

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

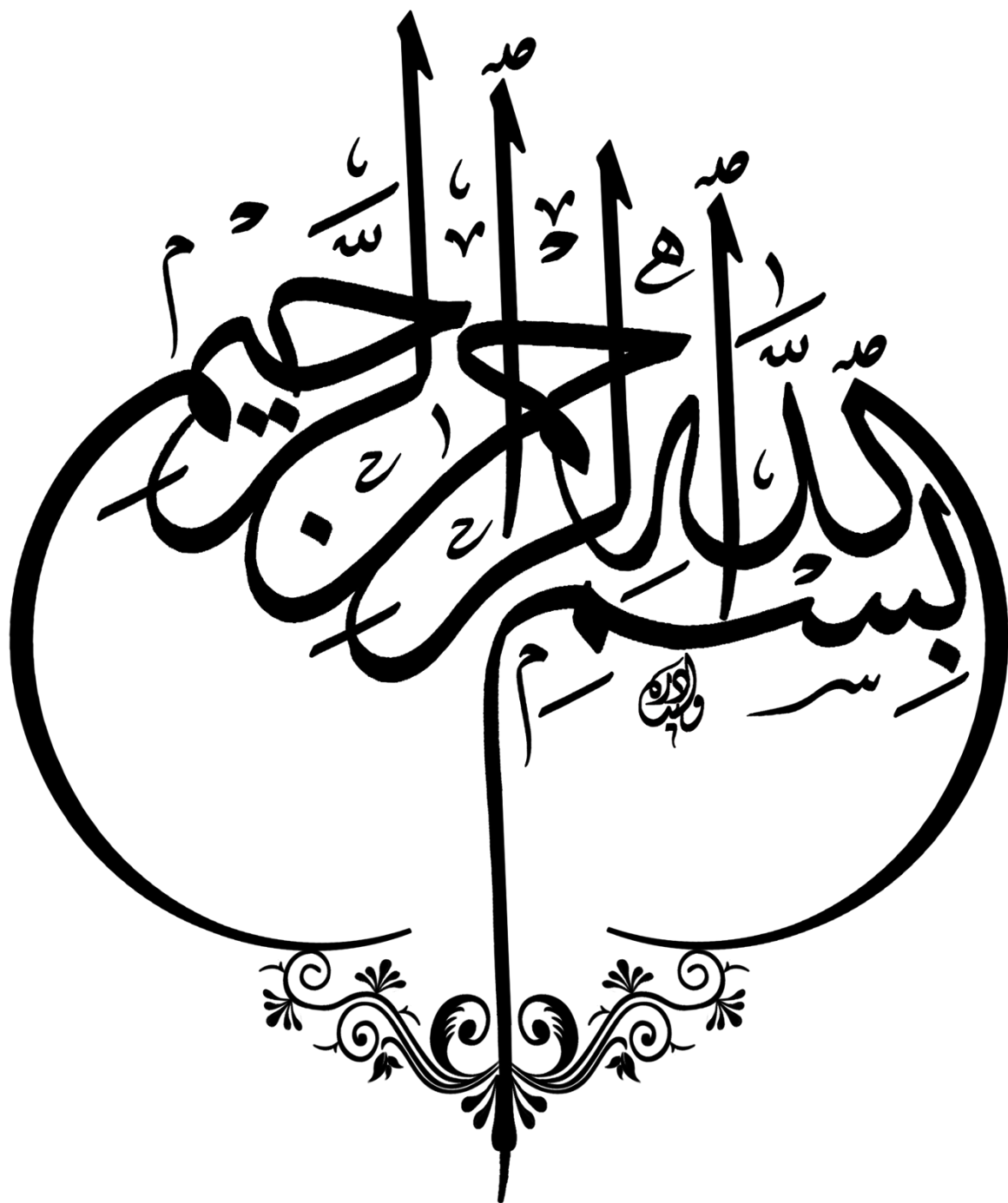
Option : GEOTECHNIQUE

Présenté par : ZAIDI Lina & SELATNIA Faiza

**Thème : MODELISATION D'UN PIEU PROFOND
SOUS CHARGEMENT AXIAL**

Sous la direction de : Dr. BENYAGHLA Hacene

Septembre 2020



Remerciements

Louange à **DIEU** seigneur de l'univers, pour nous avoir guidés durant toutes les années d'études et nous avoir donné la volonté, la patience et le courage pour terminer ce travail «Alahamde li ALLAH».

Ce travail a été réalisé au sein de Faculté d'Hydraulique et Génie Civil de l'**Université du 8 Mai 45 Wilaya de Guelma**.

Nous tenons à remercier notre encadreur Benyaghla Hacene pour nous avoir proposé un sujet intéressant 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. Nous le remercions aussi pour sa disponibilité et sa gentillesse.

Nous remercions vivement le président jury de ce mémoire et tous ceux qui ont accepté d'examiner ce travail.
Enfin, nous remercions tous les enseignants sans exception qui nous ont suivis pendant cinq ans.

Nous souhaitons également remercier nos collègues et amis avec qui nous avons passé des bons moments.

MERCI A TOUS...

Dédicace



Au nom de Dieu le clément et le miséricordieux

Tout d'abord je tien à remercier dieu le tout puissant.

Je dédie ce modeste travail à mon grand père Abed Aziz Zaidi, ma mère ainsi qu'à mon père. Ils ont su être à mes côtés dans les moments difficiles sans lesquelles je n'aurais pas abouti à ce stade dans mes études, ainsi que chaque instant de bonheur qu'ils m'ont procuré, fasse dieu que je puisse
les honorées.

Le projet de fin d'étude qu'on a l'honneur de présenté ici, a été exécuté et mené à bien grâce à la participation exceptionnelle de notre encadreur.

Mon frère : Djalil, que j'aime beaucoup.

A ma sœur : Amina : que j'aime beaucoup.

A toutes ma grande familles : ma tant Halima, qui m'a soutenu depuis tout le temps.

A toutes mes tantes, mes oncles et mes cousins.

Mes chères amies : Asma, Nesrine, Maya ...

A mon binôme Faiza qui était ma sœur durant tout le cycle d'étude.

A tous mes collègues et mes copains. A tous les enseignants de l'université 8 MAI 1945 en particulier les enseignants de département de génie civil.

« L'éducation est votre arme la plus puissante pour changer le monde. »

Nelson Mandela

Lina.

Dédicace



Je dédie cet humble travail avec grand amour :

A l'homme de ma vie mon exemple éternel, mon soutien moral, celui qui s'est toujours sacrifié pour ne voir réussir à toi mon père, décédé trop tôt. Que dieu t'accueille dans son vaste paradis

A la lumière de mes jours, la source de mes efforts, à qui je dois la vie : maman que j'adore

Je tiens à présenter mes reconnaissances et mes remerciements mon fiancé Salah qui m'a toujours poussé et motivé dans mes études.

Je voudrais remercier mes frères Soufien Chérif Walid Ghani Mouhamed Amin et mes sœurs Sabrina Chaima, ma tante, son mari et mes cousines Sihem, Houda, Ikram, Malek, Lodjain, Assil, Mouna, Imed, Michou

Qui m'ont soutenu tout au long de ce projet

A tous mes amis, tous mes professeurs.

A mon binôme Lina qui était ma sœur durant tout le cycle d'étude.

Et à toutes les personnes qui me sont chères

Faiza

RESUME

La bonne conception des fondations constituent des éléments très importants dans la sécurité et la durabilité des constructions en Génie Civil.

Lorsque le sol de fondation en surface n'a pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges, soit parce que sa résistance est faible, soit que les tassements résultants sont préjudiciables à la construction, on utilise les fondations sur pieux. Beaucoup d'ouvrages importants sont généralement fondés sur des pieux tels que: les ponts, les centrales nucléaires, les tours à grandes hauteurs, les fondations pour machines...etc.

Notre travail se focalise essentiellement sur: des généralités sur les fondations sur pieux; capacité portante des pieux sous chargement axial; modélisation numériques d'un pieu isolé; calculs.

Ce travail traite d'un problème d'interaction sol-structure concernant la détermination de la capacité portante (ou charge limite) des pieux par la méthode du calcul à la rupture; et plus précisément de développer l'approche cinématique dans le cas du critère de COULOMB. L'étude théorique ici présente, permet d'apporter une contribution dans la détermination de la charge limite sollicitant des pieux chargés verticalement en se limitant seulement à l'effet de pointe qui semble prédominant. L'outil théorique utilisé est le théorème cinématique de la théorie de l'analyse limite, en développant un modèle en trois dimensions.

Le calcul de la charge limite d'un pieu isolé par différentes méthodes (analyse limite (MatlabR2007b), Plaxis8.2 (2D), DTU 13.2).

Le logiciel Plaxis version 8.2 est un des logiciels utilisés classiquement dans la modélisation des problèmes en géotechnique. Le sol environnant le pieu est un sol sableux modélisé avec la loi de comportement Mohr-Coulomb. Le pieu est en béton doté d'une section circulaire est modélisé avec un comportement élastique.

Mots clés :

Fondation profonde, pieux, charge axiale, la charge limite, chargement statique, contrainte de pointe, frottement latéral, cinématique, analyse limite, plaxis.

ABSTRACT

The good design of the foundations constitutes one of the very important elements in the safety and the durability of the constructions in Civil Engineering.

When the surface foundation soil does not have sufficient mechanical properties to withstand the loads, either because its resistance is low or the resulting settlements are detrimental to construction, pile foundations are used. Many important works are generally based on piles such as: bridges, nuclear power plants, towers at great heights, foundations for machines ... etc.

Our work focuses primarily on: generalities on pile foundations; bearing capacity of piles under axial load; numerical modeling of piles; calculation.

This work deals with a soil-structure interaction problem concerning the determination of the bearing capacity (or limit load) of piles by the calculation method at failure; and more precisely to develop the kinematic approach in the case of the COULOMB criterion.

The theoretical study presented here makes it possible to make a contribution in the determination of the limit load requesting vertically loaded piles by limiting itself only to the peak effect which seems to be predominant. The theoretical tool used is the kinematic theorem of limit analysis theory, by developing a three-dimensional model.

Calculation of the limit load of an isolated pile by different method (limit analysis (MatlabR2007b), Plaxis8.2 (2D), DTU 13.2).

Plaxis version 8.2 software is one of the software conventionally used in the modeling of geotechnical problems. The soil surrounding the pile is a sandy soil modulated with the Mohr-Coulomb constitutive law. The pile is made of concrete with a circular section and is modeled with elastic behavior.

Keywords:

Deep foundation, axial load, limit load, Piles, loading static, constraint edge, lateral friction, kinematics, analysis limit, plaxis .

المخلص

يشكل التصميم الجيد للأساسات أحد العناصر المهمة للغاية في سلامة واستمرارية الإنشاءات في الهندسة المدنية.

عندما لا تحتوي تربة الأساس السطحي على خصائص ميكانيكية كافية لتحمل الأحمال، إما لأن مقاومتها منخفضة أو أن المستوطنات الناتجة ضارة بالبناء، يتم استخدام أساسات الخوازيق. تعتمد العديد من الأعمال المهمة بشكل عام على الركائز مثل: الجسور، ومحطات الطاقة النووية، والأبراج على ارتفاعات عالية، وأسس الآلات ... إلخ.

يركز عملنا في المقام الأول على: العموميات على أسس الخوازيق. قدرة تحمل الركائز تحت الحمل المحوري؛ النمذجة العددية للأكوام. عملية حسابية.

يتعامل هذا العمل مع مشكلة تفاعل بنية التربة فيما يتعلق بتحديد قدرة التحمل (أو الحد من الحمل) للأكوام من خلال طريقة الحساب عند الفشل؛ وبشكل أكثر دقة لتطوير النهج الحركي في حالة معيار COULOMB.

تجعل الدراسة النظرية المقدمة هنا من الممكن تقديم مساهمة في تحديد الحمل الأقصى الذي يطلبه الأكوام المحملة رأسياً من خلال قصر نفسها فقط على تأثير الذروة الذي يبدو أنه السائد. الأداة النظرية المستخدمة هي النظرية الحركية لنظرية تحليل الحدود، من خلال تطوير نموذج ثلاثي الأبعاد.

حساب الحمل الأقصى لكومة معزولة بطريقة مختلفة (تحليل الحد (MatlabR2007b)، Plaxis8.2 (D2)، DTU 13.2).

يعد برنامج Plaxis الإصدار 8.2 أحد البرامج المستخدمة تقليدياً في نمذجة المشكلات الجيوتقنية. التربة المحيطة بالكومة عبارة عن تربة رملية تم تعديلها وفقاً لقانون Coulomb-Mohr التأسيسي. الكومة مصنوعة من الخرسانة ذات مقطع دائري وتم تصميمها بسلوك مرن.

الكلمات المفتاحية:

الأساس العميق، الخوازيق، الحمل المحوري، الحمل المحدود، التحميل الثابت، الإجهاد النقطي، الاحتكاك الجانبي، الحركية، تحليل الحد، البلاكسيس.

