

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

جامعة اكلي محمد اولحاج - البويرة -

UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil

MEMOIRE

Présenté pour l'obtention du diplôme de MASTER

En : (génie civil)

Spécialité : (STRUCTURE)

Thème :

Modélisation par éléments finis d'un pieu isolé sous les sollicitations
verticales

Présenté par :

- Harrache Rabah

- Bouchemla El mahdi

Devant le jury composé de :

Bakhti Rachid

MAA

UAMOB

Encadreur

MAA

UAMOB

Examineur

MAA

UAMOB

Examineur

Année Universitaire 2020/2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dédicace

Je rends grâce à Dieu et dédie ce travail :

- ✓ *Mon père, pour ta disponibilité et tes précieux conseils.*
- ✓ *Ma mère, pour son soutien maternel inconditionnel.*
- ✓ *Mes frères et sœurs, sur qui j'ai toujours pu compter.*
- ✓ *Toute la promotion 2020/2021.*
- ✓ *Tous les enseignants qui ont contribué à ma formation.*
- ✓ *Tous ceux qui me sont chers.*

Harrache Rabah





Dédicace

Tout d'abord je tiens à remercier le Tout Puissant de m'avoir donner le courage et la patience pour arriver à cet stade afin de réaliser ce travail. Que je dédie à :

- ✓ *A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenu durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.*
- ✓ *A mes très chers frères et à sœurs.*
- ✓ *toute ma famille sans exception.*
- ✓ *A tous mes amis.*
- ✓ *A toute la promotion 2020.*
- ✓ *En fin, je remercie mon binôme HARRACHE RABAH qui a*

Contribué à la réalisation de ce modeste travail.

Bouchemla el Mahdi

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier tout d'abord le bon Dieu qui nous a permis de terminer ce travail «Alhamdoulillah », nous tenons à remercier nos parents qui se sont battus pour notre meilleur.

Nos remerciements vont également envers notre encadreur Mr Bakhti Rachid pour le sujet intéressant qu'il nous a proposé et pour la confiance qu'il nous a accordée.

Il nous a dirigé tout au long de cette étude et nous a donné les grands axes de recherche.

Nos remerciements vont ensuite aux membres du jury ; pour avoir accepté de présider le jury de notre mémoire et qui nous ont fait l'honneur d'accepter d'être nos examinateurs. Leurs idées nous seront sans nul doute très utiles.

Nos sincères remerciements et notre entière gratitude envers tous les enseignants du « département de génie civil » à l'université Akli Mohand Oulhaj De Bouira .

Les remerciements vont enfin vers tous nos collègues, camarades et amis, avec qui nous avons passé d'excellents moments.

Merci

Résumé

Dans les fondations profondes la caractérisation de sol et l'élément structural 'pieu' joue un rôle majeur dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage. Dans ce travail, on a présenté une synthèse bibliographique sur les pieux, ensuite on a établi une modélisation de différents cas avec le célèbre code d'éléments finis ABAQUS afin de déterminer l'effet du rapport entre le module d'élasticité de béton et le module d'élasticité de sol sur le tassement final du pieu. Dans ce travail on a considéré le comportement du pieu et le comportement de sol comme linéaire élastique.

Abstract

In pile foundations, the characteristics of soil and the structural part "pile" have a major role in order to ensure building safety. In the present work, we presented a literature review on the foundation subject. After that, a several case has been simulated by using the famous finite element code ABAQUS in order to determine the effect of the ratio between the elasticity modulus of concrete and the elasticity modulus of soil on the pile settlement. In this work, the behavior of the pile and the behavior of soil has been considered as linear and elastic.

المخلص

في الأساسات العميقة ، يلعب توصيف التربة والعنصر الهيكلي "الكومة" دوراً رئيسياً في تحديد شروط استقرار الهيكل. في هذا العمل ، قدمنا توليفاً ببليوغرافياً على الركائز ، ثم أنشأنا نمذجة لحالات مختلفة برمز العنصر المحدود الشهير ABAQUS من أجل تحديد تأثير النسبة بين معامل مرونة الخرسانة ومعامل مرونة التربة على التسوية النهائية للكومة. في هذا العمل اعتبرنا سلوك الركيزة وسلوك التربة على أنها مرنة خطية.

SOMMAIRE

Introduction générale.....	1
Introduction générale.....	2
CHAPITRE I.....	4
Les Fondations	4
I.1 Introduction.....	5
I.2 Les Différents types de fondations	5
I.3 Les Fondations superficielles.....	5
I.3.1 Les semelles isolées	7
I.3.2 semelles filantes en béton armé sous murs porteurs	7
I.3.3 Les Radiers.....	8
I.4 Les fondations profondes.....	8
I.4.1 Les pieux préfabriqués	9
I.4.2 les pieux exécutés en place.....	9
I.4.3 Les Barrettes.....	10
I.5 Mode D'exécution :	11
I.6 Les fondations semi profondes	11
CHAPITRE II.....	13
Les Fondation Superficielles.....	13
II.1 Introduction	14
II.2 Choix du type de fondation	14
II.3 Types de fondations superficielles	15
II.4 Capacité portante des fondations superficielles	15
II.5 Mécanisme de rupture	15
II.6 Comportement à la rupture	17
II.6.1 Méthode "Cône Pénétration Test" (CPT).....	17
II.6.2 Calcul de capacité portante méthode CPT	18

II.6.3 Méthode de calcul à partir d'essais pénétrométrique.....	20
II.7 Détermination de la capacité portante en tête de pieu via l'essai au pénétrromètre.....	21
II.8 Calcul de la capacité portante a partir des essais de laboratoire méthode C- Φ	21
II.8.1 Semelle filante charge verticale et centrée.....	21
II.8.2 Influence de la forme de la fondation charge verticale et centrée	23
II.9 Tassement Des Fondations Superficielles	25
II.9.1 Calcul du tassement en utilisant la théorie de l'élasticité	25
II.9.2 Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique.....	26
II.9.3 Calcul des tassements par les résultats de l'essai au pressiomètre Ménard.....	26
II.10 Conclusion	28
CHAPITRE III	29
Les Fondation Profondes.....	29
III.1 Introduction	30
III.2 Définition De Fondation Profonde.....	31
III.3 Historique	32
III.4 Rôle des pieux	32
III.5 Principes de fonctionnement	33
III.5.1 Cas d'un pieu isolé	33
III.5.2 Cas de groupes de pieux	34
III.6 Détermination de la charge limite d'un pieu isole	35
III.7 Classification des pieux.....	37
III.7.1 Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place.....	37
III.7.2 Micropieux.....	38
III.7.3 Pieu injecté, sous haute pression, de gros diamètre.....	39
III.8 Conclusion.....	40
CHAPITRE IV	41

Modélisation Par éléments Finis D'un Pieux Isole Sous Les Sollicitation Verticales Avec Abaqus	41
IV.1 Introduction	42
IV.2 Définition De La Méthode Des Eléments Finis.....	43
IV.3 Principe de la méthode des éléments finis	44
IV.4 Domaines d'application de la MEF.....	45
IV.5 Avantages de la MEF	46
IV.6 Utilisation d'un logiciel éléments finis	46
IV.7 Définition De programme	47
IV.8 Les étapes de modalisation avec Abaqus.....	47
CHAPITRE V	49
Les Problèmes Axisymétriques	49
V.1 Introduction	50
V.2 Éléments axisymétriques	50
V.3 Éléments axisymétriques réguliers.....	51
V.4 Eléments de contrainte/déplacement généralisés axisymétriques avec torsion	51
V.5 Éléments axisymétriques avec déformation non linéaire et asymétrique	52
V.6 Présentation pour les éléments quadrangulaires	53
CHAPITRE VI	55
Etude Paramétrique	55
VI.1 Introduction	56
VI.2 Modélisation par logiciel abaqus	56
VI.3 Étude paramétrique	64
VI.3 Validation pour $L/d = 10$	65
VI.4 Conclusion	65
VI.5 Validation pour $L/d = 25$	66

VI.6 Conclusion	66
VI.7 Validation pour $L/d = 50$	66
VI.8 Conclusion	67
Conclusion Général	68
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES	69

Liste du figure

Chapitre I

Figure I. 1. Semelle Isolee Superficielles	6
Figure I. 2. Semelle Isolée.....	7
Figure I. 3. Semelle Proprement.....	7
Figure I. 4. Puits en béton armée.....	12
Figure I. 5. Les Barrettes	10
Figure II. 6. Les Radiers.....	8

Chapitre II

Figure II. 1. Caractéristique géométrique d'une fondation superficielle	14
Figure II. 2. Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle	16
Figure II. 3. Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle	16
Figure II. 4. Schéma de rupture d'une fondation superficielle.....	17
Figure II. 5. Définition de la pression limite nette équivalente	Erreur ! Signet non défini.

Chapitre III

Figure III. 1. Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique De.....	30
Figure III. 2. D'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de « pieu »	31
Figure III. 3. Sonnette à taraude	32
Figure III. 4. Différents barrettes	29
Figure III. 5. Pieu Isolée.....	30
Figure III. 6. Groupe de Pieux.....	31
Figure III. 7. La Charge Limite D'un Pieu Isole	31
Figure III. 8. A et P pour les pieux tubulaire.....	32
Figure III. 9. Type des pieux	33

Chapitre IV

Figure IV. 1. types des éléments triangulaires et quadrangulaires.....	43
Figure IV. 2. maillage d'un domaine en éléments finis	44

Figure IV. 3.(u_i , v_i , w_i) : sont les déplacements nodaux, $i=1...n$	45
Figure IV. 4.Elément (Q8)	45
ChapitreV	
Figure V. 1. Section et élément de référence dans un solide axisymétrique.....	50
Figure V. 2. Section transversale de référence et déformée dans un solide axisymétrique avec torsion.....	52
Figure V. 3. Plans nodaux d'un élément axisymétrique du second ordre avec une déformation asymétrique non linéaire et (a) 1, (b) 2, (c) 3 ou (d) 4 modes de Fourier	53
 ChapitreVI	
Figure VI. 1. Fenêtre principal du programme.....	56
Figure VI. 2. Fenêtre d'insertion des données de sol.....	58
Figure VI. 3. section sol + pieu	57
Figure VI. 4. L'assemblage des éléments	59
Figure VI. 5. Définition d'élément.....	58
Figure VI. 6. Champ de déplacement U1	59
Figure VI. 7. champ de déplacement U2.....	59
Figure VI. 8. Créer la charge vertical	60
Figure VI. 9. . créer condition limite.....	60
Figure VI. 10. Maillage de part	61
Figure VI. 11. Créer le job	61
Figure VI. 12. Résultat de Job.....	62
Figure VI. 13. . Résultat L/D = 10	63
Figure VI. 14. Résultat L/D = 50	63
Figure VI. 15. Exemple de validation pour un sol homogène.....	64
Figure VI. 16. comparaison de déplacement pour L/D =10.....	65
Figure VI. 17. comparaison de déplacement pour l/d=25.....	66
Figure VI. 18. Comparaison de déplacement pour l/d=50.....	66

Liste des tableau

Tableau II.1. le facteur portances.....	22
Tableau II.2. Les conditions de drainage	23
Tableau II.3. Définition des catégories conventionnelles du sol.....	24
Tableau II.4. Facteur de portance pressiométrique	24
Tableau II.5 coefficient de forme C_f	25
Tableau II.6 Coefficients de forme.....	27
Tableau II.7 Coefficient rhéologique α	27

Liste des symboles

C : cohésion du sol de fondation

Cu : cohésion non drainée du sol sous la pointe du pieu

Dr : densité relative

D : diamètre du pieu (m)

De : hauteur d'encastrement équivalente (m)

D : hauteur d'encastrement réelle du pieu (m)

Es : module de réaction

E: module d'Young (KN/m²)

Es : module de Young du sol (KN/m²)

E : rendement du mouton

Ep : module d'élasticité du matériau du pieu (KN/m²)

Ep : module de Young du matériau du pieu (KN/m²)

Gs : module de cisaillement du sol (KN/m²)

G : module de cisaillement (KN/m²)

H : hauteur du remblai (m)

h : hauteur d'action du frottement négatif dans le sol compressible

k : coefficient de réaction (kN/m)

K : coefficient de poussée des terres

kc : coefficient de portance

Ku : coefficient à l'arrachement

Kp : coefficient de réaction surfacique horizontal

L : longueur du pieu (m)

M0 : moment en tête du pieu (N.m)

N : résistance de pénétration standard moyen près du pieu

P : la réaction du sol (KN/m)

p : pression de réaction (KPa)

Pu : réaction ultime

P : périmètre de la section transversale du pieu (m)

Pl Z : pression limite à la profondeur (z)

P : périmètre du pieu (m)

Q : charge totale du pieu (kN)

Qt : charge totale du pieu en arrachement (kN)

Qc : charge totale du pieu en compression (kN)

Qp : charge en pointe du pieu (kN)

Q_{cu} : charge limite de compression (kN)

Q_{pu} : charge limite en pointe (kN)

Q_{su} : charge limite de frottement latéral (kN)

q_p : pression limite sous la pointe du pieu (kN/m²)

q_s : frottement latéral unitaire limite le long du pieu (kN/m²)

Q_u : capacité portante globale ultime du pieu (kN/m²)

q_s : frottement latéral unitaire limite le long du pieu (kN/m²)

Q_u : capacité portante globale ultime du pieu (kN/m²)

q_p : capacité portante unitaire (kN/m²)

q' : contrainte effective au niveau de la pointe (kN/m²)

q_l : résistance de pointe limite (kN/m²)

q_{ce} : résistance de pointe équivalente (KN)

$q_c(z)$: résistance de pointe lissée à la profondeur (z) (KN)

δ : angle de frottement (interaction) sol-pieu (°)

ξ : dépend de la distribution de la résistance au frottement dans le puit du pieu

λ : coefficient d'accrochage

λ : demi-longueur réduite

α' : coefficient d'adhésion sol-pieu

s : le tassement

q_e : la contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne)

E : module d'Young du sol

ν : coefficient de Poisson du sol

B : largeur ou diamètre de la fondation.

C_f : coefficient qui dépend de la forme de la fondation, de sa rigidité

q : contrainte verticale appliquée par la fondation

σ_v : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation

λ_c et λ_d : coefficients de forme

α : coefficient rhéologique dépendant du sol

B : largeur ou diamètre de la fondation

B_0 : dimension de référence

E_c : module pressiométrique équivalent dans la zone volumique

E_d : module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique

Introduction générale

Introduction générale

Un ingénieur sage a dit une fois "Une structure n'est pas plus forte que ses connexions. " Bien que cette déclaration invoque généralement des images de connexions entre les différents éléments de structure. Elle s'applique également à celles qui existent entre une structure et le sol qui la supporte. Ces connexions sont connues comme ses fondements. Même les anciens bâtisseurs savaient que les structures les plus soigneusement conçus peuvent échouer si elles ne sont pas soutenues par des fondations appropriées. La Tour de Pise en Italie nous rappelle cette vérité.

Bien que les constructeurs aient reconnu l'importance des bases solides pour d'innombrables générations. L'histoire de la construction de la fondation s'étend sur des milliers d'années. La discipline de l'ingénierie de fondation telle que nous la connaissons aujourd'hui n'a commencé à se développer qu'à la fin du XIXe siècle.

Les fondations sont des éléments fondamentaux dans un projet de construction car la pérennité de l'ouvrage dépend de leur qualité. Les fondations reprennent et transmettent au sol toutes les charges - permanentes, accidentelles et charges d'exploitation. Il est donc important qu'elles soient calculées et réalisées avec le plus grand soin. La différence existante entre le nombre de programmes de calcul des fondations superficielles et ceux de calcul des fondations profondes est surprenante. Si les programmes de calcul de fondations superficielles sont assez nombreux et vulgarisés, il n'en est pas de même pour les programmes des fondations profondes. Ces derniers sont plutôt rares et peu accessibles dans notre environnement, aussi bien aux étudiants qu'aux professionnels. Aussi, la pratique des fondations profondes n'est pas courante et la documentation fait défaut.

Actuellement, il existe, très peu d'entreprises capables de réaliser ce genre de fondations et la plupart des fondations réalisées, même celles de certains grands ouvrages telles que les ponts, sont superficielles parce que leur calcul est relativement simple et leur réalisation est plutôt facile et assez bien maîtrisée; or, compte tenu des désordres liés au tassement des sols ou à un remaniement parfois imprévisible du sol, il est préférable de recourir à des fondations profondes pour un meilleur ancrage et une fiabilité accrue.

Cette étude sera principalement axée sur les fondations profondes circulaires et en béton armé. Nous nous focaliserons surtout sur l'aspect géotechnique des fondations profondes dont nous présenterons les différentes méthodes de calcul. Les différentes méthodes exposées reposent sur la détermination de la pression limite de pointe pour laquelle on recourt aux essais in situ (essai pénétrométrique, essai pressiométrique et formules dynamiques).

L'objectif le plus important de ce travail est de faire une modélisation numérique d'un pieu isolé rigide en béton armé dans un sol, chargé verticalement par une charge statique. Avec cette modélisation nous cherchons à comprendre le comportement du pieu et essayons d'obtenir toutes

les données possibles afin de recueillir plus de connaissance sur les pieux le code utilisé pour faire ce travail se nomme: «ABAQUS».

Le travail proposé est organisé comme suit :

Le chapitre I est consacré à une description générale sur les fondations et les différents types des fondations, dans le chapitre I, on parle du premier type des fondations, les fondations superficielles, ainsi que chapitre II il présente les fondations profondes.

Le chapitre III et IV il présente un avis général sur les pieux et ces différents types, et chapitre V compose les problèmes axisymétriques... et enfin dans le dernier chapitre VI il compose une modalisation de notre travail "modélisation par éléments finis d'un pieu isolé sous les sollicitations verticales".

CHAPITRE I

Les Fondations

I.1 Introduction

Les fondations sont un élément essentiel de la construction. Elles constituent une base rigide qui supporte la masse de la construction toute entière. et répartit cette charge sur le sol de façon à ce que le bâtiment ne puisse bouger.

Les charges transmises sont Le poids propre des différentes parties du bâtiment (plancher, murs, structure) c'est des charges permanentes Les charges des personnes, équipements c'est des charges d'exploitation Les charges de la neige les effets du vent c'est des surcharges climatiques. Le type de fondations est décidé lors d'une étude géotechnique préliminaire.

Et tient compte des éléments suivants:

- La nature et le poids de la construction
- La nature du sol
- la région d'implantation: pluviométrie, séisme, gel du sol, neige...etc.

Il existe deux grandes familles de fondations, superficielles, Profondes.

I.2 Les Différents types de fondations

- ❖ Superficielles : dans laquelle on trouve les semelles isolées, semelles filantes et le radier général
- ❖ Semi- profondes : dans laquelle on trouve les puits
- ❖ Profondes (> 6m) : dans laquelle on trouve les pieux

I.3 Les Fondations superficielles

Les fondations superficielles sont par définition, des fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y sont que faiblement encastrées. Les charges qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles ou peu profondes. Ce type de fondation est bien adapté pour des sols de surface ou peu profonde, ayant une résistance suffisante et peut se présenter sous forme de semelle isolée, filante ou radier, et constitue la partie la plus basse de l'ouvrage qui transmet directement l'ensemble des charges de la superstructure au sol.

Une fondation superficielle est définie par les caractéristiques géométriques suivantes :

- la largeur B de la semelle (plus petit côté)
- la longueur L d'une semelle rectangulaire (plus petit côté)
- la hauteur d'encastrement D

Qui désigne l'épaisseur minimale des terres au-dessus du niveau de fondation L'ancrage de la semelle R qui désigne la profondeur de pénétration de la semelle dans la couche porteuse.

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par L sa longueur, on distingue 3 types de fondations :

- Fondation superficielle : $D/B \leq 4$ à 5
- Fondation profonde : $D/B \geq 10$
- Fondation semi-profonde : $4 \leq D/B \leq 10$

Les fondations sont dites superficielles si une des deux conditions suivantes est respectée

- La semelle isolée est le type de fondations le plus courant, elle est constituée d'une semelle de section carrée, rectangulaire et circulaire qui transmet les charges à partir du poteau sous lequel elle est placée.
 - semelle circulaire $B = 2 R$
 - semelle carrée $B = L$
 - semelle rectangulaire $B < L < 5B$
- semelle continue ou semelle filante est construite sous un mur porteur (béton , pierre, bois... etc.) et transmet la charge d'une manière parallèle $L > 5B$.
- radier général est un type de fondations Utilisé généralement dans des projets ou le poids des bâtiments est trop important: usine, aéroport... etc.

Les fondations superficielles sont utilisées lorsque le sol est suffisamment portant en surface. Si la surface de la semelle calculée est trop importante, il est alors nécessaire de changer de méthode.

Elles ne doivent leur portance qu'à celle de la base à exclusion du frottement sur la surface latérale du fût

- Les empattements forment la partie la plus basse de la fondation
- B = base
- L = largeur
- D = profondeur du niveau d'assise

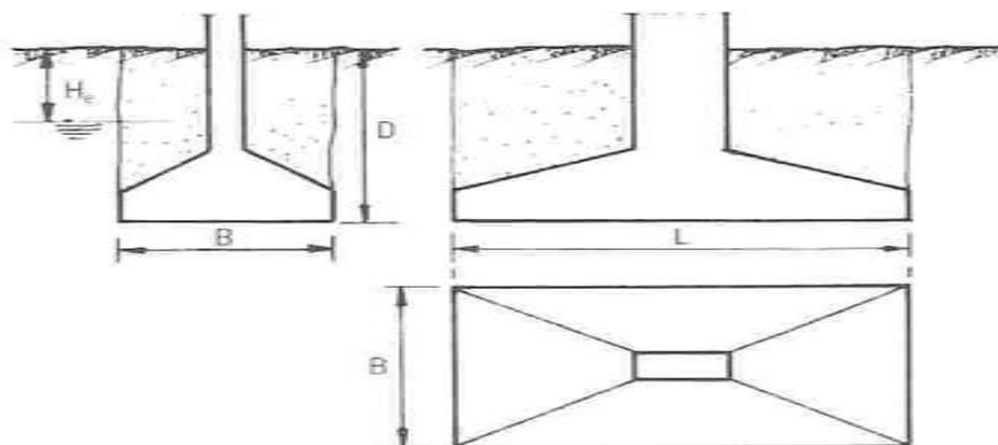


Figure I. 1. Semelle Isolée Superficielles

I.3.1 Les semelles isolées

Sous les poteaux, on est obligé de placer des semelles isolées en béton armé ayant de préférence la forme du poteau (carré, rectangulaire, rond, ...). Cette semelle travaille à la fois en flexion et en compression. Des armatures y sont incorporées afin de lutter contre la traction engendrée par cette flexion. Le béton est coulé dans un coffrage placé en fond de fouille sur un béton de propreté.



