République Algérienne Démocratique et Populaire

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE DE MEDEA

FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



MEMOIRE POUR L'OBTENTION DE DIPLOME
DE MAGISTER EN GENIE CIVIL

OPTION : INGENIERIE DES MATERIAUX ET GEOTECHNIQUE

THEME :

ANALYSE PAR ELEMENTS FINIS DES PIEUX ISOLES SOUS SOLLICITATIONS VERTICALES ET HORIZONTALES PRISE EN COMPTE DE L'INTERFACE SOL/PIEU

Présenté Par

Bakhti Rachid

Devant le jury composé de :

M. Announ	MCA	Université de Médéa	Président
A. Bouafia	Professeur	Université de BLIDA	Examinateur
M. Khemissa	Professeur	Université de M'Sila	Examinateur
Dj. Amar Bouzid	MCA (HDR)	Université de BLIDA	Rapporteur

Septembre 2014

إهداء

اهدي هذا العمل إلى عائلتي الصغيرة و الكبيرة كما اهديه لابني عبد الباسط

شكر

أتقدم بشكري الجزيل إلى الدكتور جيلالي عمار بوزيد عما أبداه لي من دعم توجيه أثناء مرحلة إعداد العمل كما اشكر الدكتور يونس عابد عن مساهمته كما اشكر كل من ساهم في هذا العمل

ملخص

مذكرة الماجستير هذه وضعت دراسة وتد منعزل تحت تأثير القوى الأفقية و العمودية كهدف,
كما قمنا بمقاربة رقمية باعتماد على نظرية العناصر المنتهية تقوم على أساس تحليل الاتجاه الشاقولي وتعتمد على متتاليات فوري لتحليل الاتجاه المماسي
باعتماد على الجانب النظري قمنا بتطوير برنامج حاسوبي تحت تسمية **PULAS**
بعد اختبار مصداقية البرنامج وإعطاءه مؤشرات جد ايجابية قمنا بتطبيقه بشكل انفرادي على القوى الأفقية و العمودية كما قمنا بدراسة دقيقة حول تأثير القوى المزدوجة في نهاية المذكرة

Résume

Cette mémoire de MAGISTER s'est fixé l'objectif d'analyser les pieux isolés sous sollicitations verticales et horizontales. En effet, une approche numérique ce basant sur la méthode des éléments finis pour discrétisé le milieu analysé dans la direction radiale et les séries de FOURIER pour les paramètres ayant une variation dans la direction tangentielle.

Sur la base du développement théorique un code a été développé sous l'acronyme **PULAS** (**P**ile **U**nder **L**ateral and **A**xial **S**olicitation)

Apres un travail de validation qui a donné lieu à des résultats très encourageants, le code **PULAS** a été appliqué séparément aux pieux chargés axialement et à ceux chargés latéralement. Une étude paramétrique concernant le chargement combiné a été présenté en détail en fin de mémoire.

Abstract

This Magister thesis has the objective of the analysis of deep foundations under horizontal and axial loading. The numerical approach is based on semi-analytical finite element method where the discretisation of the medium in radial direction is combined with Fourier series for parameters that vary in the tangential direction.

On the basis of the theoretical development of the numerical approach a computer code named **PULAS** (**P**ile **U**nder **L**ateral and **A**xial **S**olicitation) has been written and validated against other numerical and analytical procedures. An excellent agreement has been found.

This computer code has been applied separately to axial and lateral loaded for single piles. A parametric study that has been achieved for combined loading is presented at the end of this research thesis.

LA LISTE DES FIGURES

2.1 : rupture progressive d'un pieu souple installé dans un sol ayant un comportement ramollissant
2.2 : L'évolution du facteur d'adhérence α en fonction de la résistance au cisaillement non drainé C_u (Chow, 1997)
2.3 (a) la couche inferieur et la couche supérieur du sol ; (b) modèle de la déformation adopté par Randolph et Wroth, 1978 , p.1469.
2.4 : Courbe T-Z proposé par Vijay Vergia (1977)
2.5 : discrétisation du Randolph et Wroth, 1978
2.6 **:** profils de sol considérés par HIGGINS et al (2013).
3.1 : coordonnées cylindriques et composantes de déplacement
3.2 : distribution d'une charge axiale sur le pieu
3.3 : distribution d'une charge radiale
3.4 : distribution d'une charge tangentielle
3.5 : distribution d'une charge verticale
3.6 : Schéma représente l'élément d'interface utilisé dans le programme PULAS
4.1 **:** les types des éléments triangulaires et quadratiques
4.2 : élément quadratique isoparamétrique a 8 nœuds
4.3 : structure discrétisé manuellement
4.4 : structure discrétisé avec le programme PULAS (cas d'un sol homogène et le sol de GIBSON)
4.5 : structure discrétisé avec le programme PULAS (cas d'un sol multicouche)
4.6 : fenêtre principale du programme PULAS
4.7 : menu principale du programme PULAS
4.8 : sous menu Fichier du programme PULAS
4.9 : sous menu les données du programme PULAS
4.10 : sous menu traitement du programme PULAS
4.11 : sous menu option du programme PULAS
4.12 : sous menu aide du programme PULAS
4.13 : la boite de dialogue principale du programme PULAS
4.14 : fenêtre d'affichage de dessin du programme PULAS
4.15 : fenêtre d'affichage des résultats du programme PULAS
4.16 : fenêtre d'affichage des éléments du programme PULAS
4.17 : fenêtre d'insertion des données de sol homogène du programme PULAS
4.18 : fenêtre d'insertion des données de sol de GIBSON du programme PULAS
4.19 : fenêtre d'insertion des données de sol multicouches du programme PULAS
4.20 : exemple de validation pour un sol homogène
4.21 : comparaison de déplacement pour l/d=10
4.22 : comparaison de déplacement pour l/d=25
4.23 : comparaison de déplacement pour l/d=50
4.24 : exemple de validation pour un sol de GIBSON
4.25 : exemple de validation pour un sol multicouche

4.26 : comparaison des contraintes de cisaillements pour l/d=25 , K=5000 et υ_s =0
4.27 : comparaison des contraintes de cisaillements pour l/d=25 , K=5000 et υ_s =0.5
4.28 : comparaison des contraintes de cisaillements pour l/d=25 , K=50 et υ_s =0
4.29 : comparaison des contraintes de cisaillements pour l/d=25 , K=50 et υ_s =0.5
5.1 : effet de l'élancement pour un chargement axial et un sol homogène
5.2 : effet de l'élancement pour un chargement axial et un sol de Gibson
5.3 : effet de l'élancement pour un chargement axial et un sol multicouche
5.4 : exemple d'étude pour l'effet de l'élancement sur les déplacements latéraux, chargement latéral et un sol homogène
5.5 : effet de l'élancement sur le déplacement latéral, pieu soumis a H_0, sol homogène
5.6 : effet de l'élancement sur le déplacement latéral, pieu soumis a M_0, sol homogène
5.7 : exemple d'étude pour l'effet de l'élancement sur les déplacements latéraux, chargement latéral et un sol de Gibson
5.8 : effet de l'élancement sur le déplacement latéral, pieu soumis a H_0, sol de Gibson
5.9 : effet de la rigidité relative sur les tassements, chargement axial et un sol homogène
5.10 : effet de la rigidité relative sur les tassements, chargement axial et un sol de Gibson
5.11 : effet de la rigidité relative sur les tassements, chargement axial et un sol multicouches
5.12 : image du programme PULAS après le traitement du problème
5.13 : effet de la rigidité relative sur les déplacements latéraux, chargement latéral et un sol homogène
5.14 : effet de la rigidité relative sur le déplacement latéral, pieu soumis à H_0, sol homogène
5.15 : effet de la rigidité relative sur le déplacement latéral, pieu soumis à M_0, sol homogène
5.16 : effet de la rigidité relative sur les déplacements latéraux, chargement latéral et un sol de Gibson
5.17 : effet de la rigidité relative sur le déplacement latéral, pieu soumis à H_0, sol de Gibson
5.18 : effet de la rigidité relative sur le déplacement latéral, pieu soumis à M_0, sol de Gibson
5.19 : effet de la charge verticale sur les déplacements horizontaux, sol homogène
5.20 : l'effet de l'interface sur le comportement du pieu
5.21 : l'effet de l'interface sur le déplacement vertical pour l/d=10
5.22 : l'effet de l'interface sur le déplacement vertical pour l/d=25

LA LISTE DES TABLEAUX

2.1 : classification des méthodes de calculs selon Poulos & Hull (1989)
2.2 : classifications des méthodes de calculs Poulos & Hull (1989)
2.3 : les valeurs de K_P
2.4 : critère et classification des sols (fascicule 62)
2.5 : les valeurs de K_c
2.6 : Paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sol siliceux (API RP2 GEO, 2011)
2.7 : type de pieux en fonction de la rigidité du sol selon HIGGINS et al (2013)
3.1 : Fonctions d'interpolations et leurs dérivées partielles
4.1 : comparaison de déplacement pour un sol de GIBSON et l/d=10
4.2 : comparaison de déplacement pour un sol de GIBSON et l/d=25
4.3 : comparaison de déplacement pour sol multicouches et l/d=25
4.4 : poutre cylindrique cantilever soumise à un effort latéral à son extrémité libre H_0=1
4.5 : poutre cylindrique cantilever soumise à un moment à son extrémité libre M_0=1
5.1 : les valeurs des tassements en fonction des élancements, sol homogène
5.2 : les valeurs des tassements en fonction des élancements, sol de Gibson
5.3 : les valeurs des tassements en fonction des élancements, sol multicouche
5.4 : les valeurs des tassements en fonction de la rigidité relative, sol homogène
5.5 : les valeurs des tassements en fonction de la rigidité relative, sol de Gibson
5.6 : les valeurs des tassements en fonction de la rigidité relative, sol multicouche

SOMMAIRE

Chapitre I :	Introduction générale	01
Chapitre II :	Méthodes de dimensionnement des pieux chargées axialement et latéralement : synthèse bibliographique	04
	II.1- Introduction	05
	II.2- Etude bibliographique, Chargement axial	06
	II.2.1- Mécanisme de la réponse d'un pieu chargé verticalement	06
	II.2.2- Classification de Poulos et Hull (1989)	08
	II.2.3- Les méthodes de la 1^{ere} catégorie (les méthodes empiriques)	11
	II.2.3.1- Les méthodes des contraintes totales	12
	II.2.3.2- Méthodes pénétrometiques et préssiometriques	14
	II.2.4- Les méthodes de la 2^{emme} catégorie	18
	II.2.4.1- Les méthodes des contraintes effectives	19
	II.2.4.2- Méthode de Randolph et Wroth (1978)	21
	II.2.5- Les méthodes de la 3^{emme} catégorie	23
	II.2.5.1- La méthode de transfert de la charge	24
	II.2.5.2- La méthode des intégrales aux frontières	27
	II.2.5.3- Les méthodes basées sur l'analyse par éléments finis	28
	II.3- Etude bibliographique, Chargement latéral	29
	II.3.1- Méthodes utilisant les équations de M.M.C	30
	III.3.2- Méthode de Poulos (1971a, 1973)	31
	II.3.3- Méthode de Banerjee et Davies (1978)	32
	II.3.4- Méthode de Randolph (1977,1981)	33
	II.3.5- Méthode de Higgins et al. (2013)	36
	II.4- Conclusion	40
Chapitre III	Traitement par éléments finis des problèmes à géométrie de révolution sous chargements axisymétriques et non-axisymétriques	41
	III.1-introduction	42
	III.2- Les série de Fouries :	43
	III.3- Interprétation du chargement extérieur en termes de charges distribuées sur la circonférence	46
	III.3.1- Cas d'une force axiale	46
	III.3.2- Cas d'une force latérale appliquée en tête du pieu	47

III.3.3- Cas d'un moment applique en tête du pieu 49
III.4- La matrice de rigidité élémentaire 50
III.4.1- Chargement axial 50
III.4.2- Chargement latéral 52
III.4.3- Matrice de rigidité de l'interface sol-pieu 54
III.4.3.1- Chargement axial 55
III.4.3.2- Chargement latéral 57
III.5- Les contraintes et les déformations 59
III.5.1- Chargement axial 59
III.5.1.1- Déformations 59
III.5.1.2- Contraintes 59
III.5.2- Chargement latéral 60
III.5.2.1- Déformations 60
III.5.2.2- Contraintes 61
III.6-Conclusion 62
Chapitre IV Présentation et validation du programme pulas 63
IV.1- Introduction 64
IV.2- présentation du programme PULAS (**P**ile **U**nder **L**ateral and **A**xial **S**ollicitation) 65
IV.3- Modèle d'éléments finis utilisé 68
IV.4- Maillage 71
IV.4.1- Maillage manuel 71
IV.4.2- Maillage automatique : 72
IV.5- Manuel d'utilisation de PULAS 75
IV.5.1- Fenêtre principale 75
IV.5.2- Le menu du programme 76
IV.5.3- La boite de dialogue du programme 78
IV.5.4- La fenêtre d'affichage du maillage 81
IV.5.5- La fenêtre d'affichage des résultats 82
IV.5.6- La fenêtre d'affichage des éléments 84
IV.5.7- La fenêtre d'insertion des données du sol 85
IV.5.7.1- Sol homogène : 85
IV.5.7.2- Sol de Gibson 86
IV.5.7.3- Sol multicouche 86
IV.6- Validation du programme PULAS 88
IV.6.1- Chargement axial 88
IV.6.1.1-Validation des déplacements 88
IV.6.1.1.1- Sol homogène 88

	IV.6.1.1.2- Sol de Gibson	92
	IV.6.1.1.3- Sol multicouche	94
	IV.6.1.2- Validation des contraintes	96
	IV.6.2- Chargement latéral	101
	IV.6.2.1- Comparaison avec une poutre cantilever sollicitée en flexion	101
	IV.7- Conclusion	102
Chapitre V	Etude paramétrique	103
	V.1 – Introduction	104
	V.2 - Effet de l'élancement sur le comportement du pieu	105
	V.2.1- Effet de l'élancement sur le comportement d'un pieu sous l'effet de la charge axiale	105
	V.2.1.1- Sol homogène	106
	V.2.1.2- Sol de Gibson	107
	V.2.1.3- Sol multicouche	108
	V.2.2- Effet de l'élancement sur le comportement d'un pieu sous l'effet de la charge latérale	109
	V.2.2.1- Sol homogène	110
	V.2.2.2- Sol de Gibson	113
	V.3 - Effet de la rigidité relative sur le comportement du pieu	116
	V.3.1- Effet de la rigidité relative sur le comportement d'un pieu sous l'effet de la charge axiale	116
	V.3.1.1- Sol homogène	117
	V.3.1.2- Sol de Gibson	118
	V.3.1.3- Sol multicouche	119
	V.3.2- Effet de la rigidité relative sur le comportement d'un pieu sous l'effet de la charge latérale	121
	V.3.2.1- Sol homogène	121
	V.3.2.2- Sol de Gibson	124
	V.4 - Effet de la charge verticale sur les déplacements horizontaux de la charge horizontale	127
	V.5- Effet de l'interface sur les déplacements verticaux	129
	V.6- Conclusion	132
Chapitre VI	Conclusion	133
Références bibliographiques		135

CHAPITRE I : Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE :

La stabilité d'un ouvrage est gouvernée par plusieurs critères parmi ces critères le transfert des charges vers le sol support. Ce transfert se fait par un intermédiaire qui l'on appelle les fondations. La forme, la profondeur et le matériau de construction sont des caractéristiques qu'on exige pour bien accomplir la mission de la fondation.

La charge transformée et le type de sol sont les deux critères qui régissent la profondeur d'encastrement et la largeur de la fondation. Selon la profondeur d'encastrement (« D ») et la largeur de la base (« B »), on peut définir les fondations comme étant :

- superficielle si $D < 1,5.B$
- semi-profondes (puits) si $1,5.B < D < 5.B$
- profondes (pieux) si $D > 5.B$

Avec la révolution technologique, la réalisation des pieux d'une longueur de 80 mètres et atteignant 7.0 m de diamètre. Dans le domaine pétrolier, les pieux offshores peuvent atteindre une longueur de 120 mètres pour un diamètre dépasse les 4.0 mètres

La réalisation de ce type de pieux n'est possible qu'après la reconnaissance du comportement de pieu, cette reconnaissance est faite par plusieurs méthodes, certaines méthodes sont basées sur des approches empiriques, d'autres sont basées sur l'utilisation de la mécanique des milieux continus et certaines d'autres basées sur l'analyse par la méthode des éléments finis. Le présent travail consiste à l'étude par la méthode des éléments finis du comportement d'un pieu isolé sollicité par un chargement vertical et horizontal en développant un outil numérique baptisé **"PULAS"** (**P**ile **U**nder **L**ateral and **A**xial **S**ollicitation). Dans le présent travail, nous avons utilisé un autre langage de programmation, plus avancé que le FORTRAN 77 à savoir le VISUEL BASIC 6. Un module pour le traitement d'un pieu isolé sous les chargements axiaux a été ajouté. En outre, un aspect visuel au programme avec un mailleur automatique a été développé.

Le travail proposé est organisé comme suit :

Le chapitre I est consacré à une description générale du travail présenté.

Dans le chapitre II, une synthèse bibliographique des différentes méthodes d'analyse du comportement du pieu chargé latéralement et axialement est présentée

Dans le chapitre III, nous allons évoquer la théorie de traitement par éléments finis des problèmes à géométrie de révolution sous chargements axisymétriques et non-axisymétriques.

Le chapitre IV est réservé à la présentation du code de calcul établi. Les différentes options du code sont détaillées via un manuel d'utilisation. La validation du code de calcul est réalisée en comparant nos résultats avec d'autres résultats déduits des différentes méthodes trouvées dans la littérature.

Dans le chapitre V, une étude paramétrique est présentée pour dévoiler l'effet de certains paramètres sur les résultats tels que : l'élancement, la rigidité relative et l'effet de la charge verticale sur les déplacements horizontaux.

Quant au chapitre VI, nous exposons dans une conclusion générale les différents résultats obtenus ainsi que les recommandations pour des perspectives de recherche.

CHAPITRE II Méthodes de dimensionnement des pieux chargés axialement et latéralement : synthèse bibliographique

II.1.INTRODUCTION :

Pour dimensionner un pieu, il faut connaitre les déplacements et les efforts dus aux charges axiales et latérales. Pour cet objectif , plusieurs méthodes ont été développées, la plupart de ces méthodes nécessite la reconnaissance des caractéristiques du sol, du pieu et de la nature de chargement (statique ou bien dynamique) , la reconnaissance des caractéristiques du sol se fait à partir des essais in situ et dans le laboratoire , la reconnaissance des caractéristiques du pieu se fait à partir du choix des caractéristiques de pieu (matériaux de construction, forme, profondeur …etc.). Ces méthodes permettent d'évaluer la charge admissible d'un pieu isolé et à vérifier la stabilité de la structure pour s'assurer que les tassements sont admissibles. Ces méthodes sont classées selon plusieurs systèmes de classification, par exemples:

- Classification selon Poulos et Hull (1989)
- Classification basée sur la nature de déplacement (petite déplacement ou bien à la rupture)
- Classification basée sur la nature de chargement (statique ou bien dynamique)

Pour le but d'enrichir notre recherche bibliographique, on adopte dans la première partie (chargement axial) la classification de Poulos et Hull (1989) et dans la deuxième partie (chargement latéral) on adopte la classification qui se base sur la nature de déplacement (petite déplacement ou bien à la rupture)

II.2- ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE, CHARGEMENT AXIAL :

II.2.1- MECANISME DE LA REPONSE D'UN PIEU CHARGE VERTICALEMENT :

Le comportement d'un pieu est lié à plusieurs facteurs tels que sa rigidité, le mode de mise en place, le type de sol … etc. Lorsqu'il est soumis à un chargement axial notamment en matière de déplacement en tête. En effet, le déplacement global d'un pieu chargé axialement dépend non seulement des propriétés mécaniques du sol environnant mais également de la compressibilité axiale propre du pieu.

Randolph (1983) a proposé une classification des pieux en trois catégories : rigide, semi-rigide et souple (compressible) à partir de leur élancement.

- Si $L/D < 0{,}25(E/G)^{0.5}$ le pieu peut être considérée comme rigide ;
- Si $L/D > 1{,}5(E/G)^{0.5}$ le pieu est très compressible et sa réponse est significativement affectée par sa longueur globale

Il est à noter que E, G correspondent respectivement au module d'élasticité du pieu et au module de cisaillement du sol.

Si le sol ayant un comportement ramollissant (une dégradation du frottement après le pic jusqu'à une valeur résiduelle), seul un pieu rigide soumis à un chargement axial mobilise le pic de frottement latéral dans toutes les couches au même moment (Murff, 1980 ; Randolph 1983) tandis que cette mobilisation se fera progressivement en fonction de la profondeur pour un pieu semi-rigide ou souple (Figure 2.1). Il en résulte que, pour des pieux longs, la capacité en frottement est inférieure à la somme des frottements ultimes locaux. La réduction de capacité due à la flexibilité du pieu peut être obtenue en introduisant un coefficient R_f tel que donné par :

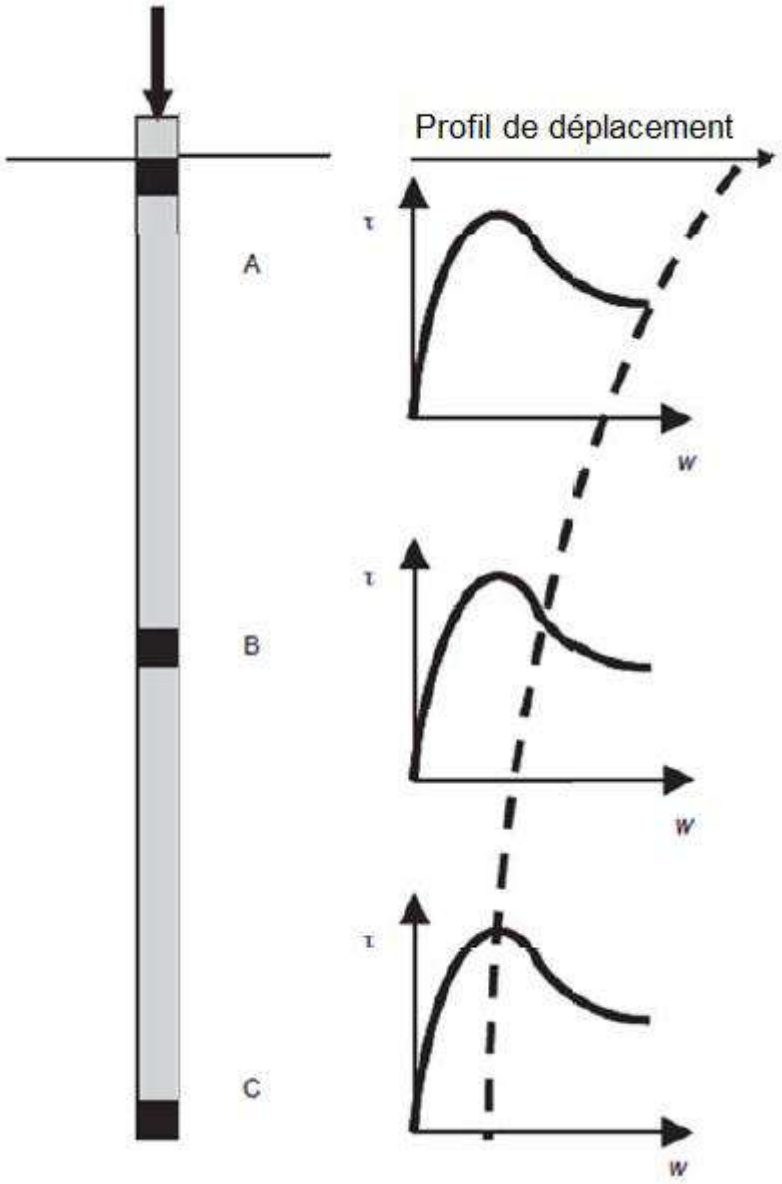
$$R_f = Q_{réel} / Q_{rigide} \qquad (2.1)$$

Avec :

R_f : coefficient de réduction.

$Q_{rée}$: capacité réelle du pieu.

Q_{rigide} : capacité calculée en intégrant tous les pics du frottement.



Fig(*2.1*) :rupture progressive d'un pieu souple installé dans un sol ayant un comportement ramollissant

II.2.2- CLASSIFICATION DE POULOS ET HULL (1989)

Selon la classification de Poulos et Hull (1989), Les méthodes de calcul sont classées en trois catégories :

catégorie	Sous-catégorie	Les caractéristiques	Détermination des paramètres
1	-	Empirique (on n'utilise pas la MDS)	Essai in situ ou laboratoire / avec des formules
2	2A	Basé sur simple théories ou diagramme, on utilise la MDS avec des simples calculs. Les théories sont linéaire élastique (déformations) ou rigide plastique (stabilité)	Procédures des essais in situ avec l'utilisation de quelques formules
	2B	Comme 2A mais les théories sont non-linéaire (déformations) ou élasto-plastique (stabilité)	
3	3A	Basé sur théories utilisant les paramètres de site, Les théories sont linéaire élastique (déformations) ou rigide plastique (stabilité)	Essais spécifiques in situ et laboratoire, puis on cherche le schéma des contraintes
	3B	Comme 3A mais les théories sont non-linéaire avec de simples calculs.	
	3C	Comme 3B mais les théories sont dynamique.	

Tableau (2.1) : classification des méthodes de calculs selon Poulos et Hull (1989)

Les méthodes de La catégorie 1 sont généralement simples et très utilisables, par contre les méthodes de la catégorie 2 basée sur des procédures et des essais in situ avec l'utilisation de quelques formules. Généralement l'utilisation des PC est limité pour cette catégorie. La 3eme catégorie utilise des essais spécifiques in situ et dans le laboratoire, les résultats déduits sont exploités via certaines méthodes (Méthode des éléments fins, Méthode de différances finies …etc.) pour trouver le schéma des contraintes. Généralement l'utilisation des PC est indispensable pour cette catégorie.

A la base de cette classification les méthodes d'évaluation du comportement d'un pieu sous charge axiale sont données dans le tableau (2.2)

Sous-catégorie	La charge admissible	Tassement
1	Formule utilisant CPT (e.g.Schmertmann,1975 ; de Ruiter & Berngen,1979…etc) Formule utilisant SPT (Thorburn & McVicar, 1971 ; Meyerhof, 1956…etc) Méthode des Contraintes totales (Tomlinson, 1957 ; Semple & Rigden, 1984…etc)	Formule approximative avec diamètre du pieu (Meyerhof, 1959 ; Frank, 1985…etc.) Déflexion colonne multiplie avec un factor (Focht, 1967…etc)
2A	Méthode des Contraintes effectives (Burland, 1973 ; Meyerhof, 1976 ; Stas & Kulhawy, 1984…etc)	Solution elastique (Randolph & Wroth, 1978 ;Poulos & Davis ,1980…etc)
2B	Méthode des Contraintes effectives (Fleming et al, 1985…etc)	Solution elastique modifiée (Poulos & Davis,1980…etc)
3A	Solution plastique (solution plastique pour définir la capacité portante) (Giround et al, 1973 ; Meyerhof, 1963…etc)	Analyse élastique par éléments finis (e.g.Valliappan et al,1974…etc)

3B	Analyse non linéaire de transfert des charges (e.g.Coyle & Reese,1966 ; Kraft et al,1981…etc)
	Analyse non linéaire par la méthode des éléments frontières (e.g.Poulos & Davis ,1980…etc) Analyse non linéaire par éléments finis (e.g.Desai,1974 ; Jardine et al.,1986…etc)
3C	MEF, comprenant une simulation d'installation du pieu (e.g.Nystrom,1984 ; Randolph et al,1979 ;withiem & Kulhawy,1979 ; Randolph,1981…etc.)

Tableau (2.2) : classifications des méthodes de calculs Poulos et Hull (1989)

II.2.3- LES METHODES DE LA 1^{ERE} CATEGORIE (LES METHODES EMPIRIQUES) :

Les méthodes de cette catégorie sont généralement simples et très utilisables dans lesquelles on utilise les formules issues du CPT (e.g.Schmertmann,1975 ; de Ruiter & Berngen,1979…etc) ou bien les formules basées sur les résultats du SPT (Thorburn & McVicar, 1971 ; Meyerhof, 1956…etc) et les méthodes des Contraintes totales (Tomlinson, 1957 ; Semple & Rigden, 1984…etc)

Dans cette catégorie, le calcul de la capacité portante des pieux sous chargement axial passe par une estimation séparée de la résistance en pointe et du frottement latéral. Ces méthodes sont basées sur des mesures in situ et dans le laboratoire. Dans ce qui suit, on passe en revue l'évolution de la pratique en matière de conception pour estimer la capacité portante des pieux. Donc selon la classification de Poulos et Hull (1989) on a deux familles :

- calculs en contraintes totales : méthodes du coefficient d'adhérence (alpha);
- calculs basés sur les essais in situ : essai pénétrométrique statique (CPT) et essai pressiométrique (PMT).

II.2.3.1- LES METHODES DES CONTRAINTES TOTALES :

Jusqu'a maintenant la pratique montre que la méthode des contraintes totales est la plus utilisée pour le calcul du frottement latéral des pieux installés dans l'argile. La formule de base exprime le frottement mobilisable à la rupture du pieu τ_f en fonction de la résistance au cisaillement non drainé du sol C_u le long du pieu et le facteur d'adhérence α :

$$\tau_f = \alpha . C_u \qquad (2.1)$$

Historiquement, les recherches ont démontré que le rapport entre τ_f et C_u est non linéaire (Figure 2.2) et que le coefficient α décroit lorsque la résistance au cisaillement non drainée du sol augmente (Tomlinson 1957, Peck 1958, Woodward et al. 1961, Kerisel 1965, chow 1997, API RP2GEO 2011).

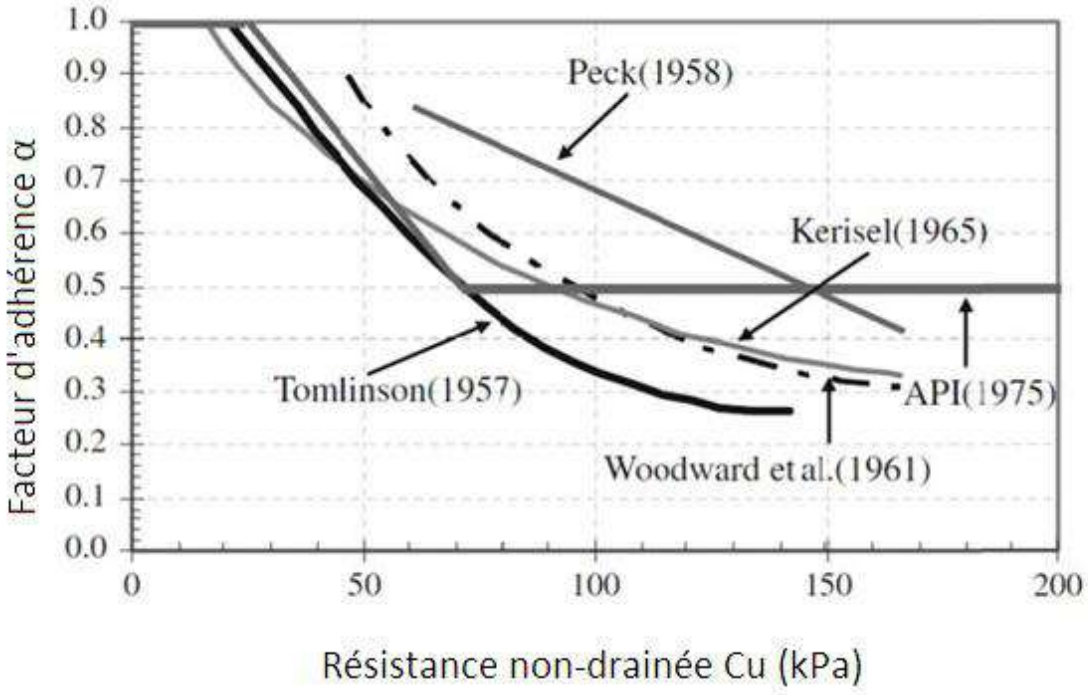


Fig (2.2) :L'évolution du facteur d'adhérence α en fonction de la résistance au cisaillement non drainé C_u (Chow, 1997)

Plusieurs corrélations ont été développées à partir d'essais de chargements statiques de pieux non instrumentés qui étaient mis en place dans des sols ayant des résistances au cisaillement non drainée variées, sans tenir compte de l'histoire des contraintes subies par l'argile.

Les formulations récentes introduisent l'effet de la surconsolidation. Par exemple, l'API RP 2GEO (2011) recommande d'utiliser les formules (2.2) et (2.3) pour déterminer le facteur α.

$$\alpha = 0.5 \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{-0.5} \quad \text{si} \quad \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right) \leq 1 \tag{2.2}$$

$$\alpha = 0.5 \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right)^{-0.25} \quad \text{si} \quad \left(\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}\right) > 1 \tag{2.3}$$

Avec α : coefficient adimensionnel ≤ 1

C_u : résistance au cisaillement non drainée

σ_{v0} : contrainte verticale actuelle

L'estimation de la résistance unitaire limite en pointe d'un pieu installé dans l'argile se fait par l'équation suivante (API RP 2GEO, 2011):

$$q_p = 9\, C_u \tag{2.4}$$

Avec C_u : cohésion non drainée

II.2.3.2- METHODES PENETROMETIQUES ET PRESSIOMETRIQUES

Le Fascicule 62-V (Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil / norme Française) détermine les règles pour calculer la capacité portante des pieux par les résultats pressiométriques (PMT) ou pénétrométriques (CPT).

L'effort de frottement latéral total Q_s est déterminé par l'équation suivant :

$$Q_s = P\int_{L_0}^{L_p} q_s\,(Z)\,dz \qquad (2.5)$$

Où L_p : longueur du fût du pieu

L_0 : longueur à partir de laquelle le frottement est mobilisé (= 1,5 D)

P : périmètre du pieu (=2.π.r)

qs : frottement axial unitaire limite

- Le calcul du frottement axial unitaire limite q_s a partir de l'essai pressiométrique (PMT) se faite directement par des abaques en fonction de la pression limite pl, le type du sol (argile, sable), la nature du pieu (acier, béton) et le mode de la mise en place (avec ou sans refoulement).
- Le calcul du frottement axial unitaire limite q_s a partir de l'essai pénétrométrique (CPT) se fait par l'expression suivante :

$$q_s(Z) = \min\left(\frac{q_c\,(z)}{\beta}\,;\, q_{s\,max}\right) \qquad (2.6)$$

Où q_c (z) : résistance de pointe à la profondeur z,

$q_{s\,max}$ et β : deux paramètres dépendant de la nature du sol et du type de pieu.

Dans le sable, Jardine et al. (2005) utilisent le profil q_c du CPT pour déterminer le frottement latéral d'un pieu battu

On peut calculer la résistance par l'essai pressiométrique ou bien par l'essai pénétrométrique.