Sommaire

Le titre	La page
Remerciements	
Dédicaces	
Résumé	
Sommaire	(I-VII)
Liste des figures	(VIII-XI)
Liste des tableaux	XII
Liste des indices	(XIII-XVIII)
Introduction générale	A
CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES FONDATIONS SUR PIEUX	
I. Généralités sur les fondations	2
I.1 Introduction	2
I.2 Définition	2
I.3 Choix de type de fondations	2
I.3.1 Fondations superficielles	3
I.3.2 Fondations semi profondes	4
I.3.3 Fondations profonde	5
I.3.3.1 Les différents types de fondations profondes	6
a) Les barrettes	6
b) Caissons	7
c) Puits	8
d) Les pieux	9
I.4 Généralité sur les pieux	9
I.4.1 Introduction	9

Sommaire

I.4.2 Définition	9
I.4.3 Classifications des pieux	10
I.4.3.1 Classification du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2006)	10
I.4.3.2 Classification selon le fascicule 62 et le DTU 13.2 (NF P 11-212)	11
I.4.3.2.1 Classification suivant les matériaux constitutifs	11
a) Bois	11
b) Métal (Acier)	12
c) Béton	12
d) Composite	12
I.4.3.2.2 Classifications Suivant le mode d'introduction dans le sol	13
a) Pieux battus	13
b) Pieux forés	13
c) Pieux excavés	13
d) Pieux vibrés	14
e) pieux vissés	14
f) Pieux enfoncés hydrauliquement	15
I.4.3.2.3 Classifications Suivant la mise en œuvre	15
a) Les pieux façonnés à l' avance	15
b) Les pieux exécutés en place	15
I.4.3.2.4 Classification suivant le mode d'exécution	16
a) Pieux refoulant le sol à la mise en place (pieux battus)	17
b) Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place (pieux forés)	21
I.4.3.3 Classification selon Terzaghi	25
I.4.3.3.1 Classification suivant le mode de fonctionnement	25

Sommaire

I.4.3.4 Classification selon l'Eurocode 7	26
I.4.4 Choix du type de pieu	26
I.5 Détermination du niveau d'assise de la fondation profonde	26
I.6 Conclusion	27
CHAPITRE II : CAPACITES PORTANTES DES PIEUX SOUS CHARGEMENT AXIAL	
II.1 Introduction	28
II.2 Capacité portante d'un pieu isolé sous charge axiale	29
II.2.1. Formule statique	30
a) Expression générale de la force portante Q_T	30
b) Calcul de la pression limite q_c sous la pointe	30
c) Calcul du frottement latéral Q_f	31
II.2.2 Remarque	33
II.3 Calcul de Q_L à partir de l'essai au pressiomètre	34
II.3.1 Calcul du terme de pointe	34
II.3.2 Calcul du frottement latéral Q_f	35
II.4 Calcul à partir de l'essai au pénétromètre	35
II.4.1 Calcul de la pression limite q_c sous la pointe	35
II.4.2 Calcul du frottement latéral q_f	36
II.5 Charge admissible nette Q_{ad} d'un pieu foré	36
II.6 Comportement d'un groupe de pieux	37
II.7 Effort horizontal et pieux inclinés	38
II.8 Tassement d'un pieu isolé	39
II.9 Justification et dispositions constructives	39
II.9.1 Capacité portante ou force portante	39

Sommaire

II.9.1.1 Force portante limite Q_L	39
II.9.1.2 Force portante admissible	40
II.9.2 Dimensions – inclinaison	40
II.9.2.1 Diamètre	40
II.9.2.2 Distance entre axes	40
II.9.2.3 Longueur	41
II.9.2.4 Inclinaison	41
II.10 Démarche à suivre pour une étude de fondations profondes	41
II.11 Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif	42
II.11.1 Hauteurs d'action du frottement négatif	43
II.12 Evolution de la résistance de pointe q_c en fonction de la profondeur	43
II.13 Conclusion	45
CHAPITRE III : MODELISATION NUMERIQUE D'UN PIEU ISOLE	
III.1 Introduction	46
III.2 Méthodes de calcul et d'étude des pieux	46
III.3 Analyse limite	47
III.3.1 Borne inférieur	47
III.3.2 Borne supérieur	48
III.4 Exposé de la méthode et choix de la configuration	49
III.4.1 Approche cinématique pour sol homogène	49
III.4.2 Mécanisme de rupture et hypothèse de calcul	49
III.5 Méthodes numériques	50
III.5.1 Généralités	50
III.5.2 Méthode des différences finies	51

Sommaire

III.5.3 méthode d'éléments finis	53
III.5.3.1 Présentation du code éléments finis PLAXIS	53
III.5.3.2 Présentation du logiciel	53
III.5.3.2.1 Fonction et domaine d'application	53
III.5.3.2.2 Les modèles des matériaux	54
a) Modèle élastique linéaire	54
b) Modèle de Mohr-Coulomb	54
III.5.3.3 Type de comportement des matériaux	56
III.5.3.4 Etape de modélisation	56
III.6 Présentation de logiciel Matlab	57
III.7 conclusion	59
CHAPITRE IV : CALCULS	
IV.1 Introduction	60
IV.2 calcul a rupture d'un pieu isolé par la théorie d'analyse limite	60
➤ Pieu lisse	60
IV.2.1 Choix du modèle (mécanisme) : frottement lisse $\delta = 0$	61
IV.2.2 Calcul la charge limite P	62
a) Surfaces latérales	62
b) Vitesse agissante sur le modèle (mécanisme)	63
c) Equation du travail : $\square = 0$	63
d) Equation Finale	64
IV.2.3 Résolution de l'équation d'équilibre	65
a) Surfaces latérales	65
b) Vitesse agissante sur le modèle (mécanisme)	66

Sommaire

c) Le poids	67
d) La charge extérieure P (Matlab)	68
e) Calcul selon le DTU pieu isolé.	70
• Commentaire	73
IV.3 Mécanisme de rupture en tridimensionnel avec surcharge.	74
IV.3.1 Introduction	74
IV.3.2 Résolution de l'équation d'équilibre	76
a) La charge extérieure P	76
IV.4 Calcul du frottement du pieux Sous chargement axiale en tridimensionnel	79
IV.4.1 Calcul analytique du frottement latéral	79
IV.4.2 Equation du travail	80
a) Forces extérieures	80
b) Travail des forces extérieures	81
c) Equation finale	81
IV.4.3 Résolution de l'équation d'équilibre	81
• Equation Finale calculé par Matlab	82
• Equation du frottement latéral s f calculé par Matlab et DTU de Caquot (1949)	83
IV.4.4 Résultats du modèle sans surcharge par rapport et au DTU Formule de Caquot(1949)	83
IV.5 Méthodes numériques	85
IV.5.1 PLAXIS	85
a) Saisie des données	85
b) Définition géométrique du modèle	87
c) Critère de Mohr-Coulomb	87
d) Maillage	89

Sommaire

e) Les conditions aux limites	90
f) Conditions initiales	90
g) Calculs	92
• Commentaire	94
IV.6 Conclusion	95
CONCLUSION GENERALE	96

Liste des figures

Le numéro	Le titre	La page
CHAPITRE I		
I.1	Technologie de construction	3
I.2	Différents types de fondations superficielles	4
I.3	Fondation semi- profonde	4
I.4	Schéma présentant les divers types de fondation selon la largeur et la hauteur d'encastrement (DTU 13.11, 1988).	5
I.5	Fondations des barrettes	6
I.6	Caissons	7
I.7	Puits avec une base élargi	8
I.8	Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D , mécanique D_e , la pointe du pieu, du fût du pieu et de la tête du pieu	10
I.9	pieux en bois	11
I.10	Groupe de pieux métallique en forme de H	12
I.11	pieux en béton	12
I.12	pieux vibrés avec base sur élargie en béton	14
I.13	Pieu a section vissés	14
I.14	classification des pieux	16
I.15	Les types des pieux suivant la mise en place dans le sol	16
I.16	Exemple d'utilisation pour consolider le remblai d'une route	17
I.17	pieux battu moulé	18
I.18	Profilés métalliques battus	18
I.19	Pieu vissé à pointe perdue Atlas	19
I.20	Pieu vissé de type Oméga à deux pas de vis ou un seul	19
I.21	Méthode de réalisation des colonnes ballastées	20

Liste des figures

I.22	Pieu foré à la boue	21
I.23	pieu foré tubé	22
I.24	Pieu Star sol de Sol étanche	23
I.25	Schéma d'un micro pieu de type IV	24
I.26	Classification suivant le mode de fonctionnement	25
CHAPITRE II		
II.1	Schéma de fonctionnement d'un pieu.	32
II.2	Pieu isolé sous charges latérales	39
II.3	Pieu incliné chargé axialement	39
II.4	Mécanismes du frottement latéral positif et négatif	43
II.5	Evolution de la résistance de pointe q_c en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu .C. Plumelle 2004).	45
CHAPITRE III		
III.1	Schéma représentant les liens entre les différentes approches d'étude du comportement des pieux.	48
III.2	Coupe du Mécanisme pour pieu lisse ($\delta = 0$), et diagramme des vitesses. Du premier modèle	52
III.3	Modèle en différences finies	54
III.4	Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.	56
III.5	Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	56
III.6	Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales.	57
III.7	Organigramme de la structure du Plaxis code.	59
III.8	Fenêtre principale de Matlab (version 7.5.0).	59
III.9	La fenêtre d'édition Matlab.	60

Liste des figures

CHAPITRE IV		
IV.1	Coupe du Mécanisme pour pieu lisse ($\delta = 0$), et diagramme des vitesses.	63
IV.2	Décomposition du mécanisme de rupture frottement lisse en 3D (selon Coulomb).	65
IV.3	calcul de la section par Matlab.	69
IV.4	exécution du résultat par Matlab.	69
IV.5	calcul de la vitesse par Matlab.	69
IV.6	exécution du résultat par Matlab.	70
IV.7	calcul du poids par Matlab.	70
IV.8	exécution du résultat par Matlab.	71
IV.9	Calcul de la charge limite P^{DTU} (Caquot-Kérisel) et calcul de la charge limite P par le modèle ($d < 0.3$ m) en fonction de la profondeur	74
IV.10	calcul de l'angle de frottement interne par la formule de Baligh (1975) en fonction de la profondeur.	74
IV.11	Calcul de la charge limite P^{DTU} (Caquot-Kérisel) et calcul de la charge limite P par le modèle ($d > 0.3$ m) en fonction de la profondeur.	76
IV.12	Coupe du Mécanisme pour pieu rugueux ($\delta = 0$), et diagrammes des vitesses avec chargement.	77
IV.13	Coupe du mécanismes sous chargement pour un pieulisse ($\delta = 0$) et diagramme des vitesses.	78
IV.14	Comparaison entre la charge limite P calculée par le modèle et la charge limite P^{DTU} calculée par Terzaghi, Caquot-Kérisel pour un angle de frottement $\phi = 40^\circ$ et un diamètre du pieu de 0.60m.	80
IV.15	Comparaison entre la charge limite P^{DTU} calculée par Terzaghi, Caquot-Kérisel pour un angle de frottement $\phi = 30^\circ$ et un diamètre du pieu de 0.045m.	81
IV.16	Bloc concerné par le frottement latéral.	82
IV.17	Comparaison du frottement latéral en fonction de la profondeur et de l'angle de frottement.	87
IV.18	calcul de la charge limite totale.	88
IV.19	Définition du sol : sol homogène.	88

Liste des figures

IV.20	caractéristiques générales du modèle.	89
IV.21	taille du maillage.	89
IV.22	Définition de la géométrie du pieu.	90
IV.23	Les paramètres du critère de Mohr-Coulomb (générale).	91
IV.24	Les paramètres du critère de Mohr-Coulomb.	91
IV.25	Paramètres avancés.	92
IV.26	Les paramètres du critère de Mohr-Coulomb.	92
IV.27	fenêtre des caractéristiques générales relative au pieu isolé.	92
IV.28	Maillage du problème.	93
IV.29	Valeur par défaut du module K0 selon la formule de Jacky.	94
IV.30	Contraintes initiales	94
IV.31	écran de fin de calcul.	95
IV.32	valeurs de déplacement imposé.	95
IV.33	valeur de la force axiale.	95
IV.34	bilan du calcul.	95
IV.35	Déplacement totale.	96
IV.36	le point A et B.	96
IV.37	Courbe charge – déplacement au point A et B.	97

Liste de tableaux

numéro	Le titre	La page
CHAPITRE I		
I.1	Classification des pieux (Adapté de MCIF, 2006).	10
I.2	Choix du type de pieux selon la nature du sol	11
CHAPITRE II		
II.1	Valeurs maximales du coefficient 13 pour quelques pieux	33
II.2	Valeurs de K pour quelques pieux en fonction de φ	33
CHAPITRE IV		
IV.1	Valeurs des paramètres A et B	64
IV.2	Valeurs de la charge limite calculée par le modèle P et P^{DTU} Et l'angle de frottement interne	73
IV.3	Valeurs de la charge limite calculée par Matlab P et la charge limite calculée P^{DTU}	75
IV.4	Valeurs de la charge limite calculée par le modèle P et la charge limite PDTU calculée pour $\varphi=45^\circ$ et un diamètre (d) de pieu de 0.6m.	79
IV.5	Valeurs de la charge limite calculée par le modèle P et la charge limite PDTU calculée pour $\varphi=30^\circ$ et un diamètre (d) de pieu de 0.045m.	81
IV.6	Calcul du frottement latéral en fonction de la profondeur par le modèle et la formulation de Caquot (1949).	86
IV.7	Calcul de la charge limite totale.	87
IV.8	Paramètres physiques du sol	91

Liste d'Abréviations, Symbols et Unites utilisée

Abréviations	
MCIF	Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations.
DTU	Document Technique Unifié.
ELU	Etat Limite Ultime.
ELS	Etat Limite de Service.
MC	modèle de Mohr-Coulomb
Symboles	
A	aire de la section droite de la pointe du pieu en [m ²]
B	largeur d'une fondation [m].
D	profondeur de la base de fondation par rapport au terrain naturel.
D	La longueur de pieu en[m]
D	profondeur d'encastrement
D_c	profondeur critique.
D_e	hauteur d'encastrement mécanique
B	Largeur de la semelle
K_p	Facteur de portance préssiométrique.
h	hauteur de la semelle en [m]
Q_c	force de pointe sous le pieu [KN]
Q_s	force de frottement le long de la surface latérale de pieu [KN]
C_e	Le coefficient d'efficacité du Groupe
L	la longueur du pieu
P_i	périmètre de l'élément de fondation.

Liste d'Abréviations, Symbols et Unites utilisée

h	hauteur de l'élément de fondation sur laquelle agit le frottement négatif.
<i>h</i>	Longueur d'ancrage.
Qc	Effort de pointe.
Qf	Effort de frottement latéral.
QT	La charge portante totale
Q_{ad}	La charge admissible
Q_{pv}	La force portante verticale.
Q_l	Capacité portante ou pression limite du pieu en kn
Q_{fi}	Frottement latéral unitaire de la couche <i>i</i> en <i>kPa</i>
n	Nombre de couches traversées par le pieu.
P	Périmètre du pieu en <i>m</i>
A	Section droite du pieu en <i>m</i> ² .
h_i	Epaisseur de la couche <i>i</i> en <i>m</i>
q_d	Le frottement latéral unitaire
q_c	Capacité portante brute sous la pointe en <i>kPa</i> .
r	Rayon
qd	La capacité portante brute
D_e	L'ancrage critique
B	Coefficient réducteur
Cu	La cohésion non drainé du sol
σ_v'	Contraintes effectives vertical
σ_h'	Contraintes effectives horizontale
K	Coefficient de poussé du sol sur le pieu
φ_a	L'angle de frottement sol-pieu

Liste d'Abréviations, Symbols et Unites utilisée

<i>P_{le}</i>	La pression limite
<i>p₀</i>	La pression horizontale totale de terre
<i>q₀</i>	La pression verticale totale de terre
<i>k</i>	Facteur de portance.
<i>q_c</i>	La résistance de pointe du pénétromètre statique.
<i>Q_p'</i>	Force portante nette à la pointe du pieu.
<i>n</i>	Nombre de rangées de pieux suivant le plus petit côté.
<i>m</i>	Nombre de pieux par range.
<i>B</i>	Dimension du pieu ou diamètre
<i>L</i>	Entraxe des pieux d'une même range.
<i>f</i>	Coefficient d'efficacité.
<i>Q_l'</i>	La charge portante limite d'un pieu du groupe
<i>N</i>	Le nombre de pieux du groupe
<i>S_{ref}</i>	La valeur limite du tassement
<i>ple*</i>	pression limite nette équivalente
<i>Pl₁</i>	Valeur de Pl mesuré à un niveau situé à un diamètre au-dessus du niveau de la base de la fondation
<i>Pl₂</i>	Valeur de Pl mesurée au niveau de la base
<i>Pl₃</i>	Valeur de Pl mesurée sous la base à une profondeur d'un diamètre de la fondation
<i>P</i>	Le périmètre du pieu
<i>c</i>	Cohésion effective du sol
<i>E</i>	Module d'élasticité
<i>f_p</i>	frottement latéral positif
<i>f_n</i>	frottement négatif
<i>S_s</i>	terrain médiocre qui tasse