Figure I. 2. Semelle Isolée

I.3.2 semelles filantes en béton armé sous murs porteurs

Lorsque la simple rigole n'est pas suffisante, il est nécessaire de construire un ouvrage plus large mais qui fatalement va travailler également en flexion. Il faut donc y incorporer des armatures (voir semelles isolées).

Ce genre de semelle est appelée semelle filante. Elle est coulée dans un coffrage posé en fond de fouille sur un béton de propreté comme les semelles sous poteaux.

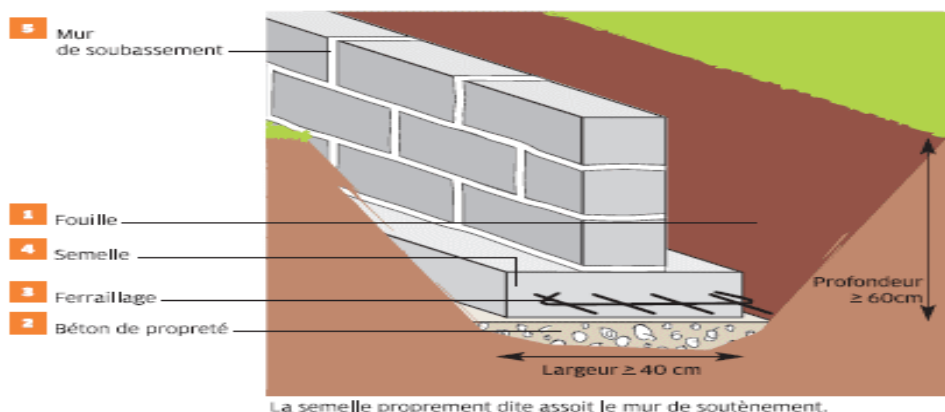


Figure I. 3. Semelle Proprement

I.3.3 Les Radiers

Un radier est une dalle de béton armé qui sert de semelle monolithique pour un grand nombre de poteaux ou pour un bâtiment.

- On peut rigidifier le radier à l'aide d'une grille de nervures, de poutres ou de murs.

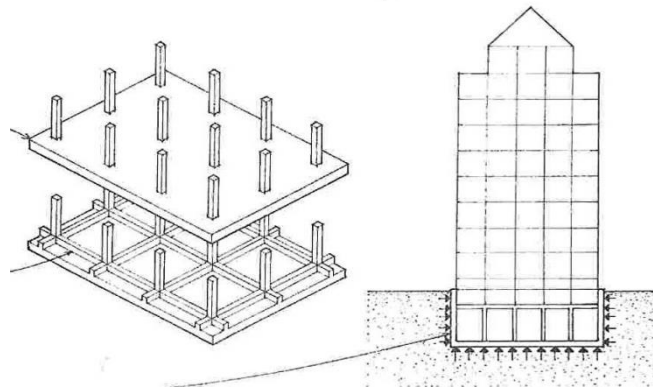


Figure I.4. Les Radiers

Lorsque les semelles deviennent trop importantes et que l'on ne veut pas aller fonder en profondeur, il est intéressant de construire un radier général. Le bâtiment est alors posé sur une sorte de plancher.

Cette méthode est surtout utilisée lorsque le terrain est in affouillable, lorsque le bon sol est situé trop bas, lorsque l'on désire construire des sous sol, ... Mais dans tous les cas le sol devra être homogène pour éviter tous risques de tassements différentiels.

I.4 Les fondations profondes

Une fondation est considéré comme profonde si $D / B > 10$. (Avec D la longueur de la fondation « pieu », et B sa la largeur)

Les fondations profonds sont des fondations spéciales peuvent existées: Fondations anti-vibrations (sous des usines...), Fondations avec des adjuvants spéciaux (en sol acide, volcanique, ou marécageux), il existe aussi des fondations qui sont même coulées sous l'eau (pour la réalisation de pont par exemple.)

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées.

- résistance en pointe.
- par frottement latéral.

Résistance de pointe et frottement latéral (cas courant) Ses dimensions sont définies par :

- D : Longueur de fondation enterrée dans le sol.
- B : largeur de la fondation ou diamètre.

Au-delà de $D/B > 6$, et $D > 3$, nous sommes dans le domaine des fondations profondes. D'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de « pieu »

I.4.1 Les pieux préfabriqués

Ce sont des éléments en bois, en béton armé, en béton précontraint ou en acier. Ils sont enfoncés dans le sol par battage ou par vérin. Les plus courants sont les pieux en béton armé. Ils sont équipés d'une pointe en acier pour faciliter l'enfoncement. De plus, leur tête est munie d'un casque de battage en acier qui empêche le béton d'éclater sous l'action des coups.

Une fois en place, la tête du pieu qui a encaissé les coups (et qui est donc traumatisée) est cassée: c'est le recépage.

I.4.2 les pieux exécutés en place

Cette fois, le béton est coulé dans un trou préalablement exécuté. Il existe plusieurs méthodes:

- trou creusé à la tarière,
- pieu tubé avec tube récupéré ou non

Tout comme pour les pieux préfabriqués, on recèpe la tête de pieux finis car le béton le plus haut est souvent mêlé à de la terre.

- Pieux à la tarière creuse ou continue.

Dans ce système le forage est réalisé en vissant dans le sol une mèche hélicoïdale cylindrique. La longueur de la mèche est égale à la longueur du pieu à exécuter. Le vissage se fait sans déplacement vertical du sol. La tarière comporte un axe creux à l'intérieur duquel est injecté le ciment en fin de vissage. Lors de l'injection du ciment, la tarière remonte progressivement. Le diamètre du pieu est égal au diamètre de la vis hélicoïdale. Le béton injecté est dosé à 350kg/m^3 . L'alimentation du béton est fournie en continu pendant l'extraction de la tarière.

Le pieu "Battu moulé" consiste en un tube obturé à sa base par un bouchon en béton et qui est enfoncé dans le sol à l'aide d'un mouton frappant soit sur le bouchon, soit en tête du tube par l'intermédiaire d'un casque de battage.

Après battage, le bouchon est cassé, on met en place la cage d'armature et le tube est rempli totalement de béton puis extrait.

Ce pieu peut supporter une charge admissible de 5,5 à 7,2 MPa.

Les pieux, servant de fondation, doivent être reliés à la structure porteuse.

Les têtes de pieux recépées sont reliées par des longrines en béton armé sur lesquelles vont reposer les poteaux et les murs.

I.4.3 Les Barrettes

Il s'agit d'un type de pieux forés et moulés dont les caractères distinctifs concernent la forme et le mode de forage.

On utilise des outillages de forage à benne ou de type Hydro fraise dont les dimensions constituent la base de celles des appuis.

Les appuis les plus simples sont réalisés avec un seul coup de benne (ou Hydro fraise) "standard". Les dimensions sont alors :

- largeur : 0.52, 0.62, 1.02, 1.22, 1.52 m
- ouverture : 1.80, 2.20, 2.70, 3.00 m

A partir de ces bases, on peut concevoir des appuis plus grands ou plus rigides : barres, croix, H, T, etc...

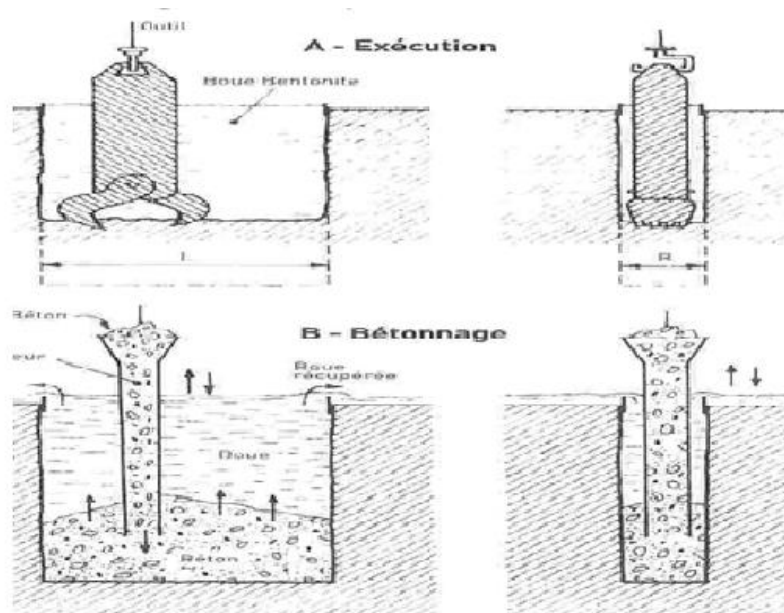


Figure I. 4. Les Barrettes

I.5 Mode D'exécution :

Il comprend classiquement trois étapes :

- forage.
- mise en place des armatures.
- bétonnage.

Le forage est généralement fait sous boue bentonitique, comme pour les parois classiques. Souvent, selon la nature de la plate-forme de travail, il est utile de prévoir un dispositif analogue à la présaignée.

Après dessablage de la boue de forage, laçage d'armatures est descendue dans la saignée. Le bétonnage est effectué de façon normale, au tube plongeur. Si les dimensions l'exigent, on met en œuvre plusieurs tubes de bétonnage.

I.6 Les fondations semi profondes

Par définition, les puits sont des fondations creusées à la main. Les moyens de forage exigent la présence d'hommes au fond du forage. Les puits de section circulaire ont un diamètre supérieur ou égal à 1,20 m. Les puits de section quelconque (rectangulaire, oblongue, en fer à cheval, ...) ont une largeur minimale de 0,80m et une section minimale de 1,1 m².

La profondeur est généralement inférieure à 8,00 m. Ces dimensions doivent permettre aux ouvriers de travailler en fond de fouille.

A l'heure actuelle ils sont exécutés au tractopelle pour des profondeurs n'excédant pas 5 mètres.

Les parois du forage sont obligatoirement blindées. Ils sont bétonnés pleine fouille et ne comportent, en général, pas d'armatures.

L'exécution de puits sous une nappe phréatique en terrain peu cohérent est interdite. Sauf si la nappe est rabattue à l'extérieur du puits.

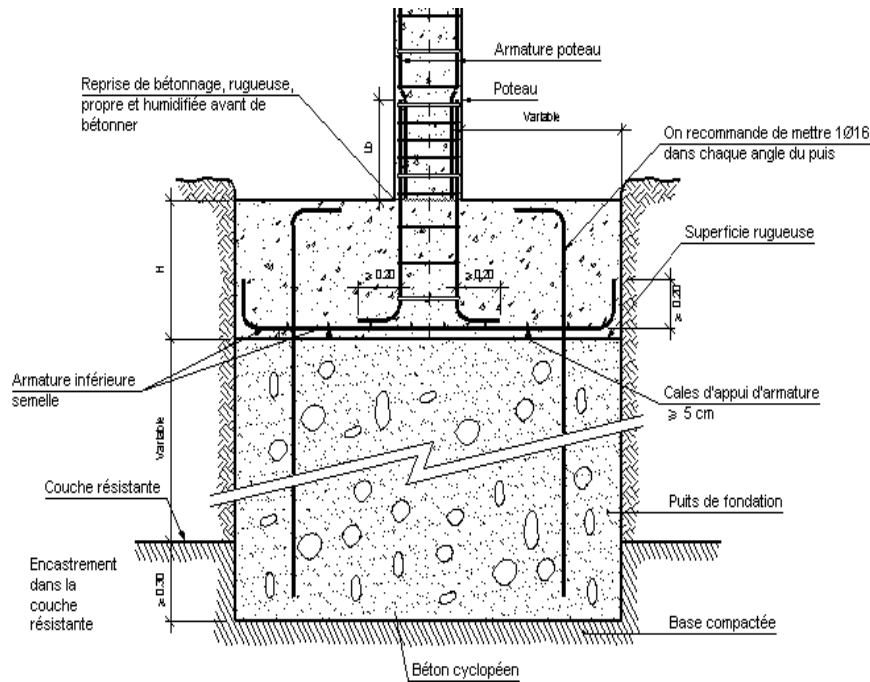


Figure I.6. Puits en béton armé

Le bétonnage est effectué à l'aide d'un système de tubes ou gouttières de façon à ne pas provoquer d'éboulements des parois du puits.

Un puits peut être muni d'une base élargie qui ne peut être réalisée que dans le cas de sols suffisamment cohérents (car dans ce cas le blindage n'est pas possible). Le diamètre de la base élargie est limité au double du diamètre du puits. Une armature peut être incorporée dans la partie haute du puits pour frotter le béton. La fondation par puits est choisie si :

- la couche superficielle présente une résistance insuffisante.
- les charges sont importantes et concentrées.

Les puits sont donc placés sous les éléments de la superstructure les plus chargés (angles, poteaux, trumeaux, ...) et sont reliés entre eux par des longrines. Leur nombre résulte d'un compromis entre d'une part la quantité de terrassement et de remplissage en béton des puits et d'autre part les portées et sections des longrines qui reposent sur les puits.

Les puits sont moins coûteux qu'un radier ou des semelles massives.

Modes de fonctionnement des puits :

- Cas n°1 : terrain compact, c'est le frottement positif qui s'oppose à l'enfoncement.
- Cas n°2 : terrain non cohérent dont le tassement provoque un frottement négatif, c'est l'effet de pointe qui s'oppose à l'enfoncement.
- Cas n°3 : terrain non cohérent en couche de surface provoquant un frottement négatif et terrain cohérent en profondeur, l'enfoncement est contré à la fois par le frottement positif dû au terrain cohérent et par l'effet de pointe.

CHAPITRE II

Les Fondation Superficielles

II.1 Introduction

Les fondations superficielles et profondes sont des ouvrages géotechniques Fréquemment rencontrés dans les projets de construction. il existe une diversité de Configurations, en fonction de la nature du sol, et de la structure.

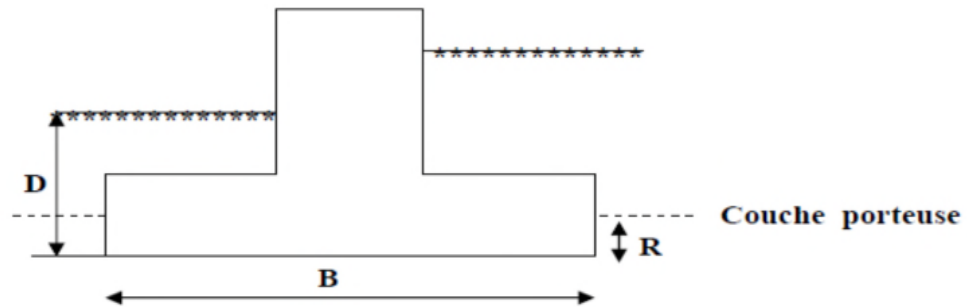


Figure II. 1. Caractéristique géométrique d'une fondation superficielle

On considère habituellement que la fondation est superficielle quand la profondeur D du Niveau de fondation par rapport à la surface du sol est inférieure à 3.0 m (ou 06 fois la largeur B de la fondation ($D/B < 6$)).

Si le sol superficiel est incapable de supporter les charges de la construction, alors il faut aller transmettre ces charges au bon sol situé en profondeur. On dit alors qu'on a affaire à des Fondations profondes. Ce type de fondation est généralement constitué de pieux en béton armé, béton précontraint ou en acier, battus, foncés ou forés moulés et atteignant quelques dizaines de mètres pour relier la structure au bon sol.

II.2 Choix du type de fondation

Le choix du type de fondation la plus appropriée est dicté par plusieurs facteurs tels que :

- La nature de la structure.
- Les charges appliquées par la structure.
- Les caractéristiques du sol sous la fondation.
- Les coûts des fondations.

Cependant, afin de décider du type de fondation à utiliser, on doit d'abord explorer les couches du sol concernées, évaluer minutieusement les caractéristiques du sol sous la construction, puis évaluer par la suite la charge admissible que peut supporter le terrain. C'es tà

ce moment-là qu'on peut se prononcer sur le choix du type de fondation ; Superficielle ou profonde.

II.3 Types de fondations superficielles

On distingue les semelles suivantes :

- les semelles isolées situées sous un poteau.
- les semelles filantes ou continues placées sous plusieurs poteaux ou sous un voile.
- et les radiers (semelles en béton armé couvrant la totalité de la construction).

II.4 Capacité portante des fondations superficielles

La détermination de la force portante des fondations est l'un des problèmes les plus importants de la mécanique des sols. On appelle pression admissible la pression ou (contrainte maximale) qui puisse être appliquée par une structure, sur un sol, sans qu'il y ait de tassements excessifs et de risque de rupture du sol.

Deux types d'éléments sont à analyser pour une fondation superficielle:

- La capacité portante de la fondation : C'est-à-dire vérifier les terrains (et éventuellement Le matériau de fondation qui peuvent effectivement supporter la charge transmise).
- Le tassement sous les charges de fonctionnement.

La capacité portante d'un sol est la contrainte que peut reprendre le sol avant rupture par cisaillement. Plusieurs méthodes, issues d'essais, permettent de la déterminer à partir des propriétés mécaniques des terrains mesurées, (soit au laboratoire, soit in-situ.).

II.5 Mécanisme de rupture

En réalisant un essai de chargement sur une fondation superficielle, on constate qu'au début du chargement, le comportement est sensiblement linéaire. En effet le tassement augmente linéairement en fonction du tassement. Ensuite, on observe une accélération du tassement pour des accroissements de charges relativement faibles. On constate également l'existence d'une charge ultime Q_l pour laquelle le sol est poinçonné. Le sol ne peut pas supporter une charge supérieure à la charge ultime Q_l . On peut dire que l'on a atteint l'écoulement plastique libre. Cette charge est la capacité portante de la fondation. La (Figure II.2) représente une courbe de chargement d'une fondation superficielle.

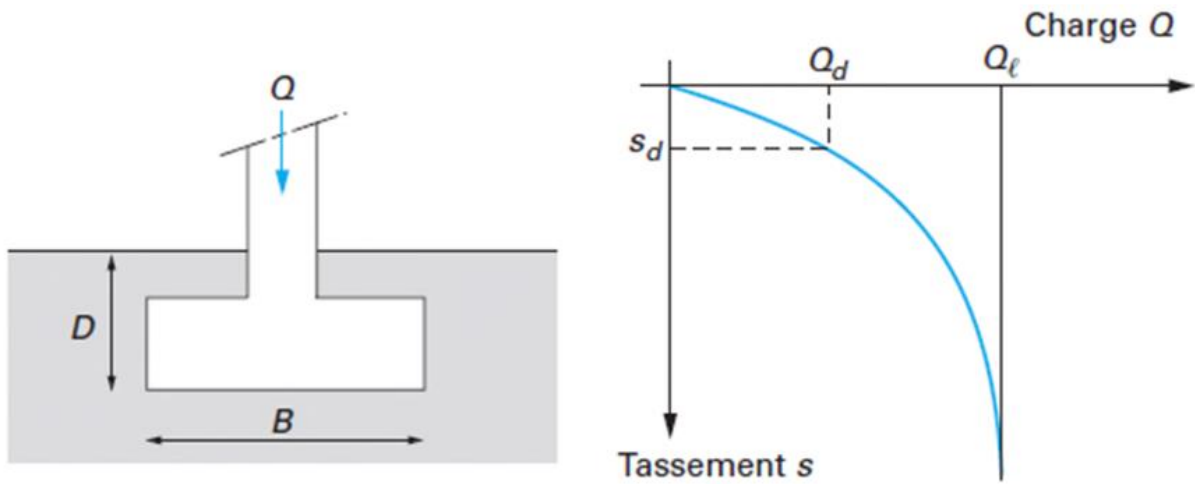


Figure II. 2. Courbe de chargement (vertical et centré) d'une fondation superficielle

Suivant l'état de compacité du sol, on distingue trois mécanismes de rupture, quand la charge limite est atteinte comme le montre la (Figure II.3):

- Avec un sol dense, la charge limite est atteinte quand on observe un mécanisme de rupture générale
- Quand on a un sol de faible compacité, la charge limite est associée à un mécanisme de rupture par poinçonnement ;
- A un état de compacité intermédiaire du sol correspond un mécanisme de rupture locale.

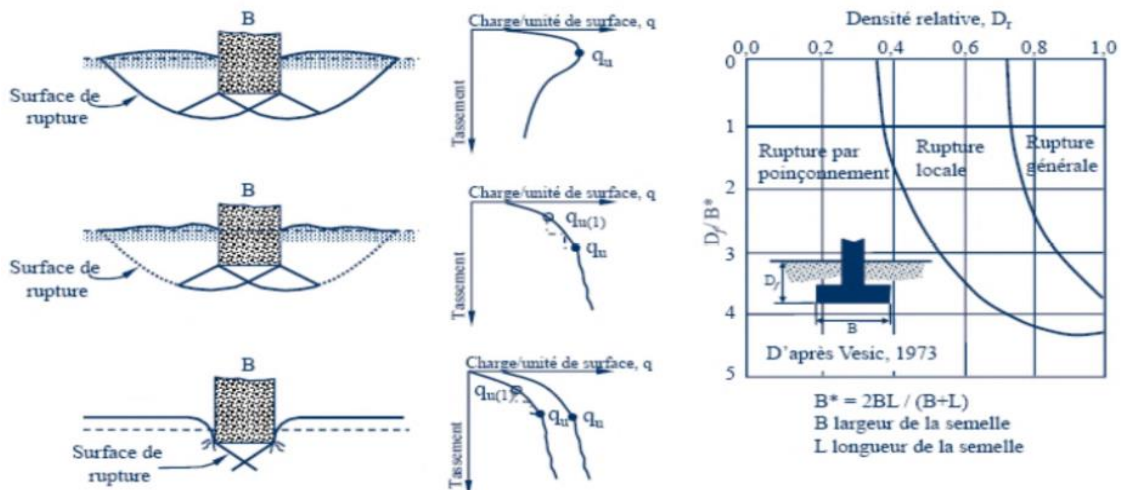


Figure II. 3. Mécanisme de rupture sous une fondation superficielle

II.6 Comportement à la rupture

Lors du chargement d'une fondation superficielle le sol se comporte comme la Figure II.4.

