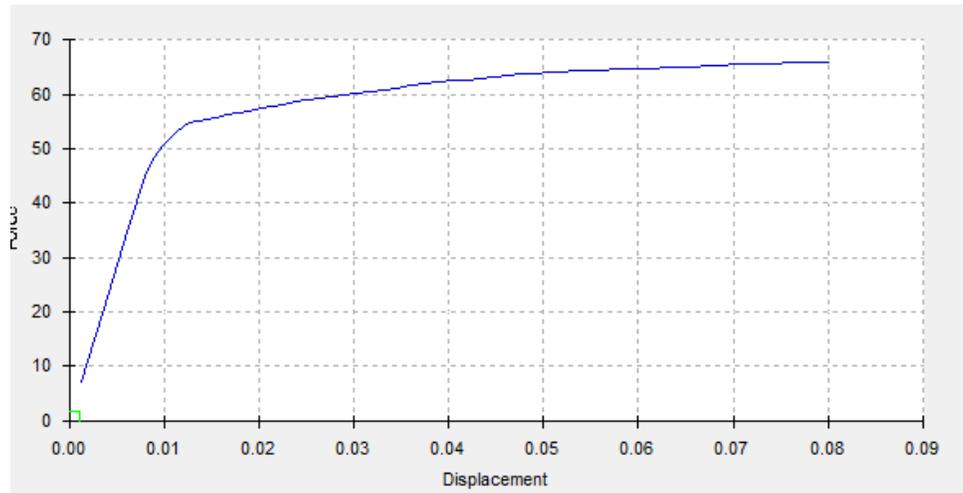


Figure 63: Diagramme de Force – Déplacement avec USC-RC de poteau 1

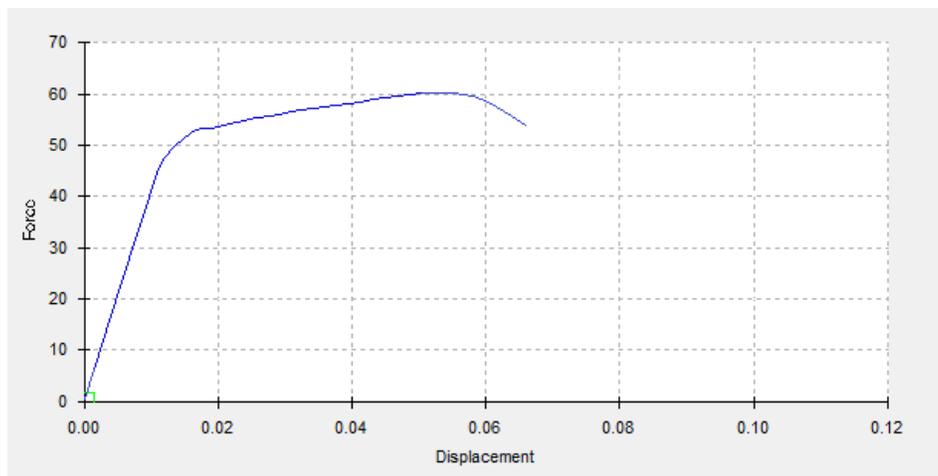


Figure 64: Diagramme de Force – Déplacement avec USC-RC de poteau 2

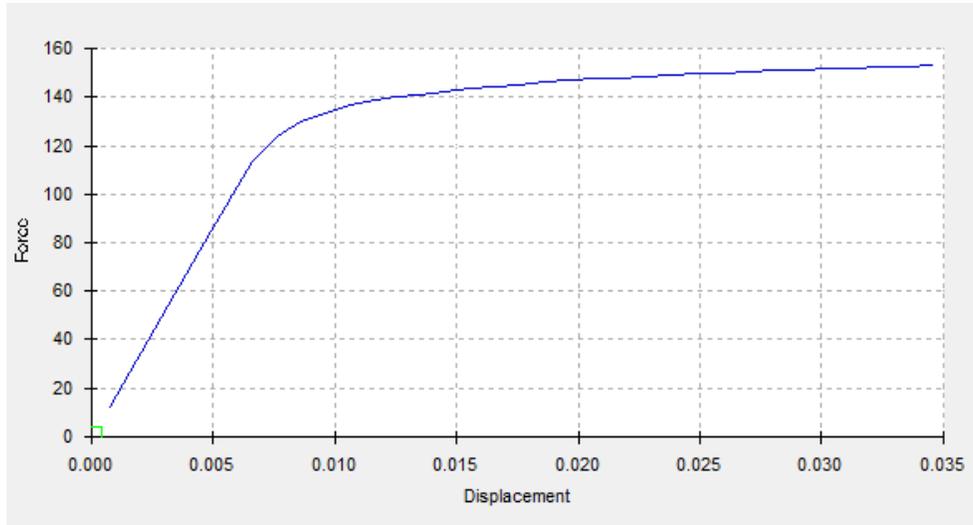