➢ **A partir de l'essai pressiométrique (PMT) :**

L'estimation de la résistance unitaire limite en pointe d'un pieu se fait par l'équation suivante :

$$q_p = A\, k_p\, P^*_{le} \qquad (2.7)$$

Avec A : section de la pointe

P^*_{le} : pression limite nette équivalente

kp : facteur de portance par la méthode pressiométrique

La valeur de Kp est fixée en fonction de la nature du sol de fondation et du mode de mise en œuvre (voire le tableau (2.3))

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
ARGILES, LIMONS	A	*1,1*	*1,4*
	B	*1,2*	*1,5*
	C	*1,3*	*1,6*
SABLES, GRAVES	A	*1,0*	*4,2*
	B	*1,1*	*3,7*
	C	*1,2*	*3,2*
CRAIES	A	*1,1*	*1,6*
	B	*1,4*	*2,2*
	C	*1,8*	*2,6*
MARNES, MARNO-CALCAIRES		*1,8*	*2,6*
ROCHES ALTÉRÉES (1)		*1,1 à 1,8*	*1,8 à 3,2*

Tableau (2.3) : les valeurs de K_P

Les catégories des sols A, B et C sont définies dans le tableau (2.4)

Nature des terrains		Pressiomètre P_l (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
ARGILES - LIMONS	**A** argiles et limons mous	< 0,7	< 3,0
	B argiles et limons fermes	1,2- 2,0	3,0- 6,0
	C argiles très fermes à dures	> 2,5	> 6,0
SABLES - GRAVES	**A** lâches	< 0,5	< 5
	B moyennement compacts	1,0- 2,0	8,0- 15
	C compacts	> 2,5	> 20
CRAIES	**A** molles	< 0,7	< 5
	B altérées	1,0- 2,5	> 5
	C compactes	> 3,0	-

P_l est la pression limite et q_c est la résistance de pointe.

Tableau (2.4) : critère et classification des sols (fascicule 62)

➢ **A partir de l'essai pénétrométrique (CPT) :**

L'estimation de la résistance unitaire limite en pointe d'un pieu se fait par l'équation suivante :

$$q_p = A\, k_c\, q_{le} \qquad (2.8)$$

Avec A : section de la pointe

q_{le} : la résistance au pointe lissée équivalant (moyenne des valeurs écrêtées des q_c dans la zone autour de la pointe du pieu)

K_c : facteur de portance pour l'essai pénétrométrique

La valeur de K_c est fixée en fonction de la nature du sol de la fondation et de mode de la mise en œuvre (voire le tableau (2.5))

Nature des terrains		Eléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Eléments mis en œuvre avec refoulement du sol
ARGILES, LIMONS	A	*0,40*	*0,55*
	B		
	C		
SABLES, GRAVES	A	*0,15*	*0,50*
	B		
	C		
CRAIES	A	*0,20*	*0,30*
	B	*0,30*	*0,45*

Tableau (2.5) : les valeurs de K_c

Les catégories des sols A, B et C sont définies dans le tableau (2.4)

II.2.4- LES METHODES DE LA 2^{emme} CATEGORIE :

Les méthodes de la catégorie 2 sont basées sur des essais in situ et dans le laboratoire avec l'utilisation de quelques formules empiriques. Généralement l'utilisation des ordinateurs est très limitée dans cette catégorie (Burland, 1973 ; Meyerhof, 1976 ; Stas & Kulhawy, 1984 ; Fleming et al, 1985…etc)

Dans cette catégorie le calcul de la capacité portante des pieux sous chargement axial passe par une estimation séparée de la résistance de pointe et du frottement latéral.

Selon la classification de Poulos et Hull (1989) on à :

- calculs en contraintes effectives : méthodes du coefficient d'adhérence β ;
- calculs en contraintes effectives (mais les théories sont non-linéaires).

Donc on va présenter dans notre recherche bibliographique les méthodes du coefficient d'adhérence β pour le calcul de la capacité portante et la méthode de la Solution élastique (ex : Randolph et Wroth, 1978) pour l'estimation du tassement.

II.2.4.1- LES METHODES DES CONTRAINTES EFFECTIVES:

Les méthodes des contraintes effectives sont développées pour se rapprocher de la réalité du comportement du sol autour du pieu. Avec cette méthode on relie directement le frottement latéral τ_f à la contrainte verticale effective σ'_{v0} par un coefficient β

$$\tau_f = \beta . \sigma'_{v0} \quad (2.9)$$

Le coefficient β a fait l'objet de plusieurs recherches, on peut citer :

- **Formule de Burland (1973)** : $\beta = K_f \tan \delta$ (2.10)

Avec K_f : coefficient de pression horizontale de terres à la rupture.

δ : angle d'interface sol/pieu

- **Formule de Meyerhof (1976)** : $\beta = (1{,}5 \pm 0.5) \tan . \sqrt{OCR}$ (2.11)

Avec OCR est le degré de surconsolidation.

- **Flaate & Selnes (1977)** : $\beta = \frac{L+20}{2L+20} (0{,}4 \pm 0.1). \sqrt{OCR}$ (2.12)

Flaate & Selnes ont noté, à partir d'essais de chargements de pieux battus que β décroissait avec l'augmentation de la pénétration des pieux. Ils ont suggéré un facteur de correction empirique de la longueur (L).

- **Burland (1993)** a proposé que le degré de sur-consolidation puisse être considéré par le rapport($\frac{c_u}{\sigma'_{v0}}$) avec β croissant de 0,2 pour un sol normalement consolidé et légèrement sur-consolidé ($\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \leq 0{,}4$) jusqu'à 0,5 pour un sol fortement surconsolidé ($\frac{c_u}{\sigma'_{v0}} \geq 1$).

En ce qui concerne le sable, API RP2 GEO (2011) préconise d'utiliser la même équation $\tau_f = \beta . \sigma'_{v0}$

Pour les pieux battus ouverts, les valeurs de β sont prises dans le Tableau (2.6) qui montre les différents paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans un sable siliceux. Pour les pieux battus fermés, on prend des valeurs de β plus grandes de 25% que celles présentées dans le Tableau (2.6).

Etat du sol	Nature du sol	Facteur d'adhérence (β) (-)	La valeur limite du frottement Latéral (kPa)	facteur de capacité portante (N_q)	capacité portante (Mpa)
Très lâche Lâche Lâche Dense moyen Dense	Sable Sable Sable limoneux limon limon	Non applicable	Non applicable	Non applicable	Non applicable
Dense moyen	Sable limoneux	0.29	1.4	12	60
Dense moyen Dense	Sable Sable limoneux	0.37	1.7	20	100
Dense Très dense	Sable Sable limoneux	0.46	2.0	40	200
Très dense	Sable	0.56	2.4	50	250

Définition de la description de la densité relative (en pourcentage) se fait comme suite :

- Très lâche 0-15
- Lâche 15-35
- Dense moyen 35-65
- Dense 65-85
- Très dense 85-100

Tableau (2.6) : Paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans du sol siliceux (API RP2 GEO, 2011)

Dans le sable, l'estimation de la résistance unitaire limite en pointe d'un pieu se faite par l'équation suivante (API RP 2GEO, 1993) :

$$q_p = N_q \, \sigma'_{v0} \qquad (2.13)$$

avec :

σ'_{v0} : est la contrainte verticale effective en pointe du pieu

N_q : est un facteur de la capacité portante, qui varie en fonction de l'angle du frottement interne du sol Φ' et de la densité du sable.

Le Tableau (2.6) montre un exemple des paramètres de calcul de la résistance axiale des pieux battus dans un sol siliceux.

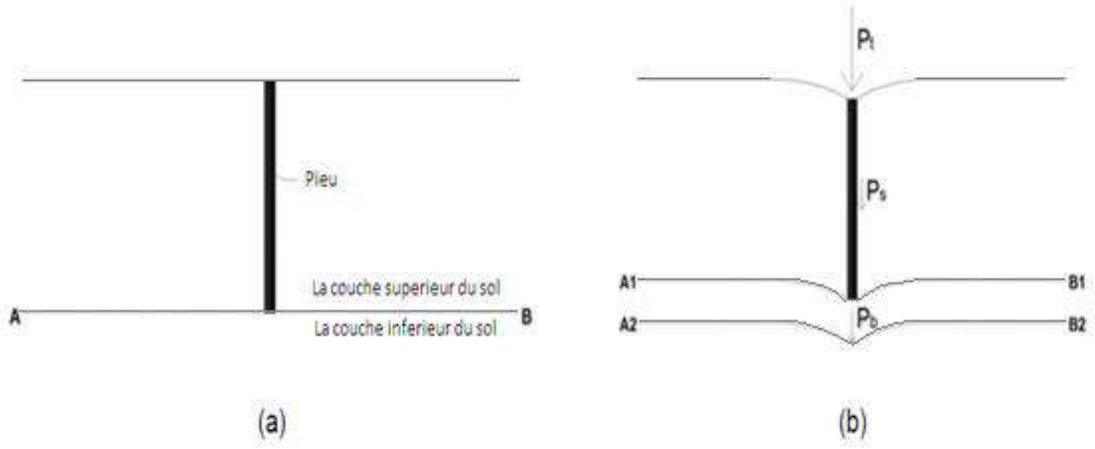
Les valeurs de Nq ainsi que des valeurs limites de la résistance de pointe sont présentées dans le Tableau (2.6).

II.2.4.2- METHODE DE RANDOLPH ET WROTH (1978) :

Dans cette méthode l'étude du pieu est faite par la séparation de la charge supportée par la tête et la base du pieu donc on analyse séparément deux milieux l'un contient la tête du pieu avec les couches supérieurs du sol et l'autre contient la base du pieu avec les couches inferieures du sol.

Pour valider les résultats de cette méthode, la comparaison se fait avec les résultats de la méthode des éléments finis, Pratiquement l'auteur discrétise le pieu et le milieu environnant en 267 éléments triangulaires à 6 nœuds (à déformation linéaire) contenant 580 nœuds avec les limites de maillage suivantes :

- La profondeur adoptée h = 2.5 L (avec L : profondeur du pieu)
- La largeur adoptée égale à 50 r_0 (avec r_0 : rayon du pieu)



Fig(2.3) : (a) la couche inferieur et la couche supérieur du sol ; (b) modèle de la déformation adopté par Randolph & Wroth, 1978

Donc le cas d'un pieu rigide et d'un sol homogène, les tassements présentés par Randolph et Wroth (1978) sont:

le tassement liée a la partie supérieur du pieu est présenté par l'équation suivante :

$$W_s = \xi \frac{\tau_0 \ P_s}{2\pi LG} \tag{2.14}$$

Pour le tassement lié a la partie inferieur du pieu, l'équation est présentée comme suite :

$$W_b = \frac{P_b \ (1-\nu)}{4 \ r_0 \ G} \eta \tag{2.15}$$

Avec η est le facteur d'interaction entre la couche inferieure et la couche supérieure du sol

Dans les pieux rigides le tassement total est la même que le tassement de la partie supérieure et la partie intérieure du pieu

$$W_t = W_b = W_s \tag{2.16}$$

II.2.5- LES METHODES DE LA 3eme CATEGORIE :

Les méthodes de la catégorie 3 basées sur des essais in situ et dans le laboratoire pour déterminer certains paramètres (module d'élasticité du sol, coefficient de Poisson …etc.), avec l'utilisation de certaines méthodes (Méthode des éléments finis, Méthode de différances finies, la méthode des intégrales aux frontières…etc.) pour trouver le schéma des contraintes. Généralement l'utilisation des ordinateurs est indispensable dans cette catégorie.

Un nombre important de chercheurs ont apté pour les méthodes de cette catégorie pour analyser le comportement du pieu, on peut citer:

- Coyle et Reese, 1966 ;
- Kraft et al,1981 ;
- Poulos et Davis ,1980 ;
- Desai, 1974 ;
- Jardine et al, 1986 ;
- Nystrom,1984 ;
- Randolph et al,1979 ;
- withiem et Kulhawy,1979 ;
- Randolph,1981…etc);
- Benzaria Omar (2013)
- Amar Bouzid et al, 2005
- Zhongjin Wang, Xinyu Xie, Jinchang Wang (2012)

II.2.5.1- LA METHODE DE TRANSFERT DE LA CHARGE :

La méthode "de transfert de charge " a été proposé par Coyle Et Reese (1966), l'application de cette méthode exige des essais in situ et des essais de laboratoire, cette méthode modélise le problème en 1-D dans lequel le pieu est discrétisé en N tronçons. Le tassement en tête d´un pieu isolé peut être calculé si l´on connaît les lois de mobilisation du frottement en fonction du déplacement vertical du pieu en chaque section de celui-ci, ainsi que la loi de mobilisation de l´effort de pointe en fonction du déplacement vertical de celle-ci.

Dans cette approche, chaque segment du système sol-pieu est modélisé par un ressort qui suppose que la force de frottement unitaire T mobilisée le long du fût est uniquement fonction du déplacement vertical z au milieu du segment de pieu considéré. Cette fonction est appelée courbe T-Z.

Dans le cas d'un chargement axial en compression, le système sol-pieu du dernier tronçon relie la résistance de pointe Q au déplacement vertical z. Cette relation est appelée courbe Q-Z.

La courbe T-Z a été l'objet de recherche de plusieurs auteurs. Plusieurs méthodes ont été développées. Ces méthodes sont basées sur :

- Le frottement maximal T_{max}
- Le déplacement local Z_c nécessaire pour mobiliser T_{max}
- L'allure de la courbe T-Z avant la mobilisation de T_{max}
- L'allure de la courbe T-Z après la mobilisation de T_{max}

En 1966 **COYLE ET REESE** propose une fonction pour déterminer la courbe T-Z de pieux installés dans l'argile

En 1977 Vijay Vergia propose, après avoir examiné une base de données d'essais de chargement statique, une fonction générale qui peut être employée pour les pieux battus et forés dans l'argile et dans le sable (Figure 2.4).

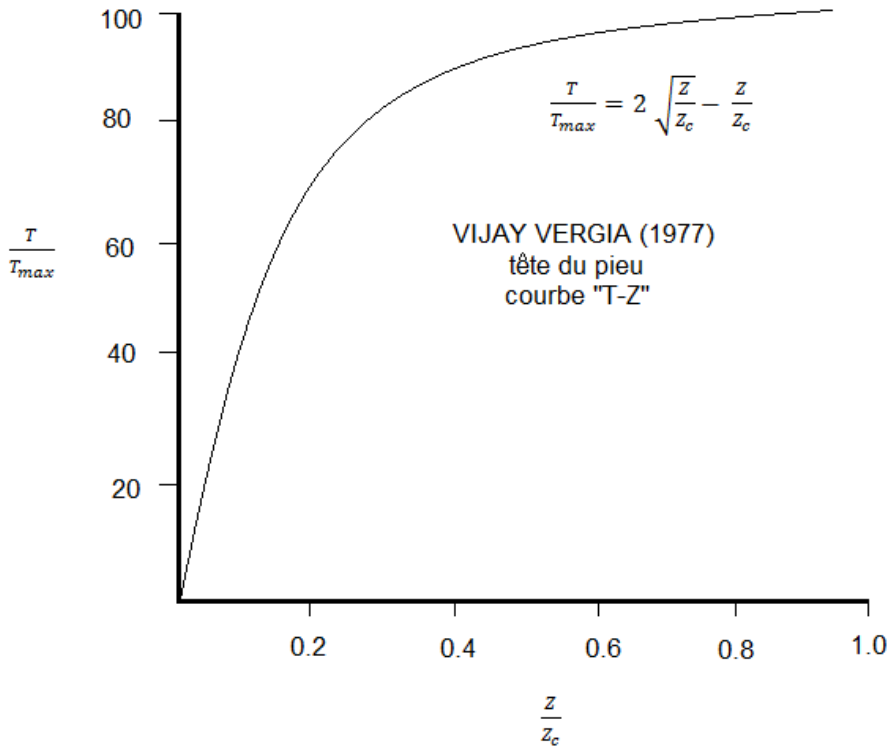


Fig (2.4) : Courbe T-Z proposé par Vijay Vergia (1977)

Pour répondre sur la question : comment déterminer exactement la valeur de Z_c ?, en 1982 Vergobbi à exposé l'ensemble des résultats expérimentaux permettant de déterminer les plages de variation de Z_c en fonction du diamètre du pieu (battu) aussi bien dans l'argile que dans le sable.

- dans les argiles, le déplacement critique normalisé D/Z_c se situe dans la fourchette : 0,5 % < Zc / D < 2,5 %.
- dans les sables, le déplacement critique normalisé D/Z_c se situe dans la fourchette : 1,5 % < Zc / D < 4 %.

Avec

- D est le diamètre du pieu et Zc est le déplacement critique

Par ailleurs, aucune étude n'a été effectuée pour estimer l'influence du degré de consolidation de l'argile et de l'indice de densité du sable sur le déplacement critique Zc.

Récemment l'API RP2GEO a adopté une valeur unique de Zc = 1% de D pour la conception des pieux battus dans les argiles et les sables. Toutefois, il précise qu'il y a une incertitude significative sur cette valeur qui peut s'étendre de 0.25 % à 2.0 %. D notamment dans les cas où la rigidité axiale du pieu est critique pour la conception

- Randolph et Wroth (1978) ont exprimé la relation frottement / déplacement sous la forme suivante :

$$Z=\frac{YRT_{max}}{G_s} \quad (2.17)$$

y : constante selon les conditions limites = ln $(\frac{2.5L(1-\upsilon)}{G_s})$

L : longueur du pieu

R : rayon du pieu

G_s : module de cisaillement de sol

Cette relation est à la base du logiciel RATZ (Randolph, 2003).

En 1977 Vijay Vergiya propose l'équation suivante (pour des argiles et des sables) :

$$\frac{Q}{Q_{max}} = (\frac{Z}{Z_{cp}})^{1/3} \quad (2.18)$$

Avec :

Q : résistance de pointe mobilisée

Qmax : résistance de pointe maximale

Z : déplacement atteint

Z_{cp} : déplacement local nécessaire pour mobiliser Q_{max}

Beringen et al. (1979) ont mesuré les courbes de la résistance de pointe en fonction du déplacement de la pointe du pieu dans le sable dense. Ils confirment que la forme générale est correcte mais constatent que la valeur du Z_{cp} est difficile à déterminer exactement. Elle semble se situer dans la gamme 5 à 10 % du diamètre de pieu.

II.2.5.2- LA METHODE DES INTEGRALES AUX FRONTIERES

En 1980 Poulos et Davis ont proposé une méthode pour simuler le comportement du pieu (la méthode des éléments frontières), cette méthode se base sur l'interaction entre le pieu et le continuum élastique utilisant les équations de Mindlin (1936)

La notion de continuum est une approche continue des éléments de frontières simplifiée 1-D en considérant le sol comme un milieu élastique. Elle se rapporte à un groupe de méthodes dans lesquelles le pieu est subdivisé en plusieurs éléments et le sol est traité comme un espace élastique homogène où les efforts et les déplacements sont calculés à partir des équations de Mindlin (1936).

Dans cette méthode, le pieu est considéré comme une plaque mince avec une rigidité a la flexion égale a celui du pieu, la solution exacte est obtenue lorsque les déplacements verticaux du pieu (calculés à partir de la variation de charge dans le pieu en fonction de la profondeur) correspondent aux déplacements de sol (calculés en transférant les charges au sol à partir du pieu) aux mêmes profondeurs.

Cette méthode exige une définition précise des propriétés de sol, en particulier le module d'Young du sol et le frottement latéral limite du niveau approprié.

Dans le travail du Poulos et Davis le module d'Young du sol est considéré comme :

- constant avec la profondeur,
- variant linéairement avec la profondeur à partir de zéro en surface.

-

II.2.5.3- LES METHODES BASEES SUR L'ANALYSE PAR ELEMENTS FINIS

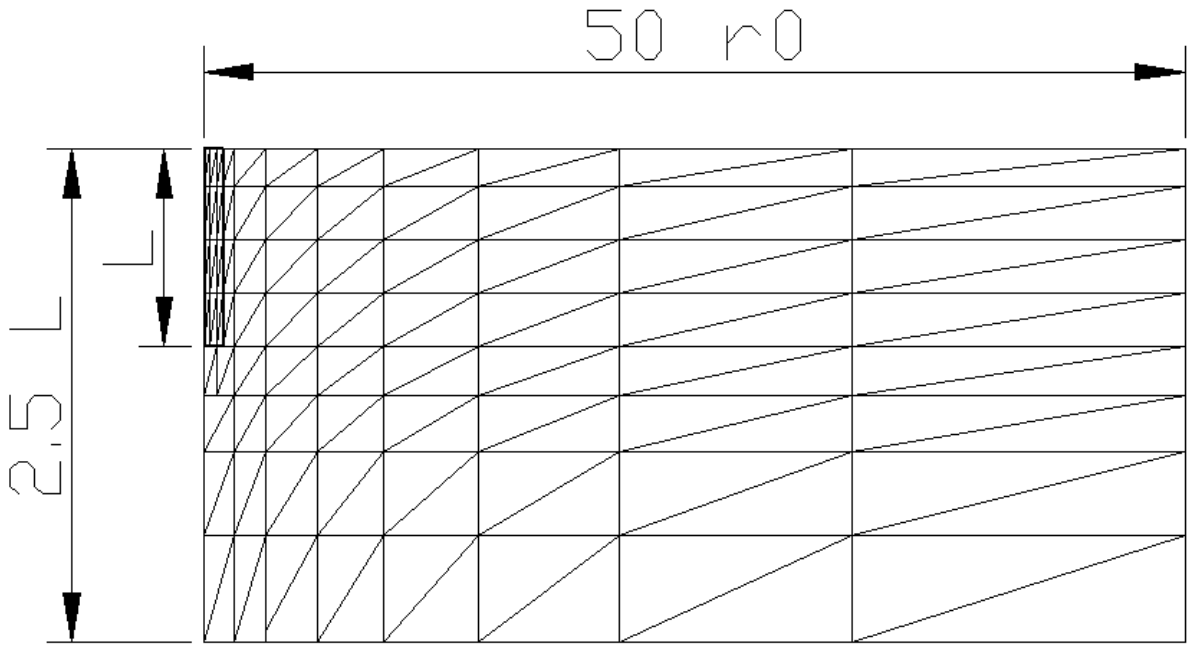
Actuellement la méthode des éléments finis est l'une des méthodes les plus utilisées dans le monde puisqu'elle offre a l'ingénieur la réalisation des projets compliqué (quelque soit la nature du projet : structure, géotechnique, mécanique …etc.) avec une simplicité d'utilisation et grande précision de traitement.

L'efficacité de cette méthode est liée à la possibilité de simuler le comportement des +systèmes phasiques très complexes et à son grand champ d'application avec la rapidité du traitement qui est offerte par la révolution technologique dans le domaine informatique.

La méthode des éléments finis consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par des nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité du déplacement réel de la structure. La méthode des éléments finis est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.

Dans les cas des pieux, l'analyse du problème par la méthode des éléments finis basé sur l'axisymetrie de la structure (pratiquement valable dans le cas des pieux circulaires et avec précautions dans le cas des pieux rectangulaires) et par le traitement du problème en 2D avec l'utilisation des séries de Fourier (Wilson, 1965 ; Zienkiwicz ,1977), parmi les auteurs qui on utilise cette approche on peut citer :

- Meissner (1976) ;
- Randolph (1977,1981) ;
- Kuhlemeyer (1979) ;
- Baguelin, Trezos et Frank (1979) ;
- Barton (1982) ;
- Kay et al. (1986) ;



Fig(2.5) : discrétisation du milieu selon RANDOLPH et WROTH (1978)

II.3- ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE, CHARGEMENT LATERAL:

Dans cette partie on adopte la classification des méthodes par le type de déplacement donc on a deux familles de méthodes, la première est celle des méthodes de calcul des pieux aux petits déplacements, la seconde est celle des méthodes de calcul à la rupture (grands déplacements).

Dans cette recherche on va expliquer quelque méthodes de la première famille (méthodes de calcul des pieux aux petits déplacements).

II.3.1- METHODES UTILISANT LES EQUATIONS DE M.M.C

Plusieurs chercheurs ont effectué des travaux dans ce domaine dans le quel tous ces chercheurs se sont basés sur la résolution des équations intégrales ou sur la méthode des éléments finis. Parmi ces auteurs on peut citer :

- Lenci, Maurice et Madignier(1968) ;
- Poulos (1971a, 1973) ; poulos et davis(1980) ;
- Baguelin, Frank et Said(1977)
- Randolph (1977 ; 1981)
- Banerjee et Davies(1978) Davis(1979) ;
- Kuhlemeyer(1979)
- Baguelin, Trezos et Frank(1979)
- Faruque et Desai(1982)
- Budhu et Davies(1987,1988) ; Davies et Budhu(1986)
- Kooijman et Vermeer (1988) Verruijt et Kooijman(1989) ; Kooijman(1989) ;
- Trochanis, Bielak et Christiano (1991)
- Chen et Poulos (1993)
- Anjum Rashid Chaudhry(1994)
- V. Padmavathi, e. Saibaba Reddy and m. R. Madhav(2008)
- Higgins et al (2013)

III.3.2 - METHODE DE POULOS (1971a, 1973)

En 1971 Poulos propose une méthode base sur l'interaction entre le pieu et le continuum élastique utilisant les équations de Mindlin (1936)

La notion de continuum est une approche continue des éléments de frontière simplifiée à 1-D en considérant le sol comme un milieu élastique. Elle se rapporte à un groupe de méthodes dans lesquelles le pieu est subdivisé en plusieurs éléments et le sol est traité comme un espace élastique homogène où les efforts et les déplacements sont calculés à partir des équations de Mindlin (1936).

Dans cette méthode, le pieu est considéré comme une plaque mince avec une rigidité à la flexion égale a celui du pieu

Cette méthode exige une définition précise des propriétés de sol, en particulier le module d'Young du sol et le frottement latéral limite du niveau approprié.

Dans le travail du Poulos le module d'Young du sol est considéré comme :

- constant avec la profondeur,
- varie linéairement avec la profondeur à partir de zéro en surface.

Pour le cas d'un module d'élasticité constante E_s avec la profondeur, Poulos exprime le déplacement horizontal en tête et la rotation en tête comme suit :

- $U_0 = I_{UH0}(\frac{H_0}{E_s h}) + I_{UM0}(\frac{H_0}{E_s h^2})$ (2.19)
- $\theta_0 = I_{\theta H0}(\frac{H_0}{E_s h^2}) + I_{\theta M0}(\frac{H_0}{E_s h^3})$ (2.20)

Avec:

- H_0 est l'effort horizontal appliqué en tête du pieu
- M_0 est le moment appliqué en tête du pieu
- E_s est le module d'Young du sol.

II.3.3- METHODE DE BANERJEE ET DAVIES (1978)

Malgré tous les points forts de la méthode de POULOS comme la simplicité et efficacité des résultats, les recherches démontrent que cette méthode n'est pas efficace dans les sols hétérogènes. En 1978 Banerjee Et Davies ont proposé une méthode plus rationnelle dans le traitement des profils non homogènes et plus rigoureuse que la méthode de Poulos

Cette méthode repose sur les équations de la mécanique de milieux continus modifiées pour un milieu composé de deux couches dans lequel l'épaisseur de la deuxième couche considérée comme une épaisseur infinie

Banerjee et Davies ont développé une application numérique pour le traitement d'un pieu fiché dans un sol dont le module d'élasticité varie selon la loi suivante :

$$E_S(Z) = E_S(0) + m.Z \qquad (2.21)$$

Avec :

$E_S(0)$: le module en surface

m : le taux de la variation de la rigidité du sol avec la profondeur

Les auteurs ont propose des équations analogues aux équations de Poulos (équation (2.18) et équation (2.19)). Pour généraliser ces équations les auteurs ont suggéré l'utilisation d'un module d'élasticité correspondant à la pointe du pieu $E_S(h)$ ainsi que l'utilisation des facteurs d'influences à partir des abaques en fonction de deux paramètres :

- La rigidité relative K_r
- L'indice d'homogénéité $X = E_S(0) / E_S(h)$

Selon les auteurs l'élancement du pieu a une influence sur les résultats. Les calculs ont été effectués sur un pieu d'élancement (h/d) =20 et les resultats sont supposés valables aux élancements allant jusqu'à 60.

II.3.4- METHODE DE RANDOLPH (1977,1981) :

Dans la méthode de Randolph le sol est discrétisé en élément triangulaires (6 nœuds) a déformation linéaire pour éviter le recours a la technique de l'intégration sélective décrit par Kuhlemeyer(1979a) lors de l'utilisation des éléments rectangulaire a 4 nœuds.

Les analyses effectués par Randolph prennent en considération les cas ou :

- Un massif semi-infini élastique, isotrope et homogène caractérisé par un module de cisaillement G constant

- Un massif semi-infini élastique, isotrope et homogène caractérisé par un module de cisaillement G variant linéairement avec la profondeur.

Les expressions analytiques proposées par Randolph pour les mouvements et les moments fléchissant dépendent essentiellement d'un paramètre appelé « longueur critique » à partir de laquelle toute augmentation dans la longueur de fiche du pieu n'altère pas le comportement en tète du pieu, les longueurs critiques sont exprimées par les équations suivantes :

- Pour un sol homogène $h_c = 2\, r_0 \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{2/7}$ (2.22)

- Pour un sol non-homogène $h_c = 2\, r_0 \left(\frac{E_p}{m^*\, r0}\right)^{2/9}$ (2.23)

Avec :

$G^* = G\left(1+\frac{3\upsilon}{4}\right)$; $m^* = m\left(1+\frac{3\upsilon}{4}\right)$ et r_0 : rayon du pieu

Pour le cas d'un sol homogène, les expressions de déplacements et de rotations en tete du pieu sont :

- $U_0 = 0.25 \frac{H_0}{G^* r_0} \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{1/7} + 0.27 \frac{M_0}{G^* r_0^2} \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{3/7}$ (2.24)

- $\Theta_0 = 0.27 \frac{H_0}{G^* r_0^2} \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{3/7} + 0.8 \frac{M_0}{G^* r_0^3} \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{5/7}$ (2.25)

Pour le cas d'un sol non-homogène (sol de Gibson), les expressions de déplacements et de rotations en tête du pieu sont :

- $U_0=0.54 \frac{H_0}{m^* r_0^2} \left(\frac{E_p}{m^* r_0}\right)^{3/9} + 0.6 \frac{M_0}{m^* r_0^3} \left(\frac{E_p}{m^* r_0}\right)^{5/9}$ (2.26)

- $\Theta_0 =0.6 \frac{H_0}{m^* r_0^3} \left(\frac{E_p}{m^* r_0}\right)^{5/9} + 1.13 \frac{M_0}{m^* r_0^4} \left(\frac{E_p}{m^* r_0}\right)^{7/9}$ (2.27)

La rigidité dans le cas d'unTapez une équation ici. sol cohérent ou multicouche est classée entre un sol homogène et un sol de Gibson, Randolph a proposé dans ce cas une expression générale pour la longueur critique :

$$h_c = 2\, r_0 \left(\frac{E_p}{G_c}\right)^{2/7} \quad (2.28)$$

Avec :

G_c est la valeur de G^* a la profondeur $h_c/2$

Randolph a proposé d'autres formules plus générales pour l'évaluation de déplacement, la rotation et le moment fléchissant maximum d'un pieu fiché dans un sol de rigidité quelconque

- $U_0 = \frac{(\frac{E_p}{G_c})^{1/7}}{p_c G_c}[0.27\ H_0\ (\frac{hc}{2})^{-1} + 0.3\ M_0\ (\frac{hc}{2})^{-2}]$ (2.29)
- $\Theta_0 = \frac{(\frac{E_p}{G_c})^{1/7}}{p_c G_c}[0.3\ H_0\ (\frac{hc}{2})^{-2} + 0.8\ (p_c)^{0.5} M_0\ (\frac{hc}{2})^{-3}]$ (2.30)
- $M_{max} \cong (\frac{0.1}{p_c})\ H_0\ h_C$ (2.31)

Avec $_C$ est le degré d'hétérogénéité donné par :

$$p_c = \frac{G^*_{z=\frac{h_C}{4}}}{G_C} \quad (2.32)$$

II.3.5- METHODE DE HIGGINS ET AL.(2013)

Higgins et al ont utilisé les séries de Fourier et la méthode des éléments finis pour analyser les pieux chargés latéralement fichés dans un milieu continu élastique. Ce travail est inspiré du code développé par Smith et Griffiths qui permet le calcul de la réponse des solides axisymétriques soumis à des charges non axisymétriques.

Dans cette étude l'analyse du pieu est faite pour les cas de sol suivants :

- Un sol homogène
- Un sol de GIBSON
- Un sol bicouche

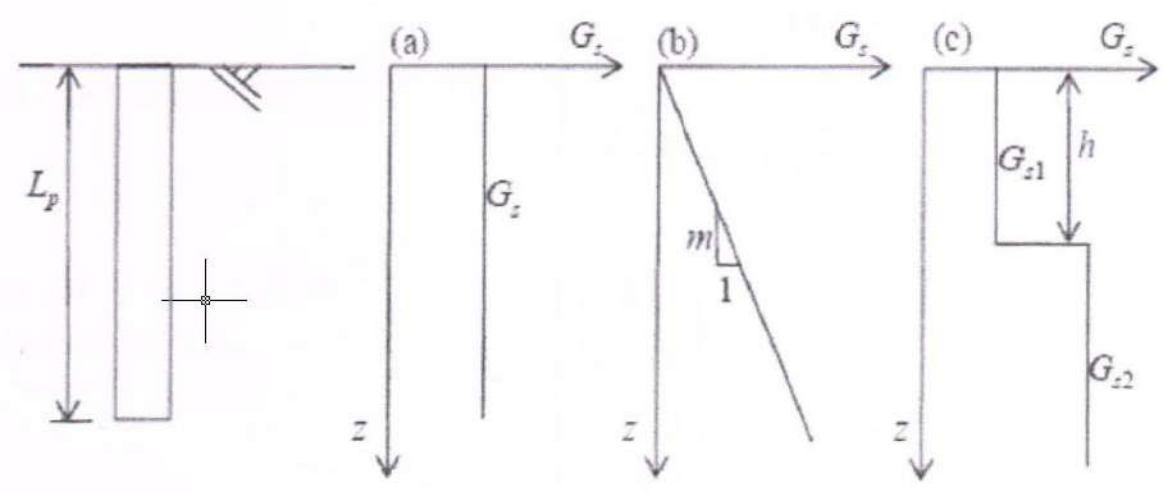


Fig (2.6): profils de sol considérés par Higgins et al (2013).

Higgins et al conclu que le comportement des pieux rigides dépendent seulement de l'élancement, par contre le comportement des pieux flexible dépendent non seulement à l'élancement du pieu mais aussi de la rigidité relative pieu/sol.