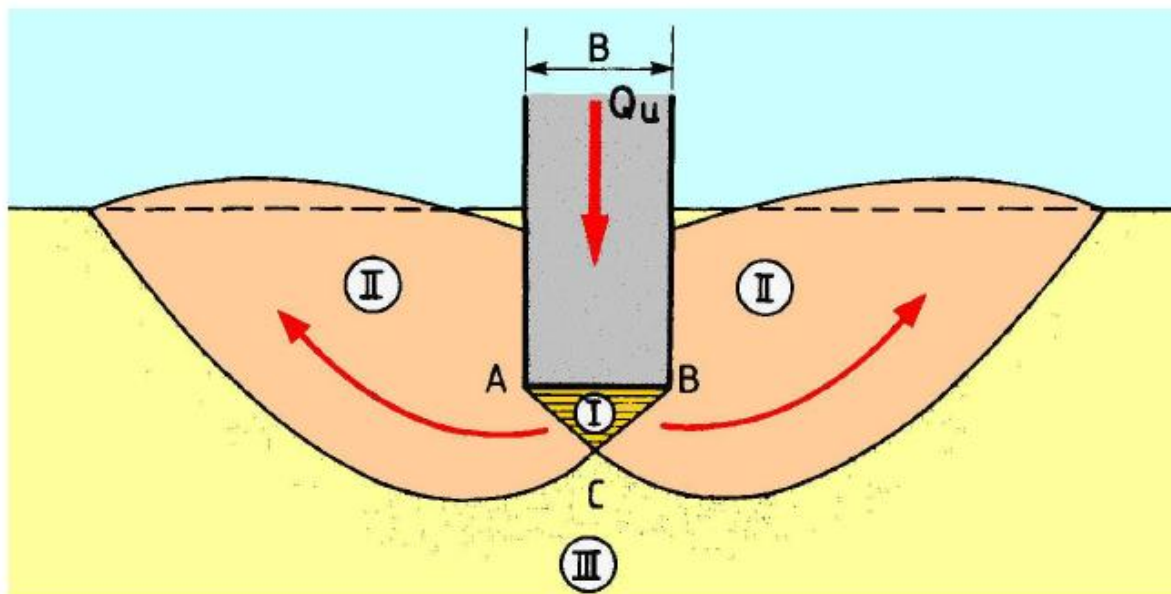


Figure II. 4. Schéma de rupture d'une fondation superficielle

On définit :

- Zone I : Il se forme sous la base de la semelle un poinçon rigide qui s'enfonce dans le sol en le refoulant de part et d'autre jusqu'à la surface.
- Zone II : Le sol de ces parties est complètement plastifié et il est refoulé vers la surface. Déplacements et cisaillement importants rupture généralisée.
- Zone III : Les zones externes ne sont soumises qu'à des contraintes beaucoup plus faibles qui ne le mettent pas en rupture.

II.6.1 Méthode "Cône Pénétration Test" (CPT)

Autrefois appelé essai de pénétration statique, le CPT consiste à mesurer, à la suite de l'enfoncement dans le sol à une vitesse constante d'une pointe pénétrométrique, la résistance à la pénétration du cône, la résistance totale et/ou au frottement d'un manchon en fonction de la profondeur. L'enfoncement dans le sol de la pointe se fait à partir de vérins hydrauliques. L'essai CPT est embarqué sur des camions de tonnage suffisant pour soutenir les vérins. Cet essai peut être réalisé dans des sols fins ou grenus, son domaine d'application peut donc être restreint. Il existe deux types d'essais :

- Le CPT au cône électrique (CPT E) et au piézocône (CPT U) qui sont des essais de pénétration statique où les efforts sont mesurés électriquement dans le pénétromètre (voir norme ISO 22476-1).

- Le CPT mécanique (CPTM) qui est un essai de pénétration statique au cône dans lequel les efforts sont mesurés mécaniquement ou électriquement au niveau du sol (voir norme ISO 22476-12).

L'essai au pénétromètre est composé de différents éléments :

- Un appareil de fonçage, qui sert à enfoncer le pénétromètre à vitesse constante dans le sol. L'appareil est lesté pour éviter tout mouvement par rapport au sol
- Un appareil de mesure de résistances. Il existe différents systèmes :
le manomètre mesurant les pressions hydrauliques (pour le CPT Mécanique)
;des capteurs électriques mesurant également les pressions hydrauliques des capteurs électriques mesurant directement les efforts sur les éléments (pour l'essai au pénétromètre électrique) .
- Des tiges de fonçage (guidées hors sol par un tubage).
- Des tiges internes.
- La pointe pénétrométrique.

Il existe différents types de pointe CPT :

- Pointes de type M4 (pointe pénétrométrique à cône simple), utilisées pour mesurer la résistance à la pénétration du cône.
- Pointes de type M1 (pointe pénétrométrique à cône à manchon), utilisées pour mesurer la résistance à la pénétration du cône.
- Pointes de type M2 (pointe pénétrométrique à cône à manchon et manchon de frottement), utilisées pour mesurer la résistance à la pénétration du cône et le frottement latéral local. Le manchon, tout comme le cône, doit respecter les directives de la norme *ISO 22476-12*.
- Cône électrique et piézocône.

II.6.2 Calcul de capacité portante méthode CPT

Les méthodes de calcul de la capacité portante basées sur l'essai de pénétration statique (CPT) sont essentiellement empiriques. Ceci provient de la complexité de l'interprétation théorique de la pénétration d'un cône dans un massif de sol. L'essai pressiométrique est par contre plus facile à interpréter sur le plan théorique, et fournit par conséquent des approches semi empiriques pour le calcul des fondations. Cette comparaison n'enlève en rien au pénétromètre statique sa valeur pratique. L'avenir est plutôt prometteur quant au développement de la théorie pénétrométrique.

On note que dans les sols fins tels que l'argile et le limon le calcul à partir de l'essai pénétrométrique correspond à un comportement non drainé. Or, l'expérience montre que dans le problème de capacité portante des fondations superficielles dans les sols fins saturés, le

comportement à court terme est le plus défavorable. Le dimensionnement se fait donc selon le calcul exposé ci-dessous, et une vérification des dimensions de la fondation est à faire pour un comportement à long terme. Le calcul pénétrométrique ne permet pas d'effectuer cette vérification.

Pour un sol pulvérulent saturé, le comportement du sol autour du pénétromètre est drainé et la résistance pénétrométrique mesurée est drainée. La capacité portante à calculer à partir de la méthode pénétrométrique correspond donc à un comportement drainé.

La méthode pénétrométrique du LCPC, basée sur des essais de chargement de fondations en vraie grandeur, a été intégrée aux deux règlements Français de calcul des fondations.

On présentera ci-après la méthode pénétrométrique du DTU 13.12, celle du règlement français CCTG 93 fascicule 62, applicable aux projets de travaux publics.

Au préalable de tout calcul, par mesure de sécurité, on procède au filtrage du profil de résistance Pénétrométrique $q_c(z)$ en éliminant les pics de résistance. Ces derniers ne reflètent pas rigoureusement la résistance réelle du sol, mais des fois sont dus au fonctionnement de l'appareil pénétrométrique.

La méthode se base sur le concept de la résistance équivalente nette q_{ce}^* caractérisant le sol homogène équivalent. Elle est égale à la moyenne arithmétique des valeurs nettes q_c^* dans une zone épaisse de $3B/2$ sous la base de la fondation, et évaluée comme suit :

- Calcul de la résistance pénétrométrique nette $q_c^*(z) = q_c(z) - \sigma_{v0}(z)$,
- Calcul du moyen q_{cm}^* des résistances pénétrométriques nettes q_c^* ,
- Si une valeur q_c^* est supérieure à $1.3q_{cm}^*$, elle est plafonnée à $1.3q_{cm}^*$,
- q_{ce}^* est la valeur moyenne recalculée après correction des valeurs de q_c^* .

La capacité portante sous une fondation superficielle soumise à une charge verticale et centrée est donnée par :

$$q_1 = K_c q_{ce}^* + q_0$$

Le Facteur de portance pénétrométrique K_c dépend des dimensions de la fondation, de son élancement D/B , ainsi que de la nature du sol. Il est donné par la formule suivante :

$$K_c = K_c^1 \frac{B}{L} + K_c^0 \left[1 - \frac{B}{L} \right]$$

K_c^1 et K_c^0 correspondent respectivement à une semelle carrée et continue.

En cas de présence d'une zone caractérisée par une résistance pénétrométrique inférieure à 500 kPa sur la hauteur de $3B/2$ sous la fondation, le DTU 13-12 recommande d'être prudent et d'envisager une étude complémentaire du sol de fondation.

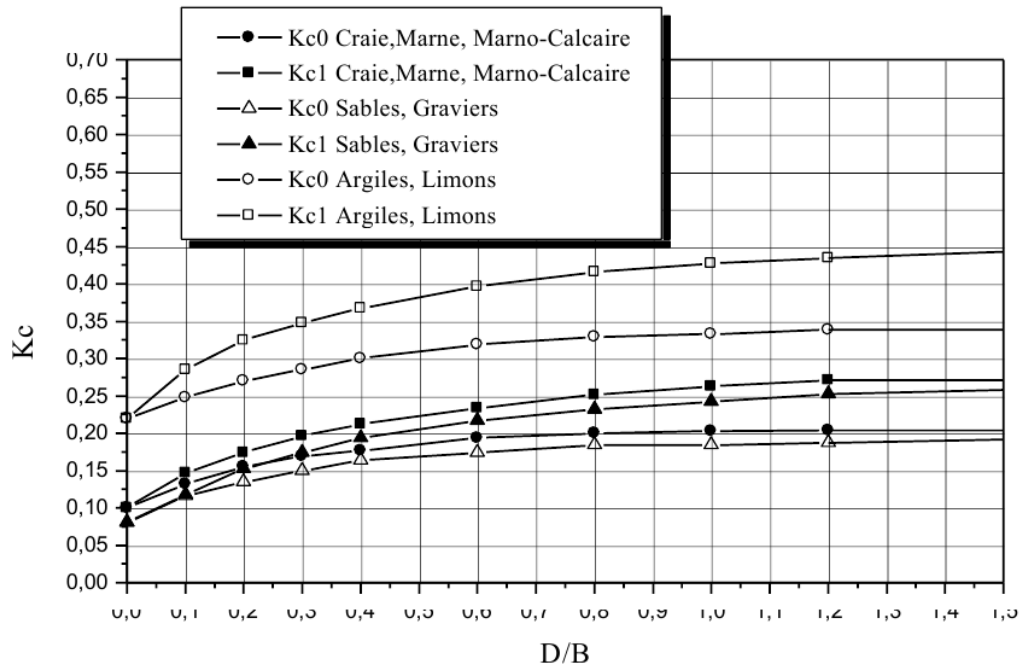


Figure II.5 Valeurs du facteur de portance pénétrométrique Kc selon le DTU 13-12

II.6.3 Méthode de calcul à partir d'essais pénétrométrique

Le Fascicule 62-V (Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil), adopté par le ministère de l'équipement (Melt 1993) pour les marchés publics de génie civil en France, donne des règles pour la détermination de la capacité portante des pieux à partir des résultats des essais pressiométriques (PMT) ou pénétrométriques (CPT). Dans ce cadre, le Fascicule 62-V définit des catégories conventionnelles de sols, en fonction de la pression limite PLM mesurée par le pressiomètre Ménard ou de la résistance en pointe q_c mesurée par le pénétromètre statique. L'effort total mobilisable par frottement axial sur toute la longueur L_p du fût du pieu Q_s est donné par :

$$Q_s = P \int_0^{L_p} q_s(z) dz$$

Où P: périmètre du pieu

q_s : frottement axial unitaire limite. Avec des essais PMT, le frottement axial unitaire limite q_s est donné en fonction de la pression limite nette p_l^* . La valeur q_s est fonction de la compacité du sol, de la nature du sol et du type de pieu. A partir des essais CPT, la valeur de q_s est déterminée par l'expression suivante :

$$q_s(z) = \min\left(\frac{q_c(z)}{\beta} ; q_s \max\right)$$

où $q_c(z)$ est la résistance en pointe à la profondeur z ; Q_{smax} et β deux paramètres donnés en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

II.7 Détermination de la capacité portante en tête de pieu via l'essai au pénétromètre

Cette section se base essentiellement sur la directive belge de dimensionnement de pieux concernant l'application de l'EuroCode 7 en Belgique.

Comme explicité dans l'introduction de ce document, les valeurs de résistance de pointes au pénétromètre de diamètre d ne peuvent être transposées directement à des pieux dont la section de base D est beaucoup plus importante. Il est donc indispensable de tenir compte d'un facteur d'échelle. Il faut également tenir compte des hétérogénéités du sol en place.

Pour ce faire, la directive belge pour l'application de l'EuroCode 7 en Belgique [3] pour le dimensionnement de pieux, préconise de se baser sur la méthode fournie par De Béeer dans son ouvrage paru en 1972. C'est cette méthode que nous tâcherons d'explicité au second des deux points, le dimensionnement de pieux ayant besoin de ces valeurs pour être mené à bien. Ce dimensionnement se raquant à lui présenté dans sa globalité à la première sous-section

II.8 Calcul de la capacité portante a partir des essais de laboratoire méthode C- Φ

En se basant sur les mécanismes de rupture se développant dans le sol sous une fondation dont les paramètres de résistance au cisaillement sont c (cohésion) et Φ (angle de frottement) et en utilisant la théorie de calcul à la rupture on pourrait estimer la charge de rupture.

II.8.1 Semelle filante charge verticale et centrée

Dans le cas d'une semelle filante, la contrainte de rupture sous une charge verticale centrée est obtenue par la relation générale suivante (méthode de superposition de Terzaghi) :

$$q_l = 12\gamma_1 B N \gamma(\Phi) + c N c(\Phi) + (q + \gamma_2 D) N q(\Phi)$$

Avec :

q_l : contrainte de rupture (capacité portante par unité de surface) ;

γ_1 : poids volumique du sol sous la base de la fondation ;

γ_2 : poids volumique du sol latéralement à la fondation ;

q : surcharge verticale latérale à la fondation ;

c : cohésion du sol sous la base de la fondation ;

B : largeur de la fondation ;

D : profondeur d'encastrement de la fondation (profondeur à laquelle se trouve la base de la fondation).

Les différents termes sont les suivants :

- le premier terme $12\gamma_1BN\gamma(\phi)$ est le terme de surface (ou de pesanteur), car il est fonction de la largeur de la fondation B et du poids volumique γ_1 du sol sous la fondation. C'est la charge limite (théorie rigide-plastique) pour un massif pesant et frottant uniquement ;
- le deuxième terme $cNc(\phi)$ est le terme de cohésion. C'est la charge limite pour un sol frottant et cohérent, mais non pesant ;
- le troisième terme $(q+\gamma_2D)(\phi)$ est le terme de surcharge ou de profondeur. C'est la charge limite pour un sol uniquement frottant et chargé latéralement (γ_2 est le poids volumique du sol au-dessus du niveau de la base).

La méthode de superposition de Terzaghi consiste donc simplement à additionner ces trois termes. On peut, en effet, montrer qu'elle donne une valeur par défaut de la charge limite et l'approximation faite est du côté de la sécurité.

Le tableau ci-dessous indique les valeurs à retenir pour les facteurs de portance selon les recommandations de l'eurocode 7 :

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)	ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_γ (EC7)
0	5.14	1.00	0.00	0.00	25	20.72	10.66	10.88	9.01
1	5.38	1.09	0.07	0.00	26	22.25	11.85	12.54	10.59
2	5.63	1.20	0.15	0.01	27	23.94	13.20	14.47	12.43
3	5.90	1.31	0.24	0.03	28	25.80	14.72	16.72	14.59
4	6.19	1.43	0.34	0.06	29	27.86	16.44	19.34	17.12
5	6.49	1.57	0.45	0.10	30	30.14	18.40	22.40	20.09
6	6.81	1.72	0.57	0.15	31	32.67	20.63	25.99	23.59
7	7.16	1.88	0.71	0.22	32	35.49	23.18	30.21	27.72
8	7.53	2.06	0.86	0.30	33	38.64	26.09	35.19	32.59
9	7.92	2.25	1.03	0.40	34	42.16	29.44	41.06	38.37
10	8.34	2.47	1.22	0.52	35	46.12	33.30	48.03	45.23
11	8.80	2.71	1.44	0.66	36	50.59	37.75	56.31	53.40
12	9.28	2.97	1.69	0.84	37	55.63	42.92	66.19	63.18
13	9.81	3.26	1.97	1.05	38	61.35	48.93	78.02	74.90
14	10.37	3.59	2.29	1.29	39	67.87	55.96	92.25	89.01
15	10.98	3.94	2.65	1.58	40	75.31	64.20	109.41	106.05
16	11.63	4.34	3.06	1.91	41	83.86	73.90	130.21	126.74
17	12.34	4.77	3.53	2.31	42	93.71	85.37	155.54	151.94
18	13.10	5.26	4.07	2.77	43	105.11	99.01	186.53	182.80
19	13.93	5.80	4.68	3.30	44	118.37	115.31	224.63	220.77
20	14.83	6.40	5.39	3.93	45	133.87	134.87	271.75	267.75
21	15.81	7.07	6.20	4.66	46	152.10	158.50	330.34	326.20
22	16.88	7.82	7.13	5.51	47	173.64	187.21	403.65	399.36
23	18.05	8.66	8.20	6.50	48	199.26	222.30	496.00	491.56
24	19.32	9.60	9.44	7.66	49	229.92	265.50	613.14	608.54
					50	266.88	319.06	762.86	758.09

Tableau II.1. le facteur portances

II.8.2 Influence de la forme de la fondation charge verticale et centrée

Afin de tenir compte de la forme de la fondation, la relation proposée pour la capacité portante ultime est modifiée à l'aide de coefficients multiplicatifs s_γ , et s_q .

Les valeurs des coefficients de forme, conformément à l'eurocode 7, sont déterminées à l'aide des formules du tableau ci-dessous

Fondations	Conditions non drainées		Conditions drainées	
	rectangulaires	carrées ou circulaires ($B/L = 1$)	rectangulaires	carrées ou circulaires ($B/L = 1$)
s_γ			$1 - 0,3 \frac{B}{L}$	0,7
s_c	$1 + 0,2 \frac{B}{L}$	1,2	$\frac{(1 + \frac{B}{L} \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$	$\frac{(1 + \sin \varphi') N_q - 1}{N_q - 1}$
s_q	1	1	$1 + \frac{B}{L} \sin \varphi'$	$1 + \sin \varphi'$

Tableau II.2. Les conditions de drainage

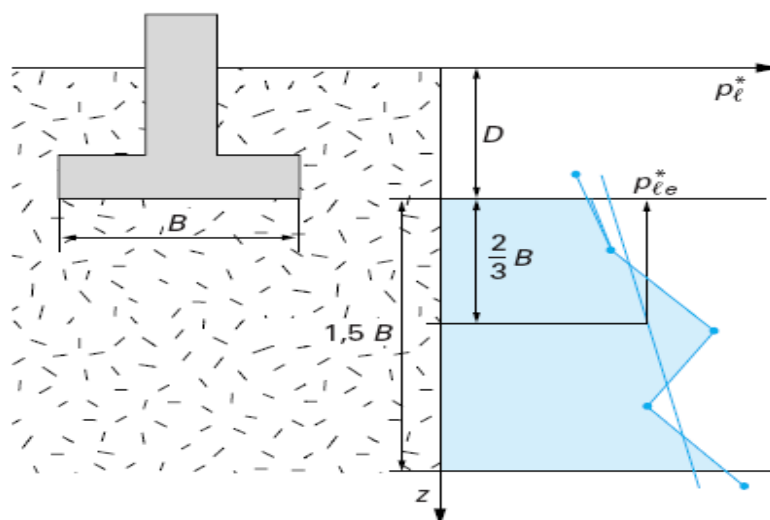


Figure II. 6 Définition de la pression limite nette équivalente

Classe de sol		Pressiomètre p_t (MPa)	Pénétromètre q_c (MPa)
Argiles, limons	A- Argiles et limons mous	<0,7	<3,0
	B- Argiles et limons fermes	1,2 à 2,0	3,0 à 6,0
	C- Argiles très fermes à dures	>2,5	>6,0
Sables, graves	A- Lâches	<0,5	<5
	B- Moyennement compacts	1,0 à 2,0	8,0 à 15,0
	C- Compacts	>2,5	>20,0
Craies	A- Molles	<0,7	<5
	B- Altérées	1,0 à 2,5	>5,0
	C- Compactes	>3,0	
Marnes, marno-calcaires	A- Tendres	1,5 à 4,0	
	B- Compacts	>4,5	
Roches (1)	A- Altérées	2,5 à 4,0	
	B- Fragmentées	>4,5	

L'appellation de roches altérées ou fragmentées peut regrouper des matériaux calcaires, schisteux ou d'origine granitique. S'il est difficile parfois de fixer des limites précises avec les sols meubles qui constituent leur phase finale d'évolution, on réservera toutefois cette classification aux matériaux qui présentent des modules pressiométriques supérieurs à 50 à 80 MPa.