Figure 65: Diagramme de Force – Déplacement avec USC-RC de poteau 3

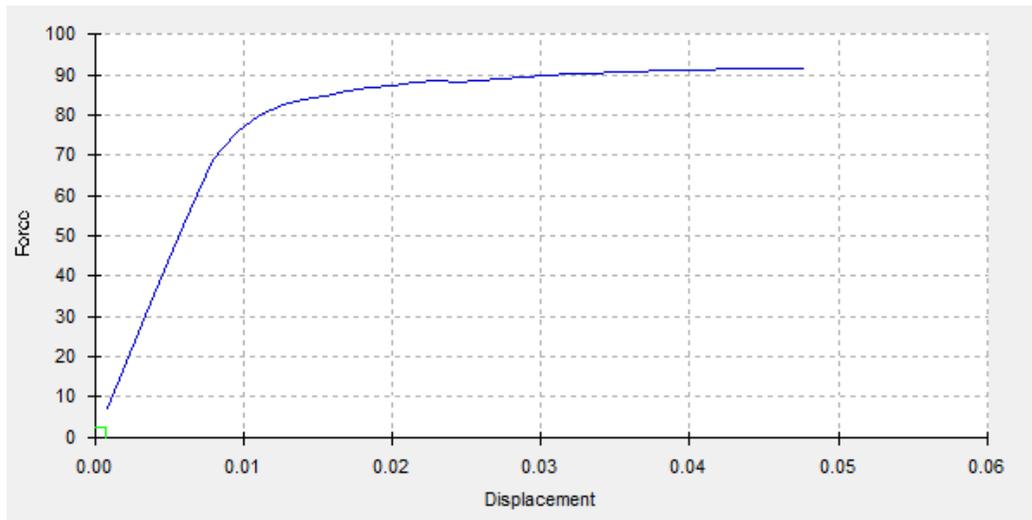


Figure 66 : Diagramme de Force – Déplacement avec USC-RC de poteau 3

4.4.16 Résultats expérimentaux :

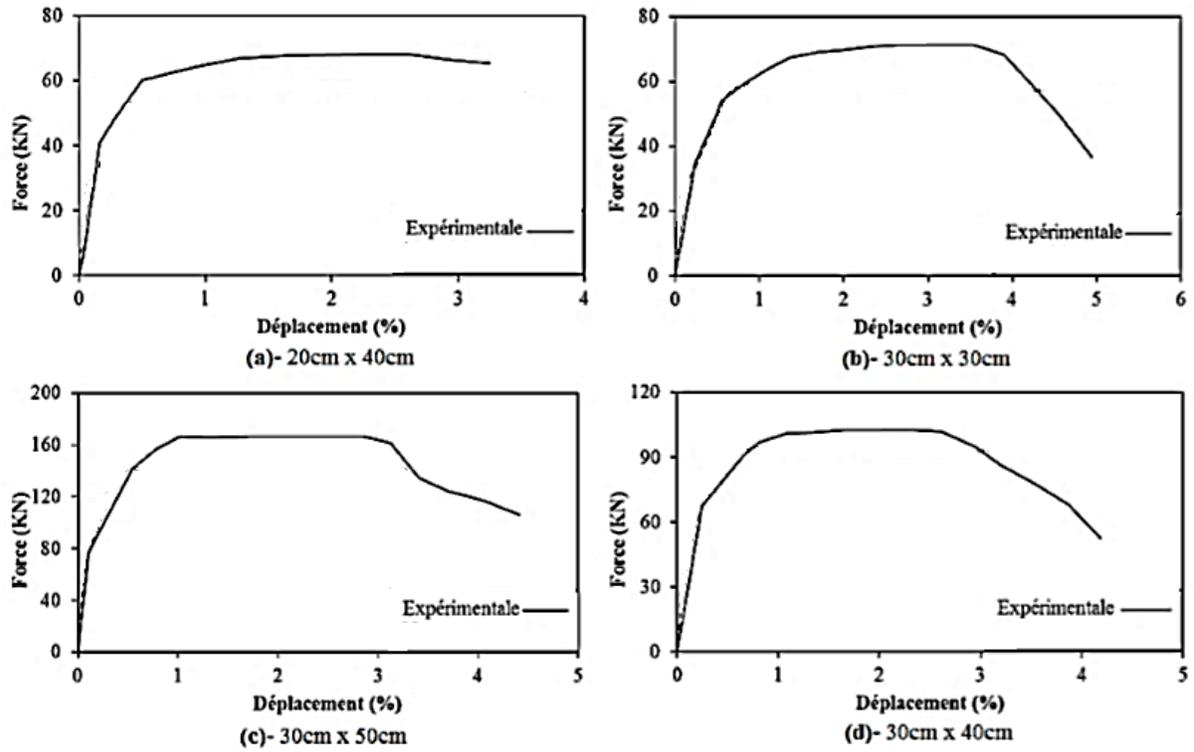