	Sol homogène	Sol de GIBSON
Pieu court, rigide	$\frac{E_p}{G^*} \geq (\frac{E_p}{G^*})_{RT}$	$\frac{E_p}{m^*R} \geq (\frac{E_p}{m^*R})_{RT}$
Pieu long, flexible	$\begin{cases} \frac{E_p}{G^*} < (\frac{E_p}{G^*})_{RT} \\ et \\ \left(\frac{D}{R}\right) > (\frac{D}{R})_c \end{cases}$	$\begin{cases} \frac{E_p}{m^*R} < (\frac{E_p}{m^*R})_{RT} \\ et \\ \left(\frac{D}{R}\right) > (\frac{D}{R})_c \end{cases}$

Tableau (2.7) : type de pieux en fonction de la rigidité du sol selon HIGGINS et al (2013)

AVEC :

- $G^*=G\ (1+\frac{3\nu}{4})$;
- $m^*=m\ (1+\frac{3\nu}{4})$

La déflexion et la rotation en tête d'un pieu chargé latéralement suivant HIGGINS et al sont données comme suit :

1- <u>Pieu coure, rigide</u>

a. pieu libre en tête, fiché dans un sol homogène :

- $Y = 0.34\ \frac{H}{G^*R}\ (\frac{E_p}{G^*})^{-0.18} + 0.3\ \frac{M}{G^*R^2}\ (\frac{E_p}{G^*})^{-0.43}$ (2.33)
- $\theta = 0.28\ \frac{H}{G^*R^2}\ (\frac{E_p}{G^*})^{-0.43} + 0.9\ \frac{M}{G^*R^3}\ (\frac{E_p}{G^*})^{-0.72}$ (2.34)

b. pieu libre en tête, fiché dans un sol de GIBSON

$$Y = 0.55 \frac{H}{m^* R^2} \left(\frac{E_p}{m^* R}\right)^{-0.33} + 0.53 \frac{M}{m^* R^2} \left(\frac{E_p}{m^* R}\right)^{-0.54} \quad (2.35)$$

$$\theta = 0.50 \frac{H}{m^* R^3} \left(\frac{E_p}{m^* R}\right)^{-0.54} + 1.23 \frac{M}{m^* R^4} \left(\frac{E_p}{m^* R}\right)^{-0.78} \quad (2.36)$$

c. pieu libre en tête, fiché dans un sol bicouche

$$Y = k_1 \frac{H}{G_1^* R} \left(\frac{E_p}{G_1^*}\right)^{-k_2} \quad (2.37)$$

d. pieu encastré en tête, fiché dans un sol homogène

$$Y = 0.24 \frac{H}{G^* R} \left(\frac{E_p}{G^*}\right)^{-0.2} \quad (2.38)$$

e. pieu encastré en tête, fiché dans un sol de GIBSON

$$Y = 0.31 \frac{H}{m^* R^2} \left(\frac{E_p}{m^* R}\right)^{-0.35} \quad (2.39)$$

2- <u>Pieu Long, Flexible</u>

a) pieu libre en tête, fiché dans un sol homogène :

$$Y = 0.23 \frac{H}{G^* R} \left(\frac{D}{R}\right)^{-0.42} + 0.15 \frac{M}{G^* R^2} \left(\frac{D}{R}\right)^{-1.19} \quad (2.40)$$

$$\theta = 0.15 \frac{H}{G^* R^2} \left(\frac{D}{R}\right)^{-1.19} + 0.21 \frac{M}{G^* R^3} \left(\frac{D}{R}\right)^{-2.1} \quad (2.41)$$

b) pieu libre en tête, fiché dans un sol de GIBSON

$$Y = 0.37 \frac{H}{m^* R^2} \left(\frac{D}{R}\right)^{-1.14} + 0.53 \frac{M}{m^* R^2} \left(\frac{D}{R}\right)^{-1.99} \quad (2.42)$$

$$\theta = 0.50 \frac{H}{m^* R^3} \left(\frac{D}{R}\right)^{-1.99} + 1.23 \frac{M}{m^* R^4} \left(\frac{D}{R}\right)^{-2.93} \quad (2.43)$$

c) pieu libre en tête, fiché dans un sol bicouche

$$Y = k_3 \frac{H}{G_1^* R} \left(\frac{D}{R}\right)^{-k_4} \quad (2.44)$$

d) pieu fixe en tête, fiché dans un sol homogène

$$Y = 0.14 \frac{H}{G^* R} \left(\frac{D}{R}\right)^{-0.65} \quad (2.45)$$

e) pieu fixe en tête, fiché dans un sol de GIBSON

$$Y = 0.14 \frac{H}{m^* R^2} \left(\frac{D}{R}\right)^{-1.50} \quad (2.46)$$

Avec

K_1, K_2, K_3 et K_4 sont les coefficients de régression détermines en fonction du type de pieu et de rapport des rigidités des couches de sol (G_2^*/G_1^*)

G_1^*, G_1^* Sont les modules de cisaillement pour la couche supérieure et la couche inferieure de sol respectivement.

II.4. CONCLUSION :

D'âpres la synthèse bibliographique, on peut dire que la méthode des éléments finis est un outil très puissant pour définir le comportement d'un pieu isolé sous les sollicitations horizontales et verticales, surtout pour les conditions les plus défavorables comme hétérogénéité du sol. Mais pour appliquer cette méthode il faut baser sur deux aspects, la première c'est réduire au maximum les données à traiter (pratiquement on va modéliser le problème en 2D et on va adapter l'axisymétrie de la structure) ce qui nous permettre d'utiliser les machines commercialisés

Le deuxième aspect c'est le traitement séparé de chaque type de chargement, donc on va créer un module pour le traitement des charges verticales et un autre pour le traitement des charges horizontales, en effet, le traitement de chaque type de chargement nécessite la définition de la matrice de rigidité élémentaire correspondante et la relation contrainte – déformation , pour notre cas elle est linéaire, donc il suffit de déterminer la matrice de propriétés D correspondante.

CHAPITRE III traitement par éléments finis des problèmes à géométrie de révolution sous chargements axisymétriques et non-axisymétriques

III.1- INTRODUCTION :

Pour traiter un problème des pieux par la méthode des éléments finis l'axisymetrie de la structure a un très grand intérêt (pratiquement valable dans le cas des pieux circulaires et avec précautions dans le cas des pieux rectangulaires) par le quel on peut traiter un seul coté pour connu la réponse de la globalité de la structure donc pratiquement on gagne 50 % de la capacité du stockage et de traitement dans la machine.

De plus si on peut avoir le problème en 2D c'est le cas idéal, réellement c'est applicable. Si le chargement est axisymétrique alors le problème tridimensionnel se ramène a un problème bidimensionnel, le traitement dans ce cas est similaire a ceux des contraintes planes et de des déformations planes, par contre si les sollicitations sont quelconques le problème est plus compliqué, Wilison en 1967 a proposé une méthode permettant de décomposer les chargements en séries de Fourier. Généralement la convergence est atteinte pour 4 ou 5 harmoniques, mais la rapidité de cette convergence dépend de la nature du chargement, plus le chargement est régulier et plus la série correspondante converge rapidement. Le cas le plus défavorable est celui d'une force concentrée pour laquelle la pratique montre qu'il faut aller au-delà (au moins 7 harmoniques). Donc avec cette méthode on peut ramener facilement le problème 3D a un problème 2D.

Donc si on utilise ces deux approches (axisymetrie de la structure et le traitement du problème en 2D) on réduit énormément la capacité du stockage et de traitement dans la machine, donc on peut utiliser facilement les machines ultra sophistiquées disponibles dans le marché.

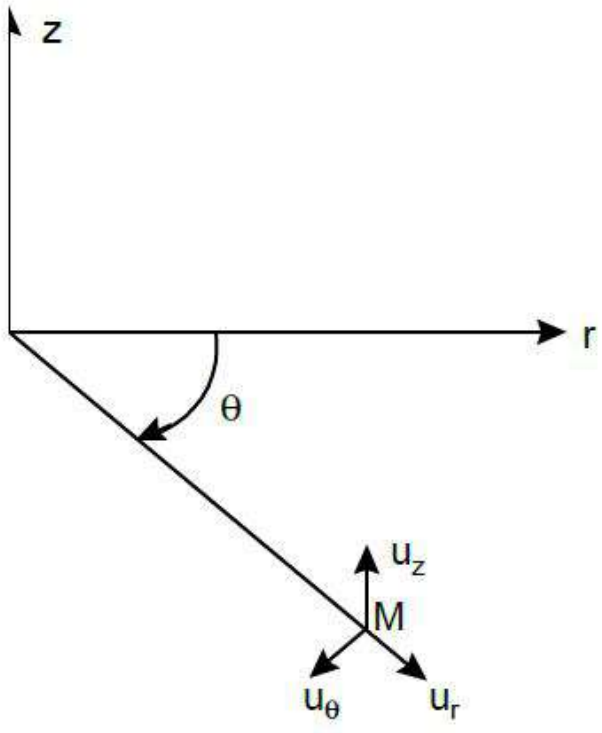
III.2- LES SERIES DE FOURIER :

L'analyse de Fourier est destinée à calculer la réponse de structures à géométries axisymétriques soumises à des chargements non axisymétriques. Dans ce cas, il est nécessaire de développer les chargements en séries de Fourier.

Pratiquement tous les champs considérés (forces, déplacements, déformations, contraintes) sont exprimes en coordonnées cylindriques avec la convention suivante sur l'ordre des composantes :

1. composante radiale suivant **r**
2. composantes axiales suivant **z**
3. composantes tangentielles suivant θ

Exemple : (*Ur, Uz, U* θ*), (f r, f z, f*θ)



Fig(3.1) : coordonnées cylindriques et composantes de déplacements

La discrétisation de la structure est faite au nivaux du plan (r, z), la symétrie de révolution se faisant autour de l'axe *Oz.*

On exprime le déplacement U comme suit :

$$\Delta \text{Ur} = \Delta Ur^0 + \overline{\Delta Ur^1}\ \cos\theta + \ \overline{\overline{\Delta Ur^1}}\ \sin\theta + \ \overline{\Delta Ur^2}\ \cos 2\theta + \overline{\overline{\Delta Ur^2}}\ \sin 2\theta + \ \dots\dots\dots + \overline{\Delta Ur^n}\ \cos n\theta + \overline{\overline{\Delta Ur^n}}\ \sin n\theta \quad (3.1)$$

Avec :

- ΔUr^0 : Harmonique 0 de déplacement Ur
- $\overline{\Delta Ur^1}\ \cos\theta + \ \overline{\overline{\Delta Ur^1}}\ \sin\theta$: Harmonique 1 de déplacement Ur
  - .
  - .
  - .
  - .
  - .
  - .
- $\overline{\Delta Ur^n}\ \cos n\theta + \overline{\overline{\Delta Ur^n}}\ \sin n\theta$: Harmonique n de déplacement Ur

La même approche au nivaux de la direction Z (*Uz*) et direction θ **(***U* θ)

Donc :

$$\text{U} = \begin{Bmatrix} \Delta\text{Ur} \\ \Delta\text{Uz} \\ \Delta\text{U}\theta \end{Bmatrix} =$$

$$\begin{Bmatrix} \Delta Ur^0 + \overline{\Delta Ur^1}\ \cos\theta + \ \overline{\overline{\Delta Ur^1}}\ \sin\theta + \ \overline{\Delta Ur^2}\ \cos 2\theta + \overline{\overline{\Delta Ur^2}}\ \sin 2\theta + \ \dots\dots\dots + \overline{\Delta Ur^n}\ \cos n\theta + \overline{\overline{\Delta Ur^n}}\ \sin n\theta \\ \Delta Ur^0 + \overline{\Delta Ur^1}\ \cos\theta + \ \overline{\overline{\Delta Ur^1}}\ \sin\theta + \ \overline{\Delta Ur^2}\ \cos 2\theta + \overline{\overline{\Delta Ur^2}}\ \sin 2\theta + \ \dots\dots\dots + \overline{\Delta Ur^n}\ \cos n\theta + \overline{\overline{\Delta Ur^n}}\ \sin n\theta \\ \Delta Uz^0 + \overline{\Delta Uz^1}\ \cos\theta + \ \overline{\overline{\Delta Uz^1}}\ \sin\theta + \ \overline{\Delta Uz^2}\ \cos 2\theta + \overline{\overline{\Delta Uz^2}}\ \sin 2\theta + \ \dots\dots\dots + \overline{\Delta Uz^n}\ \cos n\theta + \overline{\overline{\Delta Uz^n}}\ \sin n\theta \end{Bmatrix} \quad (3.2)$$

Avec les terme ($\overline{\Delta Ur^{\iota}}$, $\overline{\Delta Uz^{\iota}}$, $\overline{\Delta U\theta^{\iota}}$) représentent les amplitudes de déplacement symétrique et les termes ($\overline{\overline{\Delta Ur^{\iota}}}$, $\overline{\overline{\Delta Uz^{\iota}}}$, $\overline{\overline{\Delta U\theta^{\iota}}}$) représentent le terme antisymétrique

La même chose pour le chargement f :

$$\Delta fr = \Delta fr^{0} + \overline{\Delta fr^{1}}\ \cos\theta + \overline{\overline{\Delta fr^{1}}}\ \sin\theta + \overline{\Delta fr^{2}}\ \cos 2\theta + \overline{\overline{\Delta fr^{2}}}\ \sin 2\theta + \ \dots\dots\dots + \overline{\Delta fr^{n}}\ \cos n\theta + \overline{\overline{\Delta fr^{n}}}\ \sin n\theta \qquad (3.3)$$

Avec :

- Δfr^{0} : Harmonique 0 de chargement fr
- $\overline{\Delta fr^{1}}\ \cos\theta + \overline{\overline{\Delta fr^{1}}}\ \sin\theta$: Harmonique 1 de chargement fr
  - .
  - .
  - .
  - .
  - .
  - .
- $\overline{\Delta fr^{n}}\ \cos n\theta + \overline{\overline{\Delta fr^{n}}}\ \sin n\theta$: Harmonique n de chargement fr.

La même approche au niveau de la direction Z (*fz*) et direction θ (*f* θ)

Donc :

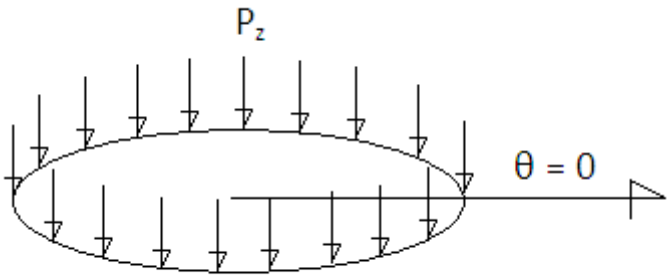
$$f = \begin{Bmatrix} \Delta fr \\ \Delta fz \\ \Delta f\theta \end{Bmatrix} =$$

$$\begin{Bmatrix} \Delta fr^{0} + \overline{\Delta fr^{1}}\ \cos\theta + \overline{\overline{\Delta fr^{1}}}\ \sin\theta + \overline{\Delta fr^{2}}\ \cos 2\theta + \overline{\overline{\Delta fr^{2}}}\ \sin 2\theta + \ \dots\dots\dots + \overline{\Delta fr^{n}}\ \cos n\theta + \overline{\overline{\Delta fr^{n}}}\ \sin n\theta \\ \Delta fr^{0} + \overline{\Delta fr^{1}}\ \cos\theta + \overline{\overline{\Delta fr^{1}}}\ \sin\theta + \overline{\Delta fr^{2}}\ \cos 2\theta + \overline{\overline{\Delta fr^{2}}}\ \sin 2\theta + \ \dots\dots\dots + \overline{\Delta fr^{n}}\ \cos n\theta + \overline{\overline{\Delta fr^{n}}}\ \sin n\theta \\ \Delta fz^{0} + \overline{\Delta fz^{1}}\ \cos\theta + \overline{\overline{\Delta fz^{1}}}\ \sin\theta + \overline{\Delta fz^{2}}\ \cos 2\theta + \overline{\overline{\Delta fz^{2}}}\ \sin 2\theta + \ \dots\dots\dots + \overline{\Delta fz^{n}}\ \cos n\theta + \overline{\overline{\Delta fz^{n}}}\ \sin n\theta \end{Bmatrix} \dots\dots (3.4)$$

Avec les termes ($\overline{\Delta fr^{\iota}}$, $\overline{\Delta fz^{\iota}}$, $\overline{\Delta f\theta^{\iota}}$) représentent les amplitudes de chargement symétrique et les termes ($\overline{\overline{\Delta fr^{\iota}}}$, $\overline{\overline{\Delta fz^{\iota}}}$, $\overline{\overline{\Delta f\theta^{\iota}}}$) représentent le terme antisymétrique.

III.3- INTERPRETATION DU CHARGEMENT EXTERIEUR EN TERMES DE CHARGES DISTRIBUEES SUR LA CIRCONFERENCE

III.3.1- CAS D'UNE FORCE AXIALE : On peut exprimer la charge axiale appliqué sur le pieu $F_z=2\pi rP_z$ Avec P_z est la charge axiale répartie sur le périmètre du pieu



Fig(3.2) :distribution d'une charge axiale sur le pieu

P_z : la charge axiale répartie sur le périmètre du pieu

F_z : La force appliquée sur le pieu

III.3.2- CAS D'UNE FORCE LATERALE APPLIQUEE EN TETE DU PIEU:

$\overline{F_r}$ Est l'amplitude de la charge radiale distribuée sur la circonférence du pieu avec

$$\overline{F_z} = \overline{F_\theta} = 0 \qquad (3.5)$$

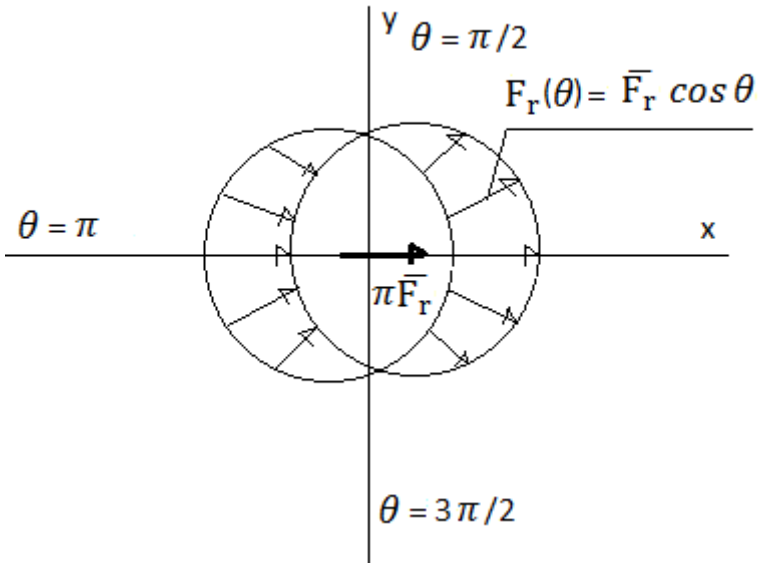
D'après l'équation (3.5) on observe que la charge est équivalente à une force concentrée dans la direction horizontale x.

$$\overline{F_r} \int_0^{2.\pi} cos^2\,\theta d\theta = \pi . \overline{F_r} \qquad (3.6)$$

La même charge n'a aucun effet dans la direction « Y » ce qui est confirmé par l'équation suivante :

$$\overline{F_r} \int_0^{2.\pi} cos\theta\ sin\theta\ d\theta = 0 \qquad (3.7)$$

Par conséquence on peut remplacer une force ponctuelle H_0 par une densité de charge dans le sens radial dont l'amplitude est égale à $\overline{F_r} = H_0/\pi$ et qui aura le même effet.



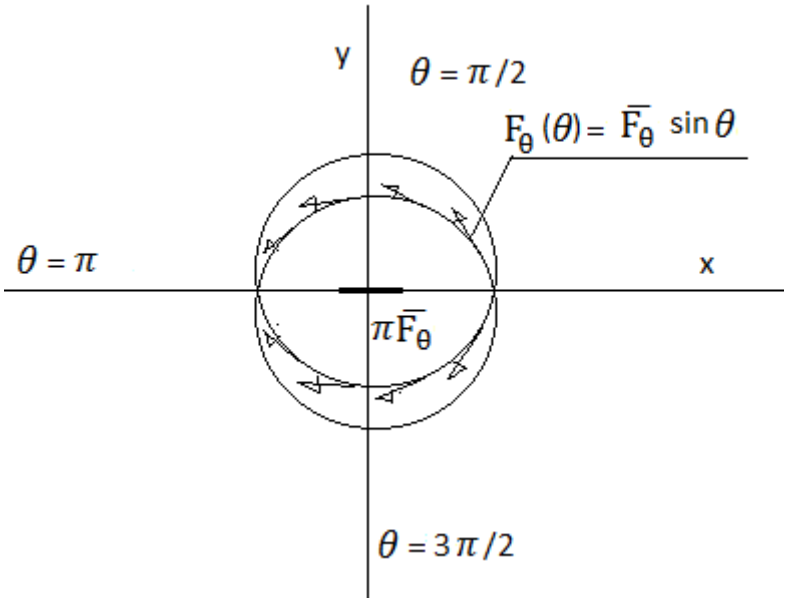
Fig(3.3) :distribution d'une charge radiale.

La même approche pour une charge tangentielle d'amplitude $\overline{F_\theta}$ distribuée sur la circonférence de la section du pieu et $\overline{F_z} = \overline{F_r}$ =0

Donc cette densité de charge engendre une force concentrée dans la direction x négatifs de valeur $\pi . \overline{F_\theta}$

$$\overline{F_\theta} \int_0^{2.\pi} sin^2\,\theta d\theta = \pi . \overline{F_\theta} \qquad (3.8)$$

Donc on peut conclure que l'effort H_0 appliqué en tète du pieu peut résulter soit d'une application d'une densité de charge radiale d'amplitude H_0/π soit d'une densité de charge tangentielle d'amplitude -H_0/π , par la combinaison des deux diagrammes l'effort horizontale sera la résultante des deux distributions d'amplitude respectivement $H_0/2\pi$ et -$H_0/2\pi$

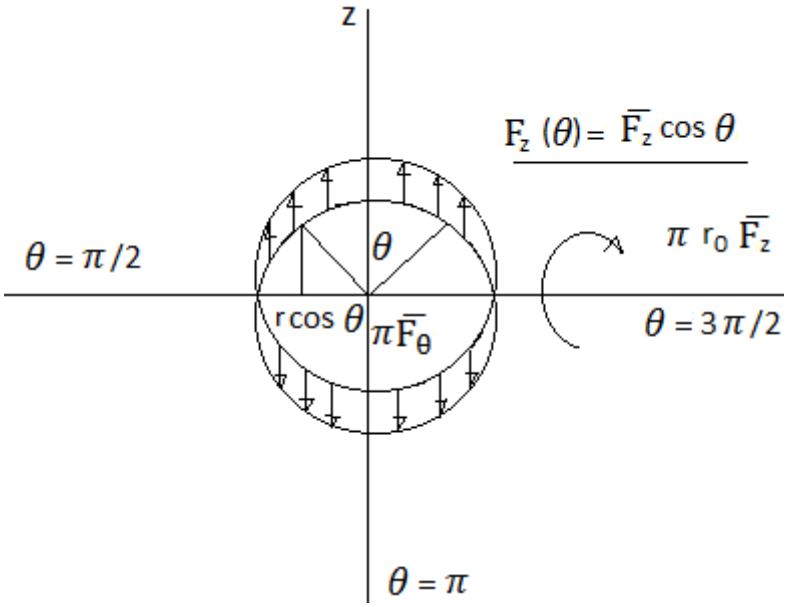


Fig(3.4) :distribution d'une charge tangentielle.

III.3.3- CAS D'UN MOMENT APPLIQUE EN TETE DU PIEU:

Si on considère une densité de charge verticale $F_Z = \overline{F_z} \cos \theta$ d'amplitude $\overline{F_z}$, on distingue d'après l'équation (4.4) que cette distribution de charge engendre un moment $\pi r_0 \overline{F_z}$

$$2r_0\overline{F_z} \int_0^{\pi} cos^2 \theta d\theta = \pi r_0 \overline{F_z} \qquad (3.9)$$



Fig(3.5): distribution d'une charge verticale

Donc on peut dire que le moment appliqué M_0 peut résulter d'une application de densité de charge d'amplitude $- M_0 / \pi r_0$

III.4- LA MATRICE DE RIGIDITE ELEMENTAIRE :

III.4.1- CHARGEMENT AXIAL:

La matrice de rigidité élémentaire est donnée par :

$$[K]^e = \iint^e 2.\pi\ [B]^T[D][B]rdrdz \qquad (3.10)$$

Ou B est la matrice de forme

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial Ni}{\partial r} & 0 \\ 0 & \frac{\partial Ni}{\partial z} \\ \frac{Ni}{r} & 0 \\ 0 & \frac{Ni}{z} \end{bmatrix} (1 \leq i \leq 8) \qquad (3.11)$$

Et :

$$[D] = \frac{E(1-v)}{(1+v)(1-2v)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{v}{1-v} & 0 & \frac{v}{1-v} \\ \frac{v}{1-v} & 1 & 0 & \frac{v}{1-v} \\ 0 & 0 & \frac{1-2v}{2(1-v)} & 0 \\ \frac{v}{1-v} & \frac{v}{1-v} & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Pour exprimer les dérivés de l'élément réel en fonction de l'élément référence :

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial Ni}{\partial r} \\ \frac{\partial Ni}{\partial z} \end{bmatrix} = [J]^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial Ni}{\partial \varepsilon \mathcal{E}} \\ \frac{\partial Ni}{\partial \eta} \end{bmatrix} \qquad (3.12)$$

Avec **[J]** est la matrice jacobienne de la transformation.

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N1}{\partial \varepsilon \mathcal{E}} & \frac{\partial N2}{\partial \varepsilon \mathcal{E}} \dots\dots\dots \frac{\partial N8}{\partial \varepsilon \mathcal{E}} \\ \frac{\partial N1}{\partial \eta} & \frac{\partial N2}{\partial \eta} \dots\dots\dots \frac{\partial N8}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} r1 & z1 \\ r2 & z2 \\ & . \\ & . \\ r8 & z8 \end{bmatrix} \qquad (3.13)$$

L'expression de la matrice de rigidité devient dans le repère local :

$$[K]^e = \int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1} 2\pi \sum_{i=1}^{8} r_i^{(e)} N_i(\mathcal{E},\mathfrak{y}) detJ\ ([B]^T\ [D][B]) d\,\mathcal{E} d\mathfrak{y}. \qquad (3.14)$$

Soit

$$[K]^e = \int_{-1}^{1}\int_{-1}^{1} G(\mathcal{E},\mathfrak{y})\ d\mathcal{E} d\mathfrak{y} \qquad (3.15)$$

Le calcul de la matrice de rigidité élémentaire $[K]^e$ se fait numériquement par l'utilisation de l'intégration de Gauss donc le calcul mathématique de chaque terme de la matrice de rigidité sera remplacé par une sommation aux niveaux des points de Gauss, dans notre cas on utilise seulement deux points.

L'écriture de la matrice de rigidité élémentaire sera remplacée par :

$$[K]^e = \sum_{i=1}^{n}\sum_{i=1}^{m} H_i H_j\, G(\mathcal{E},\mathfrak{y}) \qquad (3.16)$$

Avec :

n et m sont respectivement le nombre de points de Gauss dans la direction $\mathcal{E}\ et\ \mathfrak{y}$ et H_i et H_j sont les coefficients correspondants.

Après le calcul de la matrice de rigidité élémentaire aux niveaux de chaque élément, le programme assemble tous ces matrices élémentaires dans une matrice globale $[K]$. On a généralement un système d'équation $[K].\{u\} = \{F\}$

Ou F est le vecteur représentant toutes les sollicitations extérieures.

III.4.2- CHARGEMENT LATERAL:

Pour un élément (e) et un harmonique i, la matrice de rigidité est donnée par l'équation

$$[K]^i_e = \iint_A^e \pi\, [B]^T [D][B]\ \ rdrdz \qquad (3.17)$$

Pour l'élément considéré dans cette étude la matrice $[B]^i$ est de dimension (6x24) dépendant de trois coordonnées cylindriques r, z et θ ainsi que l'harmonique i

Vu l'importance de la dimension de la matrice $[B]^i$ on a divisé cette dernière des sous:

$$[B]^i = [B^i_1, B^i_2, \ldots\ldots\ B^i_8] \qquad (3.18)$$

$$[B^i_j] = \begin{bmatrix} \frac{\partial Nj}{\partial r} cos\, i\theta & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial Nj}{\partial z} cos\, i\theta & 0 \\ \frac{Nj}{r} cos\, i\theta & 0 & \frac{i\,Nj}{r} cos\, i\theta \\ \frac{\partial Nj}{\partial z} cos\, i\theta & \frac{\partial Nj}{\partial r} cos\, i\theta & 0 \\ 0 & \frac{i\,Nj}{r} sin\, i\theta & \frac{\partial Nj}{\partial z} sin\, i\theta \\ \frac{i\,Nj}{r} sin\, i\theta & 0 & (\frac{\partial Nj}{\partial r} - \frac{Nj}{r}) sin\, i\theta \end{bmatrix} \qquad (3.19)$$

Pour exprimer les dérives de l'élément réel en fonction de l'élément référence :

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial Nj}{\partial r} \\ \frac{\partial Nj}{\partial z} \end{bmatrix} = [J]^{-1} \cdot \begin{bmatrix} \frac{\partial Nj}{\partial \varepsilon \mathcal{E}} \\ \frac{\partial Nj}{\partial \eta} \end{bmatrix}$$

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N1}{\partial \varepsilon \mathcal{E}} & \frac{\partial N2}{\partial \varepsilon \mathcal{E}} & \ldots\ldots\ldots & \frac{\partial N8}{\partial \varepsilon \mathcal{E}} \\ \frac{\partial N1}{\partial \eta} & \frac{\partial N2}{\partial \eta} & \ldots\ldots\ldots & \frac{\partial N8}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} r1 & z1 \\ r2 & z2 \\ & . \\ & . \\ r8 & z8 \end{bmatrix}$$

L'expression de la matrice de rigidité devient dans le repère local :

$$[K]^e = \int_{-1}^{1} \int_{-1}^{1} 2\pi\ \sum_{i=1}^{8} r_i^{(e)} N_j(\mathcal{E}, \eta) detJ\ ([B]^T [D][B]) d\,\mathcal{E} d\eta \qquad (3.20)$$

Soit

$$[K]^e = \int_{-1}^{1} \int_{-1}^{1} G(\mathcal{E}, \mathfrak{y})\, d\mathcal{E} d\mathfrak{y} \qquad (3.21)$$

De la même marinière de la charge axiale Le calcul de la matrice de rigidité élémentaire $[K]^e$ se fait numériquement donc on utilise l'intégration de Gauss par conséquence le calcul mathématique de chaque terme de la matrice de rigidité sera remplacée par une sommation aux niveaux des points de Gauss (les recherches démontre que le meilleur nombre des points de Gauss à utiliser est deux points)

L'écriture de la matrice de rigidité élémentaire sera remplacé par :

$$[K]^e = \sum_{i=1}^{n} \sum_{i=1}^{m} H_i H_j\, G(\mathcal{E}, \mathfrak{y}) \qquad (3.22)$$

Avec :

n et m sont respectivement le nombre de points de Gauss dans la direction $\mathcal{E}$ *et* $\mathfrak{y}$ et H_i et H_j sont les coefficients correspondants.

Après le calcul de la matrice de rigidité élémentaire aux niveaux de chaque élément, le programme assemble tous ces matrices élémentaires dans une matrice globale [K]. On a généralement un système d'équation [K]. {u} = {F} ou F est le vecteur représentant toutes les sollicitations extérieures

III.4.3- MATRICE DE RIGIDITE DE L'INTERFACE SOL-PIEU

Pour modéliser l'interface sol- pieu on utilise les éléments quadratique a six nœuds avec une épaisseur négligeable, donc les fonctions de forme sont comme étants :

- $N_1 = \frac{\varepsilon}{L}\left(\frac{2\varepsilon}{L}-1\right)$
- $N_2 = \left(1-\frac{4\varepsilon^2}{L^2}\right)$ *(3.23)*
- $N_3 = \frac{\varepsilon}{L}\left(\frac{2\varepsilon}{L}+1\right)$

Avec $\boldsymbol{\varepsilon}$ est un coordonné local qui varie entre –L/2 et L/2 (figure 3.11)

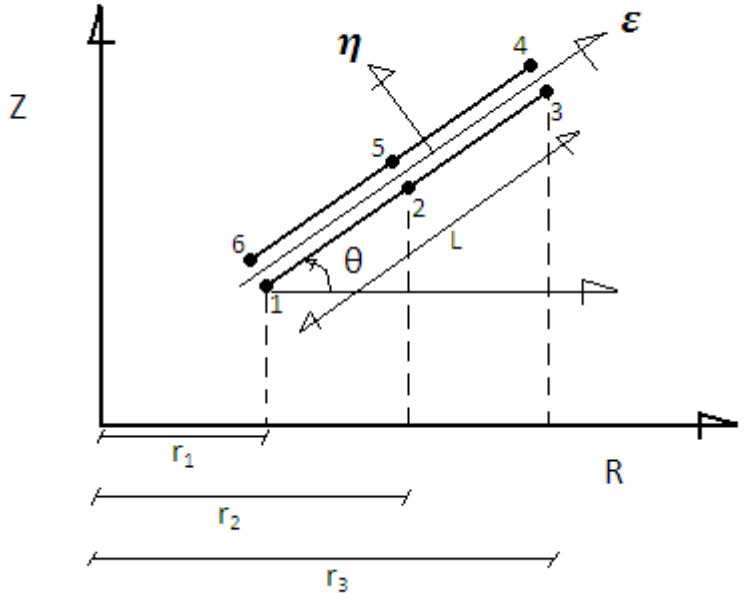


Fig.(3.6) :Schéma représentant l'élément d'interface utilisé dans le programme PULAS.