Tableau II.3. Définition des catégories conventionnelles du sol

Type de sol	Expression de k_p	$k_{p\ max}$ (semelle carrée)	$k_{p\ max}$ (semelle filante)
Argiles et limons A, craies A.....	$0,8 \left[1 + 0,25 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,30	1,10
Argiles et limons B.....	$0,8 \left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,50	1,22
Argiles C.....	$0,8 \left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,80	1,40
Sables A.....	$\left[1 + 0,35 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,88	1,53
Sables et graves B.....	$\left[1 + 0,50 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2,25	1,75
Sables et graves C.....	$\left[1 + 0,80 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	3,00	2,20
Craies B et C.....	$1,3 \left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	2,18	1,83
Marnes, marno-calcaires, roches altérées.....	$\left[1 + 0,27 \left(0,6 + 0,4 \frac{B}{L} \right) \frac{D_e}{B} \right]$	1,68	1,41

Tableau II.4. Facteur de portance pressiométrique

II.9 Tassement Des Fondations Superficielles

Le niveau de fondation ayant été décidé, on calcule la contrainte admissible du sol. On calcule également le tassement prévisible sous la fondation. On vérifie que le tassement prévisible est inférieur ou égal au tassement admissible.

Il existe deux familles de méthodes d'évaluation du tassement des fondations superficielles :

- Les méthodes basées sur les essais de laboratoire. Il s'agit principalement de l'essai œnométrique. Cette méthode est utilisée surtout pour les sols fins cohérents.
- Les méthodes basées sur les essais en. Ces méthodes sont surtout utilisées pour les sols pulvérulents à cause des difficultés de prélèvement de carottes.

II.9.1 Calcul du tassement en utilisant la théorie de l'élasticité

Le tassement s d'une fondation de forme circulaire, carrée ou rectangulaire, infiniment rigide (tassement uniforme) ou infiniment souple (contrainte uniforme), posée sur un massif semi-infini élastique linéaire et isotrope prend la forme générale suivante :

$$S = q \frac{1-\nu^2}{E} BCf \quad (2.12)$$

- S est le tassement
- q est la contrainte appliquée sur la fondation (uniforme ou moyenne)
- E module d'Young du sol
- ν coefficient de Poisson du sol
- B largeur ou diamètre de la fondation.
- C_f coefficient qui dépend de la forme de la fondation, de sa rigidité. Les valeurs de ce paramètre sont données par le tableau ci-dessous

L/B	circulaire	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	15	20	
Fondation rigide	0,79	0,88	1,2	1,43	1,59	1,72	1,83	1,92	2,0	2,07	2,13	2,37	2,54	
Fondation souple	centre	1,00	1,12	1,53	1,78	1,96	2,10	2,22	2,32	2,4	2,48	2,54	2,80	2,99
	bord	0,64	0,56	0,76	0,89	0,98	1,05	1,11	1,16	1,2	1,24	1,27	1,40	1,49

Tableau II.5 coefficient de forme C_f

La théorie de l'élasticité peut être utilisée de différentes manières :

- On peut calculer directement le tassement (le tassement immédiat non drainé)
- On peut déterminer la distribution de l'accroissement de contrainte verticale $\Delta\sigma_z$ en fonction de la profondeur. Cette distribution pourrait être utilisée par la suite pour calculer le tassement à l'aide de la méthode oedométrique par exemple.

II.9.2 Calcul des tassements par les résultats de l'essai oedométrique

À partir de la distribution avec la profondeur de la contrainte verticale sous la fondation (généralement estimée sur la base de l'élasticité linéaire isotrope), on calcule le tassement de consolidation unidimensionnelle bien connu s_{oed} . Le calcul du tassement avec la méthode oedométrique se base sur la formule suivante pour chaque couche homogène.

$$s = \Delta H = \frac{\Delta e}{1+e_0} H_0 + \frac{H_0}{1+e_0} \left[C_s \cdot \lg \frac{\sigma_p}{\sigma_{v0}} + C_c \cdot \lg \frac{\sigma_{vf}}{\sigma_p} \right]$$

II.9.3 Calcul des tassements par les résultats de l'essai au pressiomètre Ménard

La technique de calcul du tassement d'une fondation à l'aide des résultats d'un essai au pressiomètre Ménard, dans Cette méthode est bien utile surtout pour les fondations étroites telles que les semelles de bâtiments et d'ouvrages d'art. Elle n'est pas bien adaptée pour les fondations de grandes dimensions relativement à la couche compressible telles que les radiers et les remblais.

Considérons une fondation ayant un encastrement supérieur ou égal à sa largeur B . Le tassement après dix ans de cette fondation est donné par : $S(10 \text{ ans}) = s_c + s_d$

Si la fondation a un encastrement presque nul, il faut majorer le tassement obtenu de 20%.

Les termes figurant dans la formule du tassement sont donnés par :

$$s_c = (q - \sigma_v) \lambda_c B^\alpha / (9Ec) \quad \text{le tassement volumique}$$

$$s_d = 2(q - \sigma_v) B^0 \frac{\left(\frac{\lambda dB}{B_0}\right)^\alpha}{9Ed} \quad \text{le tassement déviatorique}$$

Avec :

q : contrainte verticale appliquée par la fondation

σ_v : contrainte verticale totale avant travaux au niveau de la base de la fondation

λ_c et λ_d : coefficients de forme

α : coefficient rhéologique dépendant du sol

B : largeur ou diamètre de la fondation

B_0 : dimension de référence

E_c : module pressiométrique équivalent dans la zone volumique

E_d : module pressiométrique équivalent dans la zone déviatorique

L/B	cercle	carré	2	3	5	20
λ_c	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50
λ_d	1,00	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65

Tableau II.6 Coefficients de forme

Type	Tourbe	Argile		Limon		Sable		Sable et gravier		Type	Roche
		E/p_i	α	E/p_i	α	E/p_i	α	E/p_i	α		α
surconsolidé ou très serré		>16	1	>14	2/3	>12	1/2	>10	1/3	Très peu fracturé	2/3
normalement consolidé ou normalment serré	1	9 à 16	2/3	8 à 14	1/2	7 à 12	1/3	6 à 10	1/4	Normal	1/2
sous-consolidé altéré et remanié ou lâche		7 à 9	1/2	5 à 8	1/2	5 à 7	1/3			Très fracturé	1/3
										Très altéré	2/3

Tableau II.7 Coefficient rhéologique α

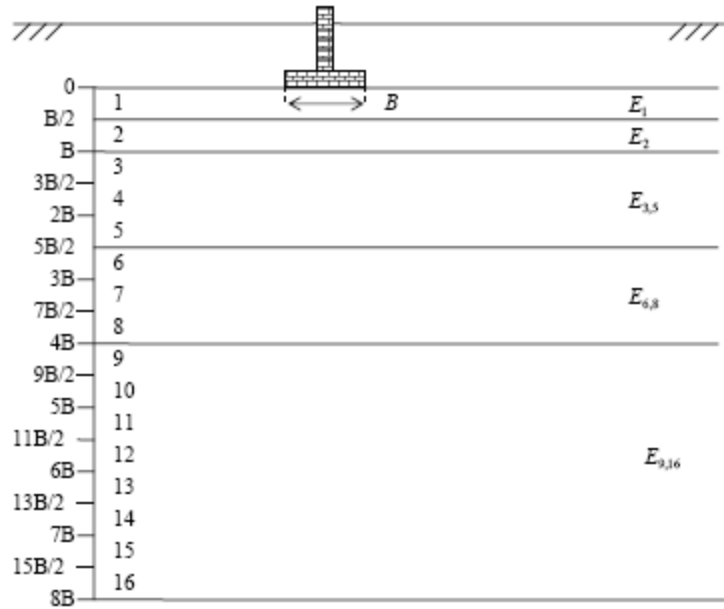


Figure II.7 Modules pressiométriques à considérer pour le calcul du tassement d'une fondation

II.10 Conclusion

Une fondation superficielle et une fondation dont l'encastrement D dans le sol n'excède pas quatre fois la largeur B . Le mécanisme de rupture et la distribution des contraintes sous la fondation dépendent généralement de la nature du sol et la structure, la charge appliquée par la structure et les caractéristique du sol sous la fondation.

CHAPITRE III

Les Fondation Profondes

III.1 Introduction

Lorsque les charges apportées par un ouvrage sont élevée et que les couches superficielles sont très compressibles (vases, tourbes, argiles moles..) on envisage des fondations profondes (pieux) ou semi profondes (puits) afin d'atteindre des couches résistante en profondeur.

Un pieu est une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisantes pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs très faibles (Figure. III.1). Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes.

On désigne par pieu, une fondation profonde réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage (Figure IV.1). Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple)

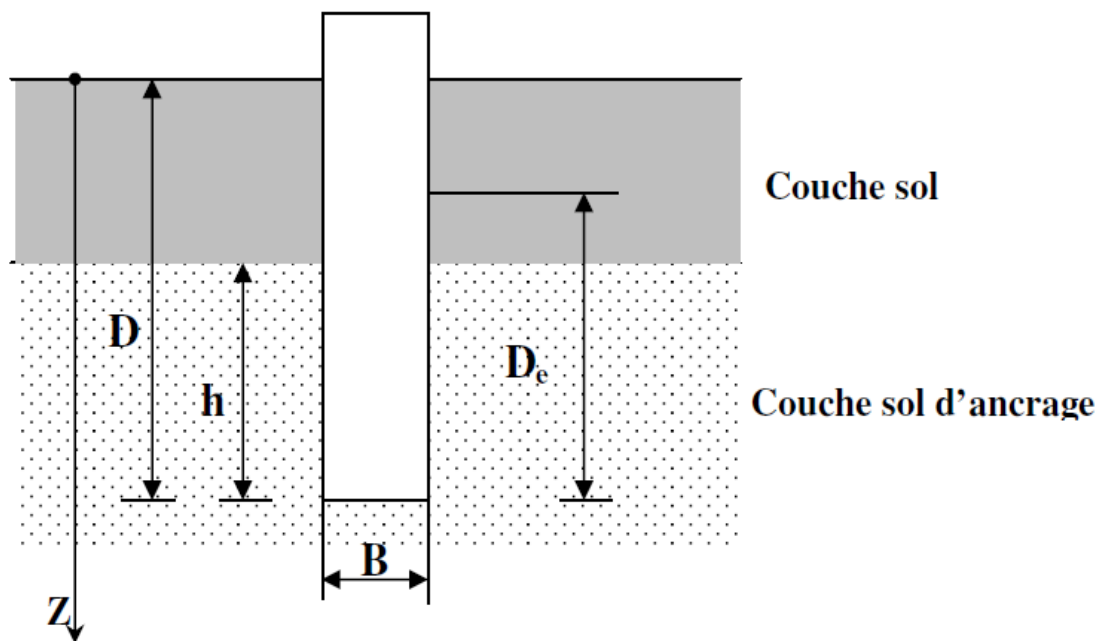


Figure III. 1. Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e

III.2 Définition de fondation profonde

Un pieu est donc une fondation élancée qui reporte les charges de la structure sur des couches de terrain de caractéristiques mécaniques suffisante pour éviter la rupture du sol et limiter les déplacements à des valeurs simples. Le mot pieu désigne aussi bien les pieux, les puits et les barrettes. On désigne par pieu, une fondation réalisée mécaniquement et par puits une fondation profonde creusée à la main sous la protection d'un blindage. Une barrette est un pieu foré de section allongée ou composite (en T ou en croix par exemple).

Un pieu est composé de 3 principales parties, la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe. La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes Mécaniquement on distingue la longueur D du pieu et la hauteur d'encastrement mécanique D_e De Cette valeur de de tient compte du fait que les caractéristiques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu. Au-delà de $D_e/B > 6$, et $D > 3$, nous sommes dans le domaine des fondations profondes.

Est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées :

- résistance en pointe
- par frottement latéral
- résistance de pointe et frottement latéral (cas courant)

Ses dimensions sont définies par:

- D : Longueur de fondation enterrée dans le sol
- B : largeur de la fondation ou diamètre

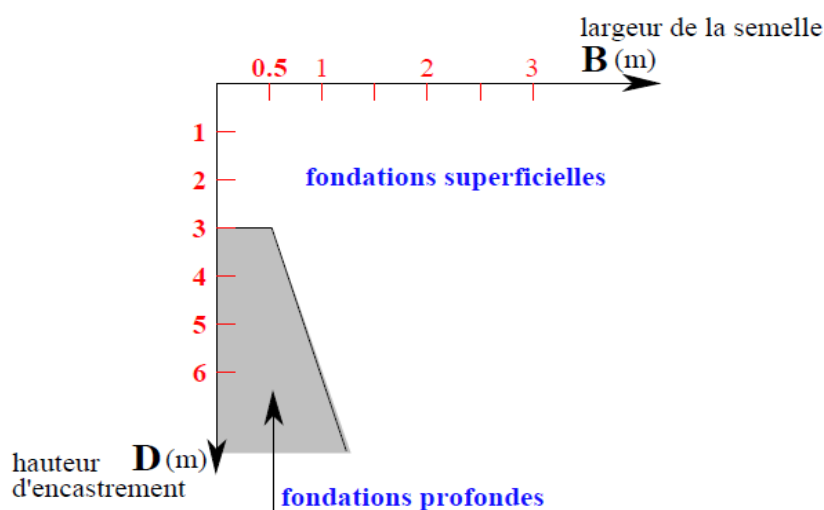


Figure III. 2. D'une manière générale, les fondations profondes sont souvent désignées par le terme de « pieu »

III.3 Historique

Des pilots en bois ont été utilisés dès l'époque préhistorique. De nombreux ouvrages anciens conservés jusqu'à nos jours sont fondés sur pieux, en particulier en Hollande et en Italie (le Campanile de Venise, datant de l'an 900, comporte des pieux battus).

Les pieux anciens étaient battus à la masse ou à l'aide d'un mouton actionné à la main, relevage s'effectuait par un système de cordes et poulie (sonnette à taraude,) et était obtenu par la chute libre de la masse sur le pieu (battage au mouton sec).

Dans la fabrication des pieux, l'acier et le béton (quelquefois la conjugaison des deux) sont pratiquement aujourd'hui les seuls matériaux employés.

La conception des ouvrages où sont mis en œuvre ces éléments exige une bonne connaissance de la mécanique des sols.

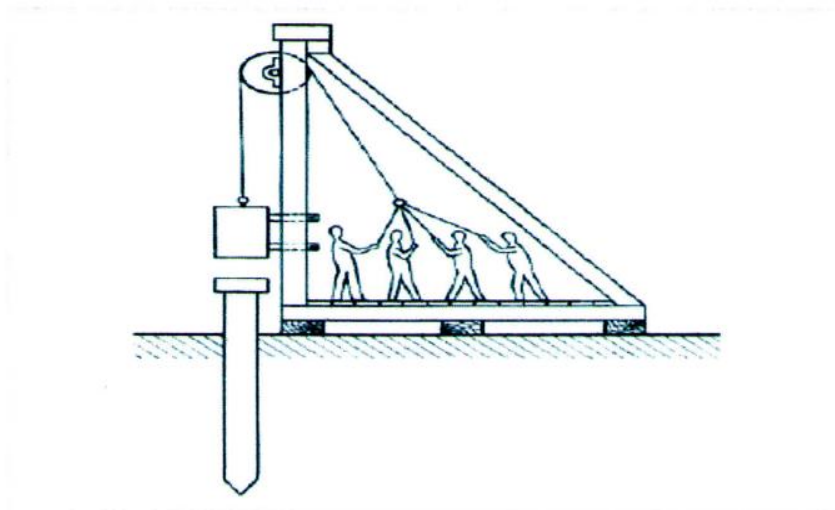


Figure III. 3. Sonnette à taraude

III.4 Rôle des pieux

Lorsque le sol situé immédiatement sous les ouvrages ne présente pas des qualités de portance suffisantes, les pieux constituent une solution de fondations profondes. La figure III.4 montre les différents cas de résistance des pieux. Les pieux contribuent parfois indirectement aux fondations, leur rôle étant uniquement d'améliorer les performances du sol, soit comme pieux de compactage soit comme drains ; dans ce dernier cas, ils sont constitués de matériau drainant (sable, gravier, mèche de fibre, etc.).

Ils sont utilisés également pour résister à :

- des efforts latéraux (poussée des terres, efforts dus au vent ou au freinage, etc.).
- des efforts de traction : ils ont alors un rôle d'ancrage (fondations de pylônes).

Dans ces derniers cas, il est préférable de les incliner dans la direction des efforts résultants pour réduire les effets de flexion auxquels, par leur forme élancée, ils résistent mal.

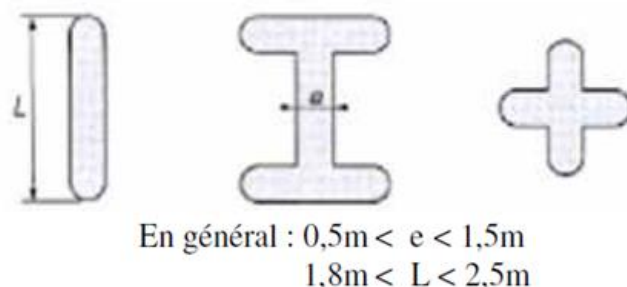


Figure III. 4. Différents barrettes

III.5 Principes de fonctionnement

III.5.1 Cas d'un pieu isolé

Un pieu transmet au sol les charges qu'il supporte :

- par l'appui de sa base sur le sol résistant (effort de pointe noté Q_p)
- par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Q_s)

L'effort de pointe est proportionnel à :

- section de la base du pieu
- à la résistance du substratum

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

- la surface de contact entre le pieu et le sol
- au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, coefficient de frottement interne du sol)

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a déplacement relatif entre le pieu et le sol.

Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol stable, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif).

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol à tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela à pour conséquence de surcharger le pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera lepieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif.

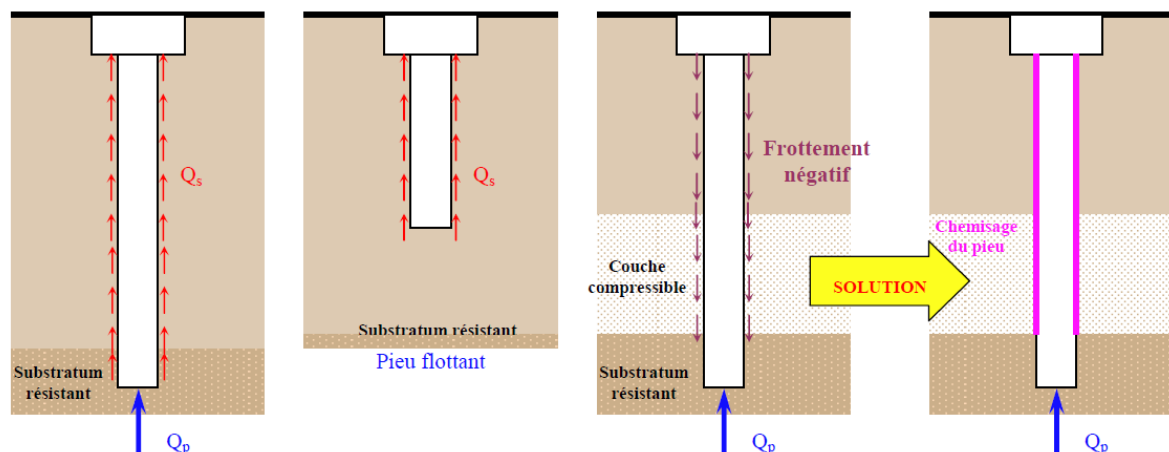


Figure III. 5. Pieu Isolée

Si le pieu travaille à l'arrachement, $Q_p = 0$. Il est admis que le frottement latéral mobilisable est identique selon que le pieu travaille en compression ou en traction.

III.5.2 Cas de groupes de pieux

D'une part, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieux Q_{gu} soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé Q_{ui} . Le coefficient d'efficacité du groupe de pieu se définit comme suit :

$$C_e = \frac{Q_{gu}}{\sum Q_{ui}}$$

D'autre part la diffusion de contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé.

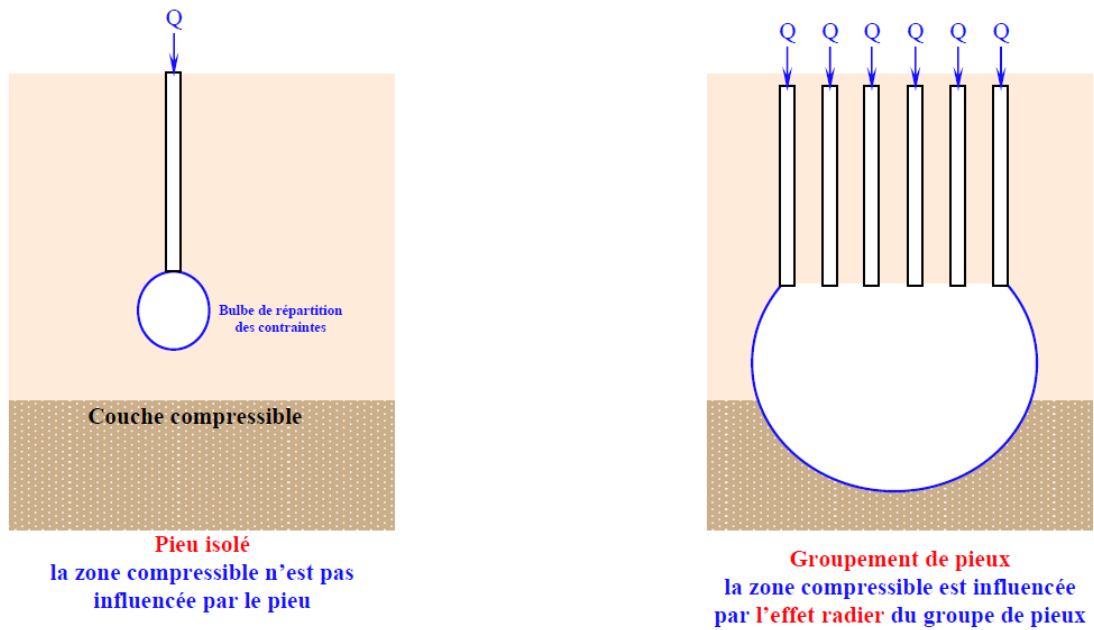


Figure III. 6. Groupe de Pieux

III.6 Détermination de la charge limite d'un pieu isole

Considérons un pieu isolé soumis à une charge verticale. Le pieu traverse différentes couches de sol de qualité plus ou moins bonnes pour s'ancrer dans une couche de sol aux caractéristiques mécaniques favorables.