Liste d'Abréviations, Symbols et Unites utilisée

N_γ, N_q, N_c	terme de portance (de surface, de profondeur, de cohésion)
p_{max}^{res}	Charge résistance Maximale correspondante
S	surface de contact fût du pieu –sol
S₁, S₂, S₃, S₄, S₅	Surface latérale de glissement
V_i	Vitesse de déplacement du bloc du sol
V_{ij}	Vitesse relative de déplacement du bloc du sol
W₁, W₂, et W₃	Poids des blocs du mécanisme
α	angle d'inclinaison des surfaces de discontinuité
β	angle d'inclinaison des surfaces de discontinuité
δ	angle d'obliquité de la butée par rapport au fût du pieu
δ	angle de frottement de l'interface
θ	angle d'inclinaison des surfaces de discontinuité
σ	contrainte normale
τ	contrainte de cisaillement
Ω	angle d'inclinaison des surfaces de discontinuité
φ	Angle de frottement interne
Φ	Diamètre du pieu
P [KN/m²]	Pression latérale
S_s [m]	Tassement
u [KN/m²]	Pression interstitielle
ε [-]	Déformation
ν [-]	Coefficient de Poisson
ρ [Kg/m³]	Masse volumique
γ_d [KN/m³]	Poids volumique total

Liste d'Abréviations, Symbols et Unites utilisée

γ_h [KN/m ³]	Poids volumique sec
γ_s [KN/m ³]	Poids volumique des particules
γ_w [KN/m ³]	Poids volumique de l'eau
γ_{sat} : [KN/m ³]	Poids volumique de sol à l'état saturé
Ψ [°]	Angle de dilatance
σ' : [KN/m ²]	Contrainte effective
E [KN/m ²]	Module de déformation linéaire (Module d'Young)
E	Espacement entre pieux [m]
E _s	Module d'élasticité du sol [kPa]
E _p	Module d'élasticité du pieu [kPa]
I _p	Moment d'inertie de la section transversale du pieu [m ⁴]
Unités utilisées	
Forces et charges	t ; t/m ; t/m ²
Poids volumique	t/m ³
Contraintes et résistances	MPa = N/mm ²
Moments	t.
Mm	Millimètre.
cm	Centimètre.
M	Mètre.
KN/m²	Kilo newton par mètre carré. (KPa: Kilo pascal).
KN/m³	Kilo newton par mètre cube. m/jour : Mètre par jour.
°	Degré.
Mots clés	
Capacité portante, fondation profonde sur pieux, charge axiale, matlab, plaxis.	

Liste d'Abréviations, Symbols et Unites utilisée

NOTATION	
P (<i>P_{ext}</i>)	Charge extérieure
<i>P_{res max}</i>	Charge résistance Maximale correspondante
δ	angle d'obliquité de la butée par rapport au fût du pieu
φ	Angle de frottement interne
B	Diamètre du pieu
H	Hauteur du pieu
V0, V01, V1, V12, V2	Vitesse de déplacement
W1, W2, et W3 :	Poids des blocs du mécanisme
P	Charge de confinement
S	surface de contact fût du pieu –sol
S1, S2, S3, S4, S5	Surface de glissement
<i>p^{DTU}</i>	charge calculée par le DTU
c	Coefficient de cohésion interne
σ_n	Contrainte normale
σ_0	Contrainte normale de référence
<i>f_S^{DTU}</i>	Force de frottement calculé par le DTU
<i>f_s</i>	Force de frottement calculé par le modèle(MATLAB)
<i>K_{py}</i>	Coefficient de butée
Pc	Contrainte de pointe
Pf	Contrainte de frottement

INTRODUCTION GENERAL

La fondation est la partie la plus importante d'une construction. Elle a pour rôle de supporter et de transmettre les charges de la superstructure au sol d'assise. Ainsi, pour une bonne tenue de l'ouvrage, le sol doit être en mesure de supporter les charges qui lui sont transmises.

Les ouvrages de génie civil sont souvent réalisés sur des sols de différentes qualités. Lorsque la qualité de ces sols est médiocre, les ingénieurs optent pour des fondations profondes pour accéder aux couches de sols offrant une meilleure portance. Parmi celles-ci, les fondations sur pieux constituent une solution souvent préconisée en construction.

Le comportement des fondations profondes est un problème d'interaction sol-structure. En effet, la transmission des efforts de la superstructure vers le sol se fait à travers l'interface (sol-structure).

Dans notre étude nous avons souligné le comportement d'un pieu soumis aux charges axiales.

Le but de notre travail est de calculer la charge limite d'un pieu isolé par différentes méthodes (analyse limite (MatlabR2007b), Plaxis8.2, DTU 13.2).

Ce mémoire est organisé autour de quatre chapitres et une conclusion générale:

1. Le premier chapitre évoque les éléments de base dont la classification des pieux, les principes de fonctionnement des pieux.
2. Le deuxième chapitre est dédié au comportement d'un pieu isolé sous charges axiales.
3. Le troisième chapitre est une étude de la modélisation numérique des pieux par la théorie de l'analyse limite.
4. Le quatrième chapitre présente un calcul de la charge limite d'un pieu isolé par la méthode d'analyse limite (matlabR2007b), Plaxis8.2 et le DTU 13.2 et une comparaison entre les différents calculs est effectuée.
5. Commentaire et conclusion générale.

CHAPITRE I:
GENERALITES SUR LES FONDATIONS
SUR PIEUX

I. Généralités sur les fondations :

I.1 Introduction :

Projeté un ouvrage quelconque sur tous types de fondations est l'une des plus anciennes activités des travaux publics. Le problème posé est la portance du sol et donc un problème de géotechnique. (Amirouche M., et Bougurnoun O., 2017).

Les fondations sont les éléments principaux de l'infrastructure d'un ouvrage. Leur fonction principale est de porter et d'ancrer la superstructure d'un ouvrage, et de transmettre ainsi en toute sécurité ses charges au sol.

Selon la capacité portante du sol à supporter l'ouvrage (bâtiments, usines, barrages, ponts.....etc.), les fondations peuvent être : Superficielles, semi-profondes, ou profondes. (CHEKROUN L., 2013)

Le travail de notre mémoire et de décrire les différentes familles de fondations (superficielles, semi profonde et profondes) et de présenter un calcul d'une fondation profonde sous actions d'un chargement quelconque. Ce calcul sera numérique basé sur une modélisation d'une fondation profonde en utilisant la théorie de l'analyse limite et la méthode des différences finis : Matlab,Plaxis 8.2.

I.2 Définition :

Un ouvrage quelle que soient sa forme et sa destination, prend toujours appui sur un sol d'assise. Les éléments interface sol-ouvrage sont les fondations. Leurs principale rôle est de transmettre les charges de l'ouvrage en toutes sécurité. (Amirouche M., et Bougurnoun O., 2017).

I.3 Choix de type de fondations :

Une fondation est une structure qui permet de transférer les charges de l'ouvrage sur le sol sans provoquer des désordres importants dus aux tassements instantanés est différentiels.

Pour choisir le type de fondations d'un ouvrage, il est nécessaire d'avoir une étude géotechnique du sol (l'angle de frottement, la cohésion, présence de nappe).

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

- La nature de la structure ;
- Les charges appliquées de la structure ;
- Les caractéristiques physico-mécaniques du sol du site. (Boumaza N., et KHebbab M., 2015).

I.3.1 Fondations superficielles :

On désigne par fondation la partie enterrée d'un ouvrage, conçu pour transmettre au sol les charges provenant de l'ouvrage. Lorsque les caractéristiques physico-mécaniques du sol sont acceptables, c'est-à-dire capable de supporter l'ouvrage aux alentours de la surface de sol en utilise une fondation superficielle (**Figure I.1**).

La profondeur minimum pour assurer un encastrement efficace est défini par la réglementation en vigueur $D < 4$ ou 5 fois la largeur.

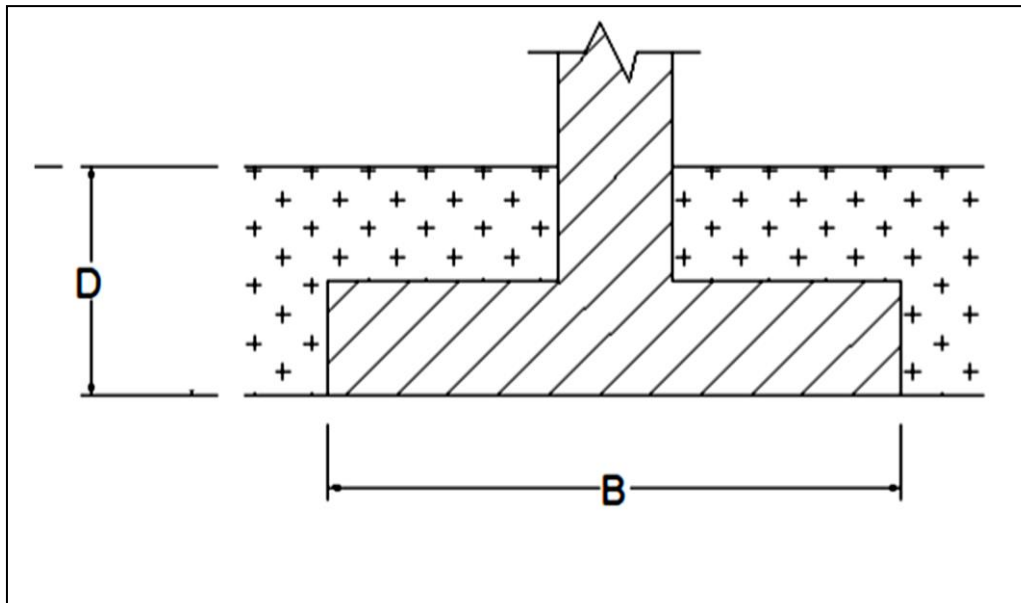


Figure I.1 : Technologie de construction.

On distingue trois catégories de fondations superficielles (**Figure I.2**) :

- a) Les semelles isolées, de section carrée, circulaire ou rectangulaire et supportant des charges ponctuelles.
- b) Les semelles filantes dont la longueur est très grande par rapport à la largeur et supportant un mur ou une paroi.
- c) Les radiers ou dallage, de grandes dimensions et occupant la totalité de la surface de la structure. Ils ont une épaisseur h dictée par la descente des charges et le calcul béton armé. (Berkane A., 01-01-2017)

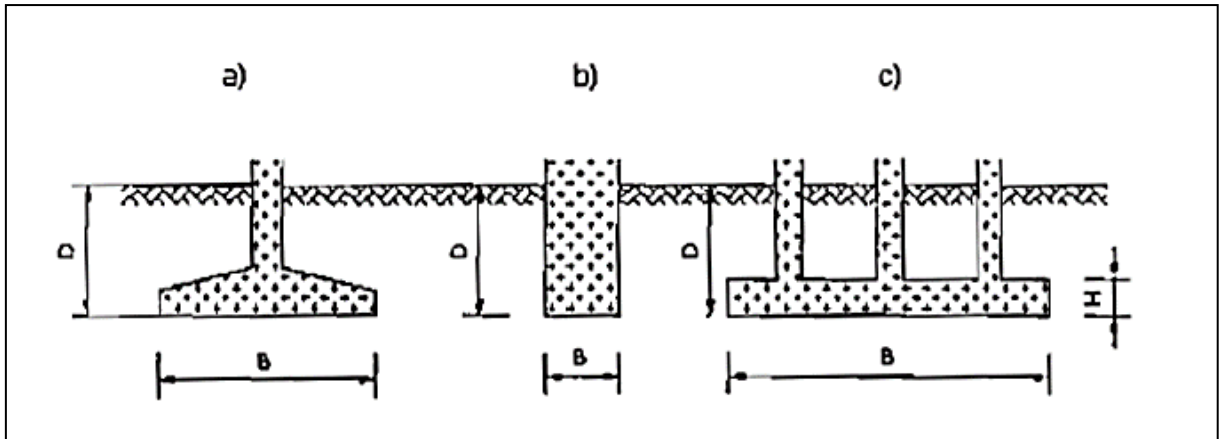


Figure I.2 : Différents types de fondations superficielles.

I.3.2 Fondations semi profondes :

Une fondation semi-profonde est un ouvrage ponctuel, généralement en béton armé qui permet de transmettre les charges d'une structure d'un ouvrage, dans le sol, à une profondeur d'environ 3 à 6 m.

Ce type de fondations est utilisé lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires.

Ce type de fondation permet aussi de se prémunir contre le phénomène de gel et de dégel des sols, pour les pays froids. Il n'y a pas de méthode de calcul propre à cette catégorie de fondations qui constituent des cas particuliers. Leur calcul est adapté, suivant le cas : fondations superficielles, ou fondations profondes (Figure I.3). (Boumaza N., et KHebbab M., 2015).

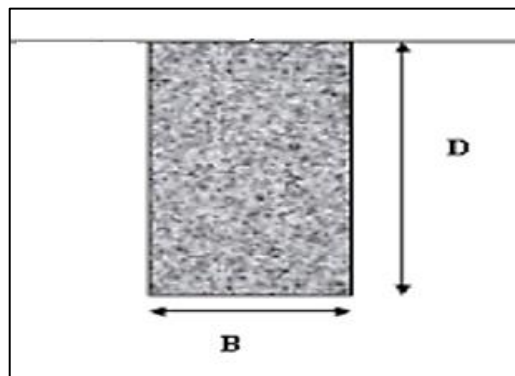


Figure I.3 : Fondation semi-profonde.

I.3.3 Fondations profonde :

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter depuis la surface les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Dans ces conditions, il faut rechercher le terrain résistant à une certaine profondeur. Deux cas sont possibles en fonction de type de fondation profonde : pieux travaillant en pointe et au frottement et pieux travaillant uniquement en pointe. Dans certains cas des pieux flottant peuvent être utilisé dans des sols de très mauvaise portance dont nous ne les prendront pas en charge dans ce travail.

1. Les sondages indiquent qu'à une profondeur accessible, on trouve une couche de terrain ayant une bonne résistance, dans ce cas on réalise des pieux qui seront enfoncés à travers les mauvais terrains jusqu'au bon sol ;
2. Les sondages montrent que les couches compressibles existent sur une grande hauteur et que le bon sol est pratiquement inaccessible, on devra admettre que seule la résistance au frottement empêche l'enfoncement des pieux et ces derniers devront avoir une longueur telle que cette résistance soit suffisante.

On définit une fondation profonde en fonction du rapport entre l'encastrement D et la base B . Celle-ci doit être est supérieur à 10.