III.4.3.1- CHARGEMENT AXIAL :

Pour un élément d'interface la matrice de rigidité est donnée par l'équation suivant :

$$[K]^e = \int_v [B]^T [D][B] d\boldsymbol{v} \qquad (3.24)$$

Avec :

$$[B] = \begin{bmatrix} -N1 & 0 & -N2 & 0 & -N3 & 0 & N3 & 0 & N2 & 0 & N1 & 0 \\ 0 & -N1 & 0 & -N2 & 0 & -N3 & 0 & N3 & 0 & N2 & 0 & N1 \end{bmatrix} \qquad (3.25)$$

$$\text{Et } [D] = \begin{bmatrix} K_s & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix} \qquad (3.26)$$

Apres le développement de la matrice $[K]^e$ on a ce qui suit :

$$[K]^e = T^{*T} K' T \qquad (3.27)$$

Avec

$$T^* = \begin{vmatrix} T & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & T & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & T & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & T & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & T & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & T \end{vmatrix} \qquad (3.28)$$

$$T = \begin{vmatrix} \text{Cos } \theta & \text{Sin } \theta \\ \text{-sin } \theta & \text{Cos } \theta \end{vmatrix} \qquad (3.29)$$

$[K]' = 2 \pi L$

$$\begin{vmatrix}
aKs & 0 & bKs & 0 & cKs & 0 & -cKs & 0 & -bKs & 0 & -aKs & 0 \\
 & aKn & 0 & bKn & 0 & cKn & 0 & -cKn & 0 & -bKn & 0 & -aKn \\
 & & dKs & 0 & eKs & 0 & -eKs & 0 & -dKs & 0 & -bKs & 0 \\
 & & & dKn & 0 & eKn & 0 & -eKn & 0 & -dKn & 0 & -bKn \\
 & & & & fKs & 0 & -fKs & 0 & -eKs & 0 & -cKs & 0 \\
 & & & & & fKn & 0 & -fKn & 0 & -eKn & 0 & -cKn \\
 & & & & & & fKs & 0 & eKs & 0 & cKs & 0 \\
 & & & SYM & & & & fKn & 0 & eKn & 0 & cKn \\
 & & & & & & & & dKs & 0 & bKs & 0 \\
 & & & & & & & & & dKn & 0 & bKn \\
 & & & & & & & & & & aKs & 0 \\
 & & & & & & & & & & & aKn
\end{vmatrix} \quad (3.30)$$

Avec :

- a = $\frac{13\,r_1}{140} + \frac{r_2}{21} - \frac{r_3}{140}$
- b = $\frac{r_1}{21} + \frac{4\,r_2}{105} - \frac{2r_3}{105}$
- c = $-\frac{r_1}{140} - \frac{2r_2}{105} - \frac{r_3}{140}$
- d = $\frac{4r_1}{105} + \frac{16r_2}{35} - \frac{4\,r_3}{105}$
- e = $-\frac{2\,r_1}{105} + \frac{4r_2}{105} - \frac{r_3}{21}$
- f = $-\frac{r_1}{140} + \frac{r_2}{21} + \frac{13\,r_3}{140}$

III.4.3.2- CHARGEMENT LATERAL:

La différence entre la matrice de rigidité des éléments d'interface dans le cas d'un chargement latéral et dans le cas d'un chargement axial est celui de la matrice B et de la matrice D, donc :

$$[K]^e = \int_v [B]^T [D][B] dv$$

[B] =

-N1	0	0	-N2	0	0	-N3	0	0	N3	0	0	N2	0	0	N1	0	0
0	-N1	0	0	-N2	0	0	-N3	0	0	N3	0	0	N2	0	0	N1	0
0	0	-N1	0	0	-N2	0	0	-N3	0	0	N3	0	0	N2	0	0	N1

(3.31)

Et [D] = $\begin{vmatrix} K_s & 0 & 0 \\ 0 & K_n & 0 \\ 0 & 0 & K_s \end{vmatrix}$ *(3.32)*

Apres le développement de la matrice $[K]^e$ on a ce qui suit :

$$[K]^e = T^{*T} K' T \qquad (3.33)$$

Avec

$T^* =$ *(3.34)* $\begin{vmatrix} T & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & T & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & T & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & T & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & T & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & T \end{vmatrix}$

$T = \begin{vmatrix} \text{Cos } \theta & \text{Sin } \theta & 0 \\ -\text{sin } \theta & \text{Cos } \theta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{vmatrix}$ *(3.35)*

$[K]' = \pi L$

$$
\begin{vmatrix}
ak_s & 0 & 0 & bk_s & 0 & 0 & ck_s & 0 & 0 & -ck_s & 0 & 0 & -bk_s & 0 & 0 & -ak_s & 0 & 0 \\
 & ak_n & 0 & 0 & bk_n & 0 & 0 & ck_n & 0 & 0 & -ck_n & 0 & 0 & -bk_n & 0 & 0 & -ak_n & 0 \\
 & & ak_s & 0 & 0 & bk_s & 0 & 0 & ck_s & 0 & 0 & -ck_s & 0 & 0 & -bk_s & 0 & 0 & -ak_s \\
 & & & dk_s & 0 & 0 & ek_s & 0 & 0 & -ek_s & 0 & 0 & -dk_s & 0 & 0 & -bk_s & 0 & 0 \\
 & & & & dk_n & 0 & 0 & ek_n & 0 & 0 & -ek_n & 0 & 0 & -dk_n & 0 & 0 & -bk_n & 0 \\
 & & & & & dk_s & 0 & 0 & ek_s & 0 & 0 & -ek_s & 0 & 0 & -dk_s & 0 & 0 & -bk_s \\
 & & & & & & fk_s & 0 & 0 & -fk_s & 0 & 0 & -ek_s & 0 & 0 & -ck_s & 0 & 0 \\
 & & & & & & & fk_n & 0 & 0 & -fk_n & 0 & 0 & -ek_n & 0 & 0 & -ck_n & 0 \\
 & & & & & & & & fk_s & 0 & 0 & -fk_s & 0 & 0 & -ek_s & 0 & 0 & -ck_s \\
 & & & & & & & & & fk_s & 0 & 0 & ek_s & 0 & 0 & ck_s & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & & fk_n & 0 & 0 & ek_n & 0 & 0 & ck_n & 0 \\
 & & & & & & & & & & & fk_s & 0 & 0 & ek_s & 0 & 0 & ck_s \\
 & & & & & & & & & & & & dk_s & 0 & 0 & bk_s & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & & & & & dk_n & 0 & 0 & bk_n & 0 \\
 & & & & & & & & & & & & & & dk_s & 0 & 0 & bk_s \\
 & & & & & & & & & & & & & & & ak_s & 0 & 0 \\
 & & & & & & & & & & & & & & & & ak_n & 0 \\
 & & & & & & & & & & & & & & & & & ak_n
\end{vmatrix}
$$

SYM

(3.36)

Avec :

- $a = \frac{13\, r_1}{140} + \frac{r_2}{21} - \frac{r_3}{140}$
- $b = \frac{r_1}{21} + \frac{4\, r_2}{105} - \frac{2 r_3}{105}$
- $c = -\frac{r_1}{140} - \frac{2 r_2}{105} - \frac{r_3}{140}$
- $d = \frac{4 r_1}{105} + \frac{16 r_2}{35} - \frac{4\, r_3}{105}$
- $e = -\frac{2\, r_1}{105} + \frac{4 r_2}{105} - \frac{r_3}{21}$
- $f = -\frac{r_1}{140} + \frac{r_2}{21} + \frac{13\, r_3}{140}$

III.5- LES CONTRAINTES ET LES DEFFORMATIONS

III.5.1- CHARGEMENT AXIAL:

III.5.1.1- DEFORMATIONS :

Considérons les déplacements en petites déformations, les expressions reliant le champ de déplacements au champ de déformations en coordonnées cylindriques sont :

$$\begin{cases} \varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r} \\ \varepsilon_z = \frac{\partial v}{\partial z} \\ \varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \\ \gamma_{rz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial v}{\partial r} \end{cases} \qquad (3.37)$$

III.5.1.2- CONTRAINTES:

Une fois le champ de déformations est connu, les contraintes seront définies par le biais de la matrice de propriétés [D] :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_z \\ \sigma_\theta \\ \tau_{rz} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 \\ & D_{22} & D_{23} & 0 \\ & & D_{33} & 0 \\ & & & D_{44} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_z \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \end{Bmatrix} \qquad (3.38)$$

Avec :

- $D_{11} = D_{22} = D_{33} = \frac{E\ (1-\upsilon)}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}$
- $D_{44} = \frac{E}{2(1+\upsilon)}$
- $D_{12} = D_{13} = D_{23} = \frac{E\ \upsilon}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}$

E : module d'Young

υ : Coefficient de poisson

III.5.2- CHARGEMENT LATERAL:

III.5.2.1- DEFORMATIONS :

Considérons les déplacements en petites déformations, les expressions reliant le champ de déplacements au champ de déformations en coordonnées cylindriques sont :

$$\begin{cases} \varepsilon_r = \dfrac{\partial u}{\partial r} \\ \varepsilon_z = \dfrac{\partial v}{\partial z} \\ \varepsilon_\theta = \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial w}{\partial \theta} + \dfrac{u}{r} \\ \gamma_{rz} = \dfrac{\partial u}{\partial z} + \dfrac{\partial v}{\partial r} \\ \gamma_{z\theta} = \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial v}{\partial \theta} + \dfrac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{\theta r} = \dfrac{1}{r}\dfrac{\partial u}{\partial \theta} + \dfrac{\partial w}{\partial r} - \dfrac{w}{r} \end{cases} \qquad (3.39)$$

III.5.2.2- CONTRAINTES:

Une fois le champ de déformations est connu, les contraintes seront définies par le biais de la matrice de propriétés [D] :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_z \\ \sigma_\theta \\ \tau_{rz} \\ \tau_{r\theta} \\ \tau_{\theta r} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_{11} & D_{12} & D_{13} & 0 & 0 & 0 \\ & D_{22} & D_{23} & 0 & 0 & 0 \\ & & D_{33} & 0 & 0 & 0 \\ & & & D_{44} & 0 & 0 \\ & & & & D_{55} & 0 \\ & & & & & D_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_r \\ \varepsilon_z \\ \varepsilon_\theta \\ \gamma_{rz} \\ \gamma_{r\theta} \\ \gamma_{\theta r} \end{Bmatrix} \qquad (3.40)$$

Avec :

- $D_{11} = D_{22} = D_{33} = \dfrac{E\ (1-\upsilon)}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}$
- $D_{44} = D_{55} = D_{66} = \dfrac{E}{2(1+\upsilon)}$
- $D_{12} = D_{13} = D_{23} = \dfrac{E\ \upsilon}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)}$

E : module d'Young

υ : Coefficient de poisson

III.6- CONCLUSION :

On conclusion, on peut dire que les séries de Fourier permettre de réduire le problème en 2D, en effet, l'utilisation de cette technique est facile dans les charges statiques, par contre dans les charges dynamique l'utilisation des séries de Fourier sera plus compliquer , donc pour modéliser le chargement latéral en 2D l'utilisation des séries de Fourier est indispensable (pratiquement on a utilisé l'harmonique un pour ce type de chargement), par contre le traitement d'une charge axiale ne nécessite pas cette technique (pratiquement on a utilisé l'harmonique zéro pour ce type de chargement), Néanmoins, l'utilisation des séries de Fourier limite le champ d'application de la méthode des éléments finis et la possibilité de traitement de certain événement comme le décollement de l'interface sol-pieu.

CHAPITRE IV : présentation et validation du programme PULAS

IV.1- INTRODUCTION :

Pour étudier le comportement d'un pieu isolé sous sollicitation verticales et horizontales par la méthode des éléments finis, on peut utiliser les codes commercialisés dans le marché comme PLAXIS et varier les paramètres pour avoir l'effet de chaque paramètre sur le comportement du pieu, néanmoins, on ne peut pas maitriser la méthode des éléments finis sans programmation, de plus l'élaboration d'un code numérique permettre d'approfondi nos connaissances a ce problématique, en effet, on a élaboré un code de calcul nommé PULAS (**P**ile **U**nder **L**ateral And **A**xial **S**ollicitation), la conception de ce code est basé sur deux aspects :

- L'axisymetrie de la structure que permettre de gagner cinquante pour cent de la capacité de stockage et de traitement dans la machine
- Le traitement du problème en 2D par le baie des séries de Fourier, ce qui nous permettre de gagner énormément de la capacité de stockage et de traitement dans la machine

Avec l'utilisation de ces deux aspects on peut utiliser facilement les machines commercialisées dans le marché

Le présent code est valide dans les conditions suivantes :

- Comportement linéaire du sol
- Sol homogène
- Sol de Gibson
- Sol multicouche (jusqu'à sept couches)

Apes la conception, on va valider le programme par la comparaison avec les résultats approuvés d'autres chercheurs, puis on va faire une étude paramétrique pour avoir l'effet de certains paramètres sur le comportement du pieu

IV.2- PRESENTATION DU PROGRAMME PULAS (PILE UNDER LATERAL AND AXIAL SOLLICITATION) :

Le programme PULAS est le produit d'implémentation numérique de la technique expliquée précédemment, il est conçu pour traiter les pieux circulaires soumis à des efforts latéraux et axiaux en tête ou moment en tête dans un milieu élastique linéaire et isotrope.

Le programme PULAS est une extension du programme ELASPULL (Amar Bouzid , 1997), ELASPULL est conçu pour traiter les pieux circulaires soumis à des efforts latéraux en tête ou moments en tête. Notre travail est d'ajouter un module pour traiter les pieux circulaires soumis à des efforts axiaux en tête et de modifier le langage de la programmation vers un langage plus puissant que le FORTRAN 77 (pratiquement on a utilisé le VISUEL BASIC 6.0) et d'ajouter un aspect visuel au programme avec mailleur automatique qui va nous permettre de traiter n'importe quelle structure avec une fiabilité et une facilité d'utilisation.

Pour permettre à la technique de série de Fourier d'être appliquée aux pieux soumis a des efforts axiaux et latéraux en tête et un moment en tête, les pieux étudiés sont des pieux circulaires permettant d'avoir un problème à symétrie de révolution ce que limite théoriquement le champ d'application de ce programme, mais dans la réalité ce programme peut traiter n'import quel type de pieux pour un simple raison que le comportement des pieux est complètement contrôlé par sa rigidité a la flexion.

En effet, le programme PULAS contient les subroutines suivantes :

- Donne : lecture des donnés (sol, pieu, interface, maillage)
- Maillage : maillage automatique de la structure (la création automatique des éléments quadrangulaires a 8 nœuds avec son numérotation et la numérotation des nœuds)
- Gauss : l'affectation des points de Gauss
- Colim : l'insertion des conditions limite
- Propil : le rôle du sous programme PROPIL est d'attribuer a chaque élément du pieu un module de Young équivalant défini a partir de la rigidité de flexion effective du pieu et l'inertie d'une section circulaire pleine du même diamètre

- Prosol : si le sol est hétérogène (sol de Gibson ou bien multicouche) et présente une rigidité variable, le sous programme PROSOL prendre en charge d'effectuer les caractéristiques du sol au niveau de chaque élément (pratiquement dans les points de Gauss)
- Charge_vertical : subroutine principal qui fait le traitement de la charge verticale et qui contient plusieurs subroutine.
- joint_vertical : le calcul de la matrice de rigidité élémentaire de l'interface (charge verticale)
- fmdrad : Le calcul de la matrice D (charge verticale)
- fmquad : le calcul des fonctions de forme (charge verticale)
- fmbrad: Le calcul de la matrice B (charge verticale)
- FORMKv : l'assemblage des matrices de rigidités élémentaires du sol et du pieu sous la matrice de rigidité globale (charge verticale)
- KVjoin : l'assemblage des matrices de rigidités élémentaires de l'interface sous la matrice de rigidité globale (charge verticale)
- ChargeV : la création du vecteur de la force (charge verticale)
- Banxed : réduction de Gauss (charge verticale)
- Bacsub : résolution de système (charge verticale)
- Contrai : calcul des contraintes et déformations (charge verticale)
- Contraijoin : calcul des contraintes et déformations aux niveaux des éléments d'interfaces (charge verticale)
- Matrig : le calcul de la matrice de rigidité élémentaire (charge horizontale ou un moment)
- Joint : le calcule de la matrice de rigidité élémentaire de l'interface (charge horizontale ou un moment)
- Charge : la création du vecteur de la force (charge horizontale ou un moment)
- Formsol : l'assemblage des matrices de rigidités élémentaires du sol et du pieu sous la matrice de rigidité globale (charge horizontale ou un moment)

- formjoin: l'assemblage des matrices de rigidités élémentaires de l'interface sous la matrice de rigidité globale (charge horizontale ou un moment)
- Banred : réduction de Gauss (charge horizontale ou un moment)
- Bacsub : résolution de système (charge horizontale ou un moment)
- Stress : calcul des contraintes et déformations (charge horizontale ou un moment)
- Conjoin : calcul des contraintes et déformations aux niveaux des éléments d'interfaces (charge horizontale ou un moment)
- Imprimpic : affichage et l'assemblage des résultats.

De plus le programme PULAS contient des subroutine et des fonctions pour l'affichage et la transformation de repère.

IV.3- MODELE D'ELEMENTS FINIS UTILISE :

La discrétisation d'une structure en 2D se faite à la base des éléments triangulaires ou bien quadratiques tel que :

- Les éléments triangulaires à 3 nœuds ;
- Les éléments triangulaires à 6 nœuds ;
- Les éléments quadratiques à 4 nœuds ;
- Les éléments quadratiques à 8 nœuds ;
- Les éléments quadratiques à 9 nœuds….etc.

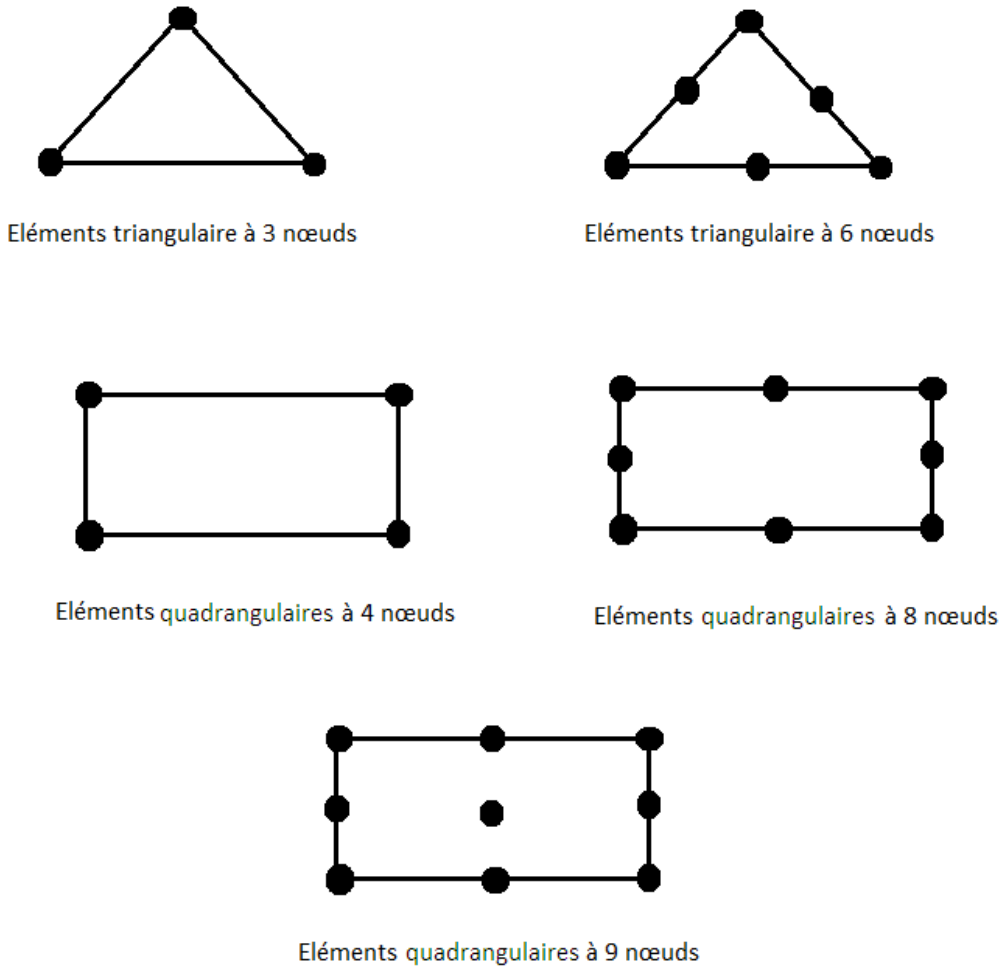


Fig.(4.1) : les types des éléments triangulaires et quadrangulaires

Pour notre cas les recherches démontrent que les meilleurs éléments à utiliser sont :

- Les éléments triangulaires à 6 nœuds
- Les éléments quadrangulaires à 8 nœuds
- Les éléments quadrangulaires à 9 nœuds

Donc on peut choisir les éléments quadrangulaires à 8 nœuds à savoir 4 nœuds aux sommets et 4 nœuds aux milieux, on définie un élément isoparamétrique de référence dans un repère local $\mathcal{E}$ et $\mathfrak{y}$

Élément référence est transformé par un élément réel par une transformation géométrique qui défini x de chaque point de l'élément réel a partir de $\mathcal{E}$ de l'élément référence.

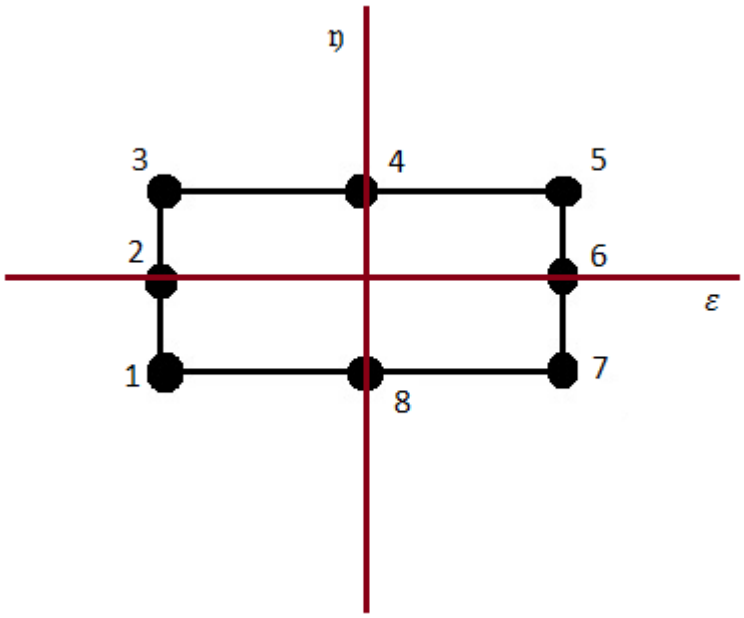


Fig (4.2) : élément quadrangulaires isoparamétrique a 8 nœuds

Donc les coordonnées globales de chaque point dans l'élément réel s'expriment sous la forme suivante :

$$r=\sum_{i=1}^{8} r_i\, N_i\ (\mathcal{E},\mathfrak{y}) \qquad (4.1)$$

$$z=\sum_{i=1}^{8} z_i\, N_i\ (\mathcal{E},\mathfrak{y}) \qquad (4.2)$$

On peut exprimer les fonctions d'interpolations et leurs dérivées partiels dans le tableau suivant :

	N	$\frac{\partial N}{\partial \varepsilon}$	$\frac{\partial N}{\partial \mathfrak{y}}$
1	$\frac{-(1-\varepsilon)(1-\mathfrak{y})(1+\varepsilon+\mathfrak{y})}{4}$	$\frac{(1-\mathfrak{y})(2\varepsilon+\mathfrak{y})}{4}$	$\frac{-(1-\varepsilon)(\varepsilon+2\mathfrak{y})}{4}$
2	$\frac{(1-\varepsilon^2)(1-\mathfrak{y})}{2}$	-(1-$\mathfrak{y}$)$\mathcal{E}$	$\frac{-(1-\mathcal{E}^2)}{2}$
3	$\frac{-(1-\varepsilon)(1-\mathfrak{y})(1-\varepsilon+\mathfrak{y})}{4}$	$\frac{(1-\mathfrak{y})(2\varepsilon-\mathfrak{y})}{4}$	$\frac{-(1+\varepsilon)(\varepsilon-2\mathfrak{y})}{4}$
4	$\frac{(1-\mathfrak{y}^2)(1+\varepsilon)}{2}$	$\frac{(1-\mathfrak{y}^2)}{2}$	-(1 + $\mathcal{E}$)$\mathfrak{y}$
5	$\frac{-(1+\varepsilon)(1-\mathfrak{y})(1-\varepsilon-\mathfrak{y})}{4}$	$\frac{(1-\mathfrak{y})(2\varepsilon+\mathfrak{y})}{4}$	$\frac{(1+\varepsilon)(\varepsilon-2\mathfrak{y})}{4}$
6	$\frac{(1-\varepsilon^2)(1+\mathfrak{y})}{2}$	-(1+ $\mathfrak{y}$)$\mathcal{E}$	$\frac{(1-\mathcal{E}^2)}{2}$
7	$\frac{-(1-\varepsilon)(1+\mathfrak{y})(1+\varepsilon-\mathfrak{y})}{4}$	$\frac{(1+\mathfrak{y})(2\varepsilon-\mathfrak{y})}{4}$	$\frac{-(1-\varepsilon)(\varepsilon-2\mathfrak{y})}{4}$
8	$\frac{(1-\mathfrak{y}^2)(1-\varepsilon)}{2}$	$\frac{-(1-\mathfrak{y}^2)}{2}$	-(1 - $\mathcal{E}$)$\mathfrak{y}$

Tableau (4.1) : Fonctions d'interpolations et leurs dérivées partielles

IV.4- MAILLAGE :

Pour connaitre les éléments et les nœuds dans la structure on a deux méthodes :

IV.4.1-MAILLAGE MANUEL : dans cette méthode on discrétise la structure manuellement, on insére le nombre des éléments horizontaux et verticaux et les caractéristiques des ces éléments (largeur et longueur) pour permettre au programme de calculer les positions des nœuds et les numéros des nœuds et les éléments.

Exemple : dans cet exemple on a une structure qui engendre 5 éléments horizontaux et 5 éléments verticaux avec des caractéristiques géométriques mentionnées dans la figure (4.3).

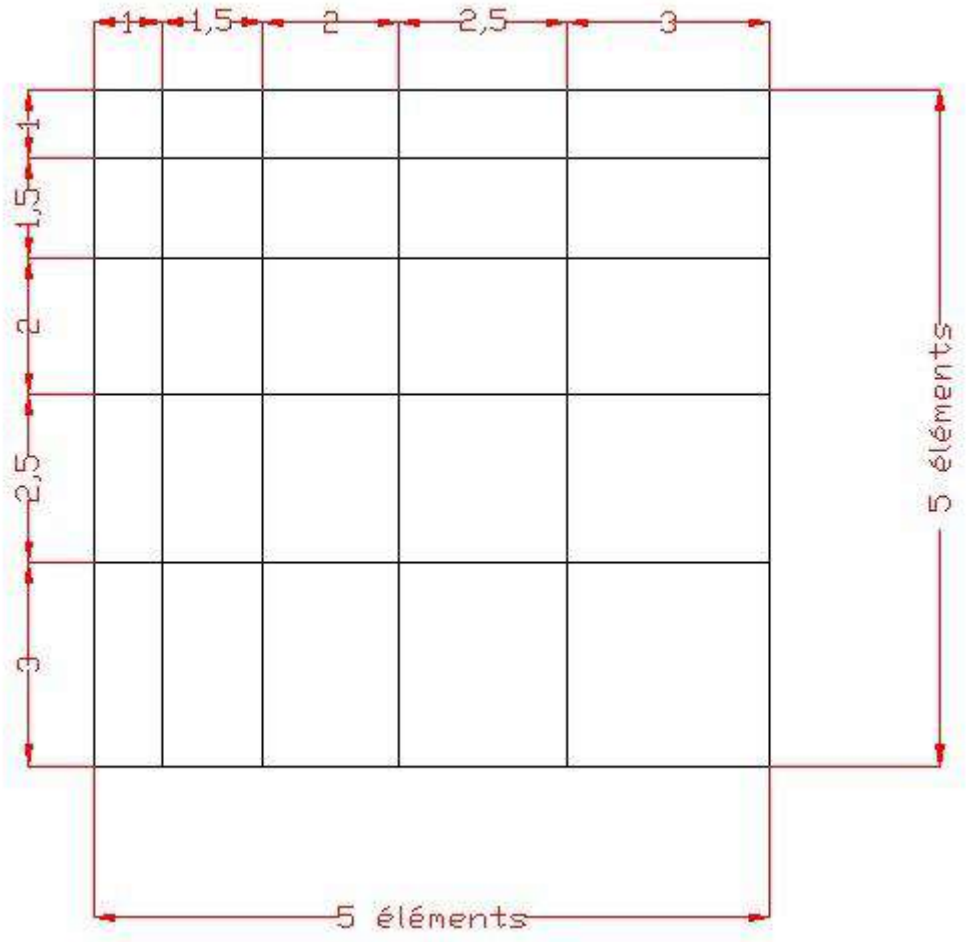


Fig (4.3) : structure discrétisé manuellement

Donc les données à insérer dans le programme sont comme suit :

- 5 éléments horizontaux.
- 5 éléments verticaux.
- Les distances horizontales 1-1.5-2-2.5-3
- Les distances verticales 1-1.5-2-2.5-3

Puis le programme va calculer automatiquement les points d'intersections qui représentants les nœuds de sommet en suite il va interpoler les nœuds de milieux.

IV.4.2- MAILLAGE AUTOMATIQUE :

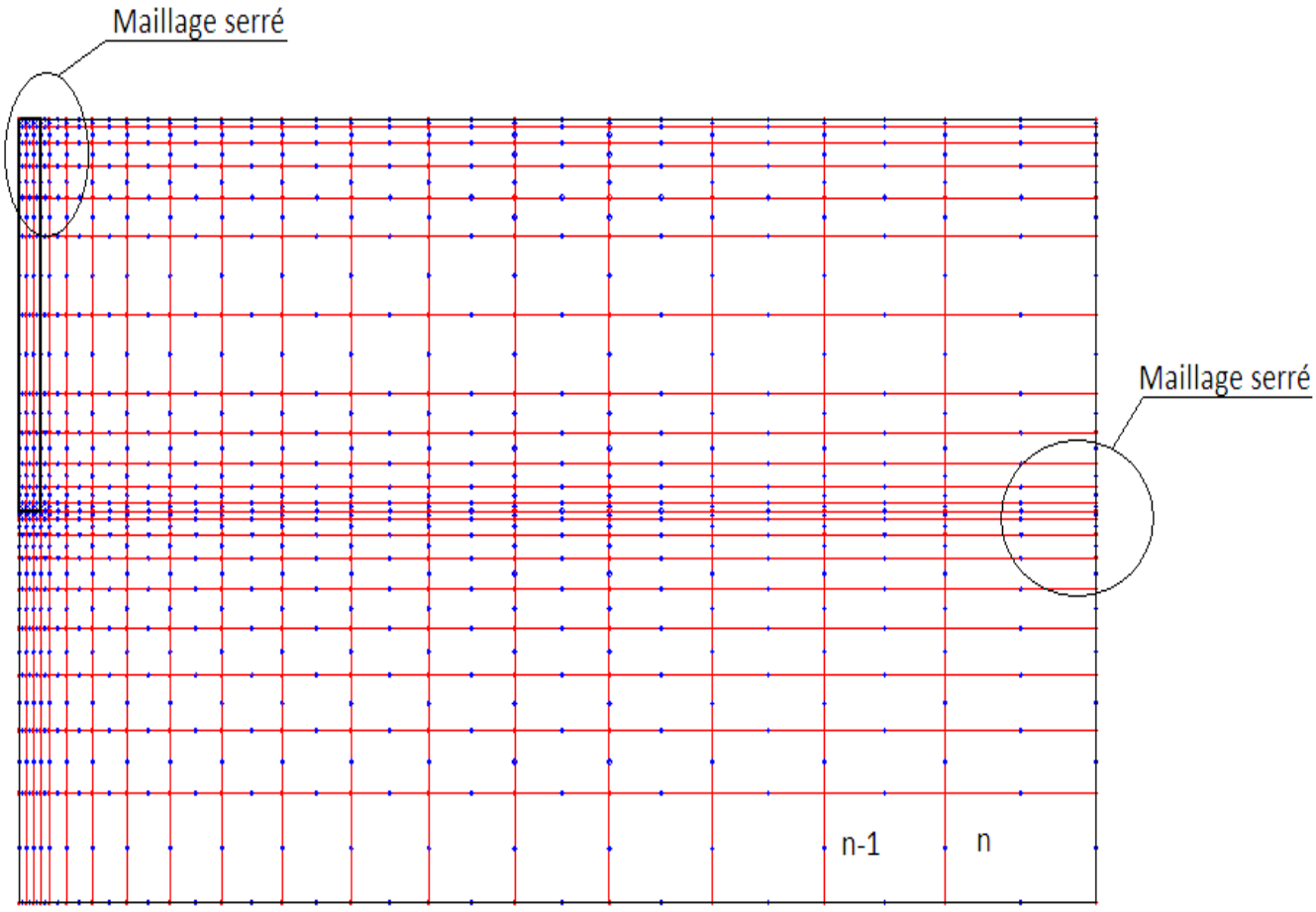
Ce type de maillage est adopté par notre code PULAS, le principe est très simple, la distance de maillage d'un élément i suivant X égale la position de l'élément suivant X fois le coefficient de maillage et la distance de maillage d'un élément i suivant Y égale la position de l'élément suivant Y fois le coefficient de maillage. De plus le programme va prendra en considération les changements des caractéristiques physiques dans la structure globale (par exemple changement pieux – sol, changement de sols …etc.) donc le programme va serrer automatiquement le maillage dans les zones de changement des caractéristiques physiques.

Dans le pieu la distance de maillage des éléments suivant X égale le coefficient du maillage sans prendra en considération l'augmentation de la distance de maillage.

Apres le maillage automatique le programme identifie automatiquement le nombre des éléments horizontaux et le nombre des éléments verticaux avec les caractéristiques de chaque élément donc on peut trouver facilement les positions des nœuds de sommet et par conséquence les nœuds de milieux puis on va numéroter les nœuds et les éléments successivement.