Cette couche s'appelle couche d'ancrage ou substratum résistant.

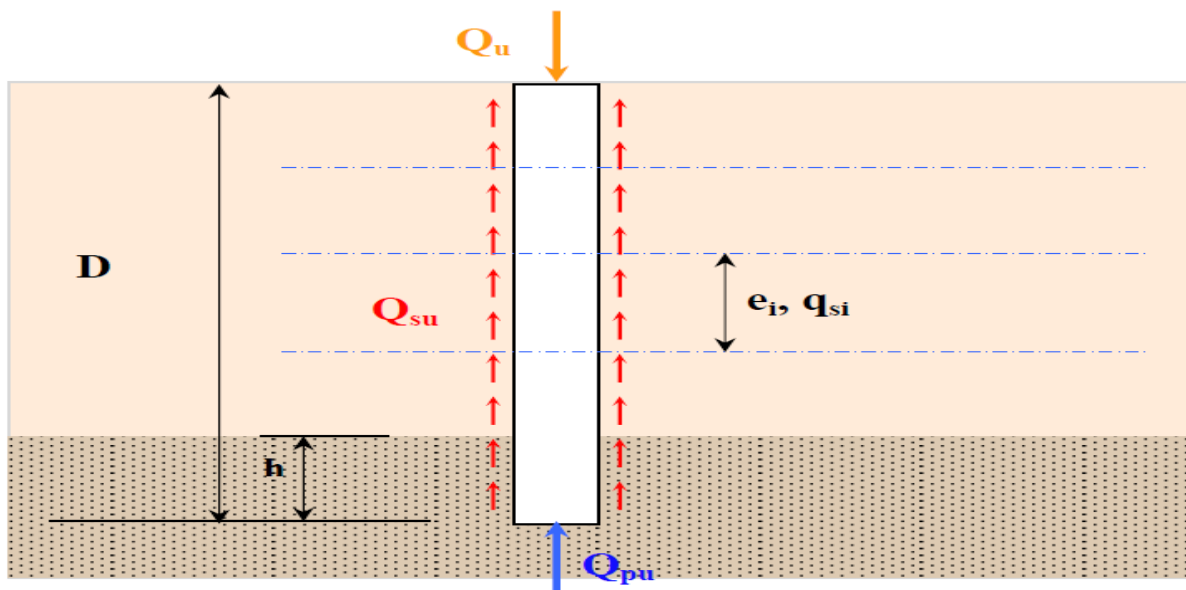


Figure III. 7. La Charge Limite D'un Pieu Isole

La charge limite du pieu Q_u est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Q_{pu} qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu et la charge limite Q_{su} mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu.

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su}$$

La charge limite de pointe est donnée par :

$$Q_{pu} = \rho_p . A . q_{pu}$$

La charge limite de frottement est donnée par :

$$Q_{su} = \rho_s . P . \sum q_{si} . e_i$$

Avec :

- ρ_p : coefficient réducteur de section de l'effort de pointe
- ρ_s : coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral
- A : aire de la section droite
- P : périmètre de la section du pieu
- Q_{pu} : résistance limite de pointe
- Q_{si} : frottement latéral unitaire limite dans couche i
- E_i : épaisseur de la couche i
- h : hauteur d'ancrage

Nota : La détermination de A et de P ne pose pas de problème particulier pour les pieux à section pleine ou pour les pieux tubulaires fermés. Pour les autres sections, on se réfèrera au tableau ci-dessous :

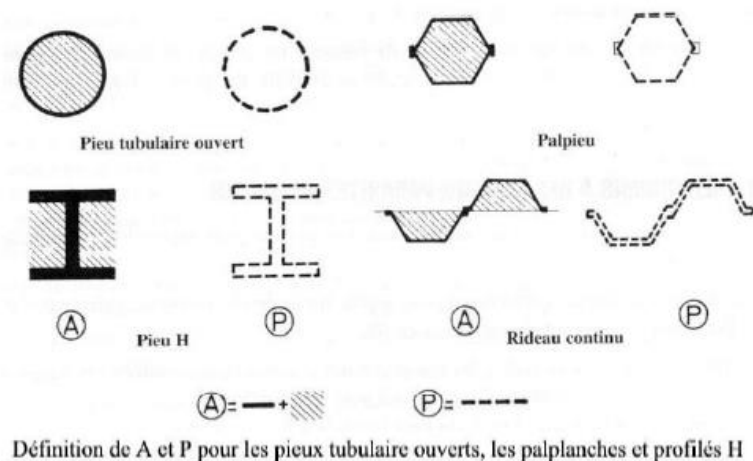


Figure III. 8. A et P pour les pieux tubulaire

Les valeurs de p_p et p_s sont données dans le tableau ci-contre.

Type de pieu	Argiles		Sables	
	p_p	p_s	p_p	p_s
Section pleine Tubulaire fermé	1,00	1,00	1,00	1,00
Tubulaire ouvert Palpieux	0,50	1,00	0,50	1,00
Pieu H	0,50	1,00	0,75	1,00
Palplanches	0,50	1,00	0,30	0,50

Figure III. 9. Type des pieux

III.7 Classification des pieux

Comme nous venons de le voir la charge limite d'un pieu est fonction de son mode d'exécution.

On distingue 3 grandes classes de fondations profondes :

- Les pieux mis en place par refoulement du sol

Ils concernent les pieux battus (catégories 1 et 2) et les pieux foncés (catégorie 5). Leur mise en place se fait par vérinage battage ou vibro-fonçage. Ils repoussent le sol et le compriment; ce qui génère un bon frottement latéral.

- Les pieux mis en place sans refoulement du sol ils concernent les pieux forés et les puits (catégories 3 et 4). Leur mise en place se fait par substitution. Ce qui à pour effet de remanier le sol et de le décompresser. Le frottement latéral est donc diminué, sauf pour certains types de mise en œuvre (pieux exécutés à la tarière creuse, ou vissés moulés).

- Les fondations injectée selles concernent les parois moulées, les barrettes.

D'autres types de fondations existent, mais ils sont plutôt classés comme renforcement de sol: les colonnes de Col-mix (mélange de sol en place et de liant à l'aide de deux tarières creuses)

- les colonnes de jet-grouting (forage puis injection de liant haute pression en remontant)
- les colonnes ballastées (fonçage d'un vibreur puis injection à l'air comprimé de ballast (40/80 mm))

III.7.1 Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place

- **Pieu foré simple**

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

- **Pieu foré à la boue et barrette**

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage

- **Pieu foré tubé**

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration, ou foncé avec louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase.

- **Pieu tarière creuse**

Mis en œuvre avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner pendant que, simultanément, du béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait. On distingue trois types de matériel :

- ❖ **Type 1:** la tarière creuse continue sans enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage.

- ❖ **Type 2:** la tarière creuse continue avec enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression du béton, quantité de béton).

- ❖ **Type 3:** la tarière de type 2 équipée d'un tube de bétonnage télescopique rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant l'opération de bétonnage .

III.7.2 Micropieux

La technique d'utilisation des micropieux prennent de plus en plus d'importance dans la géotechnique contemporaine, pour les problèmes les plus variés. On distingue, dorénavant, quatre types de micropieux.

- ❖ **Type I :** c'est un pieu foré tubé, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé ou non d'armatures et rempli d'un mortier de ciment au moyen d'un tube plongeur. Le tubage est récupéré en l'obturant en tête et en le mettant sous pression au-dessus du mortier. Ces micropieux ne sont pas utilisés pour les ouvrages de génie civil.

- ❖ **Type II :** c'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très

faible pression au moyen d'un tube plongeur. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

- ❖ Type III : c'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.
- ❖ Type IV : c'est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est répétitive et sélective. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage.

III.7.3 Pieu injecté, sous haute pression, de gros diamètre

Ce type de pieu, par opposition aux micro pieux de type III et IV, regroupe les pieux de forts diamètres, supérieurs à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection constitué par un ou plusieurs tubes à manchettes. Lorsque l'armature est un tube métallique, ce tube peut faire office de tube à manchettes. Dans certains cas, le tube métallique peut être équipé d'une succession de clapets spéciaux indépendants ou de rampes spéciales qui permettent l'injection. L'armature peut être également constituée par des profilés (H ou caissons de palplanches). Le scellement au terrain est effectué par injection sélective sous haute pression d'un coulis ou d'un mortier à partir d'un obturateur simple ou double.

III.7.4 Classification des pieux selon Terzaghi

La classification des pieux faite par Terzaghi repose sur leur mode de fonctionnement. Ainsi, on distingue :

- **Pieux flottants dans un sol à gros grains, très perméable**

Lors du battage, le pieu refoule et compacte le terrain. Au voisinage du pieu, la porosité et la compressibilité du sol sont réduites, de ce fait, le frottement latéral sur le pieu est augmenté. Ces pieux transmettent d'ailleurs la plus grande partie des charges par l'intermédiaire du frottement latéral, d'où l'appellation- pieux flottants.

- **Pieux flottants dans un sol à grains fins de faible perméabilité**

Ces pieux se comptent de manière identique aux pieux précédents, mais ne compactent pas le sol de façon appréciable.

- **Pieux chargés en pointe**

Ils reportent pratiquement toutes les charges sur une couche résistante située à une profondeur importante au-dessous de la construction.

III.8 Conclusion

Ce chapitre introductif nous a permis de définir les différents types de pieux utilisés dans les ouvrages en Génie civil ainsi leurs modes de fonctionnement pour le cas d'un pieu isolé et pour le cas d'un groupe de pieux

Les fondations profondes (fondations sur pieux, essentiellement) sont celles qui permettent de reporter les charges dues à la construction qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres.

CHAPITRE IV

Modélisation Par éléments Finis D'un Pieux Isole Sous

Les Sollicitation Verticales Avec Abaqus

IV.1 Introduction

La méthode de calcul par éléments finis a connu un essor très important essentiellement à travers son application au calcul des structures, elle est considérée comme un des outils de résolution des équations aux dérivées partielles de la physique mathématique.

Par ailleurs, le progrès de l'informatique et sa démocratisation font qu'aujourd'hui la simulation numérique n'est plus l'affaire des grands groupes industriels mais concerne de plus en plus les petites et moyennes entreprises. Ainsi, les outils numériques deviennent à la portée économique et technique de ces dernières et constituent souvent un atout majeur, voir incontournable pour leur développement.

Cette généralisation des méthodes de simulation touche actuellement un large éventail de disciplines scientifiques et de nombreux secteurs techniques ou technologiques.

La méthode des éléments finis est l'une des méthodes de simulation numérique les plus pratiquées de nos jours. Elle consiste à utiliser une approximation simple de la géométrie et des variables décrivant le phénomène physique telles que le déplacement, la température,... afin de ramener le problème continu comportant une infinité d'inconnues vers un système algébrique à un nombre fini de degrés de liberté.

Elle fait appel aux trois domaines suivants :

- Les sciences de l'ingénieur pour la formulation mathématique du problème physique, décrit souvent par un système d'équations aux dérivées partielles.
- Les méthodes d'analyse numériques et fonctionnelle pour la construction du système algébrique à résoudre.
- Les techniques informatiques pour l'exécution des calculs de simulation.

L'emploi de la méthode des éléments finis s'est développé depuis une soixantaine d'années à travers l'analyse des structures via des assemblages de barres ou de poutres dont le comportement était dicté par les hypothèses de la résistance des matériaux.

L'apparition de l'informatique et les besoins industriels a provoqué un développement rapide de la méthode à travers une reformulation à partir de considérations énergétiques d'une part, et la création d'éléments de haute précision géométrique et physique d'autre part.

Dès 1960, la méthode des éléments finis est reconnue comme un outil général de résolution de problèmes physiques linéaires ou non linéaires, stationnaires ou non stationnaires non seulement dans le domaine des structures mais aussi dans d'autres domaines tels que la mécanique des sols, la mécanique des fluides, la thermique, l'électromagnétisme... . L'utilisation de cette méthode s'est donc répandue, au cours des dernières décennies, dans divers secteurs

industriels tels que l'aéronautique, la construction navale, l'industrie automobile et dans des domaines liés, entre autres, à la mécanique des matériaux et des structures.

En calcul des structures, l'utilisation de la méthode des éléments finis contribue efficacement à l'optimisation des structures soumises à des chargements statiques ou dynamiques.

IV.2 Définition De La Méthode Des Eléments Finis

La Méthode des Eléments Finis est une méthode numérique qui permet de simuler (résoudre) via l'outil informatique des problèmes de mécanique des structures (pas exclusivement) compliqués, en approximant le modèle mathématique basé sur une équation aux dérivées partielles dont le nombre d'inconnus est infini par un modèle algébrique matriciel dont le nombre d'inconnus est fini. Ainsi, les professionnels emploient des logiciels qui mettent en œuvre la MEF afin de réaliser leurs projets industriels à moindre coût.

Concrètement, cela permet par exemple de calculer numériquement le comportement d'objets même très complexes, à condition qu'ils soient continus et décrits par une équation aux dérivées partielles linéaire : mouvement d'une corde secouée par l'un de ses bouts, comportement d'un fluide arrivant à grande vitesse sur un obstacle, déformation d'une structure métallique, etc.

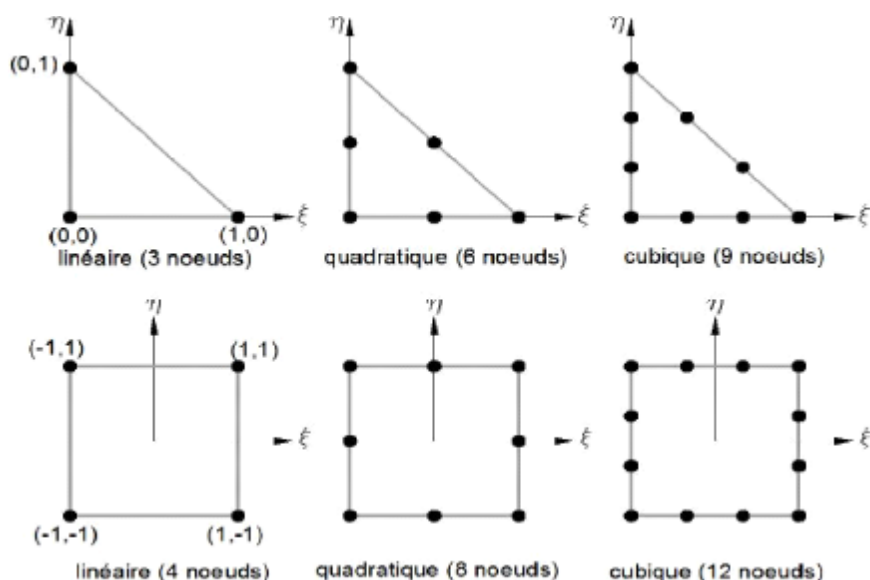


Figure IV. 1. les types des éléments triangulaires et quadrangulaires

IV.3 Principe de la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est une méthode d'approximation nodale basée sur la discrétisation du domaine en sous domaines ou éléments. La méthode est un ensemble d'approximation consécutives de la géométrie, la variable physique et de l'intégration mathématique sur le domaine.

- l'approximation géométrique qui consiste à la discrétisation du domaine (maillage) en petites éléments de géométrie bien définie.
- l'approximation de la variable physique (approximation nodale) dans l'élément par les valeurs de cette variable dans les nœuds de l'élément.
- l'approximation mathématique en considérant que l'intégration sur le domaine est égale à la somme des intégrales sur les éléments et en utilisant l'intégration numérique (gauss par exemple).

L'ensemble de ces approximations peut se résumer dans les étapes suivantes :

- Définir les nœuds et les éléments (Créer le maillage).
- Pour chaque élément, établir la matrice de rigidité élémentaire .
- Assembler les matrices et les vecteurs élémentaires en un système global .
- Modifier le système global en tenant compte des conditions aux limites.
- Résoudre le système et obtenir les déplacements U aux nœuds.
- Calculer les déformations et contraintes dans les éléments et les réactions aux nœuds sur lesquels les conditions aux limites sont imposées

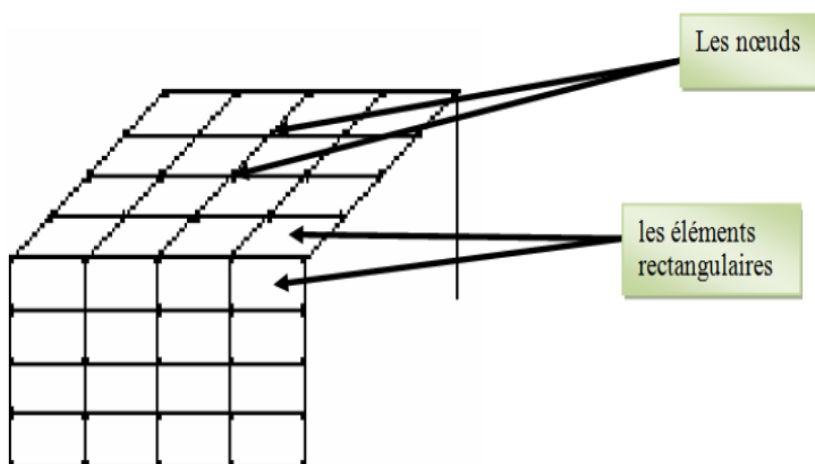


Figure IV.2. maillage d'un domaine en éléments finis

Il est utile que les inconnues soient des paramètres physiques. C'est pourquoi on choisit les composantes de déplacements des nœuds (déplacements nodaux). Par exemple: (u_i , v_i , w_i) pour le nœud i

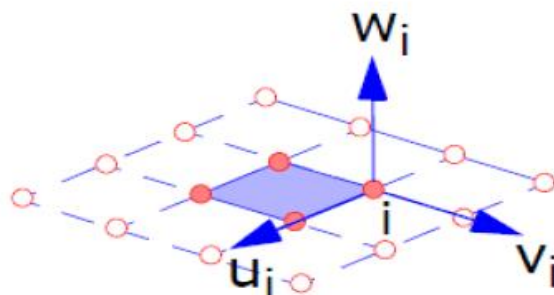


Figure IV.3. (u_i , v_i , w_i) : sont les déplacements nodaux, $i=1\dots n$

La structure à étudier est remplacée par un ensemble d'éléments supposés liés les uns aux autres en un nombre fini de points appelés nœuds, ces nœuds se trouvent aux coins des éléments.

Comme le montre :

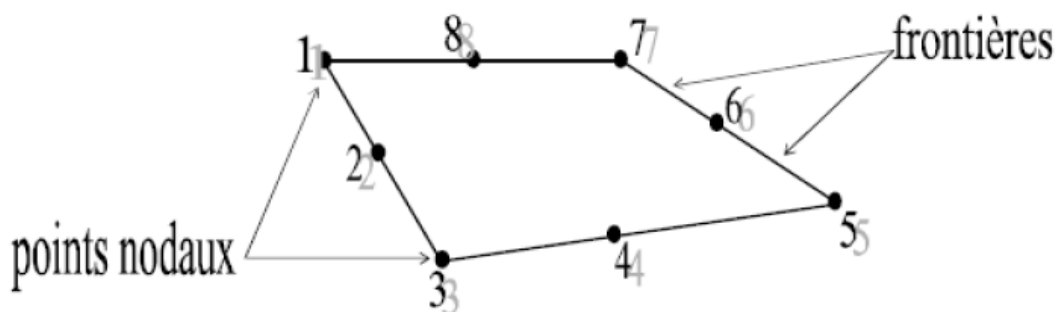


Figure IV.4.Elément (Q8)

IV.4 Domaines d'application de la MEF

- Problèmes d'équilibre et statique dans lequel le comportement du système ne varie pas avec le temps.
- Problèmes de dynamique et de stabilité (valeurs propres) ce sont des extensions des problèmes d'équilibre pour lesquelles des valeurs spécifiques ou critiques de certains paramètres sont déterminées.
- Problèmes de propagation ils concernent les problèmes ou les phénomènes dont le comportement est dépendant du facteur temps.
- analyse linéaire (statique et dynamique).
- analyse non linéaire (grands déplacements, grandes déformations, contact et frottement, flambage, ...).

- mise en forme des matériaux.
- thermique (en régime permanent et transitoire, ...).
- mécanique des fluides.
- Electromagnétisme.
- dynamique rapide (choc, impact, crash).
- optimisation des structures.

IV.5 Avantages de la MEF

- Elle est applicable à tout type de problème dit de champs, d'analyses de contraintes, de transfert thermique, etc.
- Elle n'impose aucune restriction géométrique, le corps ou le domaine à modéliser peut avoir une forme quelconque.
- Elle n'impose aucune restriction sur les conditions aux limites et le type de chargement.
- Elle n'impose aucune restriction sur les propriétés du matériau. Ces propriétés ne sont donc pas réduites à l'isotropie, et peuvent changer d'un élément à un autre.
- Les éléments possédant différents comportements (modèles mathématiques) peuvent être combinés (ex: voile-portique dans une structure 3D), donc un seul modèle d'élément fini (EF) peut contenir des barres, des poutres, des plaques, etc.
- La structure modélisée par les éléments finis représente le possible à la structure réelle ou au domaine à analyser.
- L'approximation peut être facilement améliorée en développant la taille du maillage en augmentant le nombre d'éléments.

IV.6 Utilisation d'un logiciel éléments finis

Un programme général de type industriel doit être capable de résoudre des problèmes variés de grandes tailles (de mille à quelques centaines de milliers de variables).

Ces programmes complexes nécessitent un travail d'approche non négligeable avant d'espérer pouvoir traiter un problème réel de façon correcte. Citons à titre d'exemple quelques noms de logiciels : NASTRAN, ANSYS, ADINA, ABAQUS, CASTEM 2000, CESAR, SAMCEF, etc.