La fondation est dite profonde si : $D/B > 6$ et $D > 3m$ selon (DTU 13.11, 1988). (Berkane A., 01-01-2017)

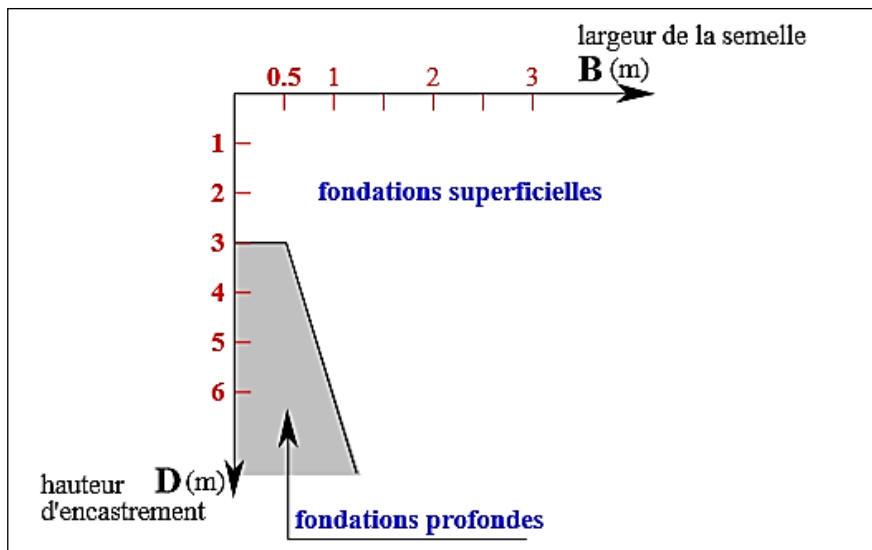


Figure : I.4 : Schéma présentant les divers types de fondation selon la largeur et la hauteur d'encastrement (DTU 13.11, 1988).

I.3.3.1 Les différents types de fondations profondes :

Pour atteindre le substratum résistant ou la couche de sol d'ancrage, on réalise, soit des puits relativement peu profonds, soit des pieux ou soit des barrettes, qui sont les types de fondation profonde existante.

a) Les barrettes :

On a vu que la technique des puits est limitée notamment par le rayon d'action des engins de terrassements. Afin d'étendre cette technique, des engins spéciaux ont été construits. Ces engins permettent la réalisation d'excavations de petites sections (largeur 50 à 120 cm) jusqu'à des profondeurs importantes (plusieurs dizaines de mètres). On parle alors de barrettes. Ce dispositif permet de reporter les charges de fondations directement sur un bon sol exactement suivant le schéma des puits. La totalité de la charge est transmise par la base de la barrette.

Les dimensions habituelles des barrettes sont de l'ordre de 2,5 m x 1 m. Elles peuvent être groupées afin d'augmenter la capacité portante. La capacité portante d'une barrette peut atteindre plusieurs centaines de tonnes (**Figure I.5**). (Makori Alkali A., et KHaroubi I., 2017p19)

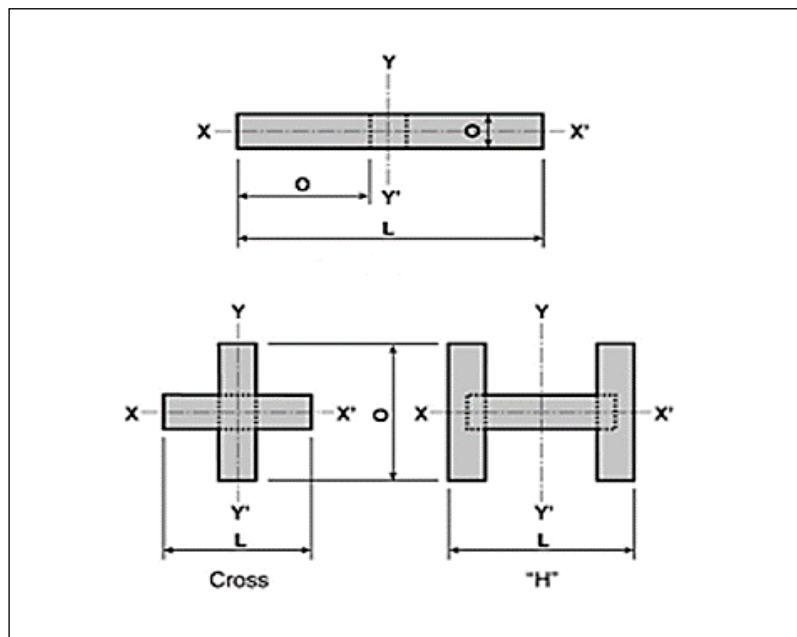


Figure I.5 : Fondations des barrettes.

b) Caissons :

Les dimensions D et H sont de quelques mètres pour les ouvrages courants et peuvent atteindre plusieurs dizaines de mètres pour certains ouvrages exceptionnels. Les caissons sont des prismes creux, généralement en béton armé, descendus à leur niveau d'assise selon des techniques variées tenant compte de la nature des terrains, de la présence de nappe, etc....

Ces fondations à grande surface d'appui permettent d'asseoir des ouvrages très lourds sur des terrains de qualité limitée. Le frottement latéral n'intervient pas de façon appréciable dans la force portante de ces ouvrages massifs et le plus souvent, il n'est pas pris en compte dans le calcul. Le frottement latéral des terrains représente toujours une gêne pour leur mise en place. C'est ainsi que, pour que le fonçage soit possible, on doit souvent alourdir le caisson. En effet à partir d'une certaine profondeur, le frottement latéral du terrain sur la paroi devient supérieur au poids propre du caisson. On s'efforce aussi de réduire ce frottement en lissant au mieux la paroi externe et en la recouvrant d'enduits favorisant son glissement contre le terrain ceci explique notamment pourquoi le frottement latéral n'est pas pris en compte dans le calcul de la force portante. Les caissons sont fréquemment utilisés dans lestravaux enrivière (piles de ponts, de quais), ou à la mer (murs de quais) et, plus généralement, pour la fondation de machines ou d'ouvrages très lourds (**Figure I.6**). (Boumaza N., et KHebbab M., 2015)

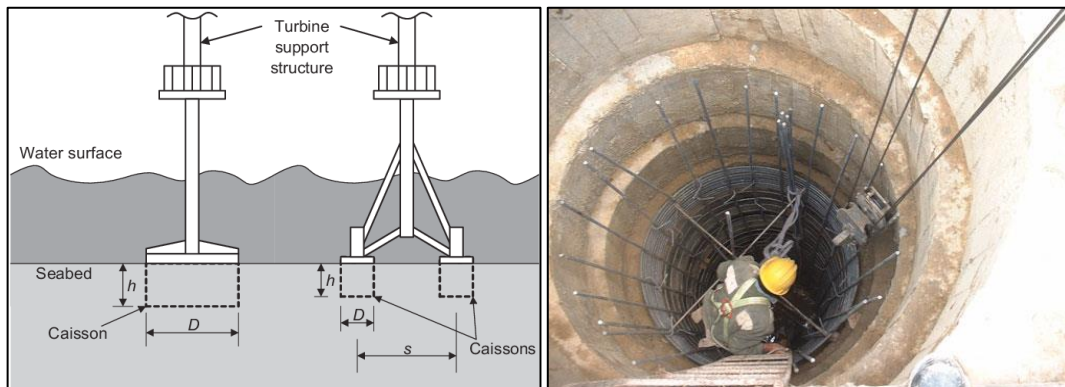


Figure I.6 : Caissons.

c) Puits :

Pour un sol d'assise stable en faible profondeur compris entre 3 et 8 m, les puits sont la technique de fondation recommandée. Les puits se placent au limite de deux domaines de fondations. Ils se rattachent, par le principe de réalisation, aux fondations profondes, mais sont généralement calculés suivants les règles des fondations superficielles. Les puits sont creusés à l'aide d'une pelle mécanique ou d'une benne preneuse, pour le réglage du fond il est nécessaire de procéder à une intervention manuelle. Selon la qualité des sols le blindage peut être prévu, provisoire (bois ou cercle métallique) ou définitifs (viroles en béton) pour soutenir les parois de forage.

- La section des puits est très variable : circulaire, carrée, rectangulaire, semi-circulaire, en angle...etc ;
- Les puits de section circulaire ont un diamètre supérieur ou égal à 1.20m ;
- Les puits de section quelconque ont une largeur minimale de 0.80m et une section minimale de 1.1m² ;
- La force portante des puits est fonction de leur section ;
- Leur profondeur est limitée par les conditions d'exécution en ce qui concerne les puits manuels (problèmes de ventilation, venues d'eau) ou par la capacité des engins de terrassement (pelle mécanique, tarière gros diamètre, ...) ;
- Ils peuvent être munis d'une base élargie (voir **figure I.7**) qui ne peut être réalisée que dans les sols de cohésion suffisante, car son blindage est impossible. Le diamètre de la base élargie est limité au double du diamètre du puits. (Makori Alkali A., et KHaroubi I., 2017 p19)

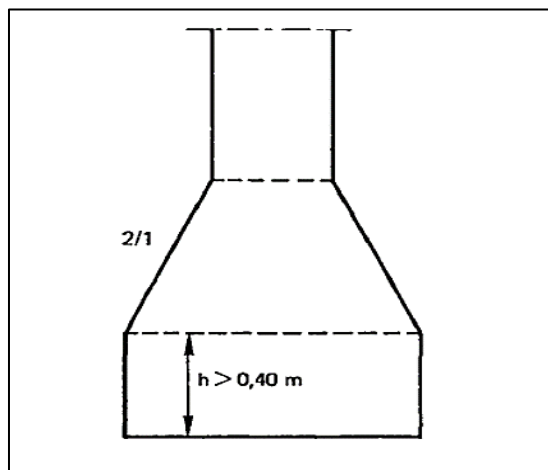


Figure I.7 : Puits avec une base élargi.

d) Les pieux :

Les pieux sont des éléments structuraux minces ancrés dans le sol. Le rôle principal des pieux est de transmettre les charges en profondeur. Ils sont mis en place soit par fonçage ou par battage.

Les pieux sont des fondations profondes creusées mécaniquement, prenant appui sur un sol situé à une profondeur pouvant aller de 6 à 20 m et plus. La section la plus courante d'un pieu est le cercle. Les diamètres peuvent varier de 0,10 à 1.60 m et plus. Les autres sections possibles des pieux sont des carrés et des polygonal (pieux préfabriqués), et rectangulaire (les barrettes).

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:

- Si $D/B \leq 4$ à 5 la fondation est dite superficielle;
- Si $D/B \geq 10$ la fondation est dite profonde;
- Si $4 \leq D/B \leq 10$ la fondation est dite semi-profonde. (Boumaza N., et KHebbab M., 2015)

I.4 Généralités sur les pieux :

I.4.1 Introduction :

Les ouvrages de génie civil sont souvent réalisés sur des sols de différentes qualités. Lorsque la qualité de ces sols est médiocre, les ingénieurs optent pour des fondations profondes pour accéder aux couches de sols offrant une meilleure portance. Parmi celles-ci, les fondations sur **pieux** constituent une solution souvent préconisée en construction. (Makori Alkali A., et KHaroubi I., 2017)

I.4.2 Définition :

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.

Les trois parties principales d'un pieu sont la tête, la pointe et le fût qui est 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.

D'un point de vue mécanique on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e . Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversé, par le pieu (**Figure I.8**). (Berkane A., 2017).

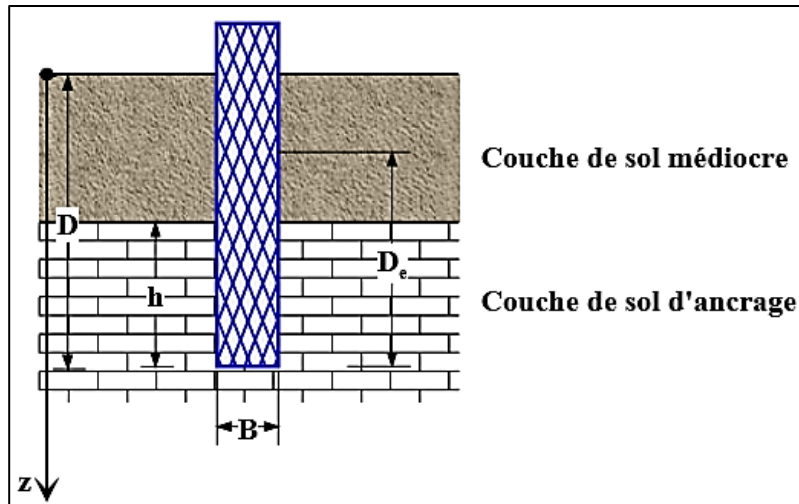


Figure I.8 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D , mécanique D_e , la pointe du pieu, du fût du pieu et de la tête du pieu.

I.4.3 Classifications des pieux :

Les pieux peuvent être classés de différentes façons selon les paramètres d'intérêt.

I.4.3.1 Classification du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2006)

Le Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2006) classe les pieux selon plusieurs paramètres qui sont regroupés dans le tableau I.1 ci-dessous :

Tableau I.1: Classification des pieux (Adapté de MCIF, 2006).

Classification selon	Type de pieu
Mode d'installation	battu, foré, tube, vissé, moulé
Nature de matériau	acier, béton, bois, béton précontraint
Géométrie et forme	vertical (section variable ou uniforme, base élargie), incliné
Rigidité	long (flexible), court (rigide)
Type de structures	tour, machinerie, bâtiment
Déplacement du sol	subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement
Mode de fonctionnement	friction, pointe

Les dimensions et le type de pieu sont déterminés selon la nature du sol (Tableau I.2). Pour les pieux construits sur place ou préfabriqués, ils sont généralement déterminés à partir

CHAPITRE I : GENERALITES SUR LES FONDATIONS SUR PIEUX

de considérations économiques et pratiques. Le choix du type de pieu est également dicté par l'importance de la structure à supporter. (Makori Alkali A., et KHaroubi I., 2017)

Tableau I.2: Choix du type de pieux selon la nature du sol.