Exemple de maillage automatique :

Exemple 1 : (sol homogène ou bien sol de Gibson)



$L_n = L_{n-1} + d$

Avec :

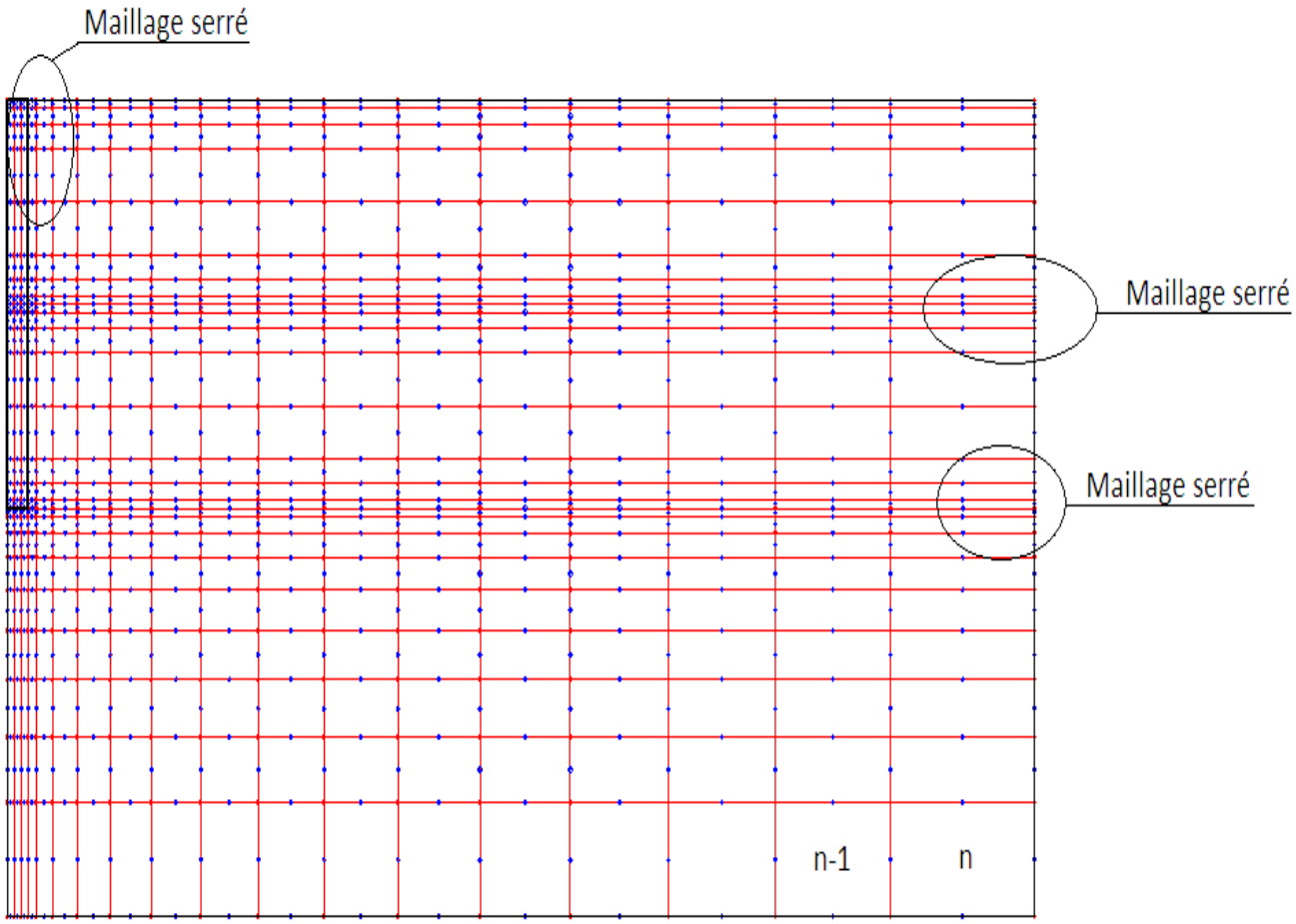
L_n : largeur d'élément n

L_{n-1} : largeur d'élément n-1

d : distance minimale de maillage (coefficient de maillage)

Fig (4.4) : structure discrétisé avec le programme PULAS (cas d'un sol homogène et le sol de Gibson)

Exemple 2 : (sol multicouches)



$L_n = L_{n-1} + d$

Avec :

L_n : largeur d'élément n

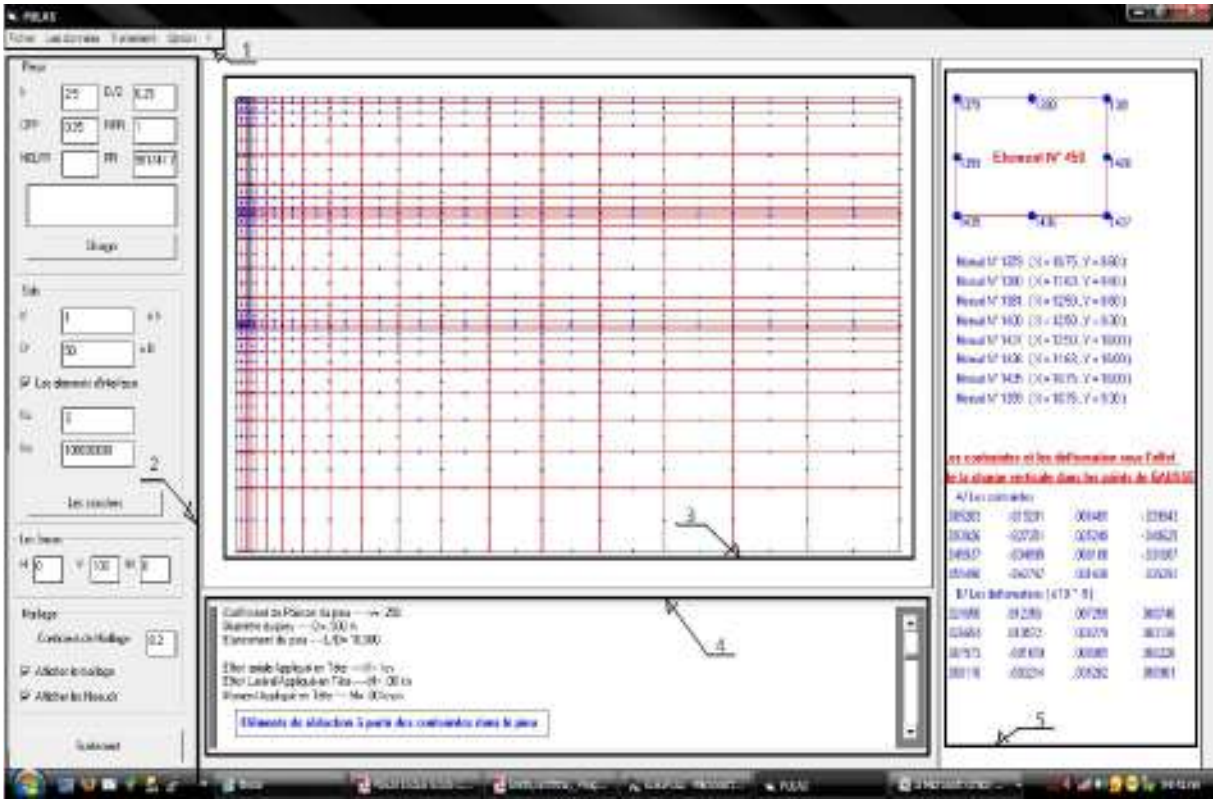
L_{n-1} : largeur d'élément n-1

d : distance minimale de maillage (coefficient de maillage)

Fig (4.5) : structure discrétisé avec le programme PULAS (cas d'un sol multicouche)

IV.5- MANUEL D'UTILISATION DE PULAS

IV.5.1- FENETRE PRINCIPALE :



Fig(4.6) :fenêtre principale du programme PULAS

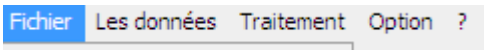
La fenêtre principale du programme PULAS englobe cinq éléments secondaires qui sont :

1. Le menu du programme
2. La boite de dialogue du programme
3. La fenêtre d'affichage de dessin du programme
4. La fenêtre d'affichage des résultats du programme
5. La fenêtre d'affichage des éléments

IV.5.2- LE MENU DU PROGRAMME :

Dans le menu du programme on trouve cinq sous menu :

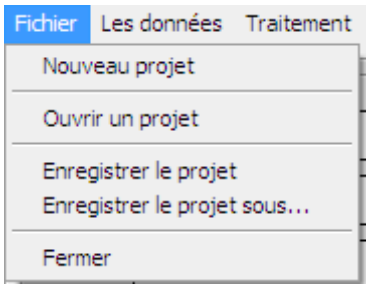
1. Fichier
2. Les données
3. Traitement
4. Option
5. Aide



Fig(4.7) : menu principale du programme PULAS

Dans le sous menu **Fichier** on trouve :

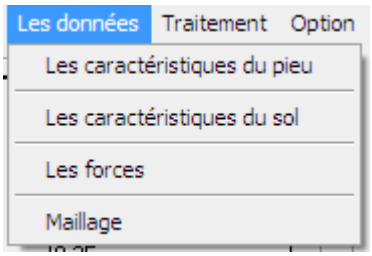
1. Nouveau projet : on utilise pour créer un nouveau projet
2. Ouvrir un projet : on utilise pour ouvrir un projet existant
3. Enregistrer le projet : on utilise pour enregistrée le projet dans l'ancien répertoire
4. Enregistrer le projet sous … : on utilise pour enregistrée le projet dans nouveau répertoire
5. Fermer : on utilise pour fermer le programme



Fig(4.8) : sous menu Fichier du programme PULAS

Dans le sous menu **les données** on trouve :

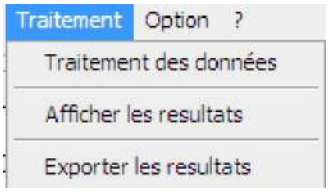
1. Les caractéristiques du pieu : on utilise pour afficher la fenêtre d'insertion des données du pieu
2. Les caractéristiques du sol : on utilise pour afficher la fenêtre d'insertion des données du sol
3. Les forces : on utilise pour afficher la fenêtre d'insertion des forces
4. Maillage : on utilise pour afficher la fenêtre du maillage



Fig(4.9) : sous menu les données du programme PULAS

Dans le sous menu **traitement** on trouve :

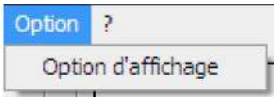
1. Traitement des données : on utilise pour lancer le traitement des données
2. Afficher les résultats : on utilise pour afficher les résultats du traitement des données
3. Exporter les résultats : on utilise pour exporter les résultats du traitement des données



Fig(4.10) : sous menu traitement du programme PULAS

Dans le sous menu **options** on trouve :

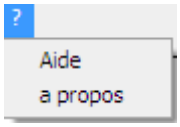
1. Option d'affichage : on utilise pour changer les couleurs d'affichage



Fig(4.11) : sous menu option du programme PULAS

Dans le sous menu **aide** on trouve :

1. Aide : on l'utilise pour afficher la fenêtre d'aide
2. A propos : on l'utilise pour afficher la fenêtre à propos

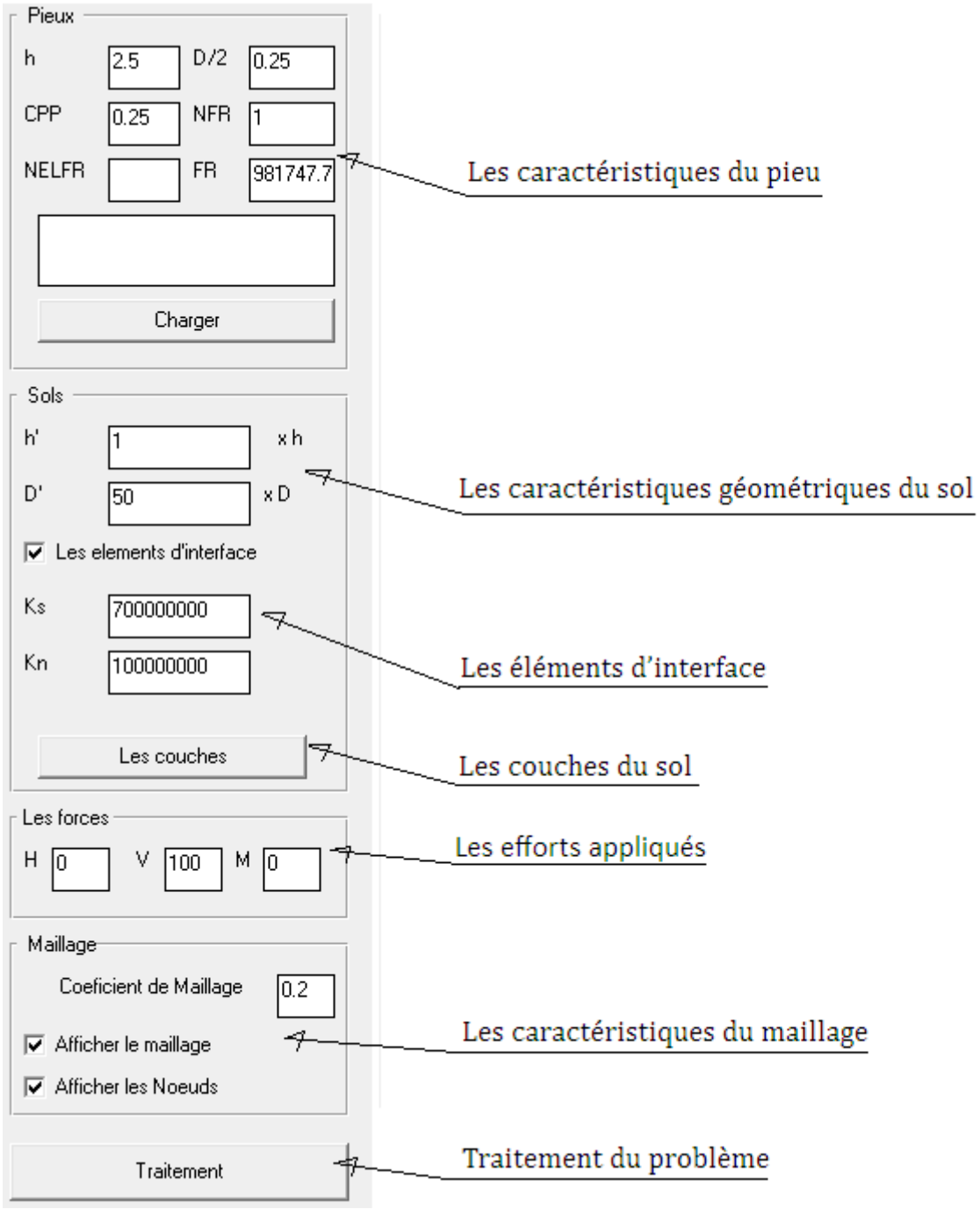


Fig(4.12) : sous menu aide du programme PULAS

IV.5.3- LA BOITE DE DIALOGUE DU PROGRAMME

Par cette boite de dialogue l'utilisateur peut insérer presque toutes les données nécessaires pour le fonctionnement du programme sauf les caractéristiques physiques du sol. Donc dans cette boite on trouve :

- Sous boite pour les caractéristiques du pieu
- Sous boite pour les caractéristiques géométriques du sol
- Sous boite pour les éléments d'interface
- Bouton pour les couches du sol
- Sous boite pour les caractéristiques de maillage
- Sous boite pour les forces
- Bouton de traitement



Fig(4.13) : la boite de dialogue principale du programme PULAS

Donc dans la sous boite de dialogue du pieu on trouve :

- h : profondeur de fiche du pieu
- D/2 : le diamètre du pieu fois 0.5
- CPP : coefficient de Poisson du pieu
- NFR : nombre de rigidités a la flexion
- NELFER : nombre des éléments de la même rigidité
- FR : la rigidité a la flexion EI

La sous boite de dialogue du sol contient:

- h' : la profondeur du sol sous la pointe du pieu a traité (en fonction de la profondeur d'encastrement du pieu h)
- D' : Le rayon du sol a étudié (en fonction de diamètre du pieu D)

La sous boite de dialogue des éléments d'interface contient :

- K_s : la rigidité d'interface tangentielle
- K_n : la rigidité d'interface normale

La sous boite de dialogue des forces contenant :

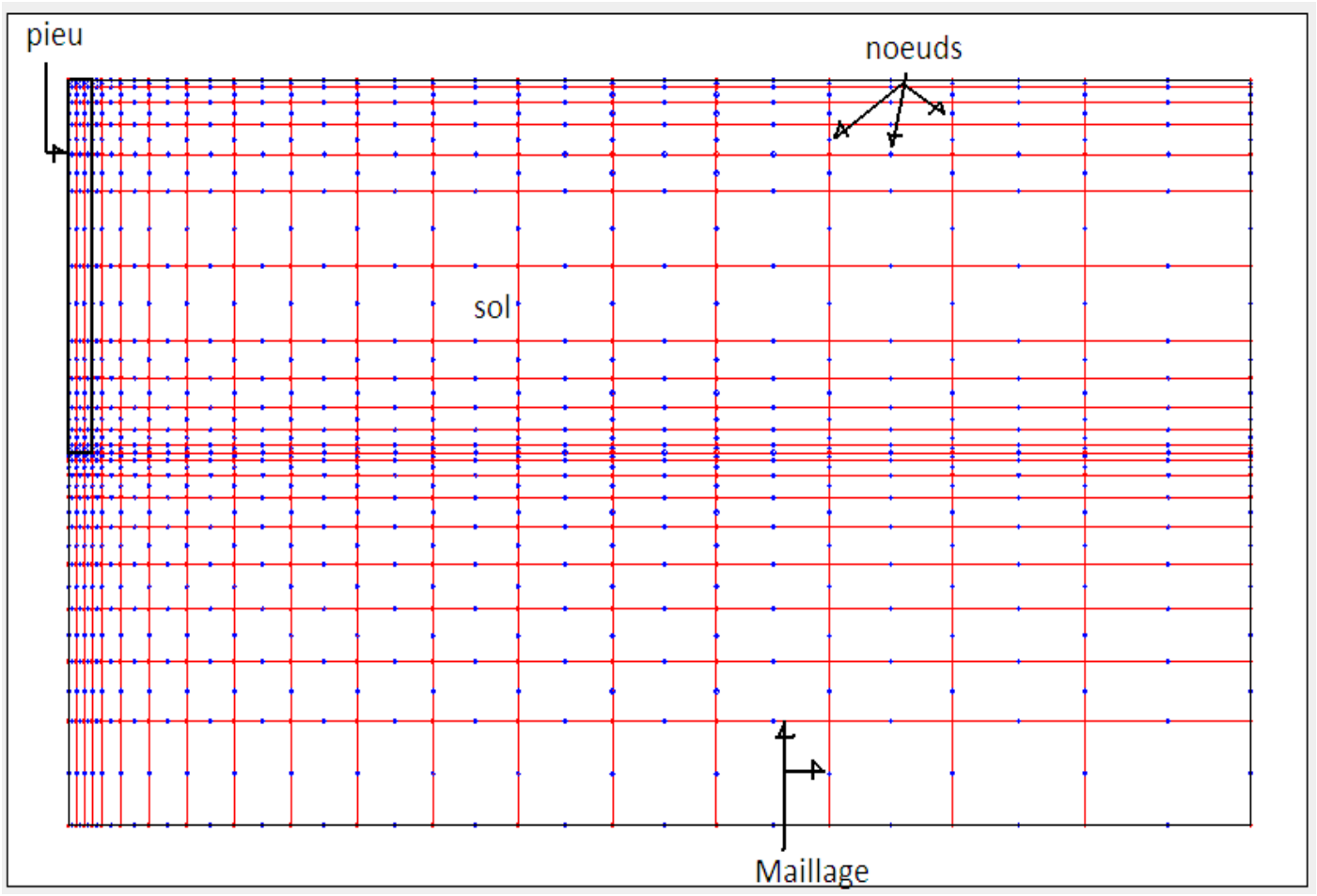
- H : la valeur de la force horizontale
- V : la valeur de la force verticale
- M : la valeur du moment

Dans la sous boite de dialogue de maillage l'utilisateur peut insérer la valeur du coefficient de maillage et de contrôler l'affichage du maillage et l'affichage des nœuds

IV.5.4- LA FENETRE D'AFFICHAGE DU MAILLAGE

Dans cette fenêtre le programme PULAS permet de faire une approche visuelle de toutes les donnés du problème. Donc PULAS affiche tous les éléments suivants :

- Le pieu : profondeur et diamètre
- Le sol : toute la zone a étudiée
- Le maillage
- Les nœuds

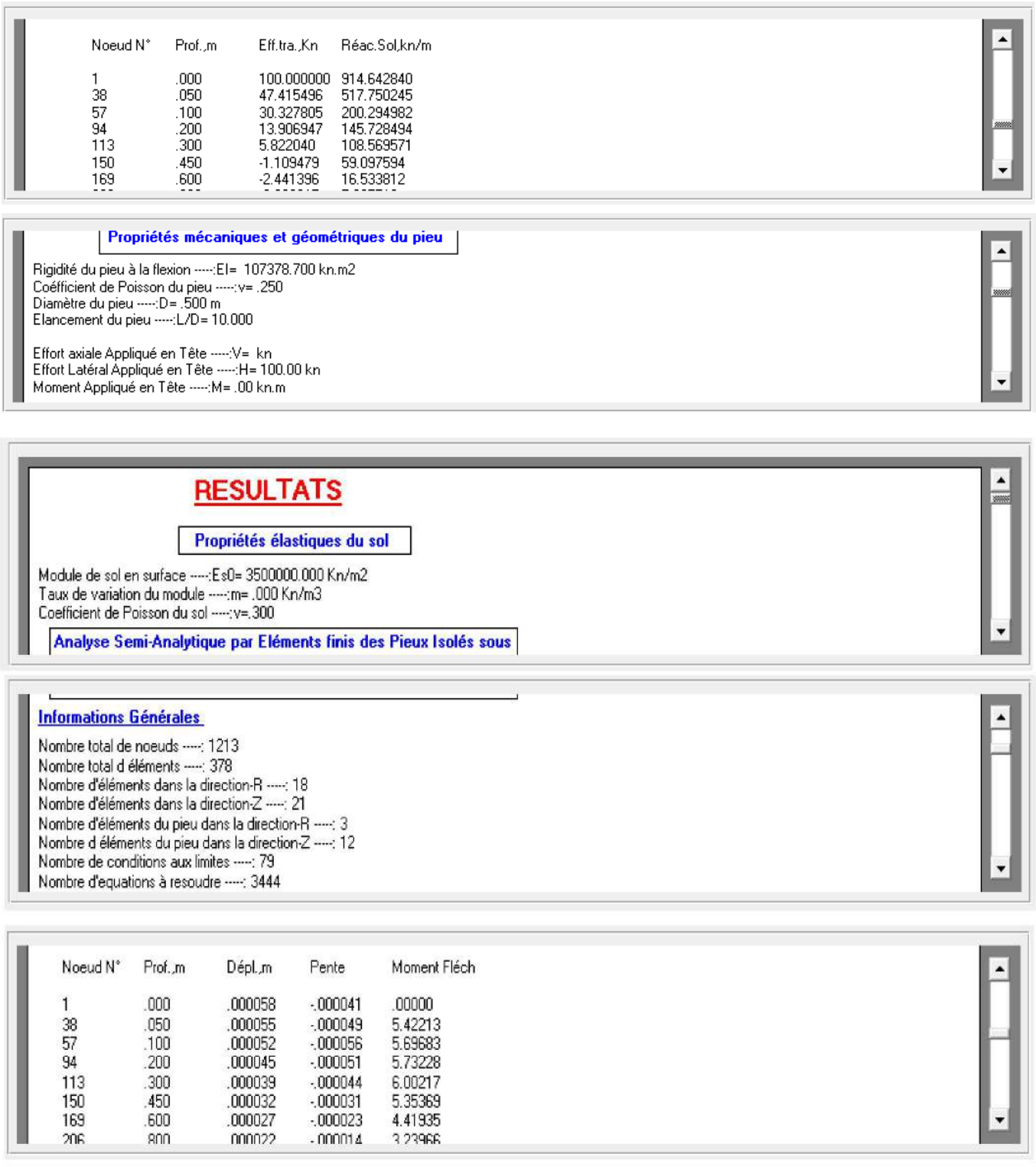


Fig(4.14) : fenêtre d'affichage de dessin du programme PULAS

IV.5.5- LA FENETRE D'AFFICHAGE DES RESULTATS :

Dans la fenêtre ci après, le programme PULAS affiche tous les résultats et les données du traitement dans une forme agréable. Donc dans cette fenêtre PULAS affiche ce qui suit :

- Propriété élastique du sol (module de surface du sol, taux de variation, coefficient de poisson du sol)
- Informations générales (nombre des nœuds, nombre des éléments, nombre des éléments dans la direction R, nombre des éléments dans la direction D, nombre des éléments du pieu dans la direction R, nombre des éléments du pieu dans la direction D, nombre des conditions limites ….etc.)
- Propriété mécaniques et géométriques du pieu (rigidité du pieu, diamètre, élancement, coefficient du poisson du pieu…etc.)
- Elément de réduction a partir des contraintes dans le pieu (déplacement moment fléchissant, pente, effort de traction ….etc.)



Noeud N°	Prof.,m	Eff.tra.,Kn	Réac.Sol,kn/m
1	.000	100.000000	914.642840
38	.050	47.415496	517.750245
57	.100	30.327805	200.294982
94	.200	13.906947	145.728494
113	.300	5.822040	108.569571
150	.450	-1.109479	59.097594
169	.600	-2.441396	16.533812

Noeud N°	Prof.,m	Dépl.,m	Pente	Moment Fléch
1	.000	.000058	-.000041	.00000
38	.050	.000055	-.000049	5.42213
57	.100	.000052	-.000056	5.69683
94	.200	.000045	-.000051	5.73228
113	.300	.000039	-.000044	6.00217
150	.450	.000032	-.000031	5.35369
169	.600	.000027	-.000023	4.41935
206	.800	.000022	-.000014	3.23966

Fig(4.15) : fenêtre d'affichage des résultats du programme PULAS

IV.5.6- LA FENETRE D'AFFICHAGE DES ELEMENTS

PULAS utilise cette fenêtre pour afficher tous les détailles des éléments, cette procédure sera activé lorsque l'utilisateur passer la sourie dans le périmètre d'un élément définie, donc pratiquement PULAS affiche ce qui suit :

- Le numéro de l'élément
- Numérotation des nœuds
- Les coordonnes(R, Z) des nœuds
- Les contraintes dans les points de Gauss
- Les déformations dans les points de Gauss



Fig(4.16) :fenêtre d'affichage des éléments du programme PULAS

IV.5.7- LA FENETRE D'INSERTION DES DONNEES DU SOL

Dans cette fenêtre l'utilisateur peut saisir les caractéristiques géométriques du sol (la profondeur et le rayon) et choisir le type de sol. Donc le programme PULAS prendre en considération trois types de sol :

- Sol homogène
- Sol de Gibson
- Sol multicouche

IV.5.7.1- SOL HOMOGENE :

Si on a choisi un sol homogène, les paramètres a inséré sont :

- Module d'élasticité du sol E
- coefficient de poisson



Fig(4.17) :fenêtre d'insertion des données de sol homogène du programme PULAS

IV.5.7.2- SOL DE GIBSON

Pour un sol de GIBSON, les paramètres a inséré sont :

- module de surface du sol E_0
- coefficient de poisson
- Taux de variation



Fig(4.18) :fenêtre d'insertion des données de sol de GIBSON du programme PULAS

IV.5.7.3- SOL MULTICOUCHE :

Pour un sol multicouche, il faut définir le nombre des couches a utilisé (par exemple : 4 couches) en suit il faut déterminer les paramètres suivantes dans chaque couche :

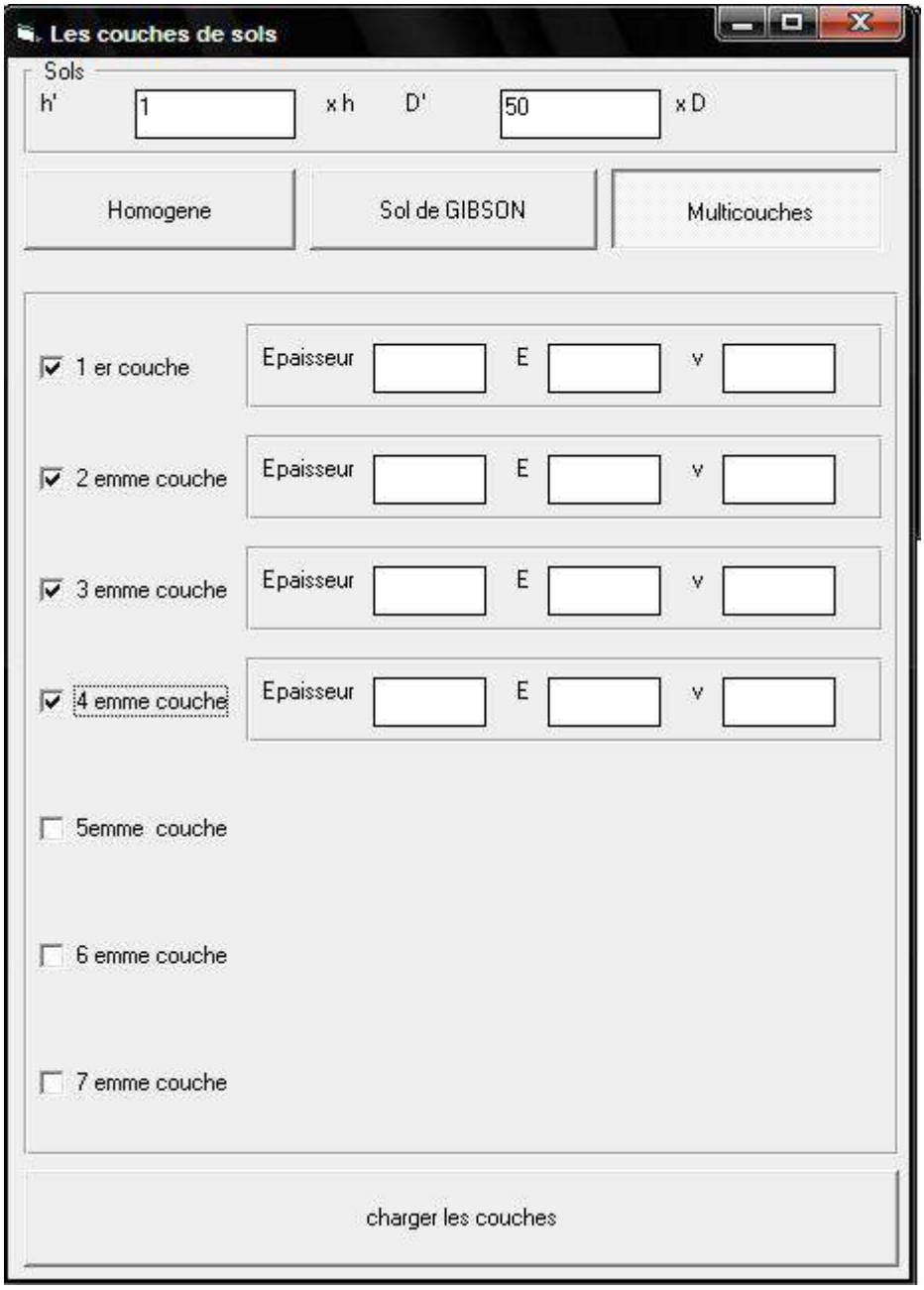
- Module d'élasticité du sol E
- coefficient de poisson
- épaisseur de la couche

Remarque : la somme des épaisseurs des couches doit être égale (h + h')

Avec

h : profondeur d'encastrement du pieu

h' : la profondeur du sol sous la pointe du pieu a traité (en fonction de la profondeur d'encastrement du pieu h)



Fig(4.19) :fenêtre d'insertion des données de sol multicouches du programme PULAS

IV.6- VALIDATION DU PROGRAMME PULAS :

IV.6.1- CHARGEMENT AXIAL :

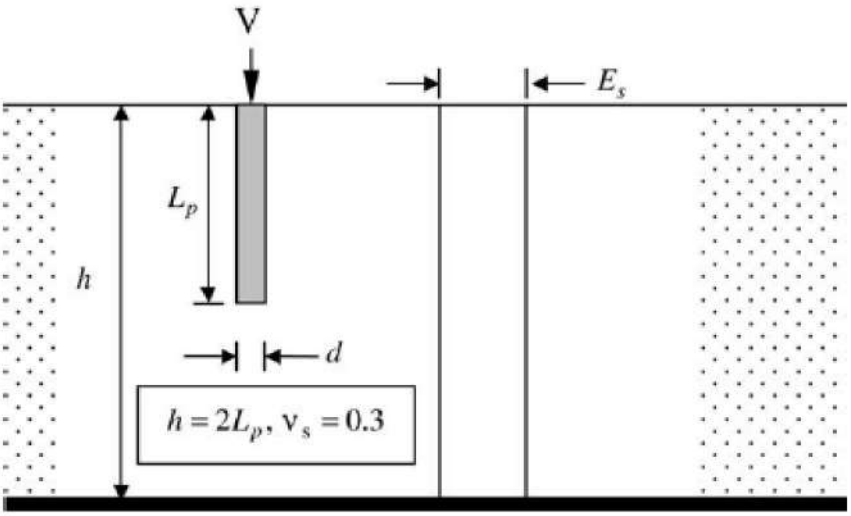
IV.6.1.1-VALIDATION DES DEPLACEMENTS

IV.6.1.1.1- SOL HOMOGENE :

Dans le but de valider notre programme PULAS, on va comparer les résultats (les déplacements) de PULAS avec les résultats publiés par Amar Bouzid et al, 2005. Les résultats publiés se rapportent à un pieu fiché dans le sol a une profondeur L_p avec un diamètre d, ce pieu est sous l'effet d'une charge verticale V, le sol est considéré comme un milieu élastique avec un module d'élasticité constante E_s et un coefficient du Poisson égale a 0.3

Les dimensions du sol a étudié dans cette publication sont :

- h = 2 L_p avec L_p : la profondeur du pieu
- D=25d avec d : le diamètre du pieu



Fig(4.20) :exemple de validation pour un sol homogène

Le paramètre principal qui caractérise le comportement du pieu sous une charge axiale est le déplacement de la tête du pieu, ce déplacement est incorporé dans un paramètre d'influence I_{vv}

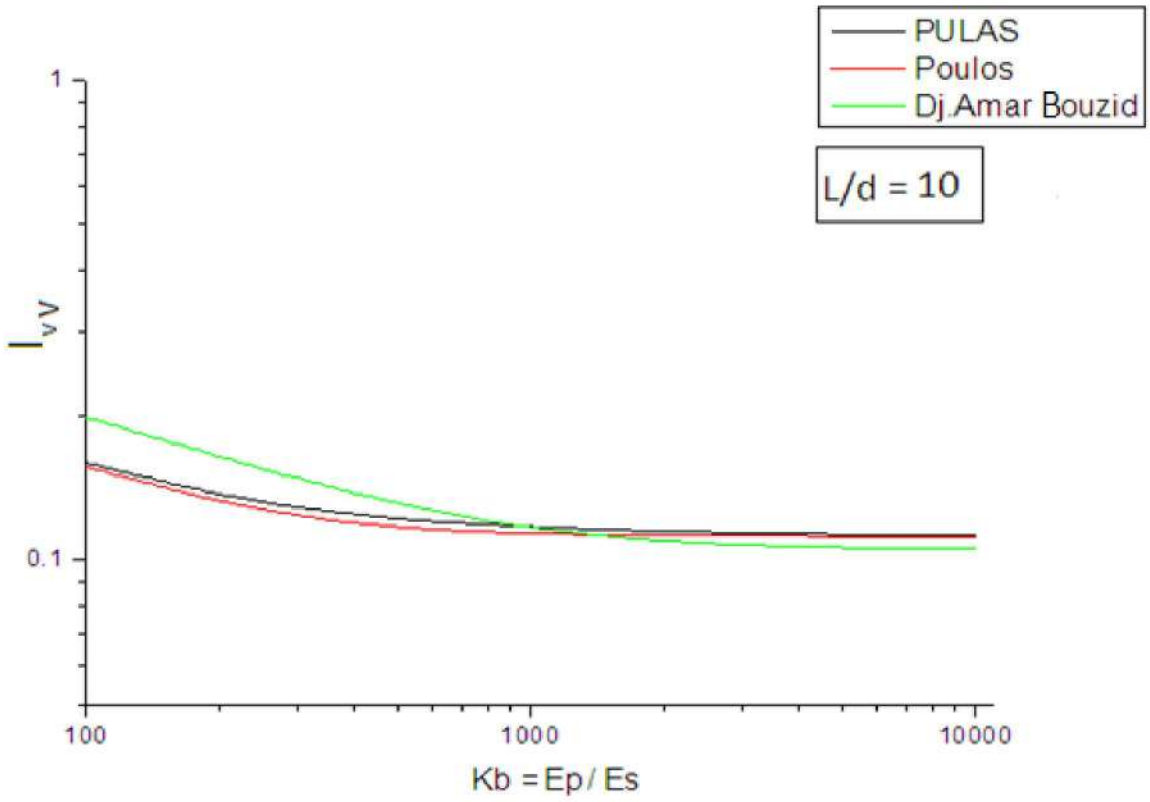
$$I_{vv} = \frac{\nu E_s d}{V} \qquad (4.3)$$

Avec ν est le diplacement de la tete du pieu

On a comparé les resultats de notre programme PULAS avec les resultats de la méthode des tranches verticales (Amar Bouzid et al,2005) et les résultats de la methode des éléments frontière de Poulos pour les élancements suivants :

- L/D =10
- L/D =25
- L/D =50
-

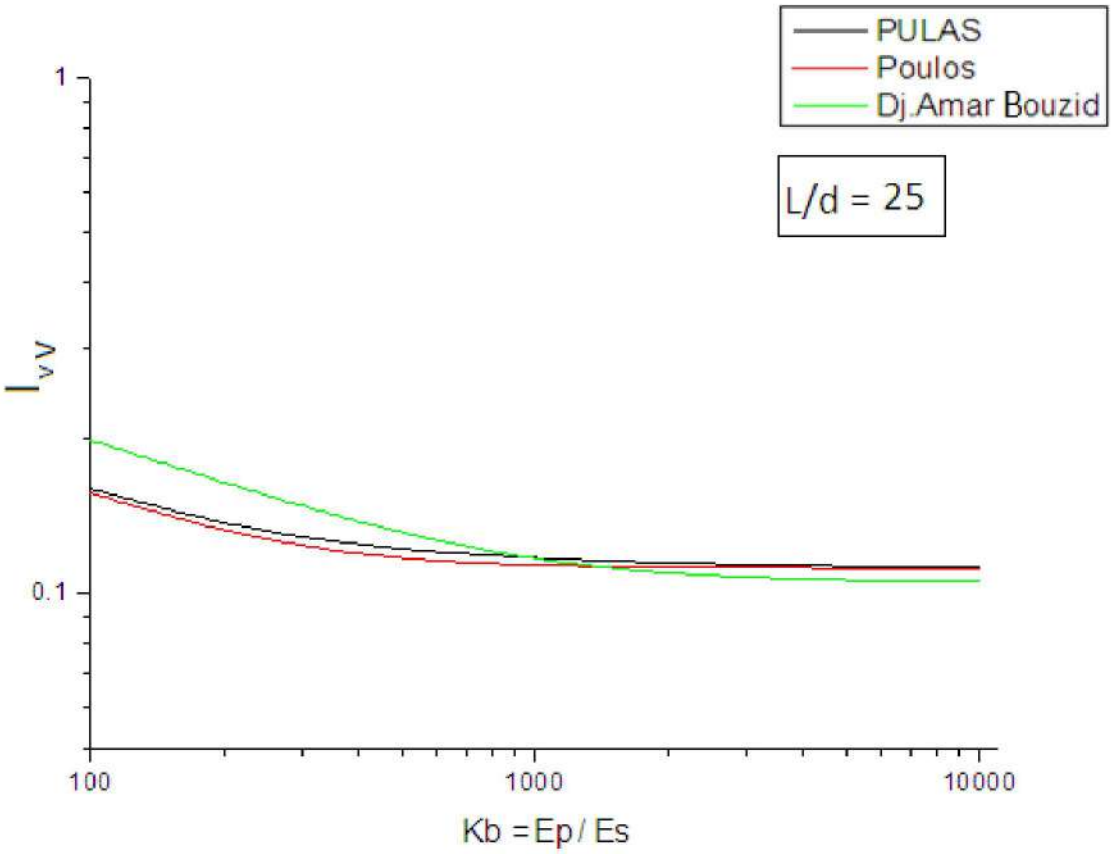
➢ **<u>Validation pour L/d =10</u>**



Fig(4.21) :comparaison de déplacement pour l/d=10

<u>Conclusion :</u> pour L/d = 10 on a observé que nos résultats sont pratiquement très proches à des résultats de Poulos et par conséquence les résultats de PULAS pour L/d = 10 sont très encourageants.