Figure 67: Résultats expérimentaux Forces-Déplacements

4.4.17 Comparaisons des résultats des courbes Force-Déplacement :

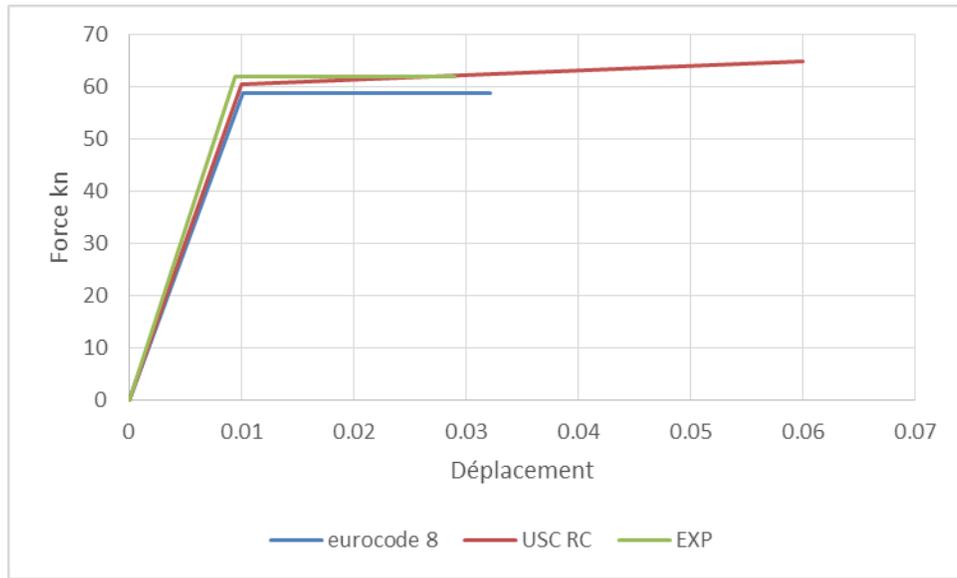


Figure 68 : Force-Déplacement, comparaison entre résultats Analytique et Numérique et Expérimentale pour P1