Nature du sol	Type de pieux	Références
Sol pulvérulent lâche	Pieu conique pour augmenter le frottement latéral	Hannigan et al. 1998
Dépôt d'argile molle profonde	Pieu en béton à surface rugueuse pour augmenter l'adhésion et la vitesse de dissipation de pression interstitielle	Hannigan et al. 1998
Sable lâche profond ou moyen dense	Section métallique type H-Pieu	Tomlinson, 1987
Dépôt de gros gravier	Pieu en béton précontraint dans le cas d'un battage prévu difficile. Section métallique type H-P et tubulaire à base ouverte sont utilisés mais souvent avec des longueurs plus longues	Hannigan et al. 1998

I.4.3.2 Classification selon le fascicule 62 et le DTU 13.2 (NF P 11-212) :

I.4.3.2.1 Classification suivant les matériaux constitutifs:

a) Bois :

Les pieux en bois sont très peu utilisés au Canada et dans les pays Nordiques. On utilise les conifères traités dont la section est variable. Ils sont utilisés même comme pieux flottants dans l'argile (**Figure I.9**). (Nouis N., 2015., p 4)



Figure I.9: pieux en bois. (Mouffok M., 2013., p83)

b) Métal (Acier) :

Ce sont surtout des profilés en H ou encore des sections évidées (carrées ou circulaires). Ils sont enfoncés par battage ou par vibration (**Figure I.10**). (Nouis N., 2015., p 5)



Figure I.10 : Groupe de pieux métallique en forme de H. (Mouffok M., 2013 ., p72)

c) Béton :

Il existe des pieux en béton qui peuvent être enfoncés par battage (exemple : pieux Hercules). Ces pieux sont préfabriqués par sections de différentes longueurs et ils sont vissés les uns aux autres figure 1.13. Les pieux en béton sont le plus souvent coulés sur place avec un béton ordinaire. Les pieux à base élargie sont confectionnés avec un béton sec battu à l'aide d'un marteau (**Figure I.11**). (Nouis N., 2015., p 5)



Figure I.11: pieux en béton. (Mouffok M., 2013 ., p82)

d) Composite :

Ce sont habituellement des tubes en acier remplis de béton. (Nouis N., 2015 ., p 5)

I.4.3.2.2 Classifications Suivant le mode d'introduction dans le sol :

Aujourd'hui, les moyens pour installer des pieux se sont développés pour combler de nouveaux besoins. On peut distinguer six techniques (**Tableau I.3**) :

- Les pieux battus ;
- Les pieux excavés ;
- Les pieux forés ;
- Les pieux vibrés ;
- Les pieux vissés ;
- Les pieux enfoncés hydrauliquement.

a) Pieux battus :

Le principe des pieux battus est celui du marteau et du clou. Le marteau frappe le clou pour l'enfoncer. Quand le clou est presque perdu dans le sol, on rajoute un autre clou au-dessus. Le marteau frappe sur le nouveau clou et celui-ci cogne sur l'ancien clou. On rajoute des clous un par-dessus l'autre jusqu'au moment où il n'y a plus d'enfoncement. Le pieu atteint ce qu'on appelle « le refus ». Il refuse de s'enfoncer plus profondément.

b) Pieux forés :

Les pieux forés sont légèrement différents du principe des pieux excavés. C'est-à-dire, on enlève la terre et/ou le roc juste assez pour y insérer un pieu tubulaire d'acier sans toutefois remettre la terre autour. On peut remplir les espaces vides avec du béton et ainsi sceller le puits de forage. Les techniques de forage sont basées sur l'exploitation des ressources naturelles. Ces techniques demandent du temps, des machines puissantes et de la main-d'œuvre qualifiée. Si le pieu est foré dans le roc, il a l'avantage d'avoir un ancrage exceptionnel s'il est accompagné de béton. Ces pieux sont idéaux pour l'utilisation de pieu en traction, c'est-à-dire que l'on peut tirer sur le pieu sans qu'il arrache. Par contre, étant donné que les puits de forage sont petits, il n'est pas possible d'y insérer toutes les grosseurs de pieux. Donc, ils sont limités en capacité de supporter des charges importantes. Exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique.

- Foré simple ;
- Foré tubé ;
- Foré boue ;
- Vissé moulé ;
- Injecté à haute pression.

c) Pieux excavés :

Pour les pieux excavés, le principe est d'enlever la terre, installer le pieu, et ensuite remettre la terre autour. Ce pieu n'a pas atteint le refus donc il ne devrait pas être utilisé pour supporter des charges importantes. (Souvent, ces pieux servent à l'installation d'un poteau ou le pieu lui-même est un « sonotube » rempli de béton armé).

d) Pieux vibrés :

Les pieux vibrés utilisent une tête de fonçage qui fait vibrer le pieu. Ces pieux doivent être en acier pour transmettre la vibration. La vibration fait dissiper la terre à la pointe du pieu. Cette technique s'applique bien quand le sol est mou (ex. sol marécageux). Dès que le pieu atteint un sol plus dense, il va atteindre un refus prématuré. Ce type de pieu fonctionne bien s'il est ancré par friction. C'est-à-dire, qu'en laissant dormir le pieu pendant au moins sept jours, le sol va se recoller sur les parois extérieures du pieu. Il devient apte à recevoir un essai de chargement afin de vérifier l'adhérence du sol sur les parois latérales du pieu. Ceci dit, ce n'est pas tous les types de sol qui permettent une adhérence. Par exemple, un pieu enfoncé dans du sable n'aura jamais d'adhérence respectable sur les parois extérieures du pieu.

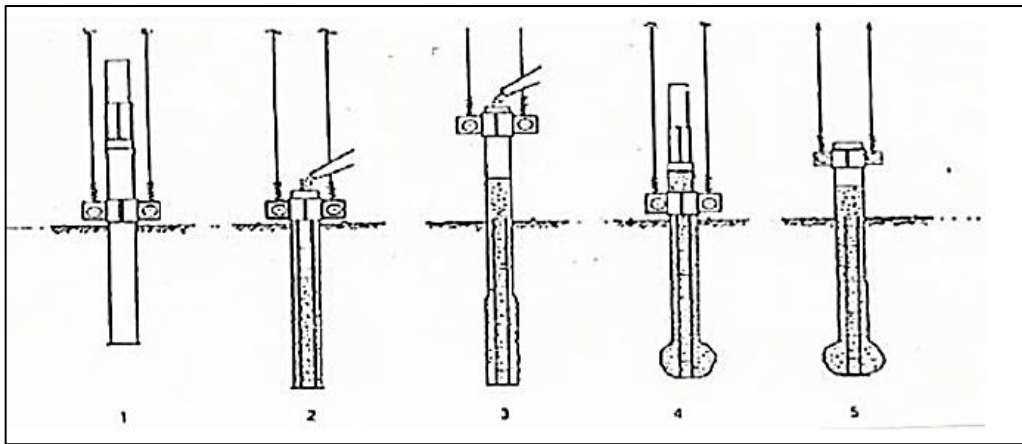


Figure I.12: pieux vibrés avec base sur élargie en béton.

e) pieux vissés :

La technique des pieux vissés est récente. La pointe du pieu est en forme d'hélice. La pointe se visse dans le sol un peu comme le principe d'une tarière. Une tarière sert à faire des trous dans la terre. Sa visse fait remonter la terre qui se jette autour du trou. Par contre, si la tarière rencontre de grosses roches ou un sol dense, elle ne fait plus ressortir la terre. Le pieu vissé, lui aussi, a une limite d'enfoncement. Il n'atteint jamais une profondeur dans le sol qui puisse garantir un refus solide pour soutenir de grandes charges.

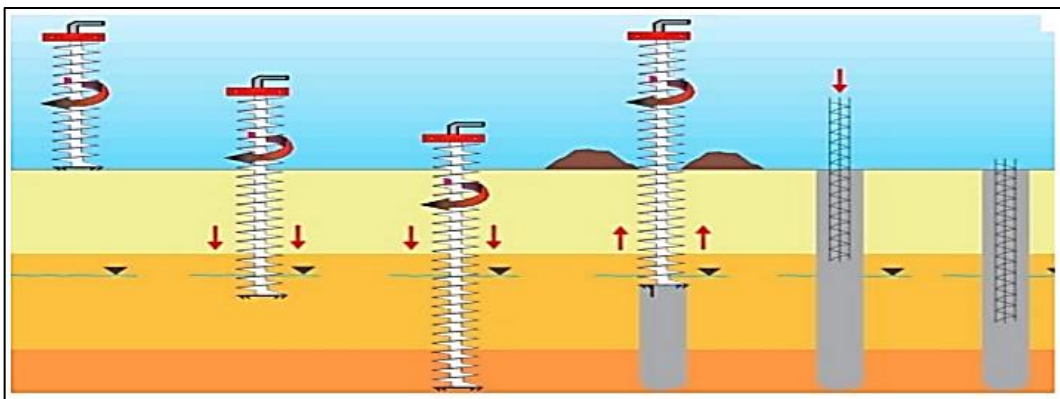


Figure I.13: Pieu a section vissés.

f) Pieux enfoncés hydrauliquement :

Les pieux enfoncés hydrauliquement ont besoin d'une charge fixe pour être enfoncés. Ils sont idéaux pour corriger l'affaissement d'un bâtiment, car ils utilisent le poids du bâtiment existant. C'est la seule technique qui se fait sans bruit et sans vibration. Elle utilise l'immense force de vérins hydrauliques combinés avec une mâchoire qui s'agrippe au pieu pour l'enfoncement et qui le relâche quand les vérins reprennent leurs positions de départ. Cette méthode est assez récente puisque le brevet a été déposé par Héneault et Gosselin en 1990 et elle a été acceptée en 1996. Cette technique a aussi l'avantage de ne pas prendre beaucoup de place, car la pompe qui pousse l'huile dans les boyaux demeure dans le camion. De cette façon, il est possible d'enfoncer les pieux à l'intérieur d'un bâtiment autant qu'à l'extérieur. (Boumaza N., et KHebbab M., 2015)

I.4.3.2.3 Classifications Suivant la mise en œuvre :

a) Les pieux façonnés à l'avance :

- Battu préfabriqué ;
- Métal battu.

Tubulaire précontraint :

- Battu enrobé ;
- Battu ou vibro-foncé, injecté haute pression. (Mouffok M., 2013., p80)

b) Les pieux exécutés en place :

Dans cette catégorie on distingue (**Figure I.14**) :

- Les pieux en béton exécutés à tube fermé battu ou vibro-foncé ou vérine (le tube pouvant être récupéré ou non). Ils provoquent un refoulement du sol (battu pilonné) ;
- Les pieux en béton, coulés dans des forages qui sont exécutés avec extraction du sol. Les parois moulées font partie de cette catégorie (battu moulé). (Nouis N., 2015., p5)

Pour l'évaluation de la force portante, notamment, il est plus important de considérer le type de sollicitation imposée au sol par la mise en place du pieu. C'est ainsi que l'on distingue :

- Les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol ;
- Les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol. (CHEKROUN L., 2013 et HERMIME T., 2012).

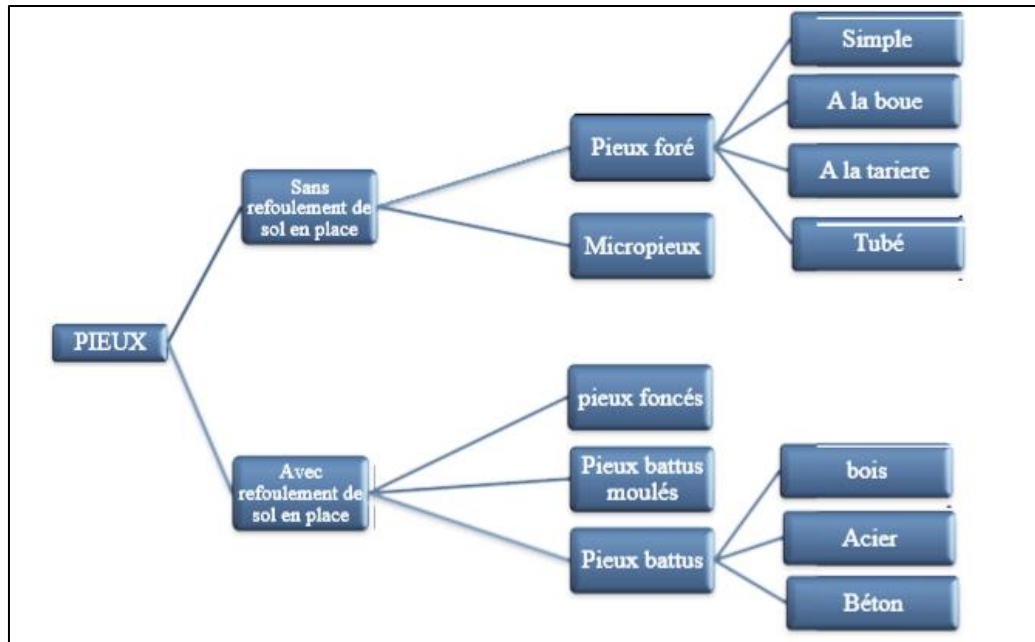


Figure I.14: classification des pieux. (Messai N., et Hannachi S., 2017., p 5)

I.4.3.2.4 Classification suivant le mode d'exécution :

Les principaux types de pieux entrant dans ce groupe sont les suivants (Figure I.15) (HERMIME T., 2012 ., p26)



Figure I.15: Les types des pieux suivant la mise en place dans le sol.

a) Pieux refoulant le sol à la mise en place (pieux battus) :

1. Pieux en bois :

Ce sont des pieux préfabriqués mis en place par battage (associé quelquefois au lançage). Ils travaillent généralement par effort de pointe et frottement latéral, moins souvent à l'arrachement, à la flexion ou comme pieux de resserrement. Ils sont à l'heure actuelle très peu utilisés en France, plus au Canada ou aux Etats-Unis d'Amérique, relativement souvent en Hollande. Ils sont très présents dans les monuments historiques. (Bourokba., et Mrabet S., 2015-2016 ., p27)

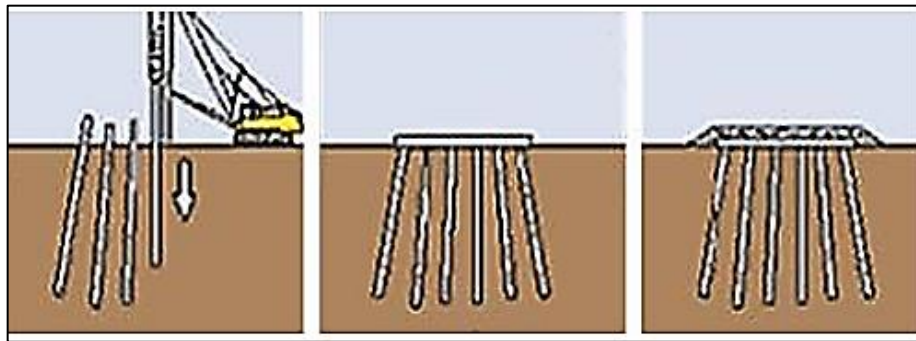


Figure I.16 : Exemple d'utilisation pour consolider le remblai d'une route. (HERMIME T., 2012 ., p27)

2. Pieu battu préfabriqué :

Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibro-fonçage.

3. Pieu battu pilonné :

Un tube, muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale, le béton ferme est introduit dans le tube par petites quantités, successivement pilonnées à l'aide du mouton de battage au fur et à mesure de l'extraction du tube. Suivant les cas, les pieux peuvent être armés.

4. Pieu battu moulé :

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés (**Figure I.18**). (Bourokba., et Mrabet S., 2015-2016 ., p27-28).

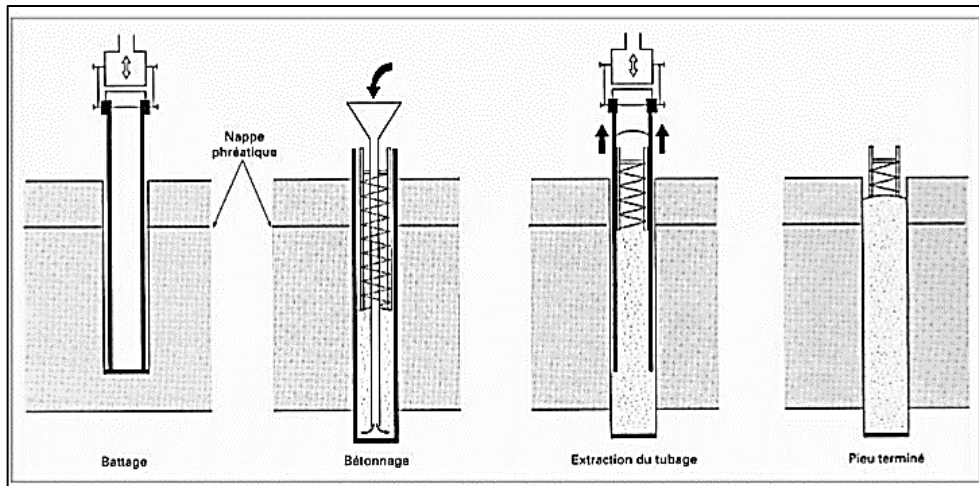


Figure I.17:pieux battu moulé.(CHEKROUN L., 2013 ., p19)

5. Pieu en métal battu :

Ces pieux, entièrement métalliques fichés dans le sol par battage. Leurs sections (Figure I.19) sont :

- En forme de H ;
- En forme d'anneau (tube) ;
- De formes quelconques, obtenues par soudage de palplanches par exemple (pal pieux).(Makori Alkali A., et KHaroubi L., 2017 ., p23)

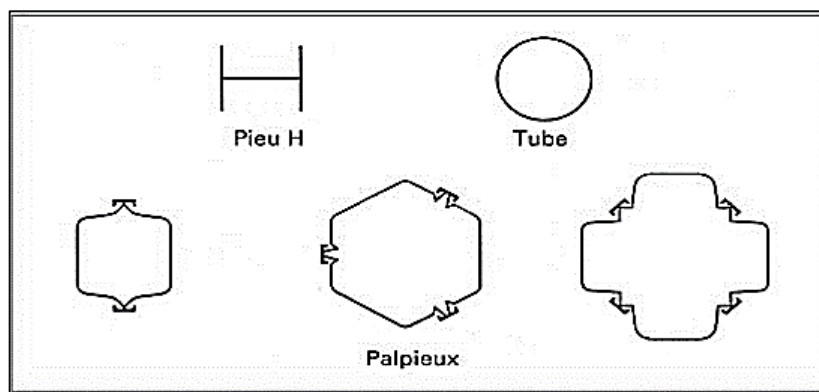


Figure I.18 : Profilés métalliques battus.