IV.7 Définition De programme

Abaqus est avant tout un logiciel de simulation par éléments finis de problèmes très variés en mécanique. Il est connu et répandu, en particulier pour ses traitements performants de problèmes non-linéaires. qui décrit l'ensemble du problème mécanique, le logiciel analyse les données, effectue les simulations demandées et fournit les résultats dans un fichier.

Il se compose de trois produits : ABAQUS/Standard, ABAQUS/Explicit et ABAQUS/CAE.

- ABAQUS/Standard est un solveur généraliste qui recourt à un schéma traditionnel d'intégration implicite.
- Le solveur ABAQUS/Explicit emploie un schéma d'intégration explicite pour résoudre des problèmes dynamiques ou quasi statiques non linéaires.
- ABAQUS/CAE constitue une interface intégrée de visualisation et de modélisation pour lesdits solveurs.

Chacun de ces produits est complété par des modules additionnels et/ou optionnels, spécifiques à certaines applications.

Les produits ABAQUS, ABAQUS/CAE notamment, sont écrits intégralement avec les langages C++, Fortran pour les parties calcul et Python pour les scripts et les paramétrisations. La gestion de l'interface graphique est assurée par FOX Toolkit.

ABAQUS est très largement utilisé dans les industries automobiles et aéronautiques. En raison du large spectre de ses capacités d'analyse et de sa bonne ergonomie, il est également très populaire dans les milieux universitaires, pour la recherche et l'éducation.

ABAQUS fut d'abord conçu pour analyser les comportements non-linéaires. Il possède en conséquence une vaste gamme de modèles de matériau. Ses modélisations d'élastomères, en particulier, méritent d'être reconnues.

En 2005, ABAQUS, Inc a été acquis par Dassault Systèmes et est devenue SIMULIA.

IV.8 Les étapes de modalisation avec Abaqus

Nous allons décrire toutes les étapes à suivre pour intégrer les caractéristiques nécessaires à la modélisation d'un pieu isolée avec ABAQUS. Une grande partie de paramètres spécifique à ABAQUS ont été obtenus grâce au travail de recherche de différentes thèses, nous procéderons en paramétrant chaque module du logiciel dans l'ordre suivant :

- ❖ Module Part: On commence par créer deux « parts » en axisymétrique. on crée une pièce outil avec ces caractéristiques.
- ❖ Property : Pour la pièce à usiner, on définit les caractéristiques du matériau dans le module Property, C'est dans ce module que l'on insère le module de Young et le coefficient de poisson.

- ❖ Assembly : Dans ce module, on importe nos deux pièces et et assembler les deux part.
- ❖ Step : Dans le module step, nous créons une procédure dynamique, explicite.
- ❖ Interaction : Dans ce module nous allons définir le contact entre l'outil et la matière à usiner.
- ❖ Load : Nous allons définir les deux chargements nécessaires à la modélisation.
- ❖ Mesh : Dans ce module nous intégrons le maillage à notre ensemble. On définit les éléments du maillage de forme quadrilatère pour simplifier le calcul.
- ❖ Job: Un point important pour observer la fracture et la disparition des éléments dans la modélisation de la coupe est de choisir le statut de l'élément.

CHAPITRE V

Les Problèmes Axisymétriques

V.1 Introduction

La bibliothèque d'éléments ABAQUS contient les éléments suivants pour modéliser une large gamme de dimensionnalité spatiale :

- éléments unidimensionnels.
- éléments bidimensionnels.
- éléments tridimensionnels.
- éléments cylindriques.
- éléments axisymétriques.
- et des éléments axisymétriques à déformation asymétrique non linéaire.

V.2 Éléments axisymétriques

Les éléments axisymétriques permettent de modéliser des corps de révolution dans des conditions de chargement axialement symétriques. Un corps de révolution est généré en faisant tourner une section transversale plane autour d'un axe (l'axe de symétrie) et est facilement décrit en coordonnées polaires cylindriques r , z et θ . La Figure V.1 montre une coupe transversale de référence type a. Les coordonnées radiales et axiales d'un point sur cette section transversale sont désignées par r et z , respectivement. En $\theta = 0$, les coordonnées radiales et axiales coïncident avec les coordonnées cartésiennes globales X et Y .

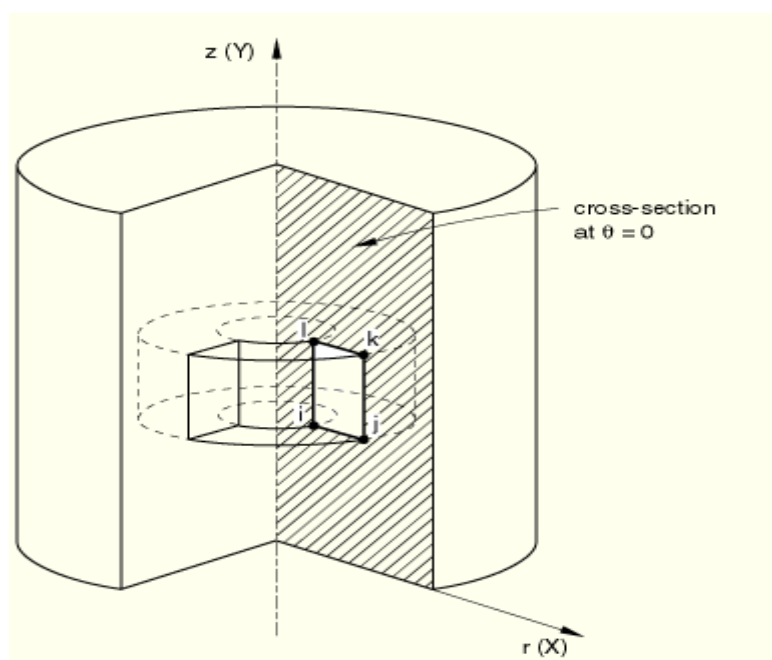


Figure V.1 Section et élément de référence dans un solide axisymétrique.

ABAQUS n'applique pas automatiquement les conditions aux limites aux nœuds situés sur l'axe de symétrie dans les modèles axisymétriques. Si nécessaire, vous devez les appliquer directement. Les conditions aux limites radiales aux nœuds situés sur l'axe z sont appropriées pour la plupart des problèmes car sans elles, les nœuds peuvent se déplacer sur l'axe de symétrie,

violant le principe de compatibilité. Cependant, il existe certaines analyses, telles que les calculs de pénétration, où les nœuds le long de l'axe de symétrie doivent être libres de se déplacer ; les conditions aux limites doivent être omises dans ces cas.

Si le chargement et les propriétés du matériau sont indépendants de θ , la solution dans n'importe quel plan $r-z$ définit complètement la solution dans le corps. Par conséquent, des éléments axisymétriques peuvent être utilisés pour analyser le problème en discrétisant la section de référence en $\theta = 0$. La figure V.1 montre un élément d'un corps axisymétrique. Les nœuds i, j, k et l sont en fait des « cercles » nodaux et le volume de matériau associé à l'élément est celui d'un corps de révolution, comme le montre la figure. La valeur d'une charge nodale ou d'une force de réaction prescrite est la valeur totale sur l'anneau, c'est-à-dire la valeur intégrée autour de la circonférence.

V.3 Éléments axisymétriques réguliers

Les éléments axisymétriques réguliers pour les applications structurelles ne permettent qu'un chargement radial et axial et ont des propriétés de matériau isotropes ou orthotropes, avec une direction principale. Tout déplacement radial d'un tel élément induira une déformation dans le sens circonférentiel (déformation « cerceau »), et comme le déplacement doit aussi être purement axisymétrique, il n'y a que quatre composantes non nulles possibles de la déformation.

V.4 Éléments de contrainte/déplacement généralisés axisymétriques avec torsion

Les éléments solides axisymétriques avec torsion ne sont disponibles que dans ABAQUS/Standard pour l'analyse de structures axialement symétriques mais pouvant se tordre autour de leur axe de symétrie. Cette famille d'éléments est similaire aux éléments axisymétriques discutés ci-dessus, sauf qu'elle permet une composante de charge circonférentielle (qui est indépendante de θ) et une anisotropie générale du matériau. Dans ces conditions, il peut y avoir des déplacements dans la direction θ - qui varient avec r et z mais pas avec θ . Le problème reste axisymétrique car la solution ne varie pas en fonction de θ si bien que la déformation de tout plan $r-z$ caractérise la déformation dans l'ensemble du corps. Initialement, les éléments définissent une géométrie de référence axisymétrique par rapport au plan $r-z$ à $\theta = 0$, où la direction r correspond à la direction X globale et la direction z correspond à la direction Y globale. La figure V.2 montre un modèle axisymétrique composé de deux éléments. La figure montre également le système de coordonnées cylindrique local au nœud 100.

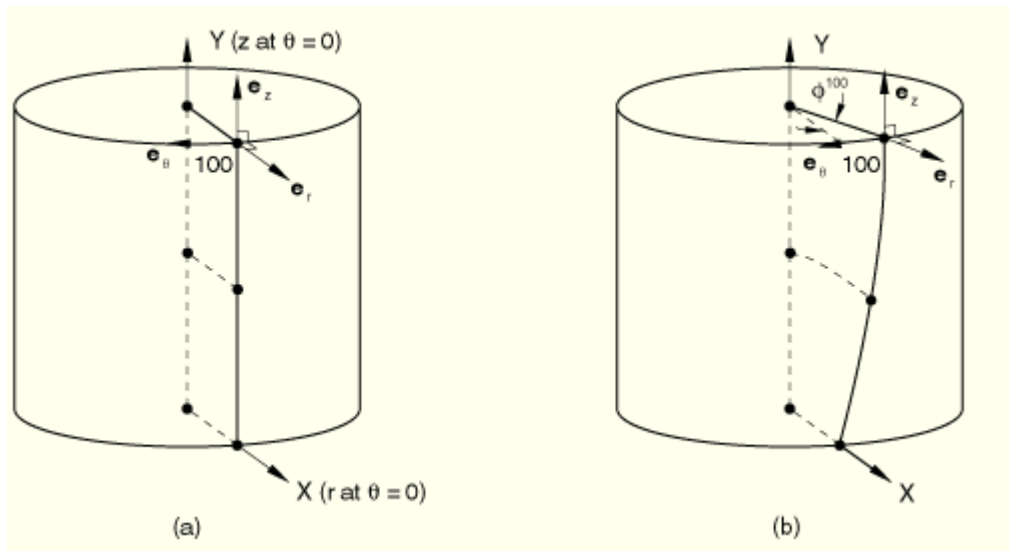


Figure V.2 Section transversale de référence et déformée dans un solide axisymétrique avec torsion.

V.5 Éléments axisymétriques avec déformation non linéaire et asymétrique

Ces éléments sont destinés à l'analyse linéaire ou non linéaire de structures initialement axisymétriques mais subissant des déformations non linéaires, non axisymétriques. Ils sont disponibles uniquement en ABAQUS/Standard.

Les éléments utilisent une interpolation iso paramétrique standard dans le plan $r-z$, combinée à une interpolation de Fourier par rapport à θ . La déformation est supposée symétrique par rapport au plan $r-z$ à θ .

Jusqu'à quatre modes de Fourier sont autorisés. Pour les cas plus généraux, la modélisation tridimensionnelle complète ou la modélisation d'éléments cylindriques est probablement plus économique en raison du couplage complet entre tous les modes de déformation.

Chaque type d'élément est défini par un nom tel que CAXA8RN (éléments de continuum) ou SAXA1N (éléments de coque). Le nombre N doit être indiqué comme le nombre de modes de Fourier à utiliser avec l'élément ($N=1, 2, 3$ ou 4). Par exemple, le type d'élément CAXA8R2 est un quadrilatère dans le plan $r-z$ avec une interpolation biquadratique dans ce plan et deux modes de Fourier pour l'interpolation par rapport à θ . Les plans nodaux associés aux différents modes de Fourier sont illustrés à la Figure V.3 :

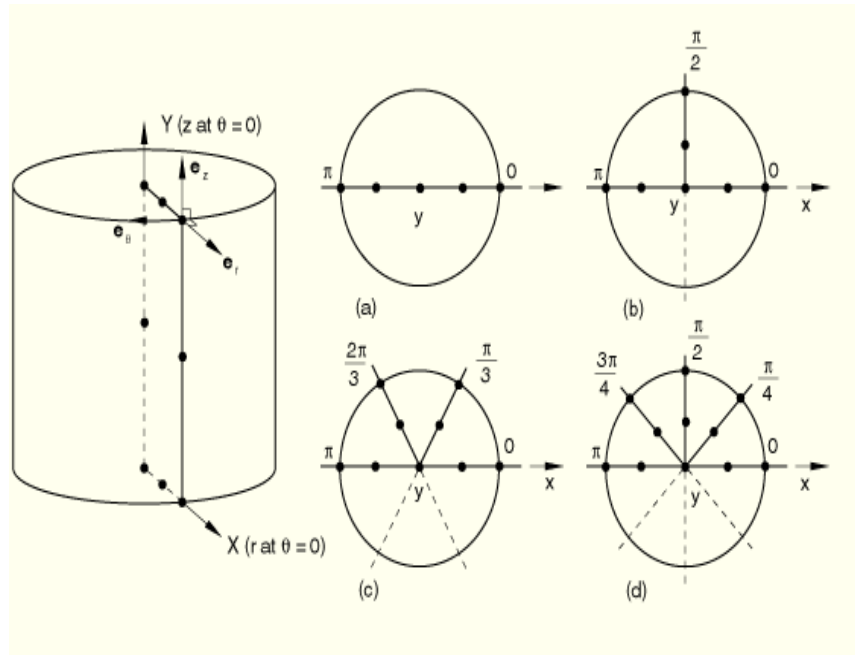


Figure V.3 Plans nodaux d'un élément axisymétrique du second ordre avec une déformation asymétrique non linéaire et (a) 1, (b) 2, (c) 3 ou (d) 4 modes de Fourier.

V.6 Présentation pour les éléments quadrangulaires

Les quadrilatères à 4 nœuds (en 2D) et hexaèdres à 8 nœuds (en 3D) possèdent des géométries de référence respectivement carrée et cubique, Leurs fonctions de base sont affines par rapport à chaque coordonnée locale et sont définies comme le produit de 2 ou 3 fonctions affines 1D, appliquées chacune à une coordonnée différente.

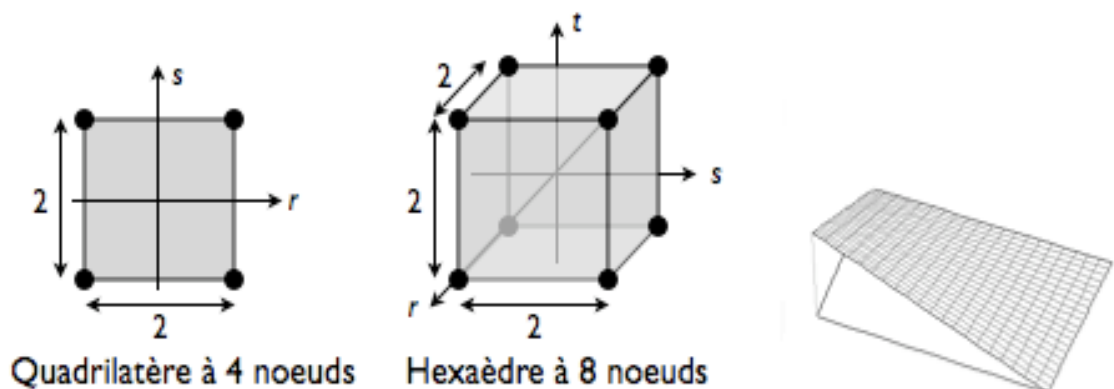


Figure V.4 Quadrilatères et hexaèdres du premier ordre (a) géométries de référence, (b) fonctions de base du quadrilatère.

Contrairement aux triangles et aux tétraèdres, ces éléments ne conduisent pas à des champs de contrainte « en escalier » car leurs fonctions de base sont plus riches. Par exemple, en 2D, un quadrilatère du premier ordre peut représenter des champs de déplacement dont chaque composante est de la forme suivante en coordonnées locales :

$$u(r, s) = \alpha + \beta + \gamma s + \delta rs$$

alors qu'un triangle du même ordre peut représenter un champ de la forme :

$$u(r, s) = \alpha + \beta r + \gamma s$$

CHAPITRE VI
Etude Paramétrique

VI.1 Introduction

Avec les progrès des techniques informatiques modernes, l'analyse par éléments finis est devenue un outil pratique et puissant pour l'analyse de l'ingénierie la conception. En génie des structures, le développement du code de conception structurelle équations ou les réaménager est un processus continu et nécessite une grande série d'études expérimentales. Exécution de nombreux nombre d'expériences est coûteux en temps et donc non rentable. D'autre part la réalisation d'expériences est une contrainte pour la recherche de progresser. Le problème soit considérablement simplifié grâce à l'utilisation d'ABAQUS.

ABAQUS est un programme d'éléments finis usage général hautement sophistiqué, conçu principalement pour modéliser le comportement des solides et des structures sous chargement appliqué à l'extérieur.

VI.2 Modélisation par logiciel abaqus

- Insertion de la géométrie : créer une pièce axisymétrique pour créer l'assemblage de élément le solide 1 Le pieu + le solide 2 le sol.

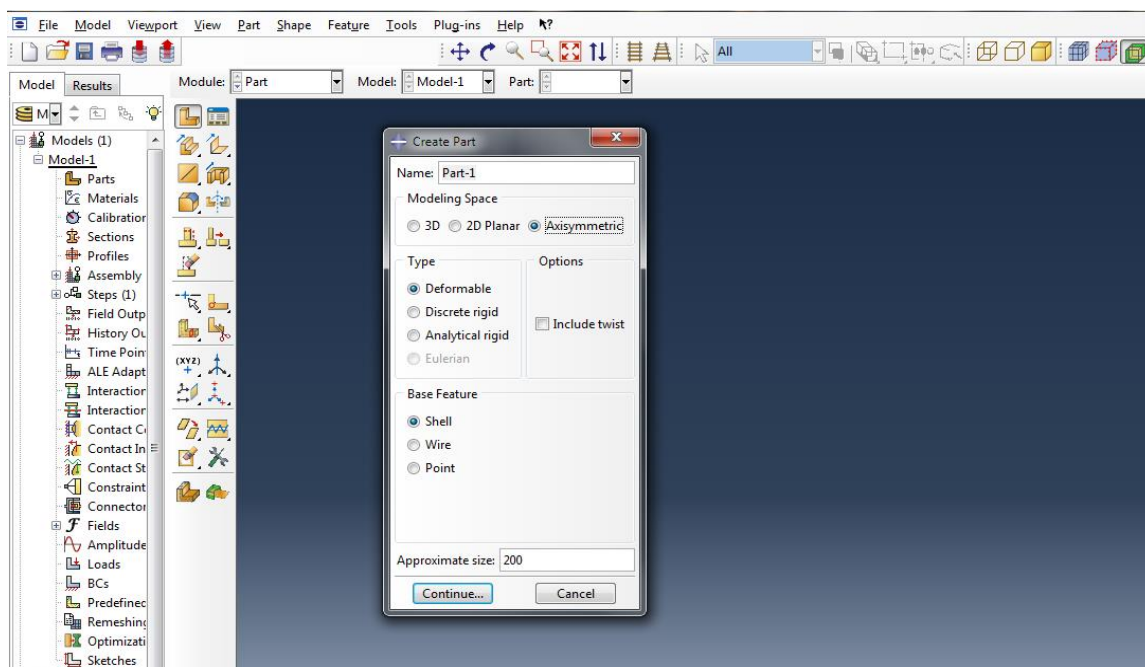


Figure VI. 1. Fenêtre principal du programme

- Définition des matériaux : créer un matériel sol et pieu ; élastique élément et citer ces paramètres module de Young et poissons, (module de young de béton 200000 mpa et le sol de 20 a 2000 mpa selon le type de sol).