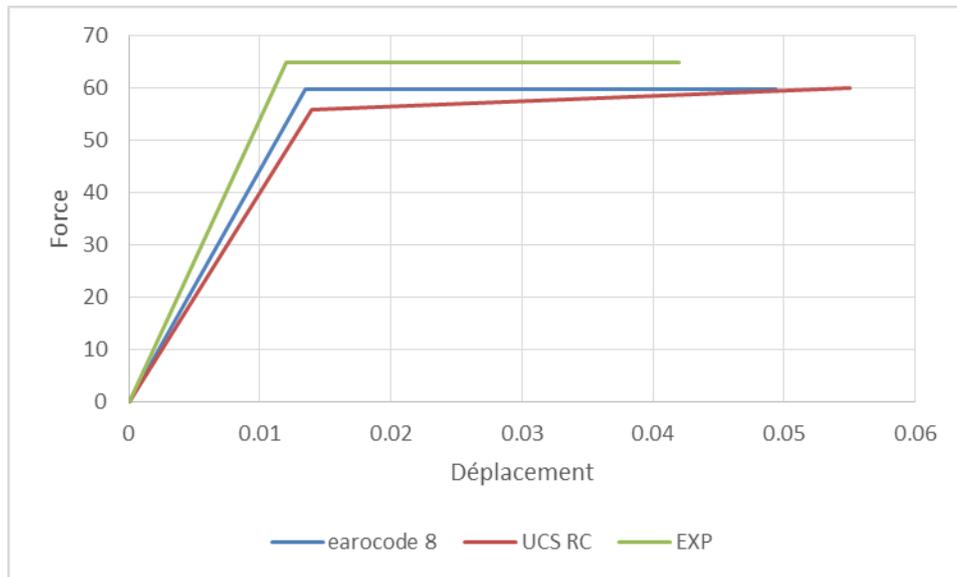


Figure 69: Force-Déplacement, comparaison entre résultats Analytique et Numérique et Expérimentale pour P2

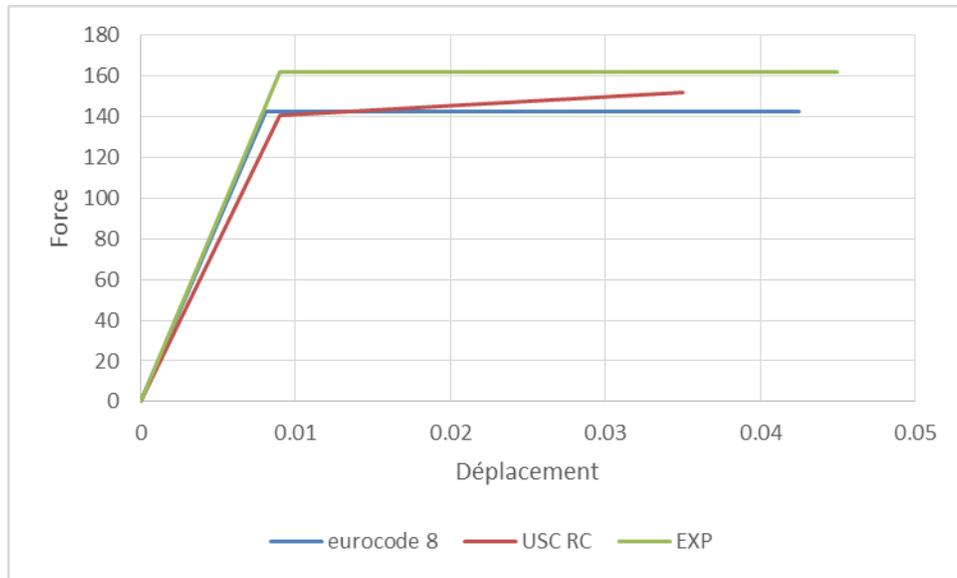


Figure 70: Force-Déplacement, comparaison entre résultats Analytique et Numérique et Expérimentale pour P3