- **<u>Validation pour L/d =25</u>**

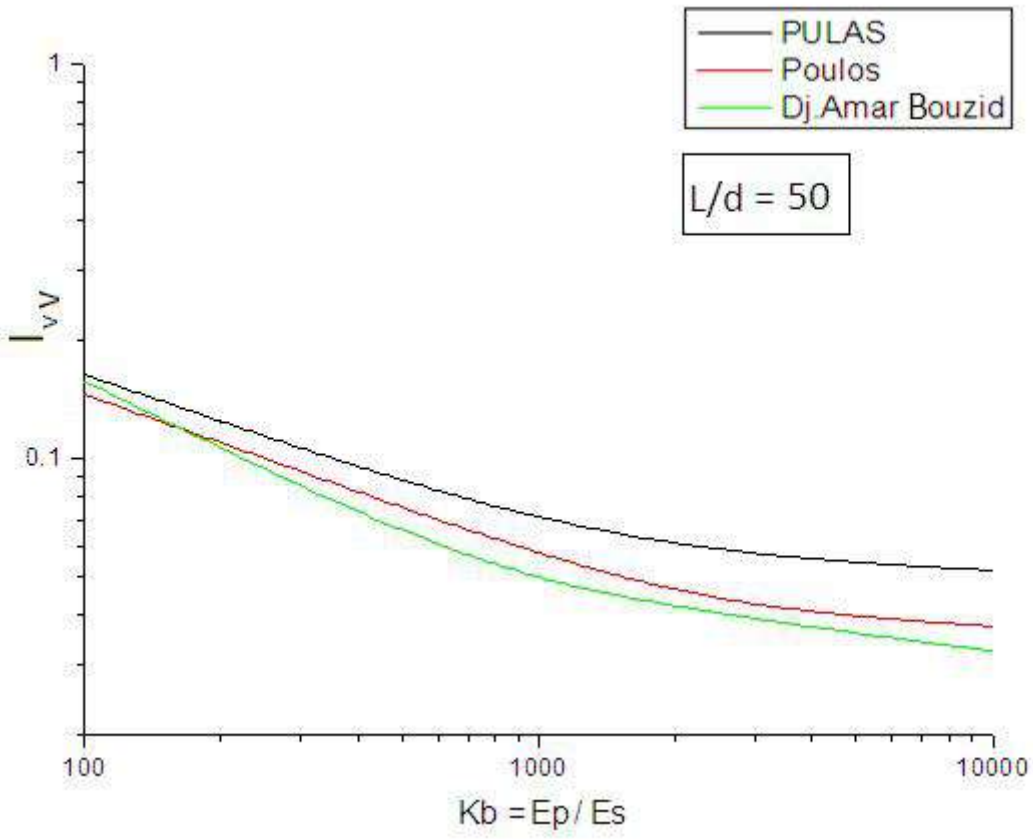


Fig(4.22) :comparaison de déplacement pour l/d=25

Interfece regeuse
Interfece lisse

<u>Conclusion :</u> pour L/d = 25 on a constaté que les résultats de PULAS sont pratiquement très proches à des résultats de Poulos et par conséquence nos résultats pour L/d =25 sont très encourageants.

- **<u>Validation pour L/d =50</u>**



Fig(4.23) :comparaison de déplacement pour l/d=50

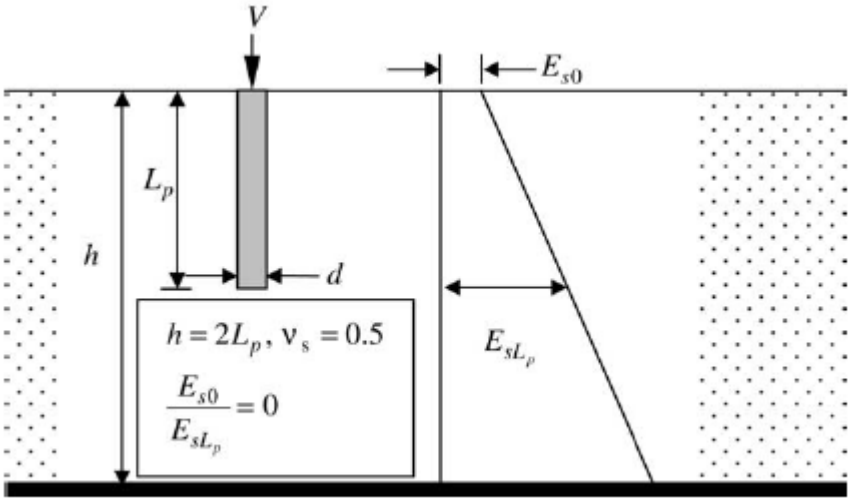
<u>Conclusion :</u> pour L/d = 50 on a observé que nos résultats sont a la proximité aux résultats de Poulos et de Dj.Amar bouzid et par conséquence les résultats de PULAS pour L/d = 50 sont acceptables.

IV.6.1.1.2- SOL DE GIBSON

Pour un sol de GIBSON on a comparer les résultats de notre programme PULAS avec les résultats publiés par Dr.djilali amar bouzid et P.A. Vermeer , B. Tiliouine en 2005. Les résultats publiés est d'un pieu fiché dans le sol a une profondeur L_p avec un diamètre d, ce pieu est sous l'effet d'une charge verticale V, le module d'élasticité du sol E_s est varié linéairement en fonction de la profondeur, le coefficient du poisson égale a 0.3

Les dimensions du sol a étudié dans cette publication sont proposées comme suit :

- h = 2 L_p avec L_p : la profondeur du pieu
- D=25d avec d : le diamètre du pieu



Fig(4.24) :exemple de validation pour un sol de GIBSON

On a comparé les resultats de nos programme PULAS avec les resultats de djilali amar bouzid et les résultats de la methode des éléments frontière et la methode des elements finis de POULOS et Banerjee et Davies en fonction du paramètre d'influence I_{vV} :

$$I_{vV} = \frac{\nu E_{sLp}\, d}{V}$$

Avec

- ν est le diplacement de la tete du pieu
- E_{sLp} : module d'elasticité du sol au niveau de la pointe du pieu

Et pour les élancements suivantes :

- L/D =10
- L/D =25

- **Pour L/D = 10**

	PULAS	Amar Bouzid	Poulos(MEF)	Poulos(BEM)	Banerjee et Davies
(E_P/E_{SLP}) =100	0.233	0.292	0.231	0.249	0.241
(E_P/E_{SLP}) =1000	0.167	0.181	0.184	0.176	0.232

Tableau (4.2) : comparaison de déplacement pour un sol de GIBSON et l/d=10

- **Pour L/D = 25**

	PULAS	Amar Bouzid	Poulos(MEF)	Poulos(BEM)	Banerjee et Davies
(E_P/E_{SLP}) =100	0.249	0.306	0.250	0.274	0.204
(E_P/E_{SLP}) =1000	0.110	0.121	0.118	0.122	0.116

Tableau (4.3) : comparaison de déplacement pour un sol de GIBSON et l/d=25

Conclusion : les résultats de PULAS sont très proches aux résultats de Poulos (MEF) et de Dj.Amar bouzid donc on peut dire que les résultats de PULAS sont fiables.

IV.6.1.1.3- SOL MULTICOUCHE :

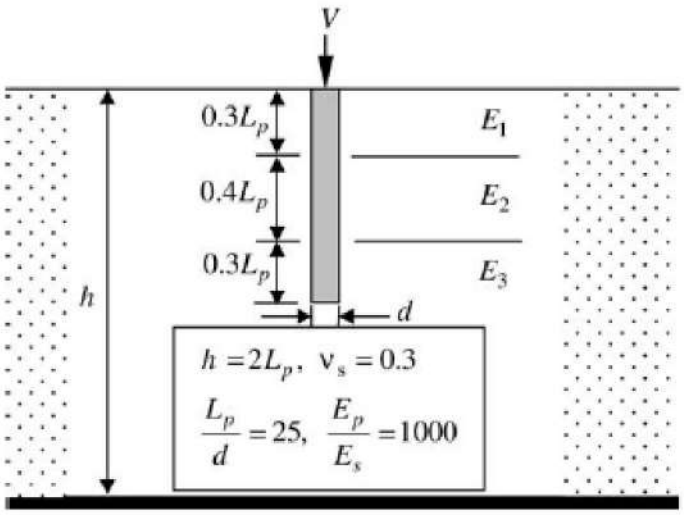
Pour un sol multicouche on a comparé les résultats de notre programme PULAS avec les résultats publiés par djilali amar bouzid et P.A. Vermeer, B. Tiliouine en 2005. Les résultats publiés est celui d'un pieu fiché dans le sol a une profondeur L_p avec un diamètre d, ce pieu est sous l'effet d'une charge verticale V, le sol est composé par trois couche qui ont les épaisseurs suivantes :

- 1ere couche : E= 0.3 L_p
- 2eme couche : E=0.4 L_p
- 3emecouche : E=1.3 L_p

Les modules d'élasticités sont E1, E2 et E3 respectivement et le coefficient du poisson égal à 0.3

Les dimensions du sol a étudié dans cette publication sont proposées comme suit :

- h = 2 L_p avec L_p : la profondeur du pieu
- D=25d avec d : diamètre du pieu



Cas	1	2	3
E_1	E_s	$4E_s$	$2E_s$
E_2	$2E_s$	$2E_s$	E_s
E_3	$4E_s$	E_s	$4E_s$

Fig(4.25) :exemple de validation pour un sol multicouches

L'étude se faite pour les trois cas et dans les conditions suivants :

- (E_P/E_S) =1000
- L/D = 25

On a comparé les resultats de nos programme PULAS avec les resultats de djilali amar bouzid et les résultats de la methode des éléments frontière et la methode des elements finis de POULOS et le resultat de lee en fonction du paramètre d'influence I_{vV} :

$$I_{vV} = \frac{\nu E_S\, d}{V}$$

Avec

- ν est le déplacement de la tete du pieu
- E_s : module d'elasticité du sol

Cas	PULAS	DJILALI	lee	POULOS(MEF)	POULOS(BEM)
1	0.0380	0.0386	0.0361	0.0377	0.0386
2	0.0454	0.0368	0.0372	0.0430	0.0330
3	0.0387	0.0384	0.0358	0.0382	0.0366

Tableau (4.4) : comparaison de déplacement pour sol multicouches et l/d=25

Conclusion: les résultats de PULAS sont très proche aux résultats de POULOS(MEF) et de DJILALI donc on peut dire que les résultats de PULAS pour sont fiable

IV.6.1.2- VALIDATION DES CONTRAINTES :

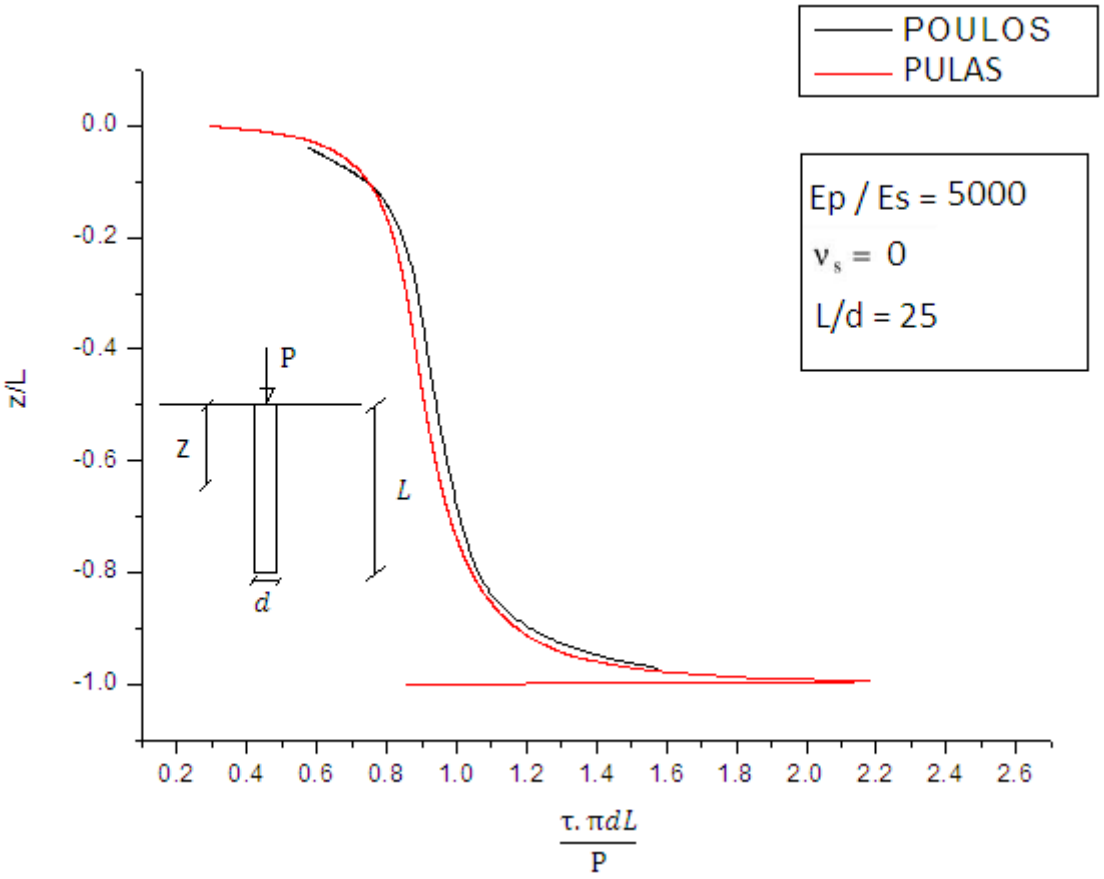
Dans le cadre de valider notre programme PULAS, on a comparé les résultats des contraintes de PULAS avec les résultats publiés par Poulos. Les résultats publiés est celui d'un pieu fiché dans le sol a une profondeur L avec un diamètre d et un module d'élasticité constante E_p, ce pieu est sous l'effet d'une charge verticale P, le sol est considéré comme un milieu élastique avec un module d'élasticité constante E_s et un coefficient du poisson υ_s

Pour une bonne validation on va varier les paramètres de calcul, comme le coefficient de poisson υ_s et le facteur de la rigidité du pieu K (K = Ep/Es)

Exemple N° 01

Dans cet exemple on a près en considération les paramètres suivants :

- K =5000
- υ_s=0
- $\frac{L}{d} = 25$



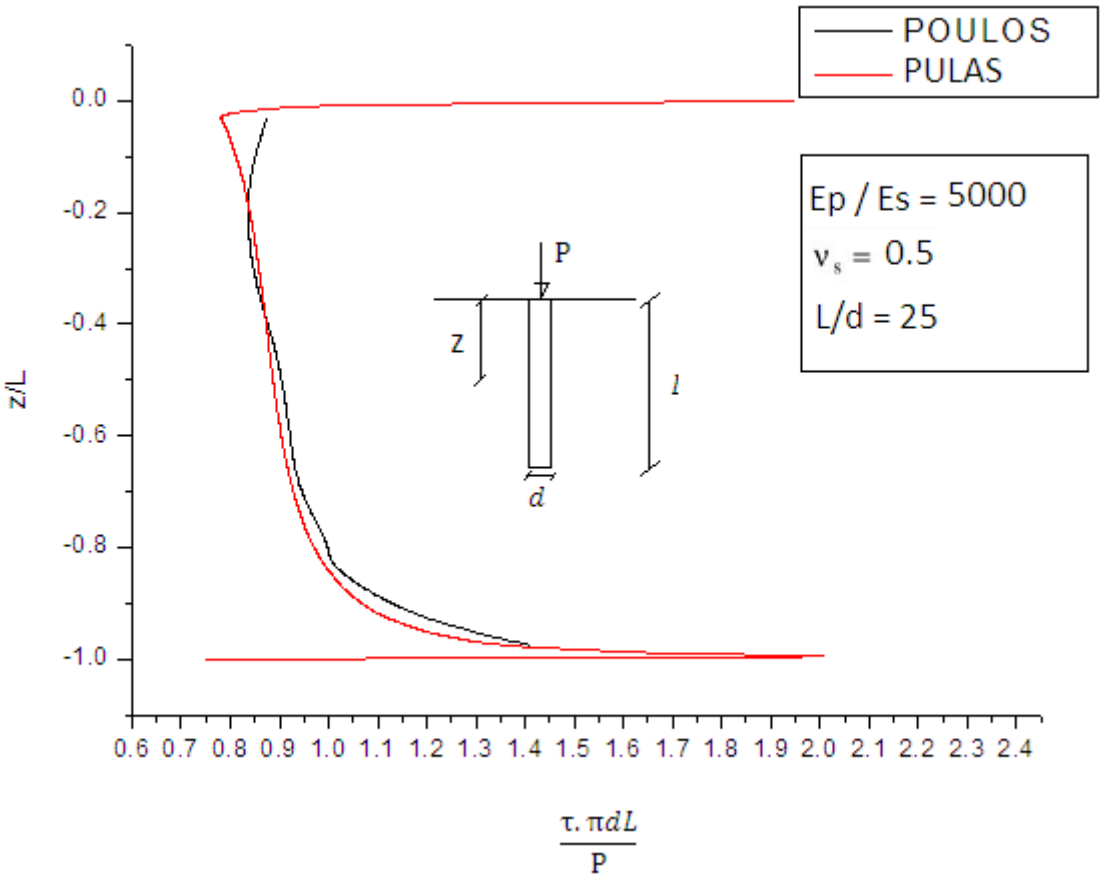
Fig(4.26) :comparaison des contraintes de cisaillements pour l/d=25 , K=5000 et υ_s =0

Conclusion : d'après les résultats mentionnes dans la figure (4.26), on a observé que les résultats de PULAS sont très proches aux résultats de Poulos (MEF). Donc on peut dire que les résultats de PULAS sont fiables

Exemple N° 02

Dans cet exemple on a près en considération les paramètres suivants :

- K =5000
- υ_s=0.5
- $\frac{L}{d} = 25$



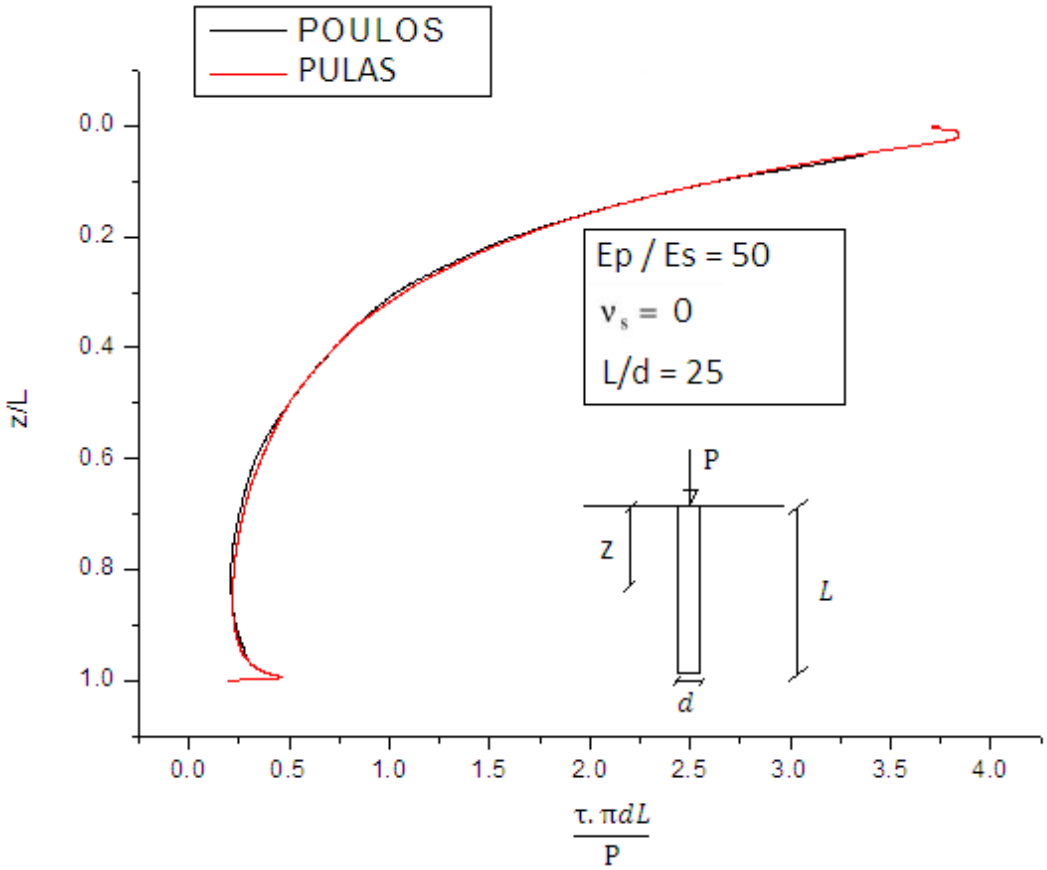
Fig(4.27) :comparaison des contraintes de cisaillements pour l/d=25 , K=5000 et υ_s =0.5

Conclusion: d'après les résultats mentionnes dans la figure (4.27), on a observé que les résultats de PULAS sont très proches aux résultats de Poulos(MEF). Donc on peut dire que les résultats de PULAS sont acceptables.

Exemple N° 03

Dans cet exemple on a près en considération les paramètres suivants :

- K =50
- υ_s=0
- $\frac{L}{d} = 25$



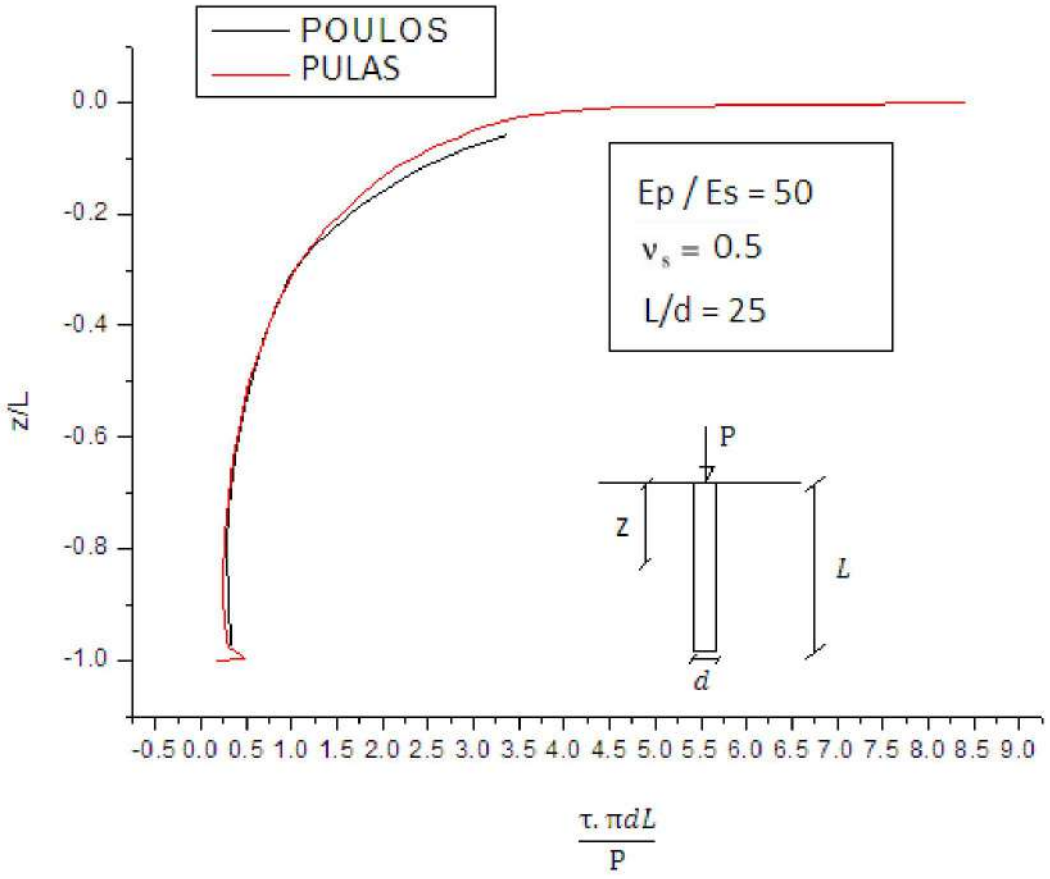
Fig(4.28) :comparaison des contraintes de cisaillements pour l/d=25 , K=50 et υ_s =0

Conclusion: d'après les résultats mentionnes dans la figure (4.28), on a observé que les résultats de PULAS sont très proche aux résultats de Poulos(MEF). Donc on peut dire que les résultats de PULAS sont Très fiables.

Exemple N° 04

Dans cet exemple on a près en considération les paramètres suivants :

- K =50
- υ_s=0.5
- $\frac{L}{d} = 25$



Fig(4.29) :comparaison des contraintes de cisaillements pour l/d=25 , K=50 et υ_s =0.5

Conclusion: d'après les résultats mentionnes dans la figure (4.29), on à observé que les résultats de PULAS sont très proches aux résultats de Poulos (MEF). Donc on peut dire que les résultats de PULAS sont fiables.

IV.6.2- CHARGEMENT LATERAL :

Pour valider les résultats du module de chargement latéral du programme PULAS on va comparer les résultats de PULAS avec les solutions exactes provenant de la théorie de la résistance des matériaux

IV.6.2.1- COMPARAISON AVEC UNE POUTRE CANTILEVER SOLLICITEE EN FLEXION :

On considère une poutre cantilever de section circulaire et de rigidité flexionnelle $(EI)_p$=100 la poutre est soumise a son extrémité libre à un effort latéral H_0=1 , puis un moment M_0 =1, Dix éléments et 53 nœuds ont été utilisés pour discrétiser la poutre , le tableau (4.5) montre les résultats de la méthode des éléments finis, comparer aux solutions exactes de la théorie des poutres fléchies pour la poutre soumise à l'effort latéral. Les déflexions sont en parfaite concordance, l'erreur est inferieur a 1 %. On constate que les moments fléchissant obtenus par la méthode des éléments finis à partir des contraintes reproduisent avec une grande précision, ceux de la résistance des matériaux. Toutefois on a remarqué que les moments fléchissant obtenus par différences finies sont moins précis

Cote Z	Théorie des poutres		Méthode des éléments finis (PULAS)	
	Déflexions	Moment fléchissant	Déflexions	Moment fléchissant
0.00	3.333	0.00	3.322	0.00
1.00	2.835	1.00	2.825	0.988
2.00	2.346	2.00	2.338	1.987
3.00	1.878	3.00	1.871	2.994
4.00	1.440	4.00	1.434	3.998
5.00	1.041	5.00	1.037	4.997
6.00	0.693	6.00	0.689	5.985
7.00	0.405	7.00	0.402	6.947
8.00	0.186	8.00	0.185	7.881
9.00	0.048	9.00	0.049	8.795
10.00	0.000	10.00	0.000	10.270

Tableau (4.5) : poutre cylindrique cantilever soumise à un effort latéral à son extrémité libre H_0=1

Le tableau (4.6) présente les résultats de la poutre soumise a un moment M_0=1 en tête. Les mêmes constatations peuvent être faites sur les déplacements latéraux, et les moments fléchissant calculés à partir des contraintes

Cote Z	Théorie des poutres		Méthode des éléments finis (PULAS)	
	Déflexions	Moment fléchissant	Déflexions	Moment fléchissant
0.00	0.500	1.00	0.497	1.000
1.00	0.405	1.00	0.402	1.029
2.00	0.320	1.00	0.318	0.987
3.00	0.245	1.00	0.243	0.988
4.00	0.180	1.00	0.178	0.995
5.00	0.125	1.00	0.123	0.997
6.00	0.080	1.00	0.079	0.997
7.00	0.045	1.00	0.044	0.994
8.00	0.020	1.00	0.019	0.988
9.00	0.005	1.00	0.005	0.982
10.00	0.000	1.00	0.000	1.024

Tableau (4.6) : poutre cylindrique cantilever soumise à un moment à son extrémité libre M_0=1

Les résultats de ce test confirment la validité du modèle propose pour l'étude des pieux chargés latéralement, et montrent les performances de l'élément torique à 8 nœuds à l'égard des problèmes de flexion

IV.7- CONCLUSION :

On conclusion, on peut dire que notre code a démontré une fiabilité et une précision agréable, en effet, le mailleur automatique facilite le traitement de façon remarquable, de plus on observe que dans les petits et les moyens élancements les résultats de PULAS sont pratiquement superposés aux résultats publiés par Poulos (MEF) par contre, on remarque dans les élancements importants une marge d'erreur acceptable. Donc on peut baser sur le code PULAS pour examiner :

- L'effet de l'élancement
- L'effet de la rigidité relative
- L'effet de la force verticale sur les déplacements horizontaux
- L'effet de l'interface

CHAPITRE V : Etude paramétrique

V.1 - INTRODUCTION :

Pour bien comprendre l'effet de la charge axiale et la charge latérale sur le comportement d'un pieu isolé on va varier quelque paramètres comme l'élancement, la rigidité relative et l'état de l'interface et on va détecter l'effet de chaque paramètre a part, de plus on va examiner l'effet de la charge axiale sur les déplacements horizontaux

Pour avoir l'effet de l'élancement sur le comportement d'un pieu, on va étudier plusieurs élancements sur des déférentes charges (axiale, latérale et moment) et sur plusieurs types de sols (homogène, Gibson et multicouches) puis en va lire la différance entre les effets des élancements

De même façon, pour l'effet de la rigidité relative (compressibilité relative dans le cas d'une charge axiale) on va examiner plusieurs rigidités relatives sur des déférentes charges (axiale, latérale et moment) et sur plusieurs types de sols (homogène, Gibson et multicouches) puis en va lire l'effet de chaque charge pour chaque rigidité relative

Pour l'effet de l'interface on va étudier deux types de l'interface (lisse et rugueuse) pour plusieurs rigidités relatives et deux élancements (l/d = 10 et l/d =25)

Pour l'effet de la charge axiale sur les déplacements horizontaux on va étudier plusieurs charges axiales et voire la différances entre aux.

V.2 - EFFET DE L'ELANCEMENT SUR LE COMPORTEMENT DU PIEU

V.2.1- EFFET DE L'ELANCEMENT SUR LE COMPORTEMENT D'UN PIEU SOUS L'EFFET DE LA CHARGE AXIALE:

Par définition l'élancement du pieu est le rapport entre l'encastrement du pieu L_p et le diamètre du pieu d, dans cette étude on fixe tous les paramètres (la rigidité relative K, le coefficient de maillage, la valeur de la charge verticale, coefficient de poisson, le rapport entre les paramètres géométriques du sol et les paramètres géométriques du pieu) et on va varier les élancements comme suit :

- $L_P/d = 5$
- $L_P/d = 10$
- $L_P/d = 25$
- $L_P/d = 40$

Pour augmenter l'élancement, on à fixé le diamètre du pieu (d= 0.5) et on augmente l'encastrement du pieu L_P.
Puis on compare les tassements avec les élancements

V.2.1.1- SOL HOMOGENE :

Dans le cas d'un sol homogène on prendre les paramètres de l'étude comme suit :

- La rigidité relative K = $\frac{E_p}{E_s}$ = 2000
- coefficient de poisson égale 0.50

Les dimensions du sol a étudié dans sont proposées comme suit :

- h = 2 L_p
- D=25d

La valeur de la charge verticale V = 100 KN

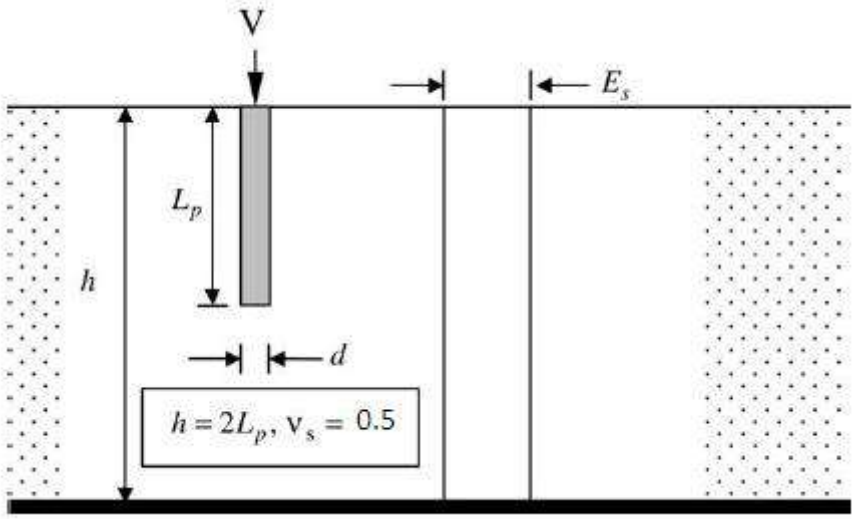


Fig. (5.1) : effet de l'élancement pour un chargement axial et un sol homogène

Les résultats des traitements sont mentionnés dans le tableau suivant :

Elancements (L_P/d)	L_P/d =5	L_P/d =10	L_P/d =25	L_P/d =40
Tassement (m)	0.001870	0.001322	0.000709	0.000527

Tableau (5.1) : les valeurs des tassements en fonction des élancements, sol homogène

Conclusion : on a observé que le tassement est diminué en fonction de l'élancement

V.2.1.2- SOL DE GIBSON :

Dans le cas d'un sol de Gibson on prendre les paramètres de l'étude comme suit :

- Taux de variation m = 7000
- E_{s0} =0
- coefficient de poisson égale 0.50

Les dimensions du sol a étudié sont proposées comme suit :

- h = 2 L_p
- D=25d

La valeur de la charge verticale V = 100 KN

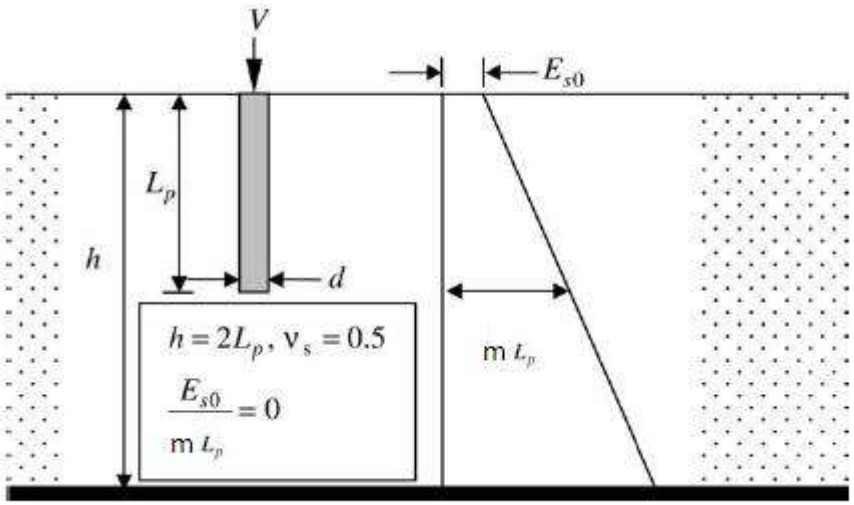


Fig. (5.2) : effet de l'élancement pour un chargement axial et un sol de Gibson

Les résultats des traitements sont mentionnés dans le tableau suivant :

Elancements (L_P/d)	L_P/d =5	L_P/d =10	L_P/d =25	L_P/d =40
Tassement (m)	0.002384	0.000952	0.000311	0.000236

Tableau (5.2) : les valeurs des tassements en fonction des élancements, sol de Gibson