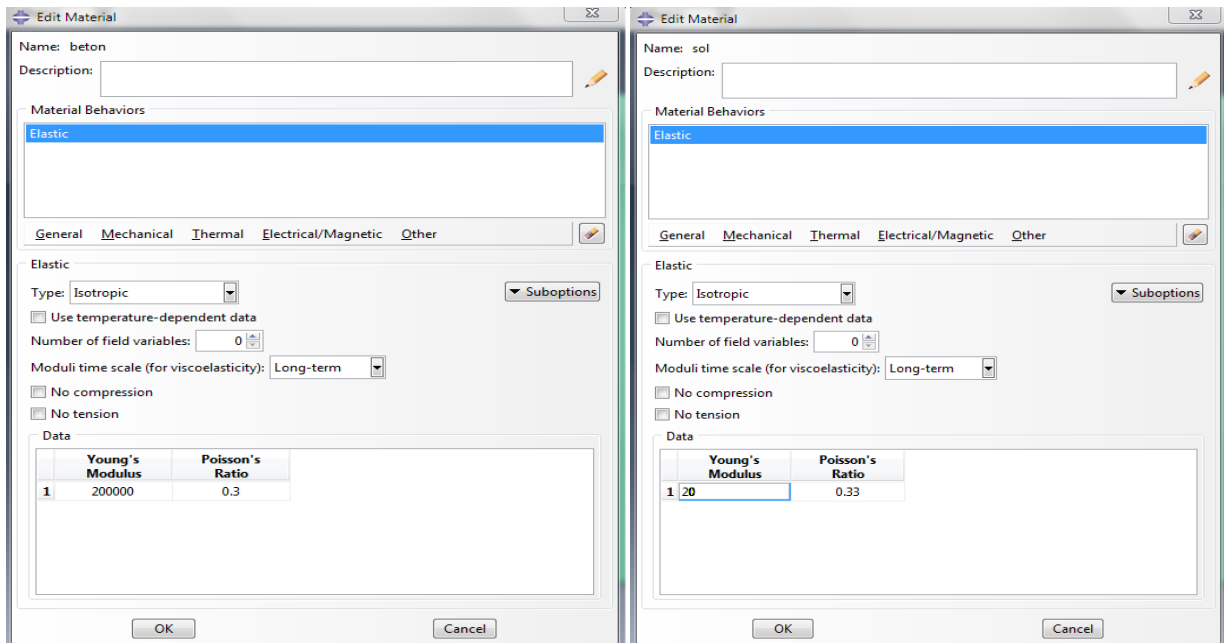


Figure VI. 2. Fenêtre d'insertion des données de sol

- ✓ Créer une section : section de sol et section de pieu

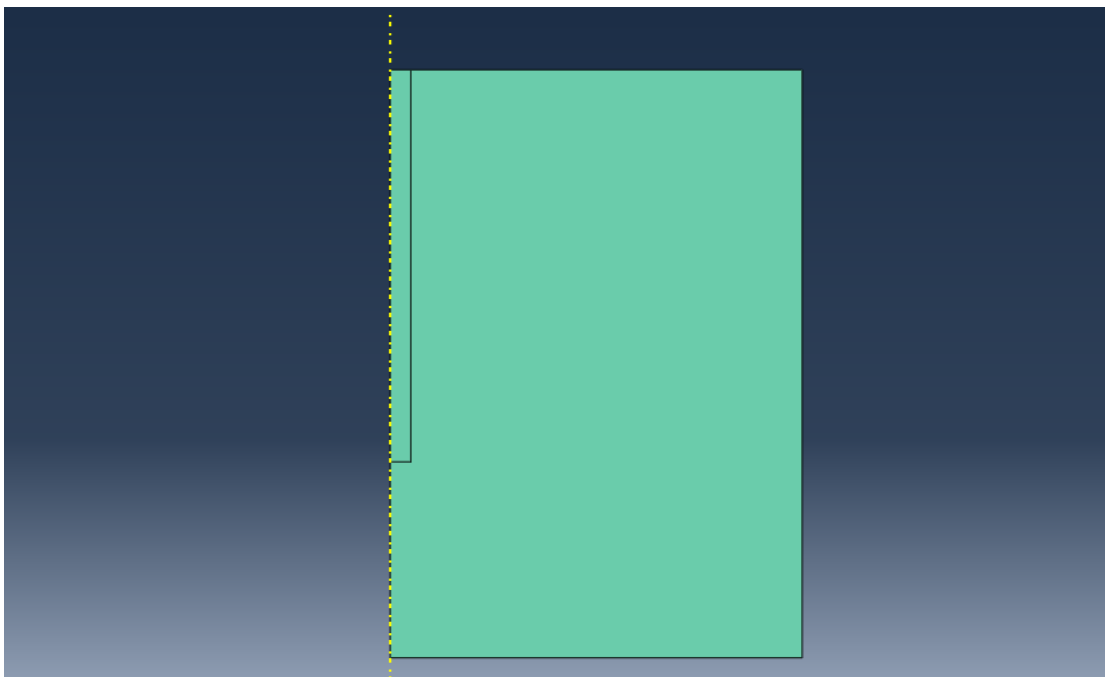


Figure VI. 3. La section sol + pieu

- ✓ Assemblage des pièces ; créer une instance assemblage e pieu + le sol

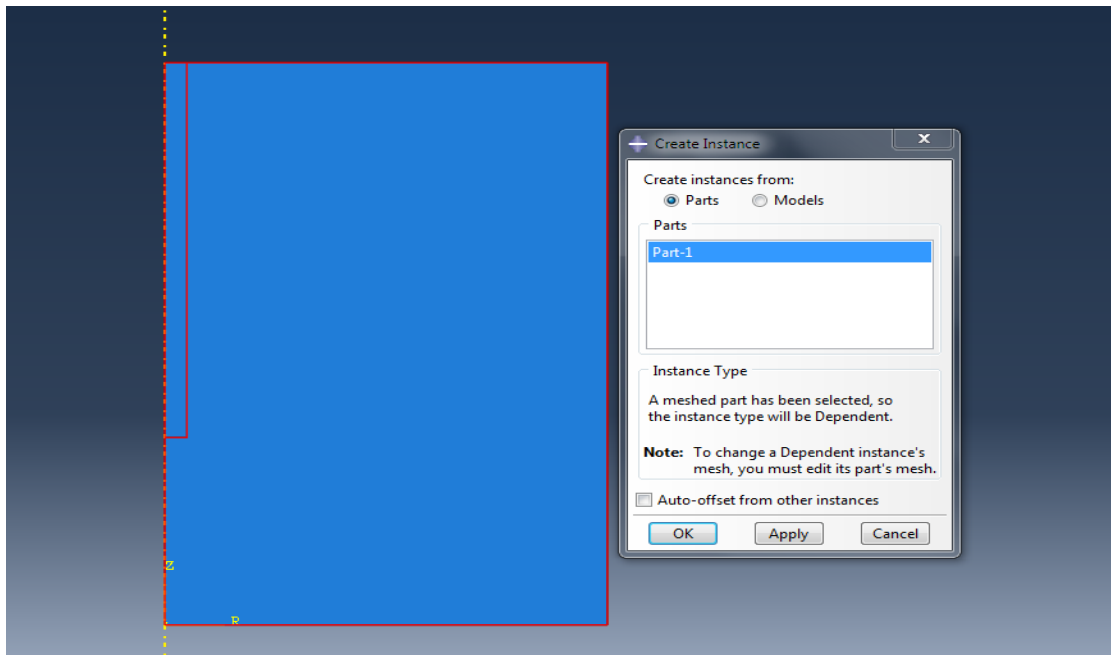


Figure VI. 4. L'assemblage des éléments

- ✓ Type de modélisation ; statique général procédure type comme général.

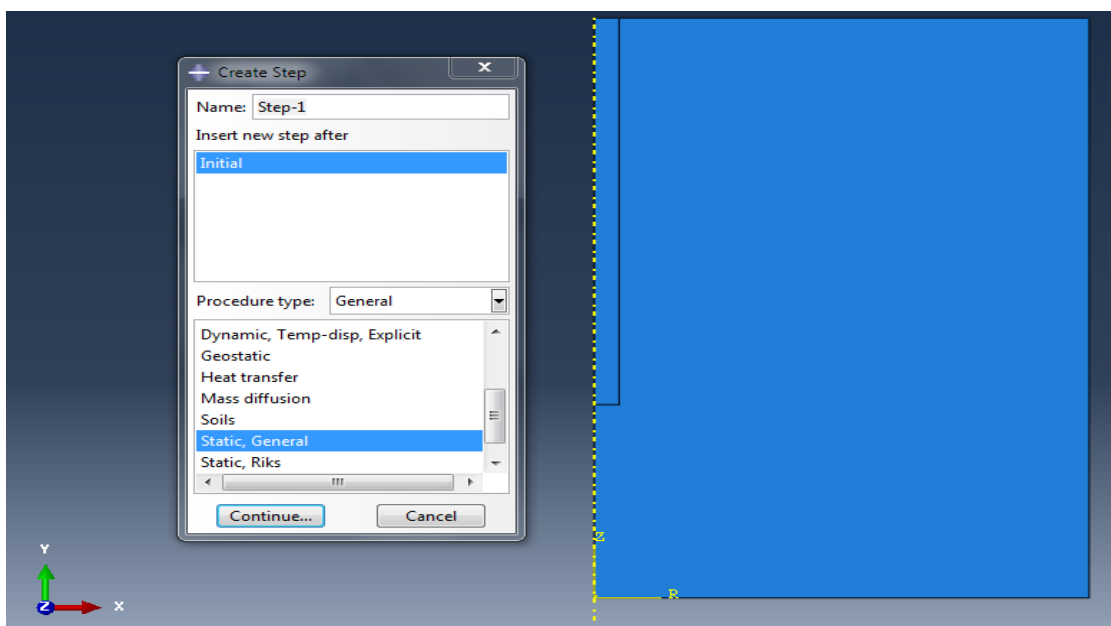


Figure VI. 5. Définition d'élément

- ✓ Créer un Champ ; pour avoir les déplacements les contraintes stresses strains

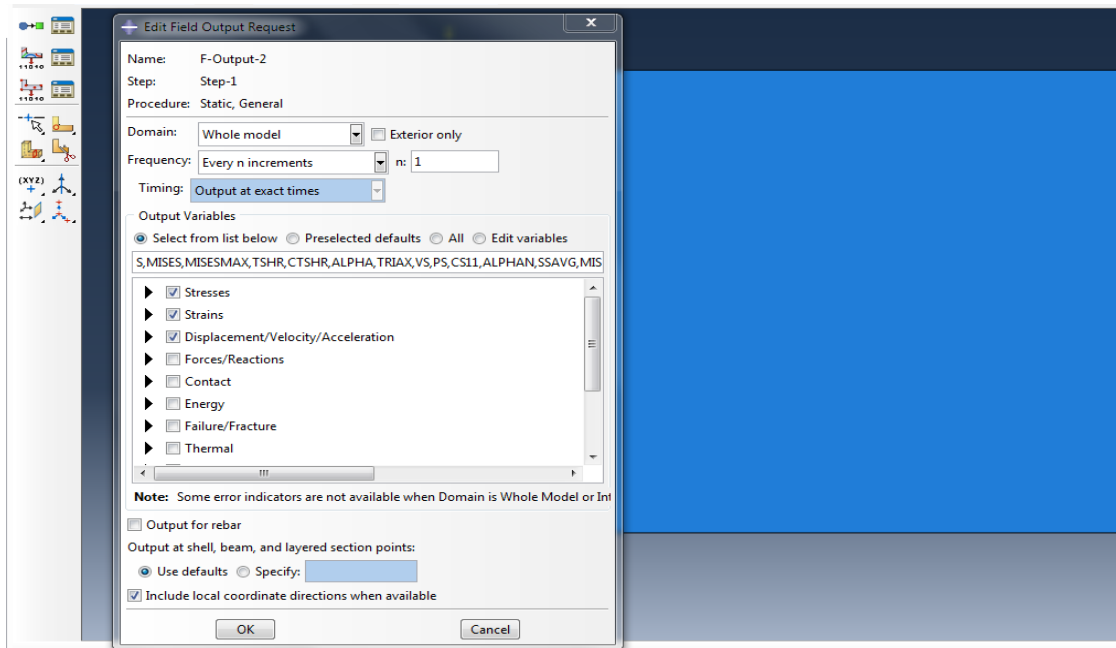


Figure VI.6. Champ de déplacement U1

- ✓ Créer Histoire ; pour obtenir les forces et les réactions

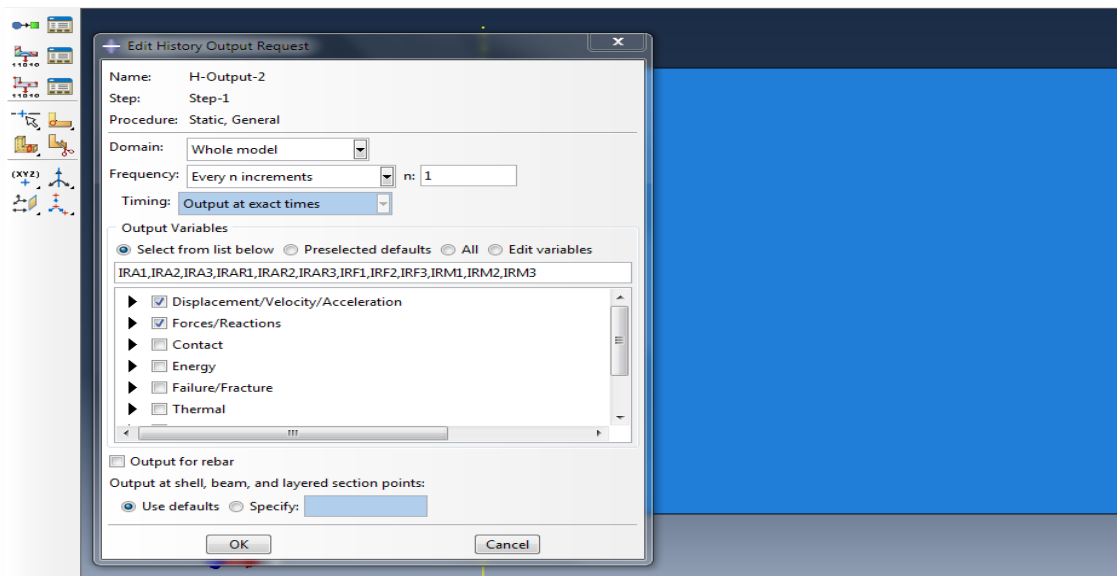


Figure VI. 7. champ de déplacement U2

- ✓ Appliquer les charge ; mécanique charge concentrée au niveau de centre de pieu suivant Y charge vertical.

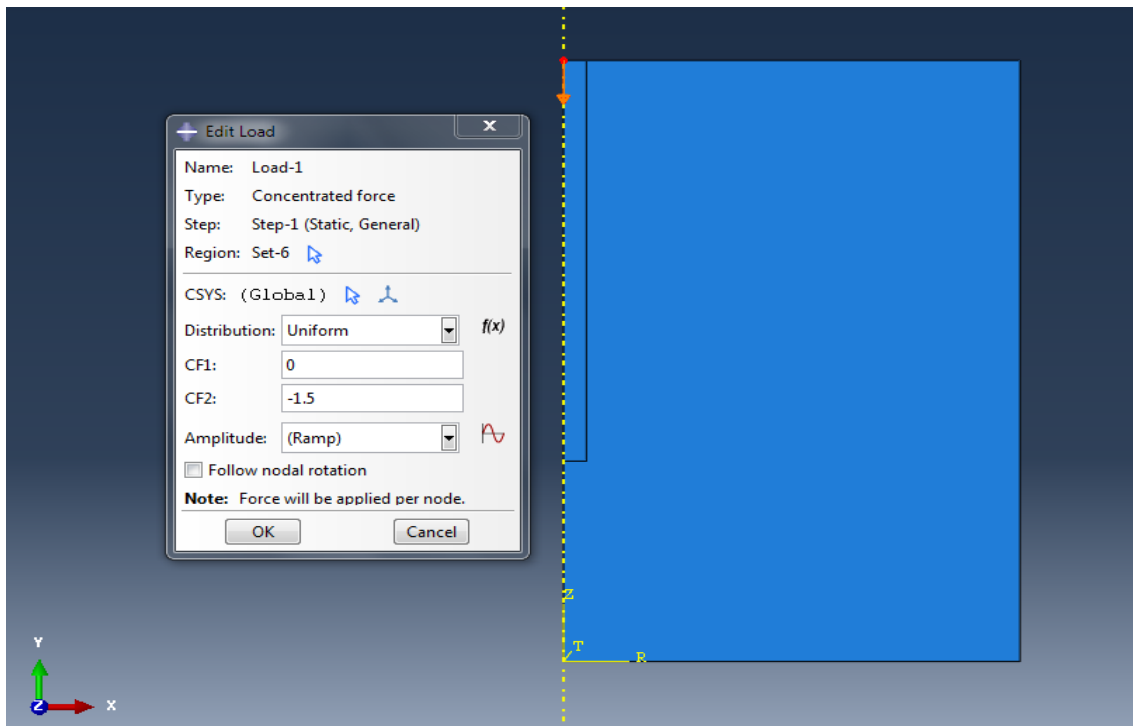


Figure VI. 8. Créer la charge vertical

- ✓ Créer les conditions limite : symétrie/antisymétrie/encastrée, a la base de sol / cote droit

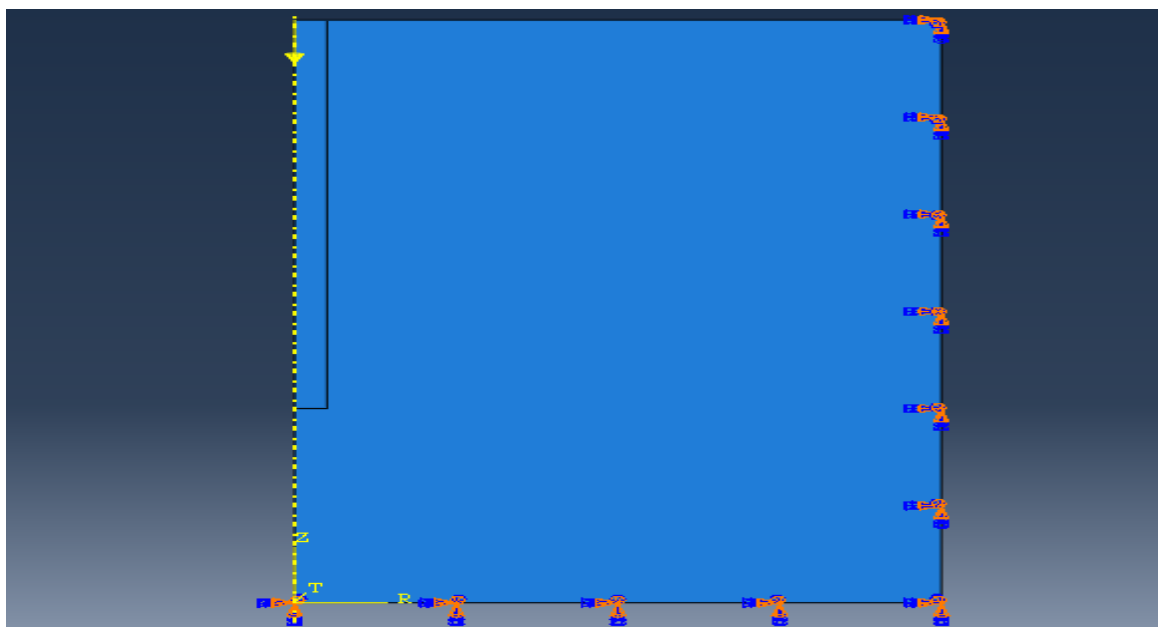


Figure VI. 9. créer condition limite

- ✓ Maillage de part ; pieu + sol pour connaitre les éléments et les nœuds dans la structure le programme va calculer automatiquement les points d'intersections qui représentent les nœuds de sommet en suite il va interpoler les nœuds de milieux.

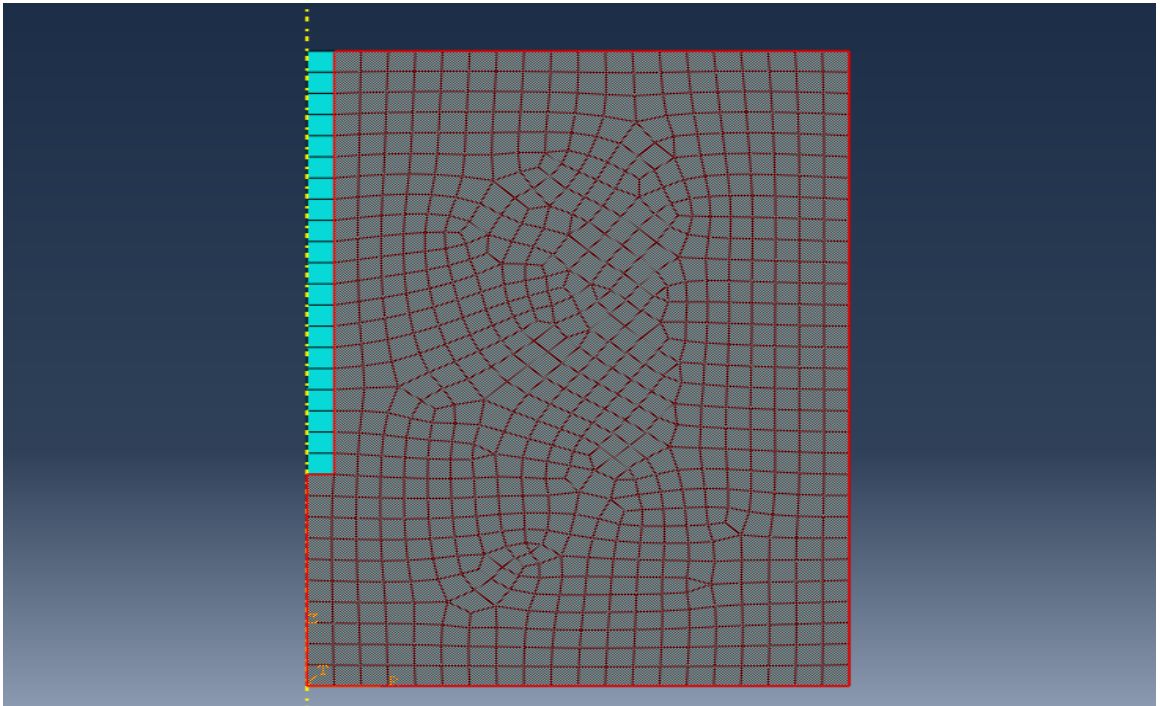


Figure VI. 10. Maillage de part

- ✓ Créer le job

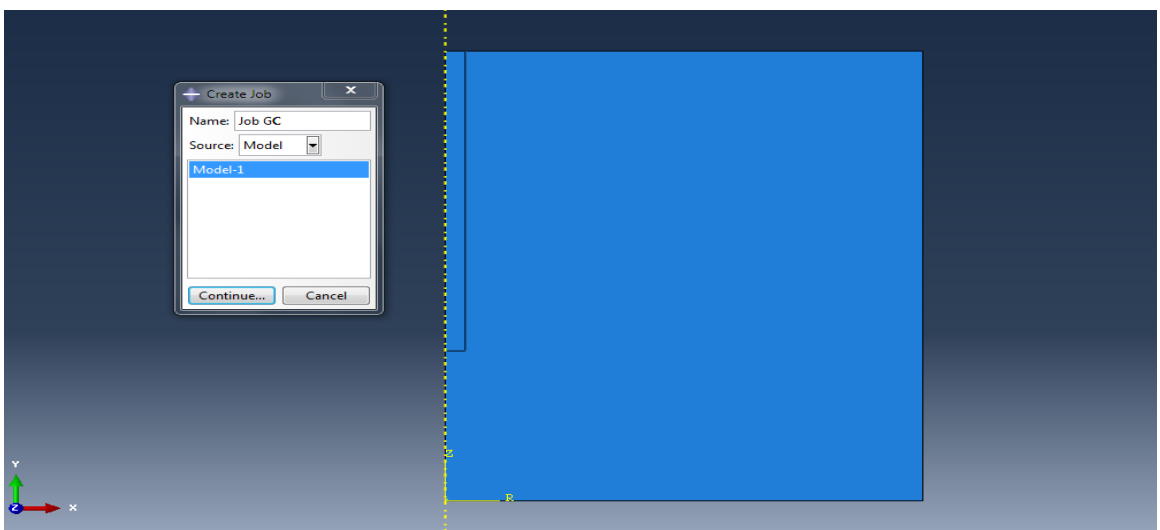


Figure VI. 11. Créer le job

- ✓ Soumettre le job et afficher le résultat.