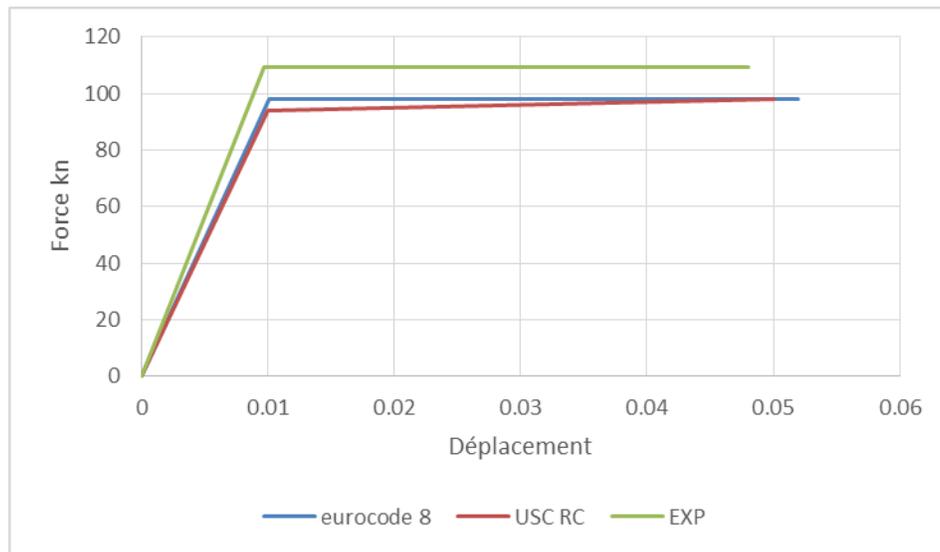


Figure 71: Force-Déplacement, comparaison entre résultats Analytique et Numérique et Expérimentale pour P4

4.4.18 Différents types de ductilité :

4.4.18.1 Ductilité de déformation :

$$\mu_{\varepsilon 1} = \frac{\varepsilon_{u1}}{\varepsilon_{y1}} = \frac{0.01}{0.002} = 5$$

$$\mu_{\varepsilon 2} = \frac{\varepsilon_{u2}}{\varepsilon_{y2}} = \frac{0.01}{0.002} = 5$$

$$\mu_{\varepsilon 3} = \frac{\varepsilon_{u3}}{\varepsilon_{y3}} = \frac{0.01}{0.002} = 5$$

$$\mu_{\varepsilon 4} = \frac{\varepsilon_{u4}}{\varepsilon_{y4}} = \frac{0.01}{0.002} = 5$$

4.4.18.2 Ductilité de courbure

$$\mu_{\varnothing 1} = \frac{\varnothing_{u1}}{\varnothing_{y1}} = \frac{0.02413}{0.0105} = 2.298$$

$$\mu_{\varnothing 2} = \frac{\varnothing_{u2}}{\varnothing_{y2}} = \frac{0.053}{0.014} = 3.785$$

$$\mu_{\varnothing 3} = \frac{\varnothing_{u3}}{\varnothing_{y3}} = \frac{0.016}{0.0084} = 1.905$$

$$\mu_{\varnothing 4} = \frac{\varnothing_{u4}}{\varnothing_{y4}} = \frac{0.023}{0.0105} = 2.190$$

4.4.18.3 Ductilité de déplacement

$$\mu_{d1} = \frac{d_{u1}}{d_{y1}} = \frac{0.0322}{0.0101} = 3.188$$

$$\mu_{d2} = \frac{d_{u2}}{d_{y2}} = \frac{0.0494}{0.0135} = 3.659$$

$$\mu_{d3} = \frac{d_{u3}}{d_{y3}} = \frac{0.0425}{0.0081} = 5.247$$

$$\mu_{d4} = \frac{d_{u4}}{d_{y4}} = \frac{0.0520}{0.0101} = 5.149$$

4.4.19 Conclusion :

La comparaison des résultats de courbes Moments-Courbure et Force-Déplacements des quatre poteaux montre une très bonne concordance. Cela est du principalement au fait que les dimensions des poteaux sont moyennes. Plus la section est grande, plus la différence en termes de comportement globale est visible.