6. Pieu vissé moulé :

Ce procédé, qui ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe en raison des éboulements importants qu'il risquerait de provoquer, consiste à faire pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage, un outil en forme de double vis surmonté d'une colonne cannelée. Cet outil est percé dans l'axe de la colonne cannelée et munie d'un bouchon. Au sommet de la colonne est disposé un récipient rempli de béton. L'extraction de l'outil est obtenue en tournant dans le sens inverse de celui de la pénétration. Le béton occupé en continu, sous l'effet de la gravité, la place laissée par l'outil (**Figure I.20, I.21**). (Bourokba., et Mrabet S., 2015-2016 ., p28)

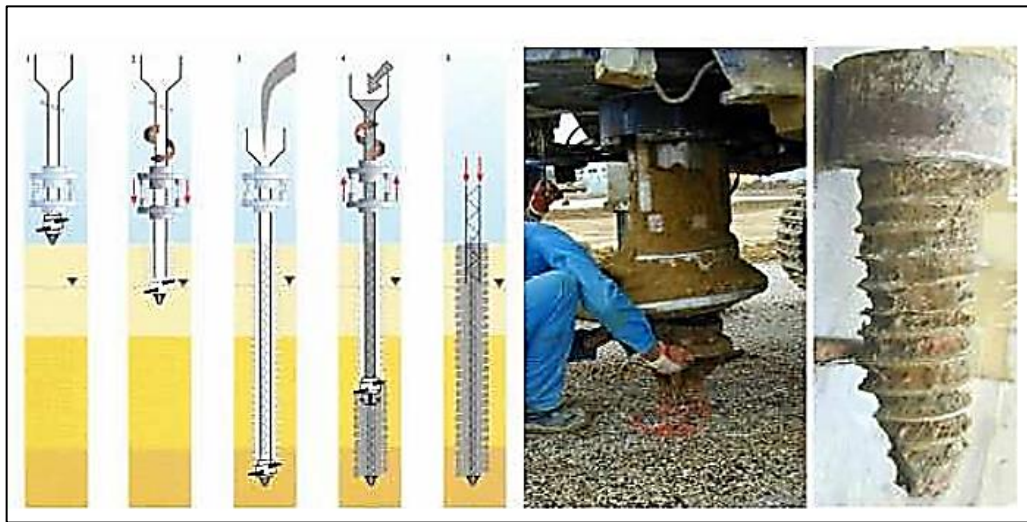


Figure I.19:Pieu vissé à pointe perdue Atlas.



Figure I.20:Pieu vissé de type Oméga à deux pas de vis ou un seul.

7. Pieu en métal foncé :

Ces pieux, entièrement métalliques, sont constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

8. Pieu en béton foncé :

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0,50 à 2,50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

9. Pieux battu enrobé :

Ce pieu à âme métallique (acier E 24-2 ou similaire) est constitué :

- de tubes d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur ;
- de profilés H ;
- de caissons formés de profils ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments. (Makori Alkali A., et KHaroubi I., 2017 ., p24)

10. Pieux tubulaires précontraints :

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m.

Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

11. Colonnes ballastées :

Les colonnes ballastées sont constituées par des fûts de matériaux d'apport granulaires, sans cohésion et sans liant mis en place par refoulement dans le sol et compactés dans le sol par pilonnage ou à l'aide d'un vibreur radial placé à la pointe d'un tube qui lui sert de support et par l'action du lançage (eau ou air). Le matériau d'apport ($d_{50} > 0,1$ mm ; $d_{30} > 40$ mm ; $d_{100} < 150$ mm) doit descendre jusqu'à la pointe du vibreur soit par le forage lui-même, soit par l'espace annulaire maintenu entre le vibreur et le sol environnant, soit par tube latéral associé au vibreur (**Figure I.23**). (Bourokba., et Mrabet S., 2015-2016., p30).

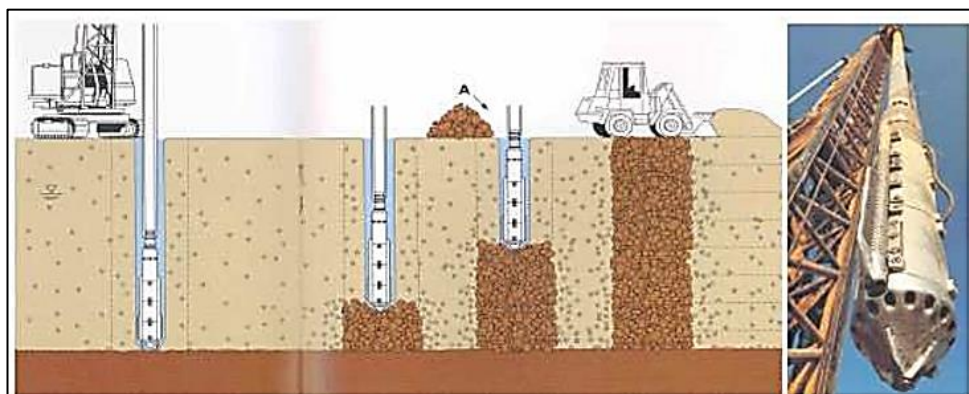


Figure I.21: Méthode de réalisation des colonnes ballastées.

b) Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place (pieux forés) :

1. Pieu foré simple :

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 (**Figure I.25**)(Bourokba., et Mrabet S., 2015-2016 ., p30)

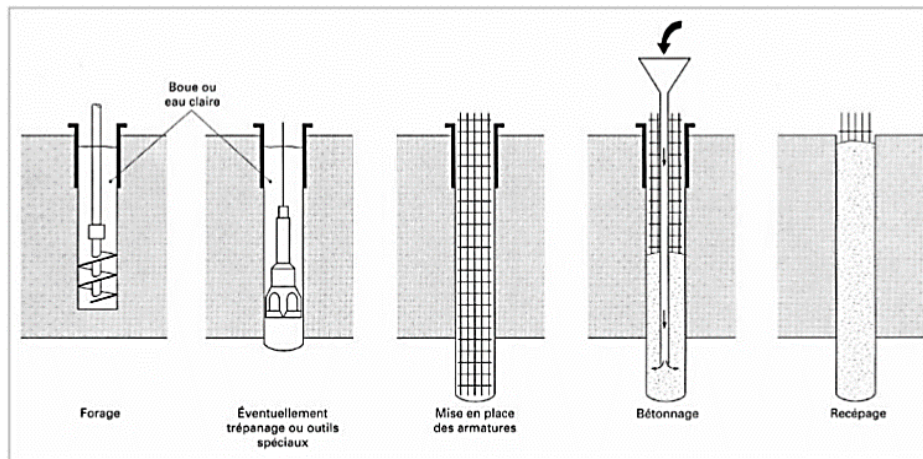


Figure I.22 : Pieu foré à la boue. (Makori Alkali A., et KHaroubi I., 2017 ., p26)

2. 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 (**Figure I.27**). (Makori Alkali A., et KHaroubi I., 2017 ., p26)

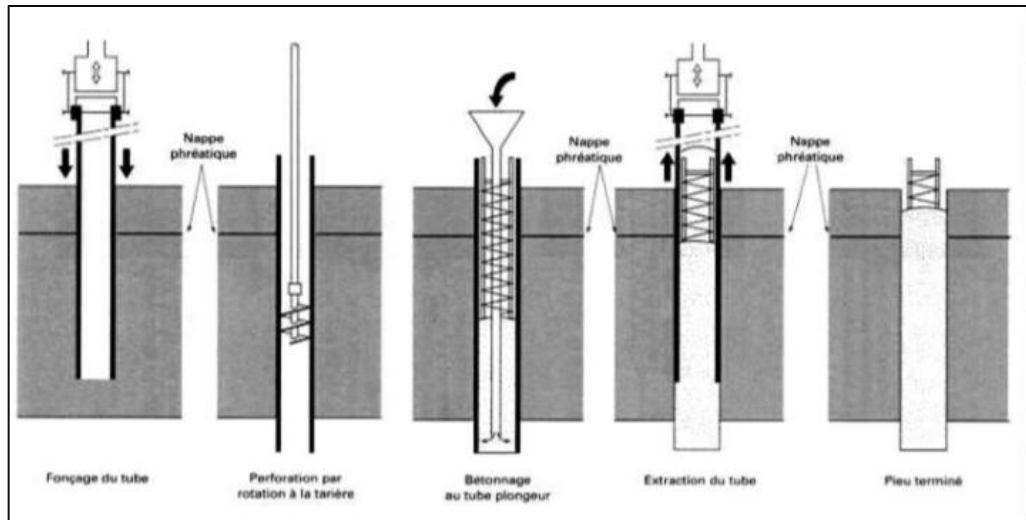


Figure I.23 : Pieu foré tubé vibro-foncé.

C'est des pieux exécutés dans les terrains durs et à grande profondeur.

3. 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. (Bourokba., et Mrabet S., 2016 et CHEKROUN L., 2013 ., p31)

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 (exemple : pieu Star sol, **Figure I.29**). (Makori Alkali A., et KHaroubi I., 2017 ., p27).

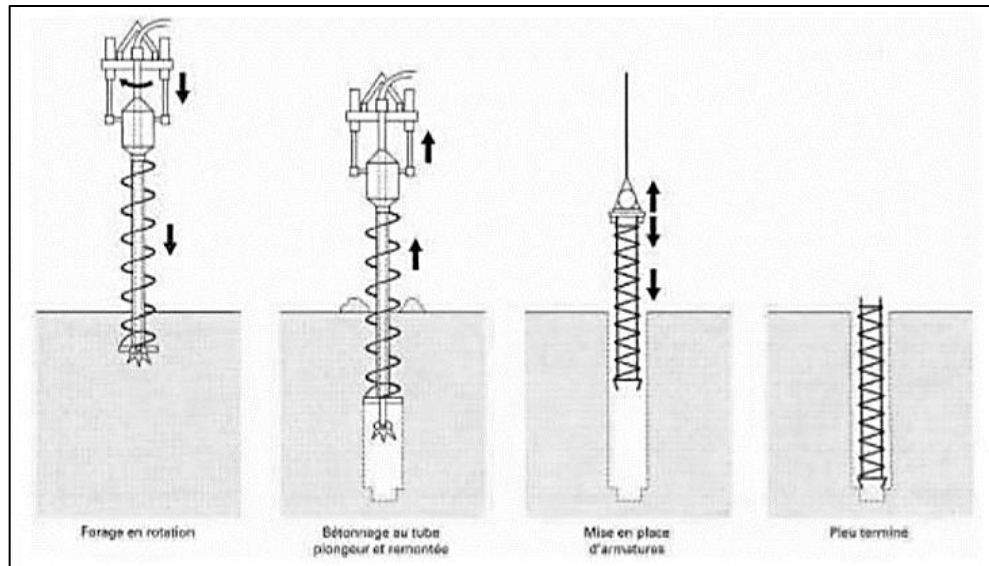


Figure I.24 : Pieux Star sol de Sol étanche.

4. Micropieux :

La technique et l'utilisation de micro pieux 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 250mm. 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 micro pieux ne sont pas utilisés pour les ouvrages de génie civil ;
- **Type II** : c'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250mm. 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 250mm. 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 1MPa. 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. (Makori Alkali A., et KHaroubi I., 2017 ., p27-26)

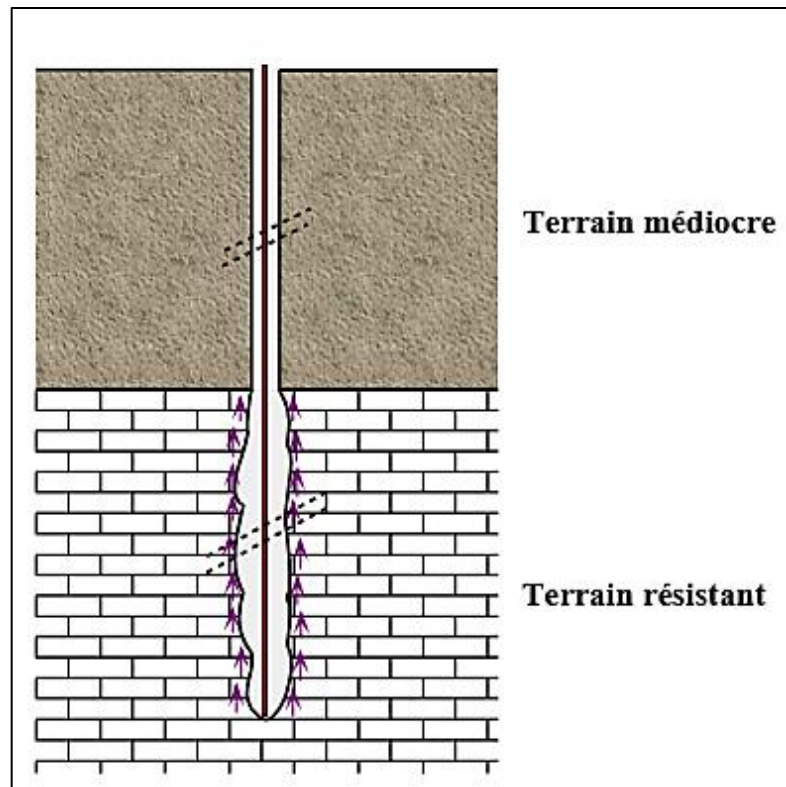


Figure I.25: Schéma d'un micropieu de type IV.

5. Pieux injectés, sous haute pression, de gros diamètre :

Ce type de pieu, par opposition aux micropieux du type II, regroupe des pieux de forts diamètres, supérieurs à 250 mm. L'armature est en principe constituée par un tube équipé d'un dispositif d'injection comprenant des clapets anti-retour. Le dispositif d'injection doit permettre le scellement au terrain sous haute pression.