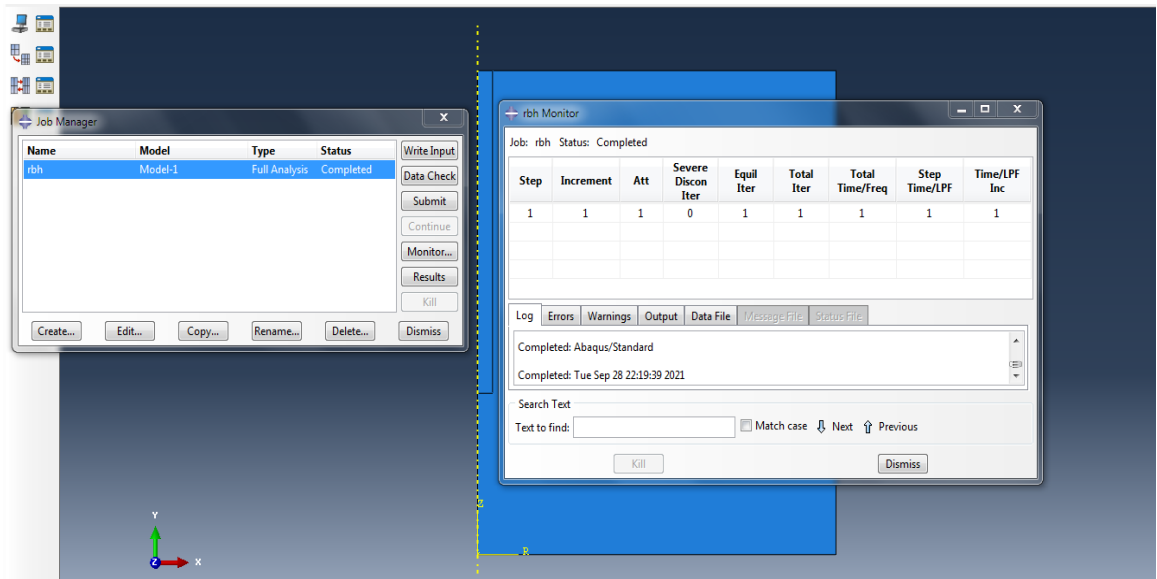


Figure VI. 12. Résultat de Job

- ✓ Afficher les résultats, Les déplacement et les déformations.

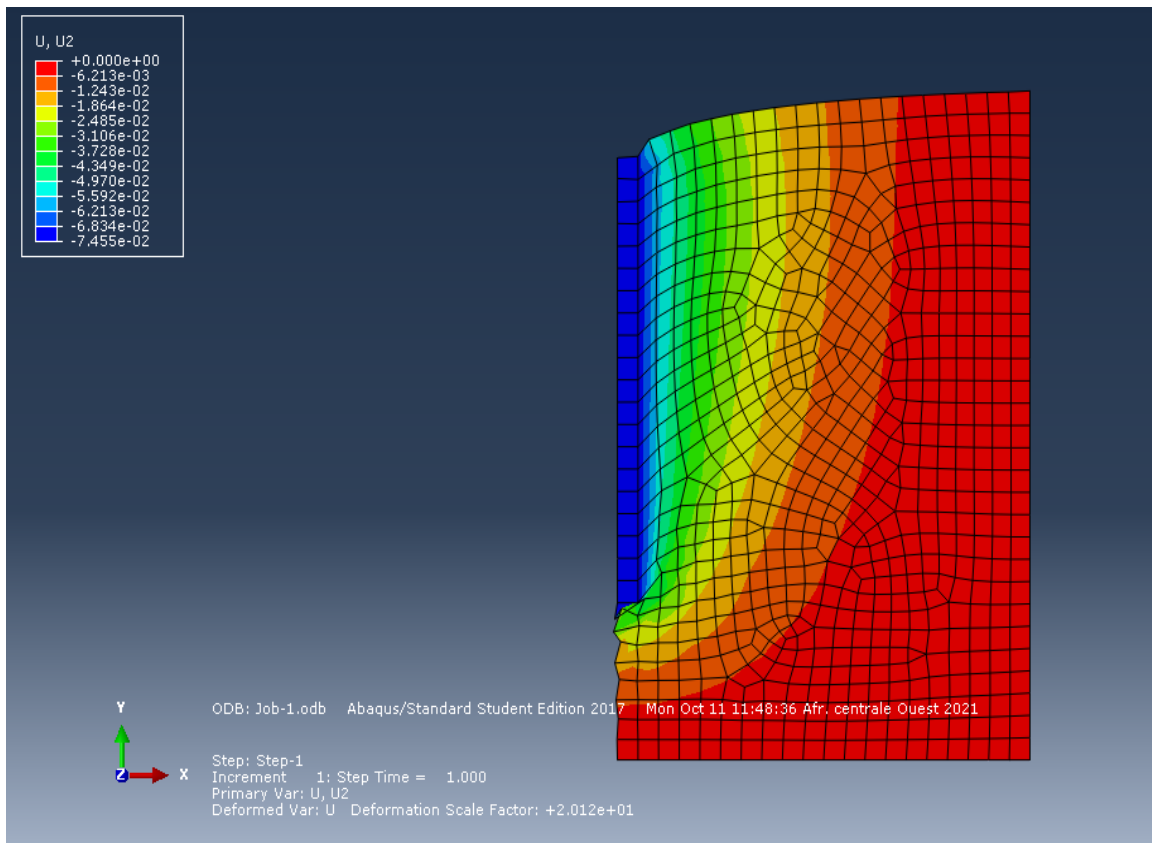


Figure VI. 13. Résultat L/D = 10

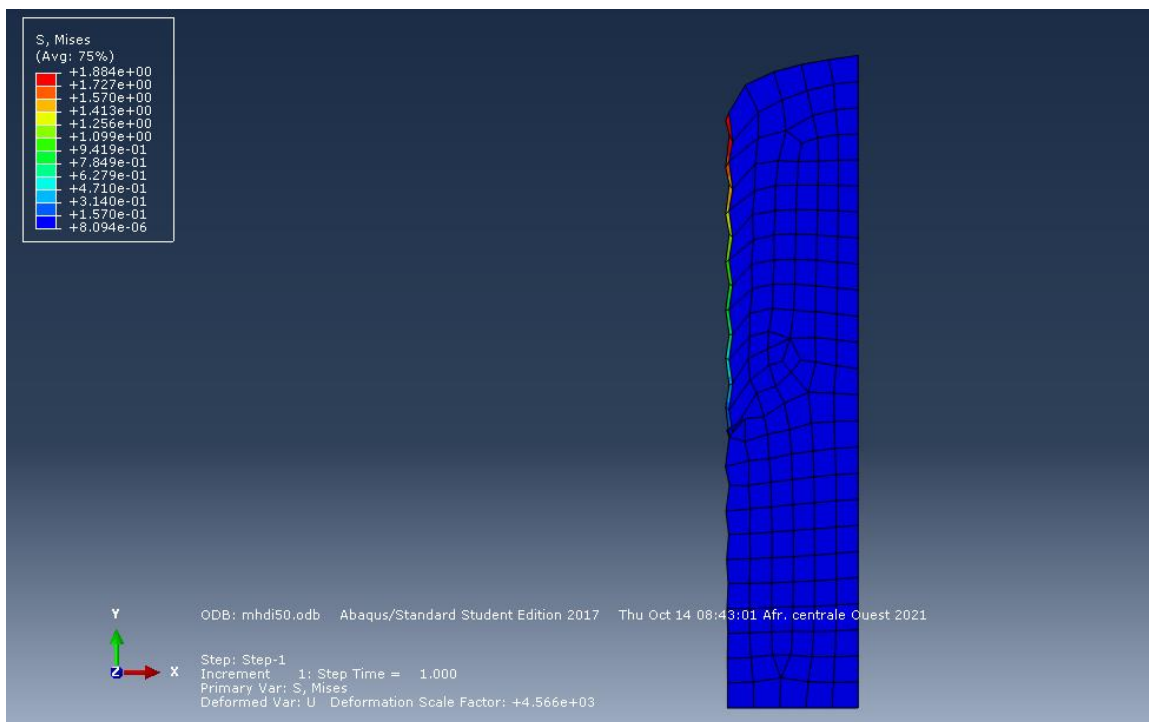


Figure VI. 14. Résultat L/D = 50

VI.3 Étude paramétrique

On va comparer les résultats (les déplacements) de PULAS avec les résultats publiés par notre travail. Les résultats publiés se rapportent à un pieu fiché dans le sol à 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 de Poisson égale à 0.3

Les dimensions du sol étudié dans cette publication sont :

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

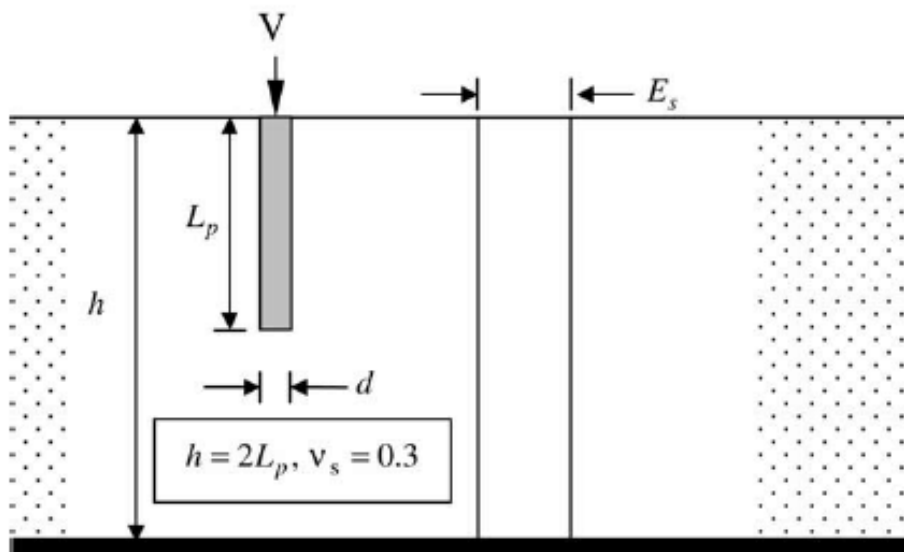


Figure VI. 15. Exemple de validation pour un sol homogène

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 IV_v .

$$IV_v = \frac{\nu E_s d}{V}$$

Avec ν est le déplacement de la tête du pieu

On a comparé les résultats de notre diagramme PULAS avec les résultats de la méthode des tranches verticales (notre travail) et les résultats de la méthode des Eléments frontière de Poulos pour les élancements suivants :

✓ L/D =10

✓ L/D =25

✓ L/D =50

VI.3 Validation pour L/d =10

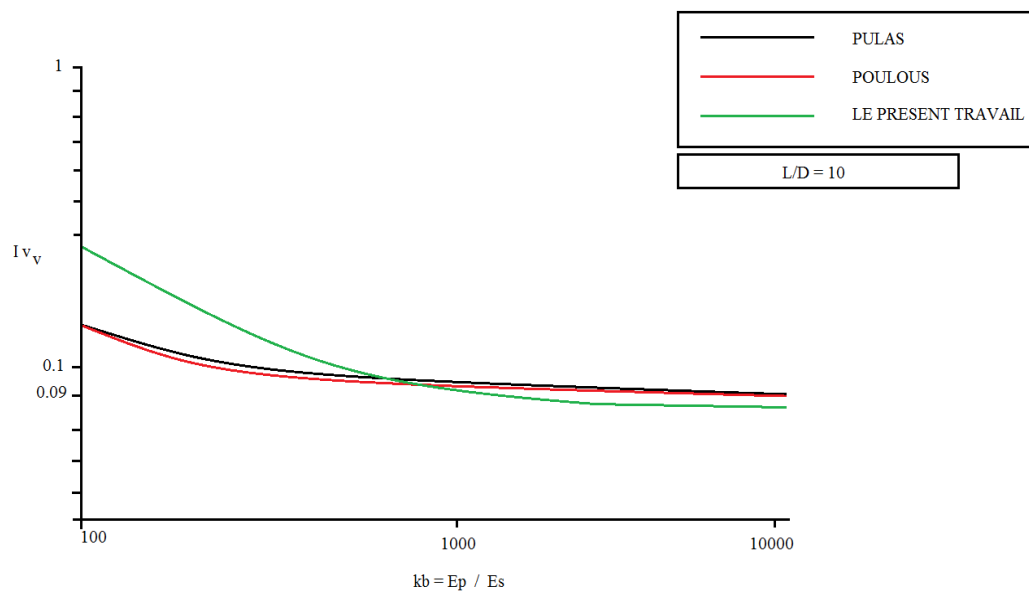


Figure VI. 16. comparaison de déplacement pour L/D =10

VI.4 Conclusion

Pour $L/d = 10$ on a observé que nos résultats sont pratiquement très proches à des résultats de Poulos et par conséquent les résultats de PULAS pour $L/d = 10$ sont très encourageants.

VI.5 Validation pour $L/d = 25$

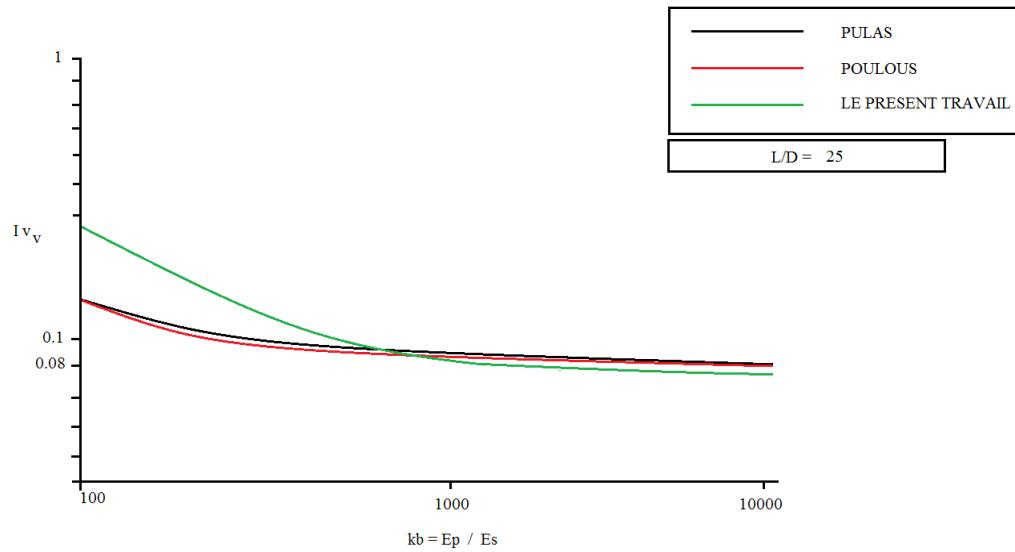


Figure VI. 17. comparaison de déplacement pour $l/d=25$

VI.6 Conclusion

pour $L/d = 25$ on a constaté que les résultats de PULAS sont pratiquement très proches à des résultats de Poulos et par conséquent nos résultats pour $L/d = 25$ sont très encourageants.

VI.7 Validation pour $L/d = 50$

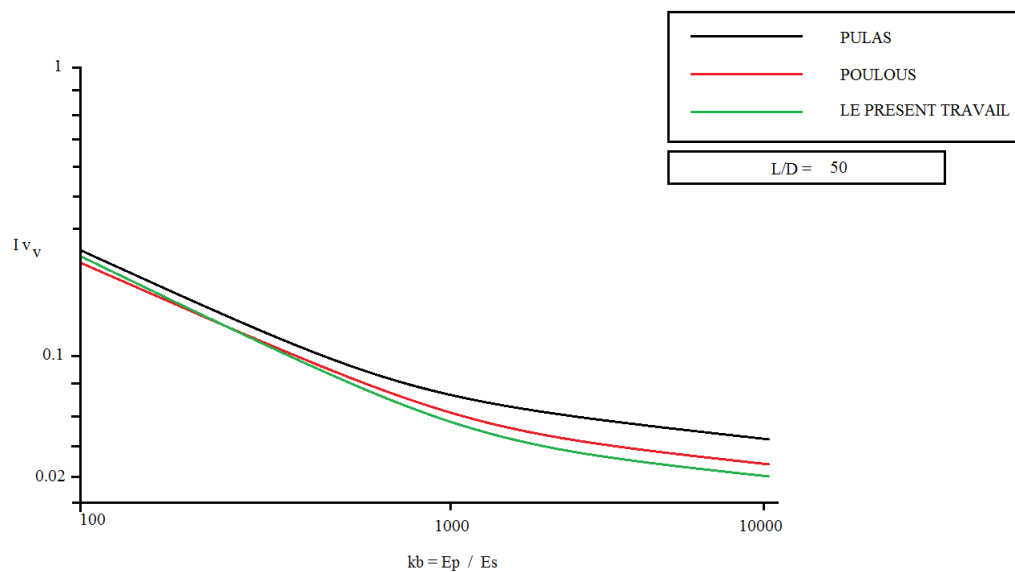


Figure VI. 18. Comparaison de déplacement pour $l/d=50$

VI.8 Conclusion

pour $L/d = 50$ on a observé que nos résultats sont a la proximité aux résultats de Poulos et de notre travail et par conséquence les résultats de PULAS pour $L/d = 50$ sont acceptables.

Conclusion Général

L'étude a porté sur le comportement d'un pieu isolé sous les sollicitation Verticales, pour objectif la proposition d'éléments d'analyse de ce type de fondations soumises à de telles charges. L'approche mise en œuvre est l'étude par éléments finis d'un modèle numérique du système sol-pieu, en mettant l'accent sur différents paramètres supposés influencer le comportement de ce système.

De cette étude, on a pu retenir les points suivants :

Quand un pieu est sollicité Verticalement en tête, la plus grande valeur de déplacements localise au niveau de la tête, et ce quelque soit : la nature du sol (sable, argile ou multicouche), la loi de comportement avec laquelle ce sol est modélisé (élastique ou élastoplastique) ainsi que la charge appliquée.

Avec l'augmentation du chargement, les déplacements Verticaux en tête du pieu augmentent dans le cas du comportement élastique. Quoiqu'il soit clair que l'effet du chargement est largement plus ressenti dans le deuxième cas, et beaucoup plus en présence d'argile qu'en présence de sable.

Le comportement élastique est régi par les deux paramètres élastiques (E et ν), ce qui signifie que les déplacements diminuent avec l'augmentation des valeurs de ces paramètres. On a constaté, malgré ça, que les déplacements dans l'argile élastique sont un peu moins élevés que dans le sable élastique. Cette contradiction s'explique par le type de comportement des deux matériaux (sable : drainé et argile : non drainée).

Il a été constaté que la diminution du rapport d'élancement du pieu (L/d) engendre une diminution des déplacements Verticaux le long du pieu. Ceci s'explique par le fait que ce dernier, considéré dans cette étude comme flexible, encastré à sa base et libre en tête, se comporte en flexion (comportement non linéaire) qui dépend principalement de sa longueur L et de sa rigidité à la flexion E_p .

Un pieu est considéré rigide selon : son rapport d'élancement (L/d) et le rapport des modules (E_p/E_s).

L'effet du rapport d'élancement est nettement plus considérable dans le cas d'un sol élastoplastique, et se fait sentir plus pour l'argile que pour le sable

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Mme BENGRA. MR ZMALI, MR BOUDIA , Fondation Superficielles.

Meme MRABENT S.A, POLYCOPIE_BOUROKBABOUROKBA, Comportement à la rupture, Fondation Superficielles.

Reiffsteck P. (2010) Cour de fondation des ouvrages. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées Division Mécanique des Sols des Roches et de la Géologie de l'Ingénieur.

Frank R., (1999) Calcul des fondations superficielles et profondes, Techniques de l'ingénieur et Presses des Ponts et Chaussées, 141 pages.

www.cours-génie-civil.com.

GC - TECHNO BAT - G.O. – les fondations, page, 5.

Prof. Amar KASSOUL –UHBChef, Cours : Ossatures Bâtiment (2015/2016) , chapitre 2, les fondations , page 27.

Mme BOUROKBA MARABENT S. A. page, 34.

George, P.-L. and Borouchaki, H., *Triangulation* de Delaunay et maillage. applications aux éléments finis.. Hermes, Paris, première ed., 1997.

BAKOUR Azzeddine. (2008),« Comportement des fondations profondes sous charges : Aspects structuraux et géotechniques » Ecole de technologie supérieure montréal.

Lausanne. (2000) ,« Classification des pieux », Travaux de Fondation, Ecolepolytechnique fédérale de Lausanne.

MAGNAN J.P, MESTAT P. (1991) ,« Lois de comportement et modélisation des sols», Techniques de l'Ingénieur : traité Construction, PP C218-1 – C218-23.

BOUSQUET, P. Pieux et palplanches. Techniques de l'Ingénieur, traité construction C140, 32 pages.

BOWLES, JOSEPH.E.1997. Foundation analysis and design, 2d. New York ; Montréal ; Mc Craw- Hill, XIV, 750 pages.

FLEMING W.G.K., WELTMAN A.J., RANDOLPH M.F. et ELSON W.K. 1992. Piling engineering. Blackie and Son, London, second edition, 390 pages.

FRANK, R. 1995. Fondations Profondes. Techniques de l'Ingénieur, traité Construction C248, 46 pages.

FRANK, R.1999. Calcul des fondations superficielles et profondes.