Conclusions générales

Dans ce travail on a fait analyse non linéaire des piles de ponts et une comparaison des résultats obtenus (EC8, analytique et l'expérimentale)

Pour faire cette analyse, on a d'abord défini les lois moment-courbure qui conduisent aux lois Force- Déplacement. Nous avons comparé le calcul analytique de ces courbes avec les résultats obtenus par le code USC-RC. Les résultats expérimentaux sont tirés de la littérature.

Il ressort de cette modeste contribution que concernant les éléments de grandes dimensions (piles de ponts par exemple), les résultats donnés par l'EC8 ne sont pas très satisfaisants. Les résultats numériques de l'USC-RC sont plus discutables, car d'autres facteurs rentrent en jeu dans l'estimation des différents facteurs. Pour éclairer davantage ces illustrations, des comparaisons sur de grands éléments (section très grande) doivent être faites. Malheureusement, expérimentalement, il est difficile de réaliser ces tests. Des modèles numériques peuvent être utilisés pour générer des résultats pour de grandes sections. Ceci peut faire l'objet d'un travail futur.

Références bibliographiques

- [1] estley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G. M. (1996) Seismic design and retrofit of bridges, Wiley-Interscience, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.
- [2] Ladvez P. 1996 Mécanique non linéaire des structures.. Hermes.
- [3] Craveur JC, Jetteur P. 2020 Introduction à la mécanique non-linéaire : Calcul des structures par éléments finis.. DUNOD.
- [4] Valles, R. E., Reinhorn, A. M., Kunnath, S. K., Li, C., and Madan, A. (1996) "IDARC 2D Version4.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings", Technical Report NCEER-96-0010, Department of Civil Engineering, State University of New York at Buffalo.
- [5] Taucer, F., Spacone, E., and Filippou, F. C. (1991) a fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures, Report No. EERC 91-17, Department of Civil Engineering University of California, Berkeley.
- [6] Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G. M. (1996) Seismic design and retrofit of bridges, Wiley-Interscience, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.
- [7] PHILIPPE, M. (2010), « Loi moment -Courbure simplifiée en béton armé note technique ». 1-22 Rapport Technique.
- [8] Sétra/CETE. (2012), « pont en zone sismique conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 ».160- 178. Groupe de Travail SETRA. Rapport Technique
- [9] V.Gioncu, (2000) 'Framed structures. Ductility and seismic response. General Report', Journal of Constructional Steel Research, 55 pp.125-154

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [10] K Miled. 2005 Effet de taille dans le béton léger de polystyrène expansé. Thèse de Doctorat. France
- [11] R Park. (1989) Evaluation of ductility structures and structural assemblages from laboratory testing. bulletin of the new zeland national society for earthquake engineering. 22(3), 155-166
- [12] Gioncu V. and Mazzolani F. 2002 Ductility of seismic resistant steel structures. CRC Press.
- [13] Bazant, Z., 2005. Scaling of structural strength (Second Edition).
- [14] SETRA 2012. Ponts en Zones Sismique Conception et dimensionnement selon l'EC8. Rapport Technique.
- [15] Matthew J. Schoettler 2015 A Full-Scale, Single-Column Bridge Bent Tested by Shake-Table Excitation PACIFIC EARTHQUAKE ENGINEERING RESEARCH CENTER .
- [16] Carrea Francesco 2009. Shake-Table Test On A Full-Scale Bridge Reinforced Concrete Column. Thèse de Doctorat.
- [17] Rodrigues, H., Arêde, A., Varum, H., Costa, A.G., 2013. Experimental evaluation of rectangular reinforced concrete column behaviour under biaxial cyclic loading. Earthquake Engineering & Structural Dynamics 42, 239–259.