Conclusion : on observe que le tassement est diminué on fonction de l'élancement

V.2.1.3- SOL MULTICOUCHE :

Dans le cas d'un sol multicouche on prendre les paramètres de l'étude comme suit :

- La rigidité relative K = $\frac{E_p}{E_s}$ = 2000
- Les épaisseurs des couches sont : e_1= 1.5m, e_2 = 1.5m, e_2 = (h-3) m
- coefficient de poisson égale 0.50

Les dimensions du sol a étudié sont proposées comme suit :

- h = 2 L_p
- D=25d

La valeur de la charge verticale V = 100 KN

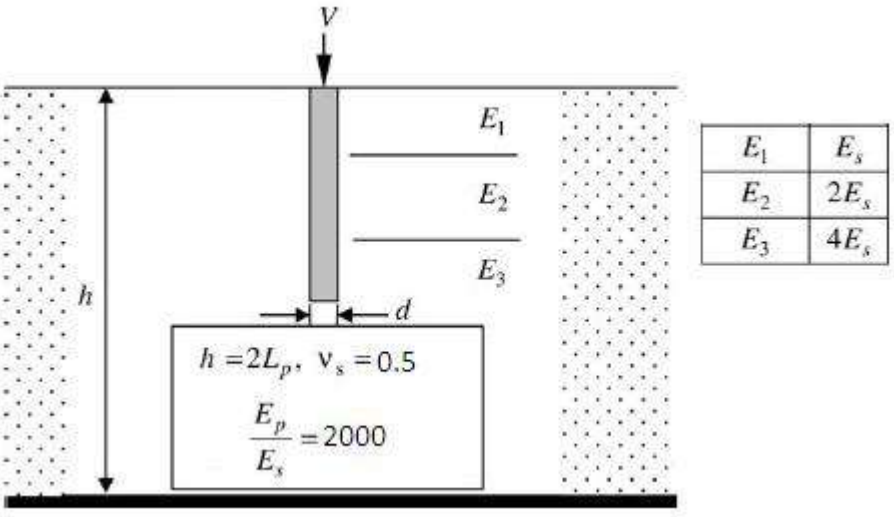


Fig. (5.3) : effet de l'élancement pour un chargement axial et un sol multicouche

Les résultats des traitements sont mentionnés dans le tableau suivant :

Elancements (L_P/d)	L_P/d =5	L_P/d =10	L_P/d =25	L_P/d =40
Tassement (m)	0.000974	0.000472	0.000259	0.000221

Tableau (5.3) : les valeurs des tassements en fonction des élancements, sol multicouche

Conclusion : on observe que le tassement est diminué on fonction de l'élancement

V.2.2- EFFET DE L'ELANCEMENT SUR LE COMPORTEMENT D'UN PIEU SOUS L'EFFET DE LA CHARGE LATERALE:

Dans cette étude on ce limite à une rigidité relative K = $\frac{E_p}{E_s}$ = 2000 pour un sol homogène et à K = $\frac{E_p}{mD}$ = 2000 pour un sol de Gibson, l'influence de l'élancement sur le comportement du pieu sera examiner a travers de son déplacements. Donc on fixe tous les paramètres (la rigidité relative K, le coefficient de maillage, la valeur de la charge verticale, coefficient de poisson, le rapport entre les paramètres géométriques du sol et les paramètres géométriques du pieu) et on va varier les élancements comme étant :

- L_P/d =5
- L_P /d =10
- L_P /d =25
- L_P /d =40

Le mode d'augmentation de l'élancement est de fixer le diamètre du pieu (d= 0.5) et on va varier l'encastrement du pieu L_P.
Après l'étude on compare les tassements avec les élancements

V.2.2.1- SOL HOMOGENE :

Dans le cas d'un sol homogène on prendre les paramètres de l'étude comme suit :

- La rigidité relative K = $\frac{E_p}{E_s}$ = 2000
- coefficient de poisson égale 0.50

Les dimensions du sol a étudié dans sont proposées comme suit :

- h = 2 L_p
- D=25d

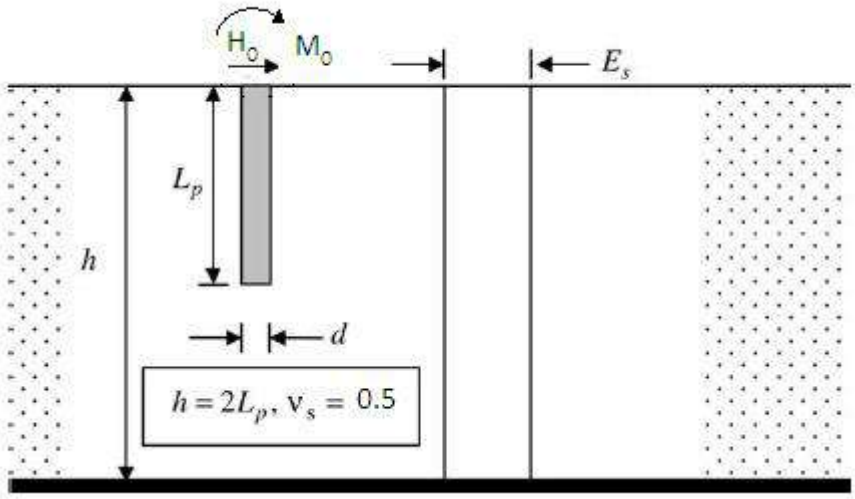


Fig. (5.4) : exemple d'étude pour l'effet de l'élancement sur les déplacements latéraux, chargement latéral et un sol homogène

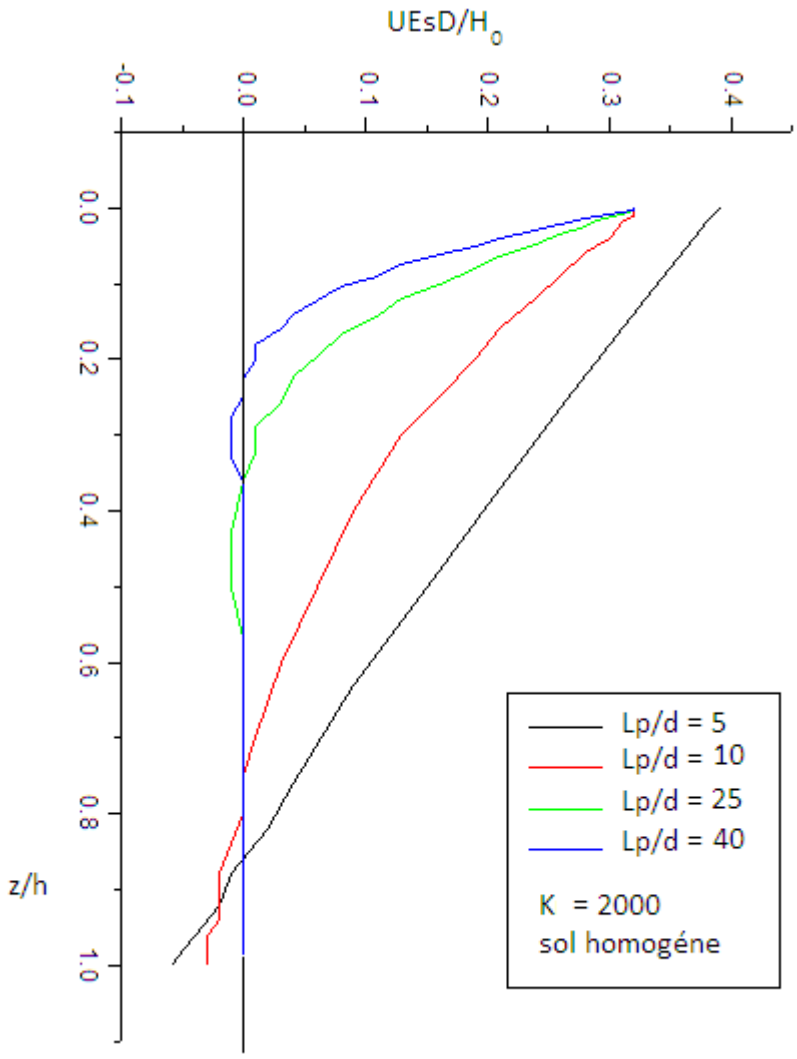


Fig. (5.5) : effet de l'élancement sur le déplacement latéral, pieu soumis a H_0, sol homogène

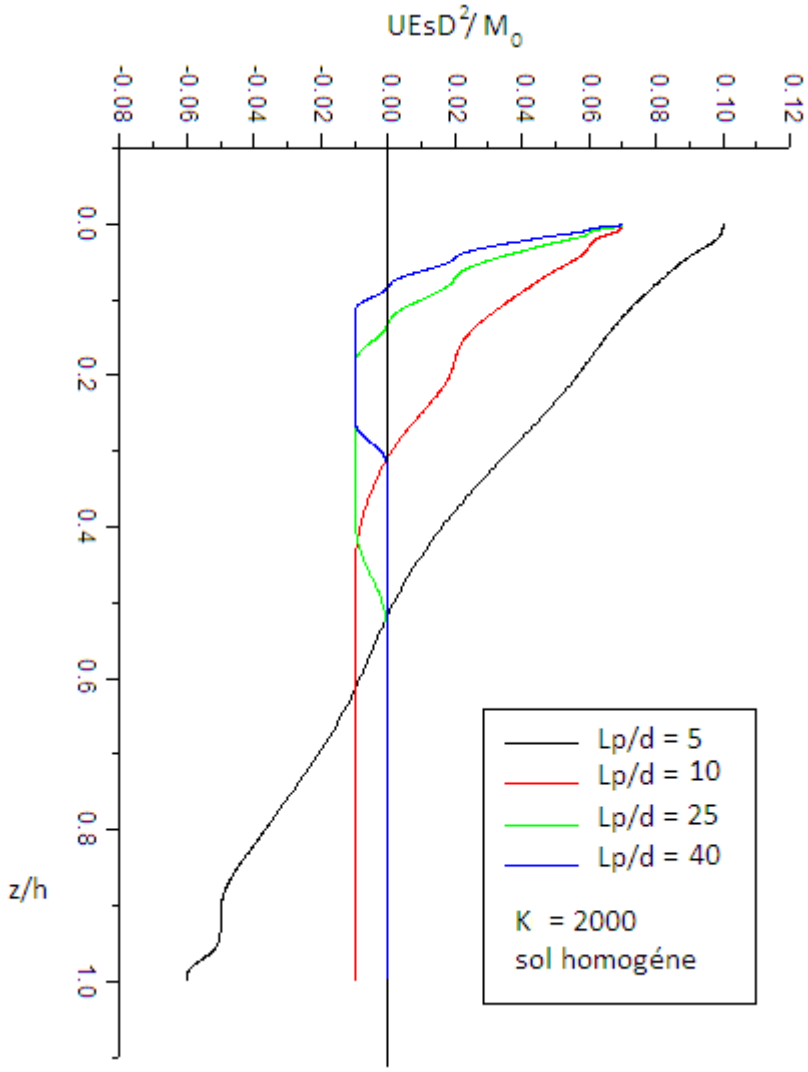


Fig. (5.6) : effet de l'élancement sur le déplacement latéral, pieu soumis a M_0, sol homogène

Conclusion : après d'examiner les déplacements latéraux des différentes élancements on a observé une relation endroit entre la rigidité relative choisi dans cette étude et l'élancement étudié, on a aperçu que le comportement du pieu de chaque élancement est différente a l'autre, ce qui nous permettre à dire que il y a un élancement critique correspondant a une rigidité relative donnée.

V.2.2.2- SOL DE GIBSON :

Dans le cas d'un sol de Gibson on prendre les paramètres de l'étude comme suit :

- La rigidité relative K = $\frac{E_p}{mD}$ = 2500
- E_{s0} =0
- coefficient de poisson égale 0.50

Les dimensions du sol a étudié dans sont proposées comme suit :

- h = 2 L_p
- D=25d

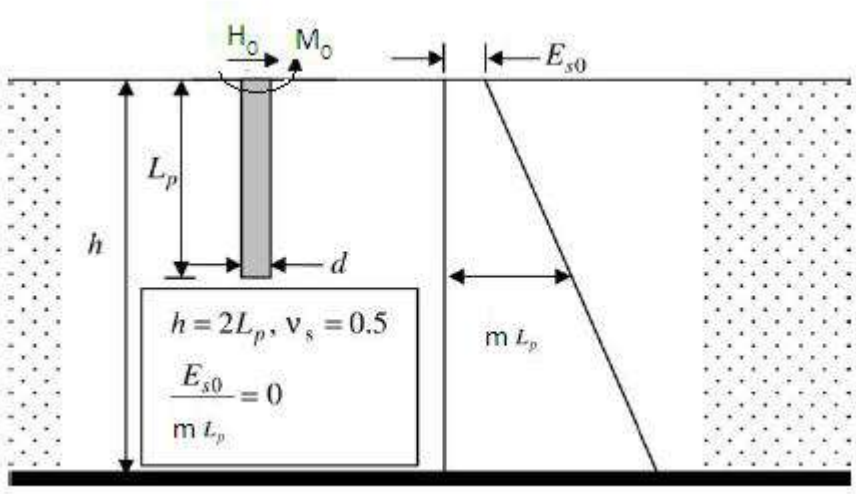


Fig. (5.7) : exemple d'étude pour l'effet de l'élancement sur les déplacements latéraux, chargement latéral et un sol de Gibson

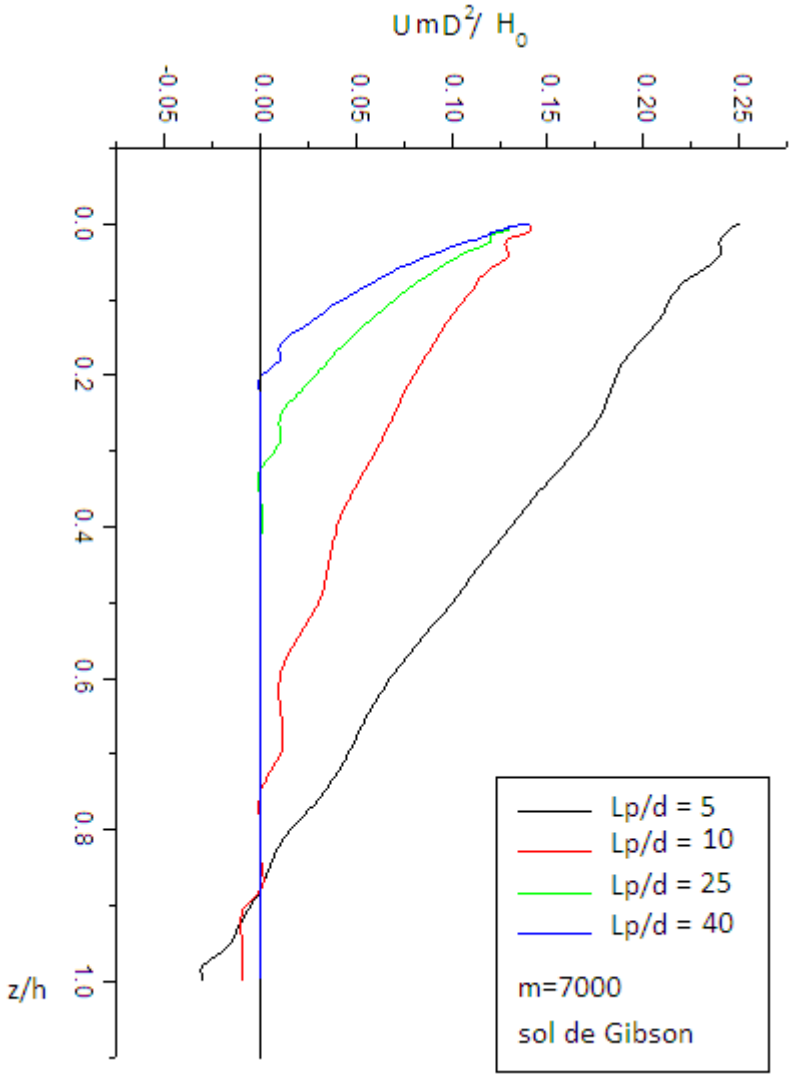


Fig. (5.8) : effet de l'élancement sur le déplacement latéral, pieu soumis a H_0, sol de Gibson

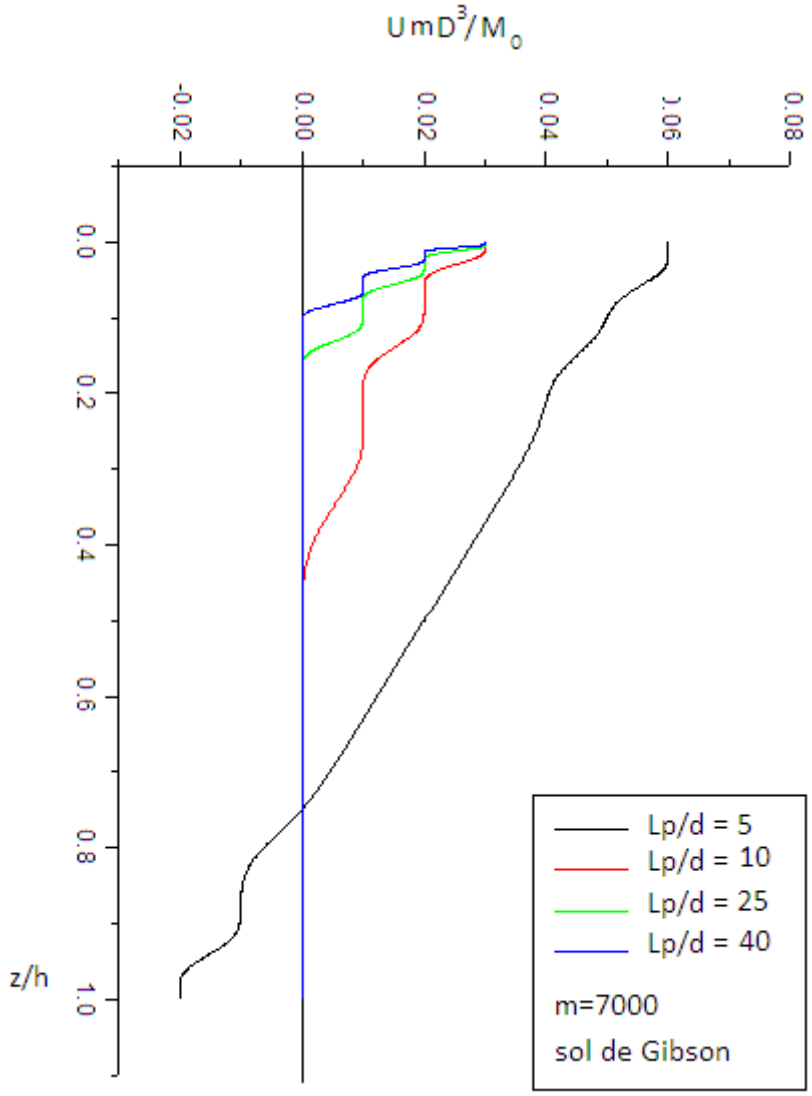


Fig. (5.9) : effet de l'élancement sur le déplacement latéral, pieu soumis a M_0, sol de Gibson

Conclusion : c'est la même conclusion faite sur le sol homogène, donc il existe une relation endroit entre la rigidité relative choisi dans cette étude et l'élancement étudiée, on a aperçu que le comportement du pieu de chaque élancement est différente a l'autre, ce qui nous permettre à dire que il y a un élancement critique correspondant a une rigidité relative donnée.

V.3 - EFFET DE LA RIGIDITE RELATIVE SUR LE COMPORTEMENT DU PIEU

V.3.1- EFFET DE LA RIGIDITE RELATIVE SUR LE COMPORTEMENT D'UN PIEU SOUS L'EFFET DE LA CHARGE AXIALE :

Par définition la rigidité relative est le rapport entre le module d'élasticité du pieu E_p et le module d'élasticité du sol E_s, elle sera noté $K = E_p / E_s$, dans cette étude on fixe tous les paramètres influent sur le comportement du pieu (l'élancement, la valeur de la charge verticale, coefficient de poisson, le rapport entre les paramètres géométriques du sol et les paramètres géométriques du pieu) et on va varier la rigidité relative comme suite :

- K =100
- K =1000
- K =10000
- K =100000

Il est noté que dans le cas d'un sol homogène le module d'élasticité est constant en fonction de la profondeur, par conséquence la rigidité relative est constante. Par contre, dans le cas ou le sol est un sol de Gibson, le module d'élasticité du sol est variable (pratiquement varie linéairement en fonction de la profondeur ($E_s = E_{s0} + m.z$)), donc dans ce cas la rigidité relative est liée au taux de variation m

V.3.1.1- SOL HOMOGENE :

Dans le cas d'un sol homogène on prendre les paramètres de l'étude comme suit :

- L'élancement L_P/d =25
- coefficient de poisson égale 0.50

Les dimensions du sol a étudié dans sont proposées comme suit :

- $h = 2\ L_p$
- D=25d

La valeur de la charge verticale V = 100 KN

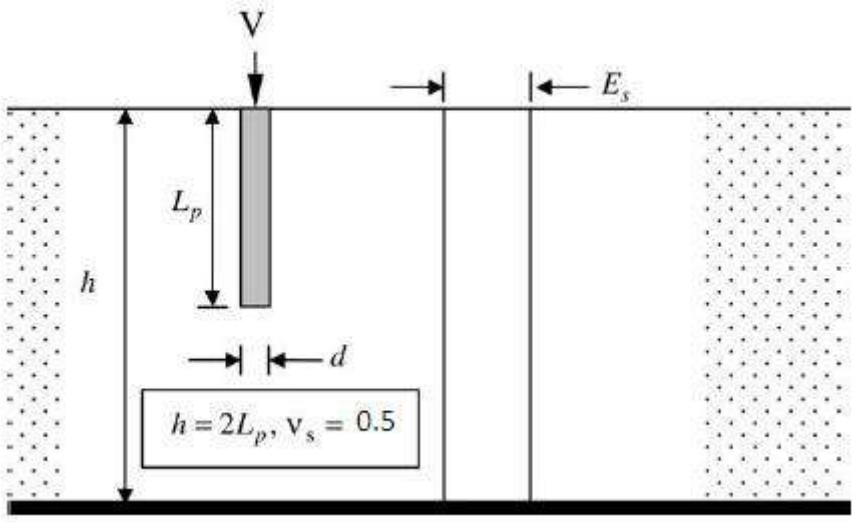


Fig. (5.10) : effet de la rigidité relative sur les tassements, chargement axial et un sol homogène

Les résultats des traitements sont mentionnés dans le tableau suivant :

La rigidité relative K	100	1000	10000	100000
Tassement (m)	0.000080	0.000387	0.003274	0.032112

Tableau (5.4) : les valeurs des tassements en fonction de la rigidité relative, sol homogène

Conclusion : on observe que le tassement augmente on fonction de la rigidité relative

V.3.1.2- SOL DE GIBSON :

Dans le cas d'un sol de Gibson on prendre les paramètres de l'étude comme suit :

- L'élancement L_P/d =25
- coefficient de poisson égale 0.50
- les valeurs de la rigidité relative sont : $E_p / m L_P$ =100, $E_p / m L_P$ =1000, $E_p / m L_P$ =10000, $E_p / m L_P$ =100000

Les dimensions du sol a étudié dans sont proposées comme suit :

- $h = 2 L_p$
- D=25d

La valeur de la charge verticale V = 100 KN

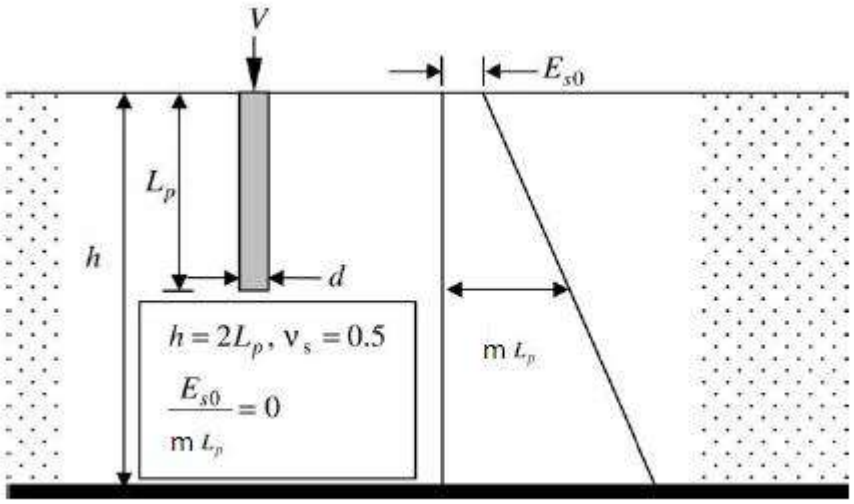


Fig. (5.11) : effet de la rigidité relative sur les tassements, chargement axial et un sol de Gibson

Les résultats des traitements sont mentionnés dans le tableau suivant :

La rigidité relative K	100	1000	10000	100000
Tassement (m)	0.000142	0.000629	0.005363	0.052679

Tableau (5.5) : les valeurs des tassements en fonction de la rigidité relative, sol de Gibson

Conclusion : on observe que le tassement augmente on fonction de la rigidité relative

V.3.1.3- SOL MULTICOUCHE :

Dans le cas d'un sol multicouche on prendre les paramètres de l'étude comme suit :

- L'élancement L_P/d =25
- coefficient de poisson égale 0.50
- les modules d'élasticités des couches de sols sont : $E_1 = E_s$, $E_2 = 2E_s$, $E_3 = 4E_s$
- les épaisseurs des couches de sols sont : $e_1 = 0.3L_p$, $e_2 = 0.4L_p$, $e_3 = 0.3L_p$

Les dimensions du sol a étudié dans sont proposées comme suit :

- $h = 2\ L_p$
- D=25d

La valeur de la charge verticale V = 100 KN

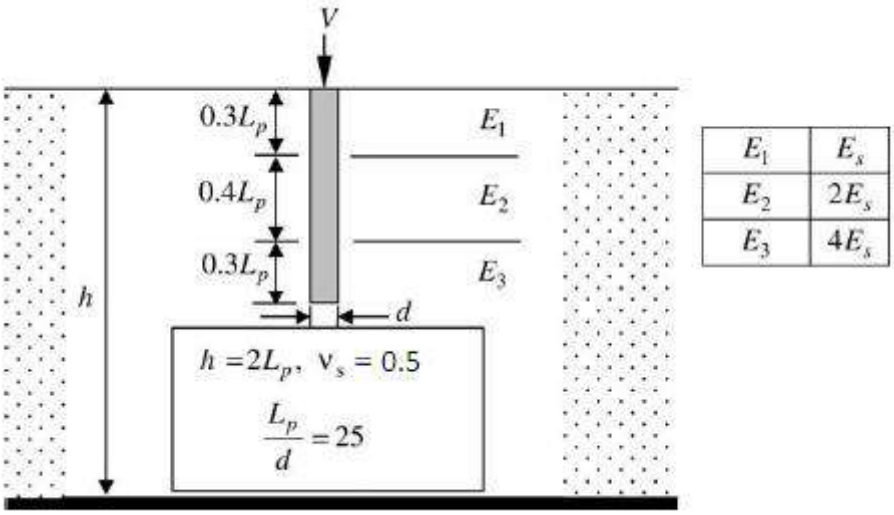


Fig. (5.11) : effet de la rigidité relative sur les tassements, chargement axial et un sol multicouches

Les résultats des traitements sont mentionnés dans le tableau suivant :

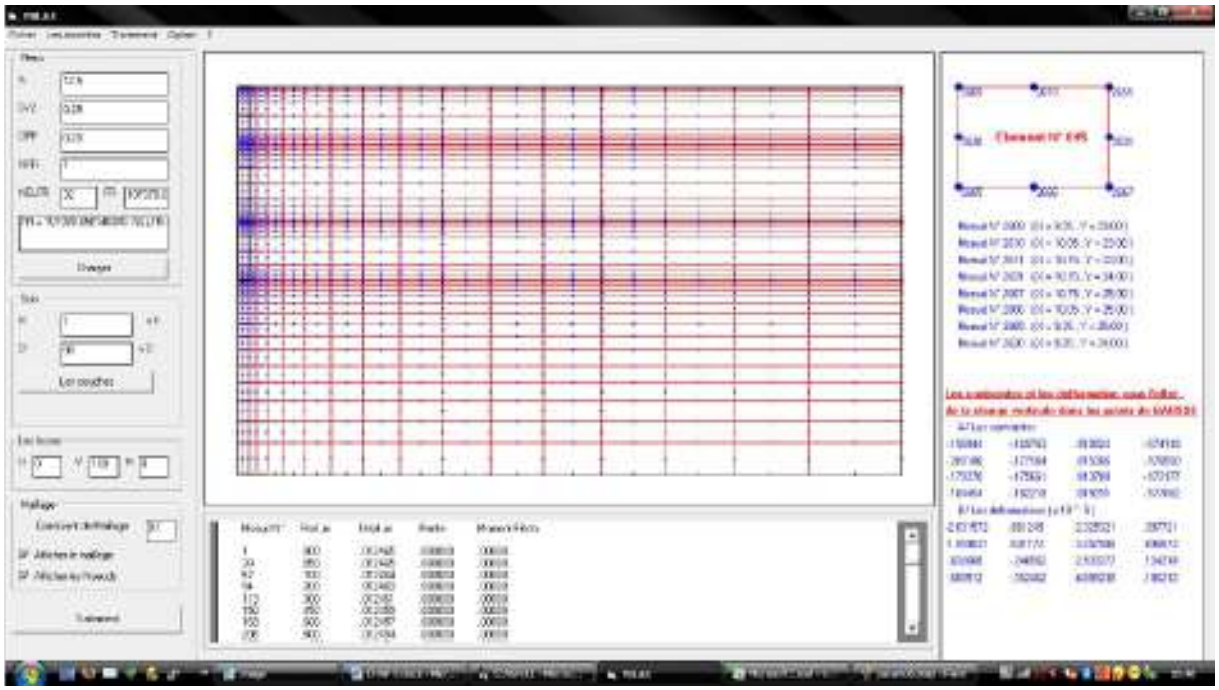


Fig. (5.12) : image du programme PULAS après le traitement du problème

La rigidité relative K	100	1000	10000	100000
Tassement (m)	0.000067	0.000212	0.001333	0.012465

Tableau (5.6) : les valeurs des tassements en fonction de la rigidité relative, sol multicouche

Conclusion : on observe que le tassement augmente on fonction de la rigidité relative

V.3.2- EFFET DE LA RIGIDITE RELATIVE SUR LE COMPORTEMENT D'UN PIEU SOUS L'EFFET DE LA CHARGE LATERALE:

L'influence de la rigidité relative sur le comportement du pieu chargé latéralement est constatée à travers des déplacements latéraux de ses différentes sections. Donc on va appliquer une force horizontale H_0 en tête du pieu pour des différentes rigidités relatives puis on observe les changements au niveau des déplacements latéraux, on refaire la même opération pour un moment M_0 appliquer en tête

V.3.2.1- SOL HOMOGENE :

On fixe tous les paramètres influent sur le comportement du pieu (l'élancement, la valeur de la charge verticale, coefficient de poisson, le rapport entre les paramètres géométriques du sol et les paramètres géométriques du pieu) comme suit :

- L'élancement L_P/d =25
- coefficient de poisson égale 0.50

Les dimensions du sol a étudié dans sont proposées comme suit :

- h = 2 L_p
- D=25d

Et on prendre la rigidité relative dans les cas suivants :

- K =100
- K =1000
- K =10000
- K =100000

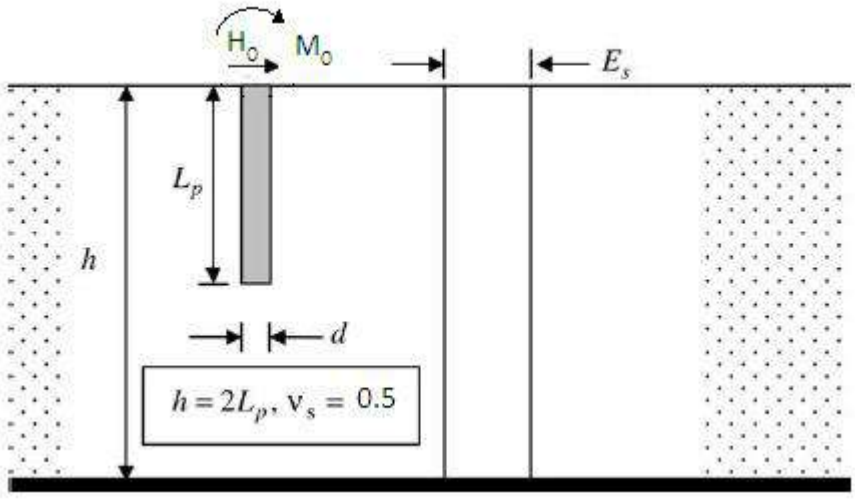


Fig. (5.13) : effet de la rigidité relative sur les déplacements latéraux, chargement latéral et un sol homogène

Les figures(5.14) et (5.15) représentent la variation des déplacements latéraux en fonction de la profondeur dans le cas d'une force horizontale H_0 appliquer en tête et dans le cas d'un moment M_0 appliquer en tête

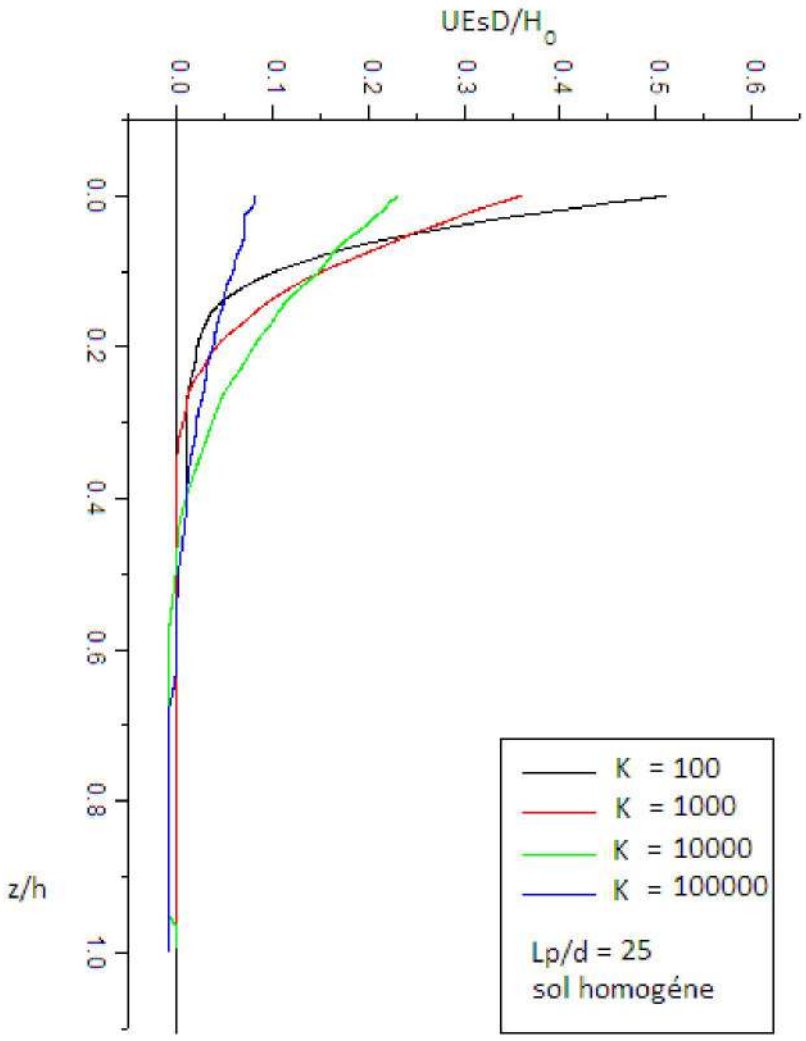


Fig. (5.14) : effet de la rigidité relative sur le déplacement latéral, pieu soumis à H_0, sol homogène