6. Pieux particuliers :

Il s'agit des pieux métalliques (H, tubes, pal-pieux) étudiés dans la partie « pieux en métal battu », mais qui sont battus sans obturation de la base. Leur section réelle en pointe est faible par rapport à l'encombrement extérieur du pieu. Pour le calcul de la force portante, ils feront l'objet de recommandations particulières. (Makori Alkali A., et KHaroubi I., 2017).

I.4.3.3 Classification selon Terzaghi :

I.4.3.3.1 Classification suivant le mode de fonctionnement :

Les pieux agissent sur le sol soit par :

- **Effet de pointe (colonnes)** : reposant sur une couche très dure ;
- **Effet de frottement latéral (Pieux flottants)** : transmettent essentiellement leurs charges par frottement latéral et ne reposent pas sur une couche résistante ;
- **Effet de pointe et frottement latéral (Pieux frottant à la base)** : frottement latérale à la partie inférieure du fut qui doit s'ajouter à la résistance de pointe (**Figure I.32**). (Bourokba., et Mrabet S., 2015-2016., p33)

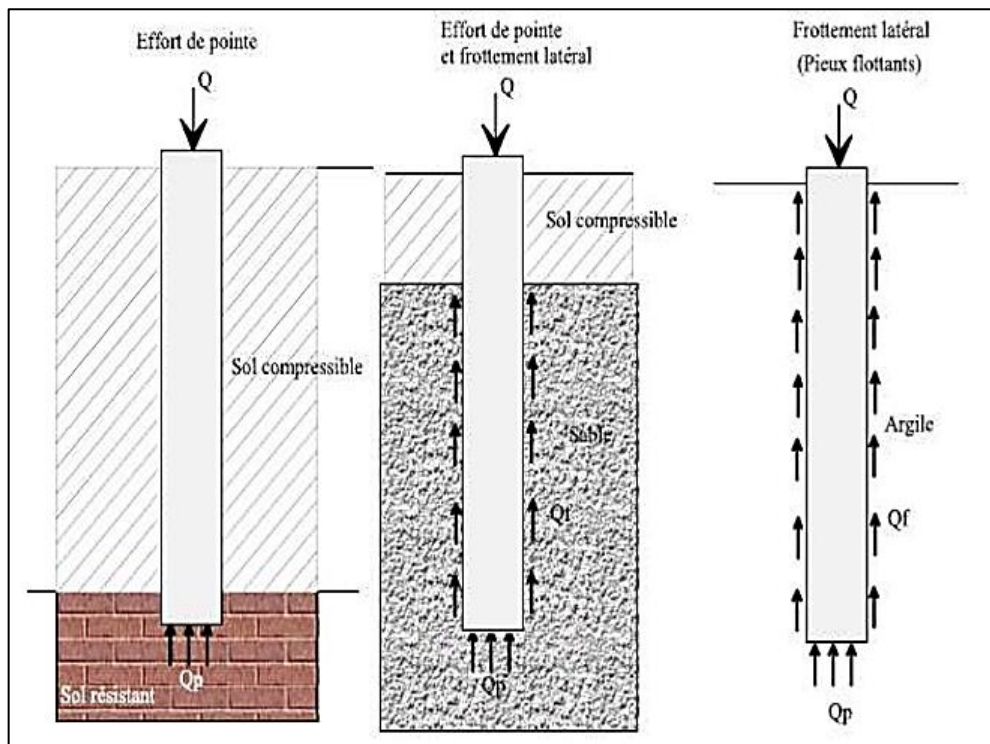


Figure I.26 : Classification suivant le mode de fonctionnement.

I.4.3.4 Classification selon l'Eurocode 7 :

L'Eurocode classe aussi les pieux en fonction de leur mode de fonctionnement, qui sont installés soit par battage, par vérinage, par vissage ou par forage avec ou sans injection, on distingue les pieux:

- Pieux appuyés en pointe ;
- Pieux flottants ;
- Pieux en traction ;
- Pieux chargés latéralement.(Makori Alkali A., et KHaroubi I., 2017 ., p22).

I.4.4 Choix du type de pieu :

Ainsi le choix du type de pieu dépend:

- De la nature des couches rencontrées dans le terrain ;
- De la présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines ;
- Des charges à reprendre ;
- De l'environnement du chantier ;
- Du coût d'exécution ;
- Et du matériel et de la technicité de l'entreprise.(Boudra A., et Abdoune A., 2011-2012 ., p12)

I.5 Détermination du niveau d'assise de la fondation profonde :

Le niveau d'assise des pieux ou parois satisfait aux conditions suivantes :

- La contrainte en base de la fondation ne peut être supérieure à la portance utile du sol ;
- La valeur de refus, dans le cas de pieux battus, reste inférieure à celle calculée sur la base des indications sur le type de pieu et du matériel de battage mis en œuvre ;
- le refus est calculé suivant les formules reprises ci-après, qui sont directement fonction des caractéristiques du matériel de battage à l'aide d'un mouton en chute libre.

I.6 Conclusion :

Ce chapitre représente une synthèse sur les différents types de pieux, leur mode d'exécution et les domaines de leur utilisation. Cette étude permet de définir les différents critères influant le choix de type de pieu à utiliser dans l'ouvrage à réaliser.

Les fondations sur pieux constituent donc une solution pratique pour les problèmes liés aux caractéristiques mécanique médiocres de sol des couches supérieures.

CHAPITRE II:
CAPACITES PORTANTES DES PIEUX
SOUS CHARGEMENT AXIAL

II.1 Introduction :

Quand le sol en surface est mou et compressible, les tassements sont considérables sous la charge de la superstructure. Cette charge ne peut pas être reprise par l'intermédiaire des fondations superficielles. On a alors recours aux fondations profondes. La différence majeure entre ces deux types de fondation - fondations superficielles, fondations profondes - est la prise en compte du frottement latérale le long du fût pour le cas de fondations profondes - pieux battu, flottantes très peu pour les pieux fores-. Le mécanisme de rupture des deux types de fondations est totalement différent.

Les méthodes de calcul des pieux sont utilisées pour le dimensionnement des pieux ou pour faire des recherches. Ces méthodes consistent à évaluer la charge admissible d'un pieu isolé et à vérifier la stabilité (calcul de la charge limite) pour s'assurer que les tassements sont admissibles pour la structure supportée.

Généralement, les méthodes de dimensionnement des pieux isolées sous charge axiales s'appuient principalement sur :

- les méthodes statiques ;
- les méthodes dynamiques pour les pieux battus ;
- les méthodes pratiques à partir des essais in-situ et des essais de chargement statiques.(Yahiaoui O., 2015-2016 ., p34)

II.2 La capacité portant d'un pieu isolé sous charge axial :

Pour la détermination de la charge portante totale Q_T du pieu, il y a lieu de distinguer ici le terme de pointe Q_c , qui est la force limite supportée en résistance de pointe et le terme de frottement latéral Q_f qui est le frottement mobilisé à l'interface sol-structure.

En général le terme Q_c , est peu influencé par le type de pieu, ce qui n'est pas le cas pour le terme Q_f qui est fonction du matériau constitutif du sol, du fût du pieu et de son mode de mise en place. Le frottement latéral est plus difficile à évaluer et on s'attache à la détermination de la force portante verticale Q_{pv} .

Plusieurs méthodes ont été élaborées soit à la base des calculs théoriques : formule statique - calcul à la rupture ou calcul dynamique théorie d'analyse limite -.

Pour le calcul de la charge admissible Q_{ad} comparé avec la charge résultante des descentes de charges, les termes Q_c , et Q_f seront minorés par des coefficients dits de sécurité. (Messai N., et Hannachi S., 2017 ., p11)

II.2.1 Formule statique :

a) Expression générale de la force portante Q_T :

Cette méthode nécessite la connaissance de la caractéristique mécanique φ et c du sol, qui sont déterminé au laboratoire :

$$Q_T = p \sum_i^n h_i q_{fi} + A. q_c = Q_f + Q_c \quad (\text{II.1})$$

Q_T : Capacité portante du pieu (kN)

q_{fi} : Frottement latéral de la couche i (kPa) déterminé assez souvent à partir d'abaque

n : Nombre de couches traversés par le pieu

A : Section droite du pieu en m^2

p : Périmètre en m

h_i : Epaisseur de la couche en m ($h_i = D =$ Longueur du pieu lorsque le sol est homogène) sur toute la profondeur d'ancrage

q_c : Capacité portante brute sous la pointe (kPa)

En général pour un pieu fiché dans un sable, la capacité portante nette est pratiquement la portance brute.

b) Calcul de la pression limite q_c sous la pointe :

La méthode la plus ancienne pour déterminer la pression limite est fondée sur les formules de Terzaghi pour la capacité portante des fondations superficielles

Ainsi pour le cas des semelles circulaire de rayon r , ancrée à une profondeur D , l'expression de la capacité portante brute $q_d = q_c$ devient :

$$q_c = 0,6.y.r.N_y + y.D.N_q + 1,3.c.N_c = 0,6.y.r.N_y + \sigma_v.N_q + 1,3.c.N_c \quad (\text{II.2})$$

En général, on néglige le premier terme de l'équation.

$$\text{On alors : } q_c = \sigma_v.N_{q_{\max}} + 1,3.c.N_{c_{\max}} \quad (\text{II.3})$$

Cette dernière formule n'est valable que lorsqu'on a atteint l'ancrage critique (Figure II.1), C'est-à-dire $D > D_c$, sinon on utilise fondations superficielles.

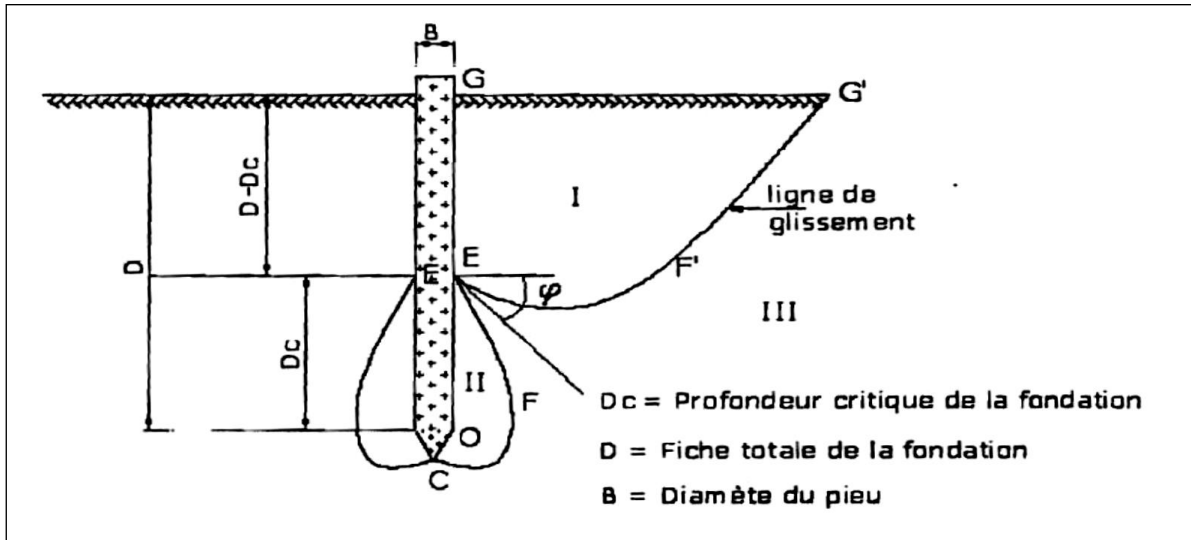


Figure II.1 : Schéma de fonctionnement d'un pieu.

La force portante verticale est donnée par :

$$Q_{pv} = A.q_c \quad (\text{II.4})$$

Caquot et Kérisel ont proposé des formules pour le calcul de N_q , N_c et D_c :

$$D_c = \frac{B}{4} N_{q_{Max}}^{2/3} \quad (\text{II.5})$$

Pour $\varphi = 0$, $N_{q_c} = 1$ $N_c = 7$

Pour $\varphi \neq 0$, $N_{q_{Max}} = e^{7tg\varphi}$ et $N_c = \left\{ \frac{N_q - 1}{tg\varphi} \right\}$ (II.6)

c) Calcul du frottement latéral Q_f

C'est la résistance au cisaillement qui peut être mobilisée à l'interface pieu-sol pendant leur déplacement relatif. Il est pris en compte seulement sur la hauteur :

$$\{D - D_e\} \quad \text{Et} \quad \{D_e = D - D_c\}$$

Le frottement latéral est assez difficile à évaluer et on s'intéressera aux cas de sollicitations particulières. Il se calcule par :

$$Q_f = p \cdot \sum_i^n h_i q_{fi} = p \int_0^{D-D_c} q_f \cdot dh \quad (\text{II.7})$$

Dans une argile saturée ou sol purement cohérent, le frottement latéral unitaire est donné par : $Q_f = B.C_u$

B : coefficient réducteur (**Tableau II.1**) et C_u est la cohésion non drainé du sol.

Tableau II.1 : Valeurs maximales du coefficient 13 pour quelques pieux

TYPE DE PIEU	NATURE DU PIEU	<i>B</i>
Puits et pieux forés de gros diamètre	Fût en béton	0.6
Pieux forés	Fût en béton	0.7
	Fût en métal	0.5
Pieux battus	Fût en béton	0.7
	Fût en métal	0.6
Pieux injectés	Faible pression	1
	Forte pression	1.5

✓ Pour un sol non cohérent (pulvérulent ou grenu) le frottement latéral est estimé par :

$$q_f = K.tg\varphi_a.\sigma'_v = \sigma'_h.tg\varphi_a \quad (II.8)$$

Où σ'_v et σ'_h sont respectivement les contraintes effectives verticale et horizontale à mi-hauteur de la couche où l'on calcule le frottement latéral (contrainte moyenne).

K et φ_a sont respectivement le coefficient de poussée du sol sur le pieu et l'angle de frottement sol-pieu. Ils sont déterminés par Broms pour différents types de pieux.