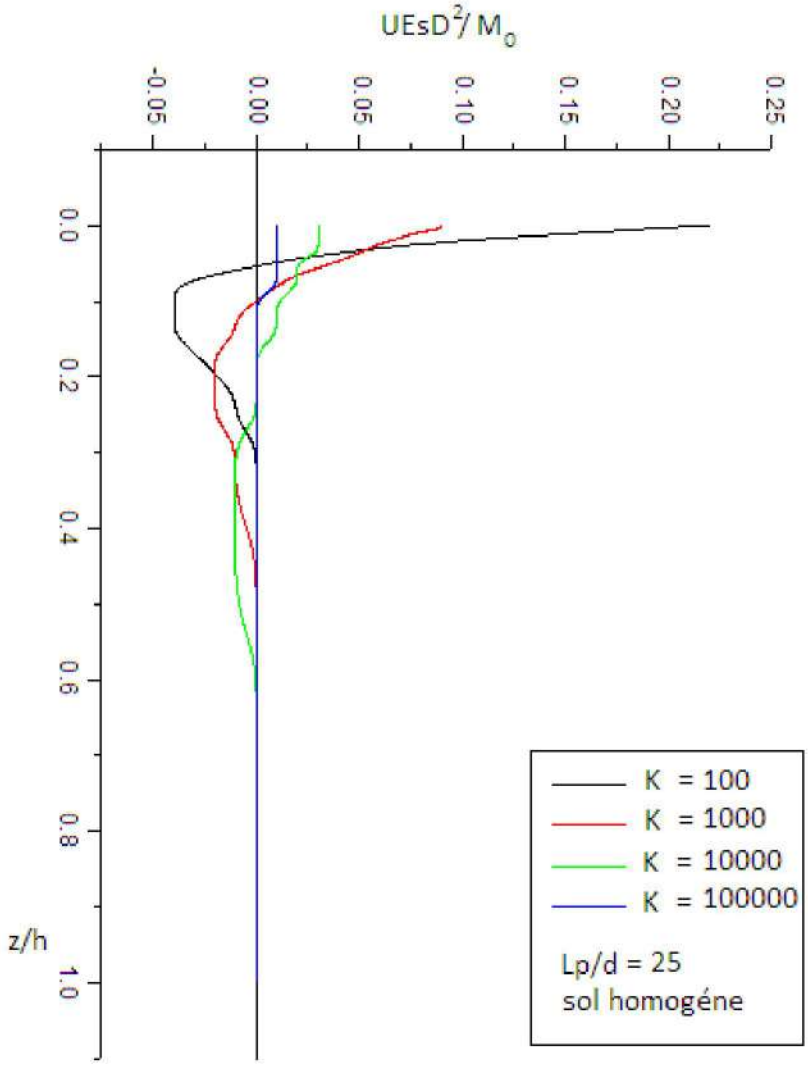


Fig. (5.15) : effet de la rigidité relative sur le déplacement latéral, pieu soumis à M_0, sol homogène

V.3.2.2- SOL DE GIBSON :

Pour bien compris la relation entre la rigidité relative et le comportement du pieu chargé latéralement et installé dans un sol de Gibson. On fixe tous les paramètres influent sur le comportement du pieu (l'élancement, la valeur de la charge verticale, coefficient de poisson, le rapport entre les paramètres géométriques du sol et les paramètres géométriques du pieu) comme Suit :

- L'élancement L_P/d =25
- coefficient de poisson égale 0.50

Les dimensions du sol a étudié dans sont proposées comme suit :

- h = 2 L_p
- D=25d

Et on prendre la rigidité relative dans les cas suivants :

- K =100 ⇒ E_p / m L_P =100
- K =1000 ⇒ E_p / m L_P =1000
- K =10000 ⇒ E_p / m L_P =10000
- K =100000 ⇒ E_p / m L_P =100000

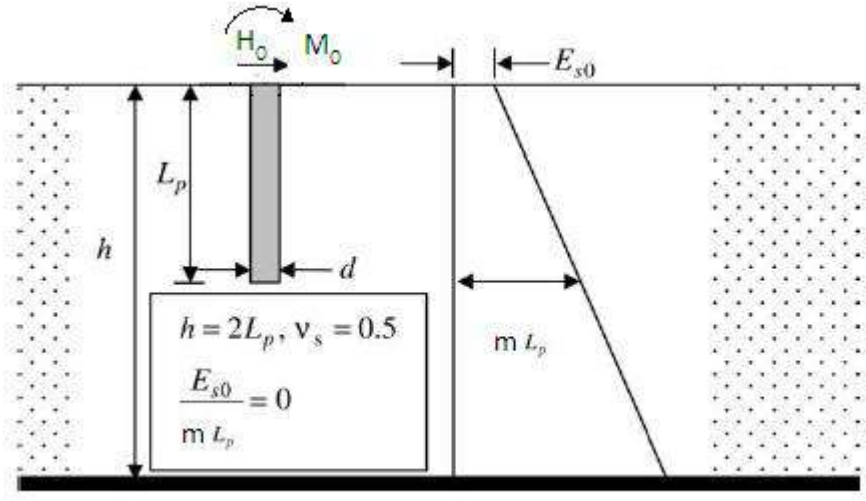


Fig. (5.16) : effet de la rigidité relative sur les déplacements latéraux, chargement latéral et un sol de Gibson

Les figures (5.17) et (5.18) représentent la variation des déplacements latéraux en fonction de la profondeur d'un pieu installé dans un sol de Gibson et soumis à une force horizontale H_0 appliquer en tête ou bien un moment M_0 appliquer en tête

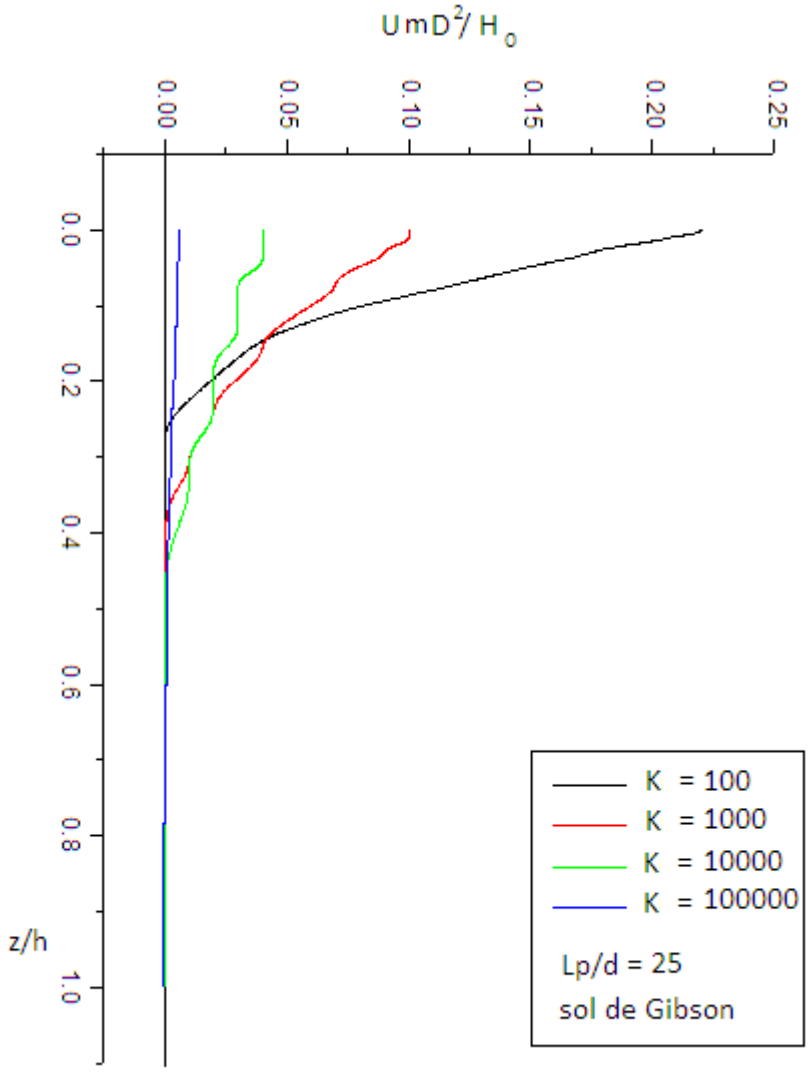


Fig. (5.17) : effet de la rigidité relative sur le déplacement latéral, pieu soumis à H_0, sol de Gibson

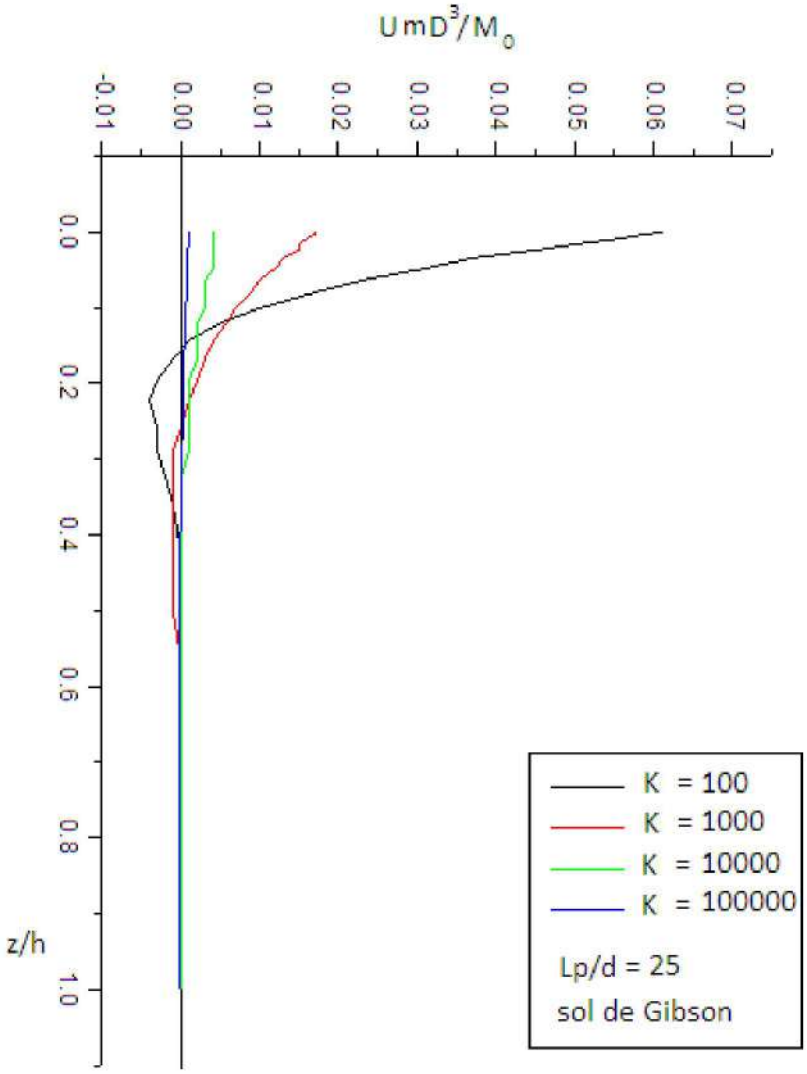


Fig. (5.18) : effet de la rigidité relative sur le déplacement latéral, pieu soumis à M_0, sol de Gibson

V.4 - EFFET DE LA CHARGE VERTICALE SUR LES DEPLACEMENTS HORIZONTAUX DE LA CHARGE HORIZONTALE

Pour bien compris l'effet de la charge verticale sur les déplacements horizontaux, on fixe tous les paramètres influent sur le comportement du pieu (l'élancement, la rigidité relative, coefficient de poisson, le rapport entre les paramètres géométriques du sol et les paramètres géométriques du pieu) et on varie les charge comme suit :

Cas N° 1 :

- La charge verticale V_0 =0 kn
- Les valeurs de la charge horizontale sont: H_0 = 0 kn, H_0 = 100 kn, H_0 = 200 kn, H_0 = 300 kn, H_0 = 400 kn, H_0 = 500 kn

Cas N° 2 :

- La charge verticale V_0 =5000 kn
- Les valeurs de la charge horizontale sont: H_0 = 0 kn, H_0 = 100 kn, H_0 = 200 kn, H_0 = 300 kn, H_0 = 400 kn, H_0 = 500 kn

Cas N° 3 :

- La charge verticale V_0 =10000 kn
- Les valeurs de la charge horizontale sont: H_0 = 0 kn, H_0 = 100 kn, H_0 = 200 kn, H_0 = 300 kn, H_0 = 400 kn, H_0 = 500 kn

Cas N° 1 :

- La charge verticale V_0 =20000 kn
- Les valeurs de la charge horizontale sont: H_0 = 0 kn, H_0 = 100 kn, H_0 = 200 kn, H_0 = 300 kn, H_0 = 400 kn, H_0 = 500 kn

Les autres paramètres sont :

- L'élancement L_P/d =25
- K =1000
- coefficient de poisson égale 0.50

Les dimensions du sol a étudié sont proposées comme suit :

- h = 2 L_p
- D=25d

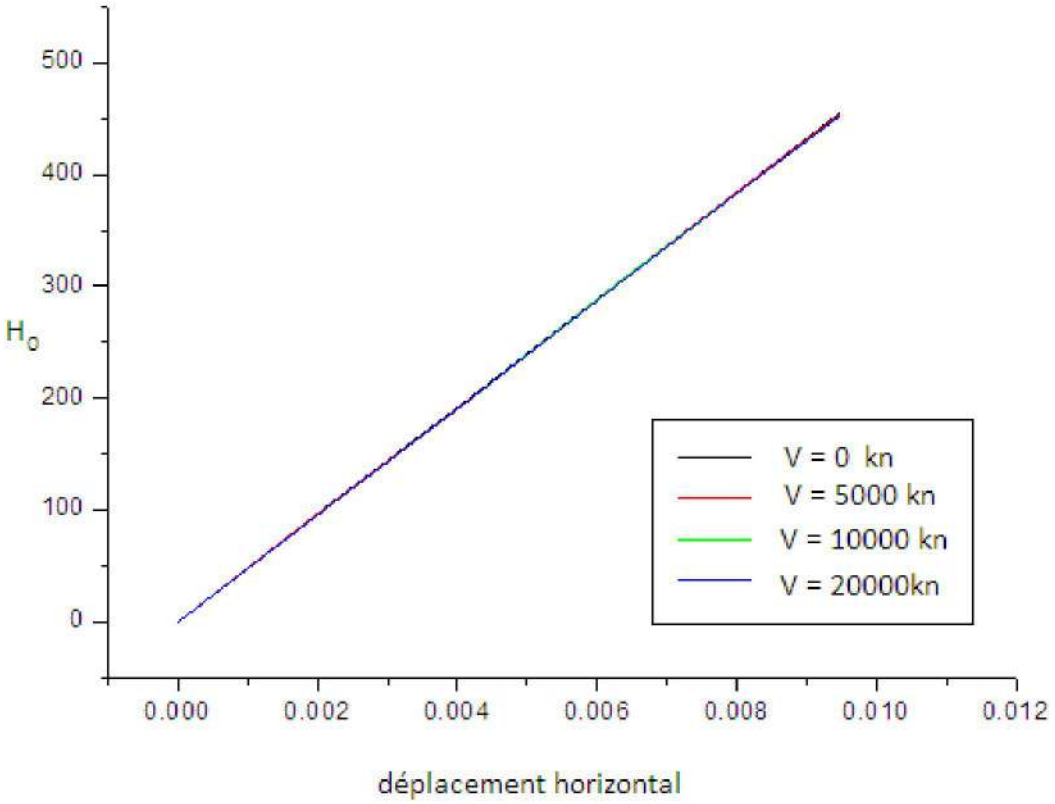


Fig. (5.19) : effet de la charge verticale sur les déplacements horizontaux, sol homogène

Conclusion : d'après les résultats on peut dire que l'effet de la charge verticale sur les déplacements horizontaux est très négligeable

V.5- EFFET DE L'INTERFACE SUR LES DEPLACEMENTS VERTICAUX

L'influence de l'interface sol-pieu sur le comportement du pieu chargé axialement est constatée à travers des déplacements verticaux. Donc on va appliquer une force verticale V_0 en tête du pieu et on compare les déplacements liés aux plusieurs rigidités relatives et pour deux types d'interface (interface lisse et interface rugueuse), la variation de la rigidité relative se faite comme suite :

- K =100
- K =1000
- K =10000
- K =100000

Dans cette étude le pieu est fiché dans un sol homogène avec coefficient de poisson égale à 0.30 avec les dimensions du sol suites :

- h = 2 L_p
- D=25d

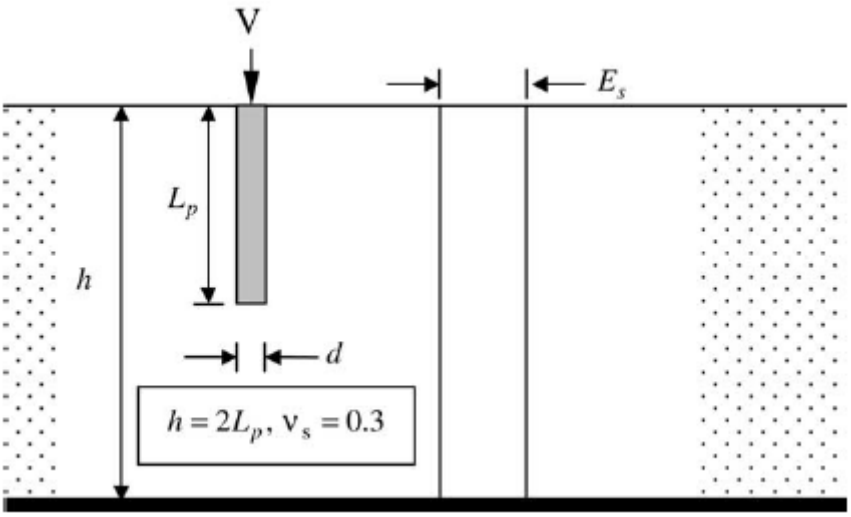


Fig. (5.20) : l'effet de l'interface sur le comportement du pieu

On va examiner le comportement du pieu a travers du déplacement, ce dernier est incorporé dans un paramètre d'influence I_{vV}

$$I_{vV} = \frac{\nu E_S\, d}{V}$$

Les élancements à étudier sont comme suit :

- L/D =10
- L/D =25

Cas 01 L/D = 10

Pour cet élancement les résultats sont mentionnés dans le graphe suivant :

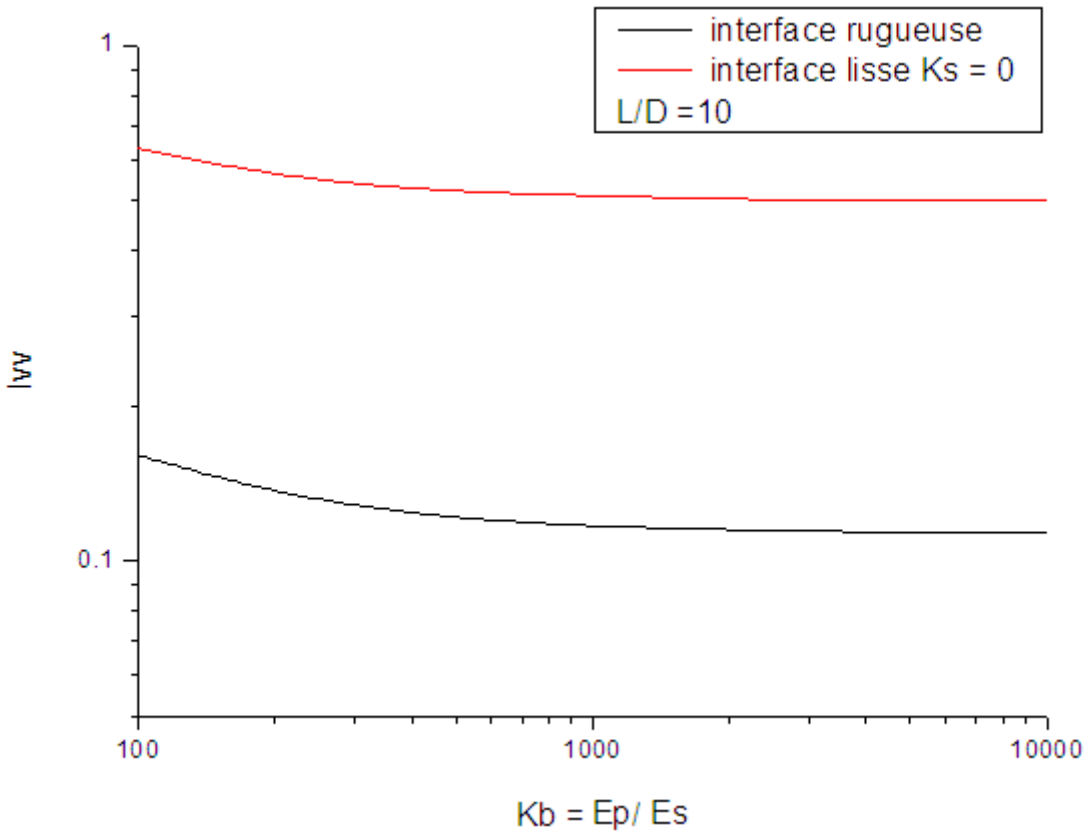


Fig. (5.21) : l'effet de l'interface sur le déplacement vertical pour l/d=10

Cas 02 L/D = 25

Pour cet élancement les résultats sont mentionnés dans le graphe suivant :

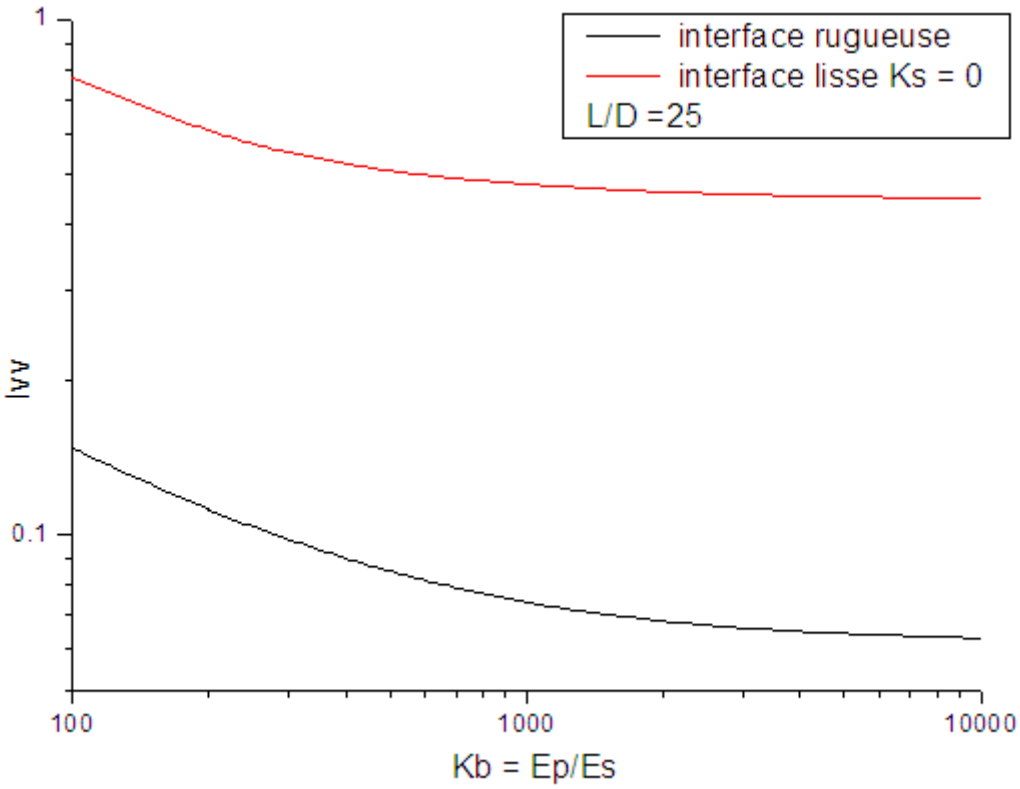


Fig. (5.22) : l'effet de l'interface sur le déplacement vertical pour l/d=25

Conclusion : on s'aperçoit que le déplacement adimensionnel dépend plus de la rigidité relative lorsque l'état de l'interface est rugueux. En effet, cette dépendance s'estompe lorsque la rigidité relative s'approche de la valeur de Ep/Es = 2000. Par contre lorsque l'interface est lisse, on remarque qu'au delà d'une valeur Ep/Es = 400 l'effet de la rigidité relative devient négligeable. Les résultats montrent que le déplacement vertical adimensionnel dépend de la rugosité de l'interface. En effet, I_{Vv} correspondant à l'état lisse est environ sept fois celui de l'état rugueux pour toute la gamme des rigidités relatives considérées et les deux élancements étudiés,

V.6- CONCLUSION :

Dans l'étude paramétrique on a peut dire que le comportement du pieu est lie par les facteurs suivants :

- La rigidité relative
- L'élancement du pieu
- L'état de l'interface

La rigidité relative influé sur le comportement du pieu par l'augmentation du tassement et par l'augmentation des déplacements horizontaux, l'élancement du pieu lie par la rigidité relative donné avec un rendement maximale, ce rendement est assurer par l'élancement critique, donc avec un élancement critique d'un pieu on peut assurer le minimum possible du tassement et de déplacement horizontal

L'effet de la charge verticale sur la charge horizontale est négligeable, ce qui on a démontré dans notre étude, ce résultats est justifié par la faiblesse des déplacements horizontaux lies par la charge verticale par rapport aux déplacements horizontaux liées a la charge latérale qui sont plus importants

CHAPITRE VI : CONCLUSION GENERALE

VI- CONCLUSION GENERALE

En conclusion on peut dire que les méthodes numériques généralement, et la méthode des éléments finis en particulier donne aux chercheurs dans le domaine géni civil en général et particulièrement en géotechnique un outil très performant et très puissant pour connaitre les comportements des éléments d'un ouvrage surtout avec la révolution informatique actuel dans le domaine hardware et software qui nous permettre de traiter des problèmes plus complexe dans un délai plus bref.

Avec l'utilisation des théories de math, tel que la théorie des séries de Fourier. Les problèmes tridimensionnels qui ont nécessite énormément de la capacité de stockage et de traitement dans la machine sera traduit facilement a des problèmes bidimensionnels, ce qui nous permettre d'utilisé une capacité du traitement et du stockage moyenne. Donc on peut traiter un problème tridimensionnel par une façon bidimensionnelle par l'utilisation des séries de Fourier

Cette thèse a présenté une étude numérique semi-analytique des pieux sollicites verticalement et horizontalement, dans lequel on a développé un code numérique PULAS (**P**ile **U**nder **L**ateral And **A**xial **S**ollicitation) qui fonctionne sous environnement Windows. Ce code est développé pour faire le maillage automatique en traitant les charges séparément, et également il effectue l'assemblage pour présenter des résultats de façon exploitable. On a validé ce code par la comparaison avec plusieurs résultats tirés de la littérature. Les résultats obtenus sont donne des encourageants.

Dans l'étude paramétrique on a découvre que le comportement du pieu est lie essentiellement par les facteurs suivants :

- La rigidité relative
- L'élancement du pieu
- L'état de l'interface

La rigidité relative influé sur le comportement du pieu par l'augmentation du tassement et par l'augmentation des déplacements horizontaux, l'élancement du pieu lie par la rigidité relative donné avec un rendement maximale, ce rendement est assurer par

l’élancement critique, donc avec un élancement critique d’un pieu on peut assurer le minimum possible du tassement et de déplacement horizontal

L’effet de la charge verticale sur la charge horizontale est négligeable, ce qui on a démontré dans notre étude, ce résultats est justifié par la faiblesse des déplacements horizontaux lies par la charge verticale par rapport aux déplacements horizontaux liées a la charge latérale qui sont plus importants

Finalement et dans le future recherche j’espère que on peut traiter le même problème mais dans l’état dynamique et par l’utilisation des éléments tridimensionnels (ex : cubique)

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

AFNOR. (2012). NF P 94 262. Norme d'application de la Norme Française NF EN 1997-1. Fondations profondes

A.MANDOLINI AND C.VIGGIANI (1997), settlement of piled foundations, Géotechnique VOL 47, N.4, PP 791-816

API (1975), recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms, API RP 2GEO, 6th edition. American Petroleum Institute, Washington"

API (1993), RP2A: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms. Washington, DC: American Petroleum Institute."

API RP 2GEO (2011), Geotechnical and Foundation Design Considerations. American Petroleum Institute, 120 pages.

BENZARIA OMAR (2013) Contribution à l'étude du comportement des pieux isolés sous chargements cycliques axiaux. Thèse de Doctorat de PARIS EST / LCPC.

BOUAFIA.(2010), "Génie Civil – Conception et Calcul des Ouvrages Géotechniques", Edition Eurl Pages Bleues Internationales, Bouira, Algérie, 386 p

BURLAND, J. P. (1973), Shaft friction of piles in clay—a simple fundamental approach. Ground Eng 6:30–42"

BURLAND, J. P. (1993), Closing address. In: Proceedings of recent large-scale fully instrumented pile tests in clay. Institute of Civil Engineers, London, pp. 590– 595"

CHOW, F. C. (1997), "Investigations in the behaviour of displacement piles for offshore foundations". PhD thesis, Imperial College, London."

COMMODROMOS E. M. (2005). Response prediction for axially loaded pile groups in clays using 3D nonlinear analysis, 16 ICSMGE-Osaka, PP. 2091-2094

COYLE, H. M., & REESE, L. C. (1966), "Load Transfer for MA. Axially Loaded Piles in Clay," Proceedings, American Society of Civil Engineers, New York, NY,Vol 92, Goble, Rausche, Likins and Associates, Inc. 1988 No.SM2, PP. 1-26."

DESAI C.S.(1974),"Numerical desing analysis for piles in sands", Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, V.100 (GT6),PP 613-635.

D. V. GRIFFITHS (1982), elasto-plastic analyses of deep foundation in cohesive soil , international journal for numerical and analytical methods in geomechanics , VOL 6 , PP 211-218

DJ. AMAR BOUZID. Analyse semi-analytique par éléments finis des pieux isolés sollicités horizontalement dans un milieu à comportement non-linéaire. Thèse de Magister, Ecole Nationale Polytechnique 1997, Alger, Algérie.

DJ. AMAR BOUZID A,*, P.A. VERMEER B, B. TILIOUINE (2005), Finite element vertical slices model: Validation and application to an embedded square footing under combined loading, Computers and Geotechnics 32 (2005) PP 72–91

DJ. AMAR BOUZID A,*, P.A. VERMEER B (2007), effect of interface characteristics on the influence coefficients of an embedded circular footing under horizontal and moment loading, geotech geol eng(2007) 25: PP 487-497

F.BAGUELIN, R. FRANK , Y. GUEGAN (1976). Calcul sur ordinateur des pieux sollicités horizontalement ou subissant des poussées parasites. CH 84, REF 1916, PAGE 113-119

FRANK R. (1999) Calcul des fondations superficielles et profondes. Techniques de l'Ingénieur Presse de l'ENPC

FLAATE, K. & SELNES, P. (1977), Side friction of piles in clay. In: Proceedings of 9th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Tokyo, PP. 517–522"

HARRY G .POULOS , M ASCE (1971). Behavior of laterally loaded piles : I- single piles, journal of the soil mechanics and foundation division , VOL 5, N 8092, PP 711-729

I.M.SMITH AND D.V GRIFFITHS (1982), Programming the finite element method

JARDINE, R., CHOW, F., OVERY, R., STANDING, J. (2005), ICP design methods
for driven piles in sands and clays. Imperial College London, London"

J.HAN AND J. D. FROST (2000), load – deflection response of transversely isotropic piles under lateral loads, international journal for numerical and analytical methods in geomechanics , VOL 24 , PP 509-529

KERISEL, J. (1965), vertical and horizontal bearing capacity of deep foundation in clay, symp. On bearing capacity and settlement of foundation, Duke University

KOOIJMANA.P (1989). "Numerical model for laterally loaded piles and pile groups". PhD Thesis, Delft University of Technology, Delft, Netherlands

KUHLEMEYER, RL.(1979a), static and dynamic laterally loaded floationg piles. Proc. ASCE, journal of geotechnical engineering division, VOL 105 no GT2, PP.289-304

KUHLEMEYER, RL.(1979b), bending element for circular beams and piles. Proc. ASCE, journal of geotechnical engineering division, VOL 105 no GT2, PP.325-330.

MADHIRA R. MADHAV AND C.R.K. SAMARA, analysis of axially and laterally loaded long pile, 2th international conference on numerical methods in offshore piling, april 1982, university of texas at avstin

MARK F .RANDOLPH AND C.PETER WROTH (1978). Analysis of deformation of vertically loaded piles, journal of the geotechnical engineering division. VOL 12, N 14262, PP 1465-1487

MEYERHOF, G.G.(1963), some recent research on the bearing capacity of foundation , Géotechnique, VOL 1, PP 1-16

MEYERHOF, G.G.(1976), Bearing capacity and settlement of pile foundations. J Geotech Eng Div 102:195–228"

MURFF, J. D. (1980), Pile Capacity in a Softening Soil. Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 4, No.2, April-June, 1980, PP. 185-189.

PECK, R.B (1958), a study of the comparative behavior of friction piles, high. Res. bd. Spec rep 36

POULOS. G, DAVIS E. H. (1980)."Pile Foundation analysis and design", Series in geotechnical Engineering, Edition John Wiley etFils, New York,

POULOS ,H.G (1989). Pile behaviour theory and application, Géotechnique VOL 39 , N.3, PP 365-415

PRABHAKAR J. PISE (1982), laterally loaded piles in a two-layer soil system, technical notes, VOL 9, PP 1177-1181

RANDOLPH M.F. (1977), A theoretical study of the performance of piles, Ph.D thesis, Cambridge, University

RANDOLPH M, F.(1981), "the response of flexible piles to lateral loading", Geotechnique 31(2), PP 247-259.

RANDOLPH, M. F. (1983), Design considerations for offshore piles. Proceedings of the conference on geotechnical practice in offshore engineering, Austin, PP. 422–439."

RANDOLPH M.F. (2003) Science and empiricism in pile foundation design. Géotechnique, VOL. 53(10), PP.847-875

TOMLINSON, M.J .(1957), The adhesion of piles driven in clay soils. In: Proceedings of the 4th international conference on soil mechanics and foundation engineering, London"

V. PADMAVATHI, E. SAIBABA REDDY AND M. R. MADHAV(2008), behaviour of laterally loaded rigid piles in cohesive soils based on kinematic approach, lowland technology international VOL. 10, No. 1, PP 27-41

VIJAYVERGYA, V. N AND FOCHT, J.A (1972) A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay, Offshore Technology Conference, Houston, Texas.

WEI DONG GUO AND F. H. LEE (2001), load transfer approach for laterally loades piles, international journal for numerical and analytical methods in geomechanics, VOL 25, PP 1101-1129

WILLIAM HIGGINS, S.M.ASCE1; CELIO VASQUEZ2; DIPANJAN BASU, M.ASCE3; AND D. V. GRIFFITHS, F.ASCE4, Elastic Solutions for Laterally Loaded Piles, JOURNAL OF GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING.(2013)

WOODWARD, R.J., LUNDGREN, R., BOITANO, J.D. (1961), Pile loading tests in stiff clays. In: Proceedings of the 6th international conference on soil mechanics and foundation engineering, Paris, PP 177–184."

Zehong yuan, koon meng chna, member,ASCE (1992), Formulation of axisymmetric interface element stiffness matrix , journal of geotechnical engineering VOL 118 No 8 PP 1264-1271