Tableau II.2 : Valeurs de *K* pour quelques pieux en fonction de φ

TYPE DE PIEU	φ_a	<i>K</i> (compacité faible)	<i>K</i> (compacité forte)
Pieu acier	20	0.5	1
Pieu battu en béton rugueux	$\frac{3}{4}\varphi$	1	2
Pieu battu en béton lisse	$\frac{3}{4}\varphi$	0.5	1
Pieu foré	$\frac{3}{4}\varphi$	0.5	0.5
Pieu en bois conique	$\frac{2}{1}\varphi$	1.5	1

II.2.2 Remarque :

A titre indicatif, on adopte pour le frottement unitaire des sols non cohérents (pulvérulents), les valeurs suivantes :

Nature du sol	q_s (kpa)
Limon, sable lâche ou craie	35
Sable moyen à très compact	80 – 120
Craie altérée	80 – 150

De façon générale, on peut exprimer le frottement unitaire d'un sol par la formule

$$q_f = K.tg\varphi_a.\sigma'_v \quad \text{(II.9)}$$

En prenant pour le facteur $k.tg\varphi$ les valeurs suivantes :

Nature des sols	$k.tg\varphi$
Sol pulvérulent	0.30
Argile et vase	0.20 - 0.25
Pieux battus dans les argiles très molles	0.10
Pieux métalliques ou chemisés enduits de bitume	0.05

II.3 Calcul de Q_L à partir de l'essai au pressiomètre :

La résistance à la pointe Q_c , et le frottement latéral Q_f se calcul à partir des pressions mesurées au pressiomètre :

On a :
$$Q_L = Q_f + Q_c \quad \text{(II.10)}$$

II.3.1 Calcul du terme de pointe :

Q_c Le calcul du terme de pointe d'un pieu fait par application d'une formule semi-empirique liant directement la pression limite P_{l_e} . De l'essai pressiométrique à la pression de rupture sous la pointe.

$$Q_p = K(p_{l_e} - p_0) + q_0 \quad \text{(II.11)}$$

p_0 et q_0 sont respectivement les pressions horizontales et verticales totales des terres au niveau considéré, termes qui peuvent être le plus souvent négligés d'où $q_c = K.p_{l_e}.p$

$$p_{l_e} = \sqrt{p_{l_1} \cdot p_{l_2} \cdot p_{l_3}} \quad (\text{II.12})$$

Les trois valeurs p_{l_1} , p_{l_2} et p_{l_3} représentent les pressions limite p_{l_e} mesurées un mètre au-dessus de la pointe, au niveau de cette pointe et un mètre au-dessous.

Pour une couche uniforme :

$$p_{l_1} = p_{l_2} = p_{l_3} = p_{l_e} \quad (\text{II.13})$$

Le facteur k est appelé facteur de portance et donné sous forme d'abaques, il est fonction de la catégorie du sol, de la nature du pieu et de la hauteur d'encastrement relatif du pieu définie par :

$$D_e = h_e = \frac{i}{p_{l_e}} \int_0^D p_l(z) dz = \frac{1}{p_{LE}} \sum p_{li} \cdot h_i \quad (\text{II.14})$$

Avec D , la profondeur totale d'ancrage du pieu et h_i l'épaisseur de la couche rencontrée.

La charge totale mobilisable par effort de pointe est donnée par :

$$Q_c = A \cdot q_c$$

Où A est l'aire de la section droite du pieu.

II.3.2 Calcul du frottement latéral Q_f

Le frottement latéral unitaire q_f est obtenu directement sous forme d'abaques à partir de la pression limite P_1 mesurée au pressiomètre et du type de sol.

$$Q_f = P \sum_i^n h_i \cdot q_{fi} \quad (\text{II.15})$$

h_i : Hauteur de la couche du sol considérée ;

P : Périmètre du pieu ;

q_{fi} : frottement latéral unitaire dans la couche du sol considérée.

II.4 Calcul à partir de l'essai au pénétromètre :

L'essai de résistance pénétrométrique le plus fiable pour les fondations profondes est l'essai au pénétromètre statique.

L'enfoncement des tiges dans le sol se fait à vitesse constante et lente au moyen de vérins.

Quant à l'essai de pénétration dynamique il est très peu utilisé et donne essentiellement des indications qualitatives sur les caractéristiques du sol.

On effectue au voisinage de l'emplacement du futur pieu un ou plusieurs essais au pénétromètre.

II.4.1 Calcul de la pression limite q_c sous la pointe :

La pression limite sous la pointe du pieu est déterminée à partir de la valeur de la résistance de pointe q_c du pénétromètre statique.

L'effort total mobilisable sous la pointe est donnée par :

$$Q_c = A \cdot q_c \quad (\text{II.16})$$

Avec :

A : aire de la section droite du pieu.

q_c : Contrainte limite donnée par la relation :

$$q_p = K_c \cdot q_c \text{ Ou } K < 1 \quad (\text{II.17})$$

Les valeurs du coefficient K_c sont données.

II.4.2 Calcul du frottement latéral q_f :

Le frottement latéral le long du pieu est difficile à évaluer partir du frottement mesuré lors de l'essai pénétrométrique.

C'est pourquoi on préfère relier le frottement latéral aux caractéristiques de résistance de cisaillement du sol. A partir des résultats de l'essai au pénétromètre, on détermine :

$$q_f = \frac{q_c}{\alpha} \quad \text{(II.18)}$$

Avec :

α	La nature de sol
100	Sables denses
75	Sables lâches
60	Sols intermédiaires
50	Argiles

Il existe des tables plus complètes pour déterminer le coefficient " α "

L'effort total mobilisable par frottement latéral est donné par la formule :

$$Q_f = \sum_i^n h_i \cdot q_{fi} \quad \text{(II.19)}$$

II.5 Charge admissible nette Q_{ad} d'un pieu foré :

On appelle charge admissible d'un pieu la charge maximale que l'on puisse lui appliquer sans risque de rupture et sans que les tassements dépassent une certaine valeur appelée tassement limite. Elle sera comparée à la charge résultante de la descente de charge. On introduit donc la notion des facteurs de sécurité. Suivant les règles BAEL, les deux efforts de pointe et de frottement latéral sont frappés des coefficients réducteurs suivants :

ELS :
$$Q_{ad} = \frac{Q'_f}{3} + \frac{Q_f}{2} \quad \text{(II.20)}$$

ELU :
$$Q_{ad} = \frac{Q'_f}{2} + \frac{3}{2} Q_f \quad \text{(II.21)}$$

$Q_{p'}$: Force portante nette à la pointe du pieu. Dans les sables, la force portante brute Q_p est pratiquement la même que la force portante nette $Q_{p'}$.

Q_f : Force de frottement mobilisable par le pieu.

II.6 Comportement d'un groupe de pieux :

Jusqu'à présent, nous avons traité de la force portante d'un pieu isolé. Mais dans la pratique, les pieux sont pratiquement battus ou forés par groupe. Il convient donc d'étudier l'influence d'un pieu voisin sur la force portante de chaque pieu du groupe afin de mobiliser tout le frottement latéral. Ainsi, dès que l'entraxe de deux pieux est inférieur à un dixième de leur longueur, il faut tenir compte de cette influence. La capacité portante d'un pieu du groupe se trouve donc diminuée. On introduit donc la notion de coefficient d'efficacité, noté f qui minore la vraie valeur de la capacité portante du pieu.

Nous proposons la formule de « Los Angeles ».

$$f = 1 - \frac{B}{L} \times \frac{1}{\pi \cdot m \cdot n} \left[m(n-1) + n(m-1) + \sqrt{2 \cdot (m-1)(n-1)} \right] \quad (\text{II.22})$$

Avec :

n : Nombre de rangées de pieux suivant le plus petit côté ;

m : Nombre de pieux par rangée ;

B : Dimension du pieu ou diamètre ;

L : Entraxe des pieux d'une même rangée ;

f : Coefficient d'efficacité.

La charge portante limite Q'_i d'un pieu du groupe sera donnée par :

$$Q'_i = f \cdot Q_i \quad (\text{II.23})$$

La charge portante limite Q'_l du groupe de pieux est donnée par :

$$Q'_l = N \cdot f \cdot Q_i \quad (\text{II.24})$$

N étant le nombre de pieux du groupe.

II.7 Effort horizontaux et pieux inclinés :

Il arrive que les pieux soient soumis en plus de la charge verticale axiale, à des efforts horizontaux ou à un moment (cas des forces de freinage, poussées des terres...). Lorsque le moment ou la force horizontale sont importants, le pieu doit être fortement armé. Nous n'aborderons pas ici les calculs des pieux soumis à des charges horizontales qui se font en utilisant un module de réaction du sol en déterminant les déformations du pieu. Néanmoins des dispositions constructives sont prises lorsque le cas se présente. En général, on reprend les efforts horizontaux par des pieux inclinés.

L'angle d'inclinaison α du pieu est fixé en fonction du matériel de forage (**Figure II.2 et II.3**)

- Pour des pieux battus, l'angle est limité à 20° ;
- Pour des pieux forés de diamètre supérieur à 1.20 m, l'inclinaison est-déconseillée ;
- pour des pieux forés de diamètre compris entre 0.80 et 1.20 m, $\alpha < 12^\circ$;
- Pour des pieux forés de diamètre inférieur à 0.80 m, l'inclinaison est limitée à 12° si le terrain est aquifère et pouvant atteindre 18° si le terrain est non aquifère.

Des poutres ou tirants reliant les pieux en tête, servent également à reprendre les efforts de traction - compression développés par les efforts horizontaux et moments.

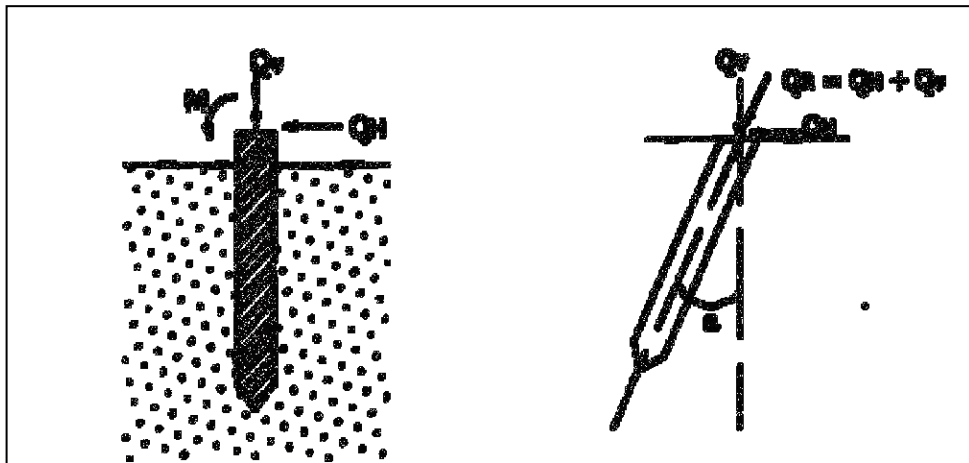


Figure II.2 : Pieu isolé sous charges latérales

Figure II.3 : Pieu incliné chargé axialement

II.8 Tassement d'un pieu isolé :

Le tassement d'un pieu isolé sous les charges usuelles est en général faible et ne constitue pas un paramètre de calcul déterminant pour la plupart des structures. Dans certains cas de groupes de pieux, il peut être, par contre, impératif de prévoir le tassement.

Des expériences ont montré que le tassement en tête des pieux n'excède que très généralement le centimètre, sous une charge de référence égale $0.7 \times Q_p$ et ce, pour une gamme de pieux dont la longueur de fiche varie entre 6 à 45 m, et dont le diamètre B est compris entre 0.30 et 1.50 m.

Ainsi on définit une valeur limite du tassement noté S_{ref} sous la charge de référence :

- Pour les pieux forés :

$$S_{ref} = 0.006B \text{ (Avec des valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010 B)}$$

- Pour les pieux battus :

$$S_{ref} = 0.009B \text{ (Avec des valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010 B)}.$$

II .9 Justification et dispositions constructives :

II .9.1 Capacité portante ou force portante

II .9.1.1 Force portante limite Q_l

Comme nous l'avons vu plus haut, la force limite Q_l d'un pieu fait intervenir deux termes : le terme de pointe Q_c et le frottement latéral Q_f .

- Lorsque le frottement latéral le long du pieu est positif :

$$Q_l = Q_c + Q_f$$

- Lorsque le frottement latéral est négatif :

$$Q_l = Q_c - Q_f$$

On peut choisir d'annuler l'effet du frottement négatif en rendant lisse la paroi du pieu par un enduit comme le bitume.

II.9.1.2 Force portante admissible

Selon la règle des contraintes admissibles, la charge Q appliquée à la fondation, résultant de la descente de charge aux états limites, doit rester inférieure à la force portante admissible Q_{ad} du sol de fondation définie plus haut :

$$Q < Q_{ad}$$

II.9.2 Dimensions - inclinaison

II.9.2.1 Diamètre

Pour les pieux circulaires, on parle de diamètre D alors que pour les autres sections, on parle de largeur B

- Les gros pieux forés ou puits ($B > 1.00\text{m}$) sont en règle général, réservés aux grand ouvrages ;
- Les gros pieux forés ou puits ($B > 1.00\text{m}$) sont en règle général, réservés aux grand ouvrages ;
- Les pieux forés, non tubés sur toute leur longueur, ont une dimension transversale minimale de 0.60 m . Pour le pont-route, il est recommandé de ne pas descendre au-dessous de 0.80 m ;
- Les petits pieux ne sont adaptés qu'aux ouvrages modestes, d'appuis modérés ;
- Plus particulièrement les micros-pieux ont un diamètre inférieur ou égal à 250 mm ;
- Si les efforts horizontaux sont faibles les pieux de faibles diamètre (B à 0.60 m) peuvent convenir, quitte à les incliner, alors que ceux de grands diamètres ont rarement besoin d'être incliné ;
- Le choix du diamètre du pieu peut être conditionné par sa longueur.

II.9.2.2 Distance entre axes :

Sauf dispositions différentes du marché, la distance de nu à nu entre deux pieux voisins est supérieure ou égale à $0,75$ fois la somme de leurs diamètres lorsqu'il s'agit de pieux circulaires et $0,75$ fois la somme de leurs largeurs lorsqu'il s'agit de barrettes. Cette prescription a pour objectif d'éviter les désordres que la mise en œuvre d'un pieu peut causer aux pieux voisins, surtout dans le cas fréquent où leur béton constitutif est très jeune, voire en deçà du phénomène de prise.

II.9.2.3 Longueur

La longueur des pieux dépend : de l'épaisseur des couches de sols résistants devant être traversée par le pieu pour mobiliser un frottement latéral suffisant. De la profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu dans le substratum si l'étude montre qu'il est nécessaire de l'atteindre.

Remarques : Dans le cas où le substratum n'existe pas où se trouve à grande profondeur, on cherchera à profiter au maximum de la résistance au frottement latéral. Les pieux sont alors dits flottants, car l'effort de pointe est très faible.

II.9.2.4 Inclinaison

La seule limite à l'inclinaison, quels que soit le diamètre et le type de pieu, reste imposée par le matériel d'exécution. Actuellement, on ne dépasse pas une inclinaison de 20°. (Messai N., et Hannachi S., 2017 ., p19)

II.10 Démarche à suivre pour une étude de fondations profondes :

Le dimensionnement d'une fondation sur pieux ne peut se faire que par tâtonnements. On part d'un avant-projet établi de façon plus ou moins empirique c'est le pré-dimensionnement. On le soumet ensuite aux vérifications nécessaires. Si une ou plusieurs conditions ne sont pas satisfaites, on reprend le projet jusqu'à l'obtention d'une fondation capable de résister correctement aux charges transmises par l'ouvrage et résultant d'une descente de charges.

On peut schématiser les étapes d'un projet de fondations profondes de la façon suivante :

- Reconnaissance géotechnique et essais ;
- Descente de charges des ouvrages ;
- Choix entre fondations profondes et fondations superficielles ;
- Type et profondeur des fondations ;
- Calcul des charges limites ;
- calcul des charges admissibles et, parfois, détermination des tassements.
- Dimensionnement des pieux (béton, armature, acier, etc.)
- Vérifications particulières : frottement négatif, risque de cisaillement des pieux, effet de groupe.

On obtient une première approximation du nombre de pieux en divisant la charge verticale par la charge maximale que peut supporter le pieu, et cela à l'état limite et sous les combinaisons d'actions les plus défavorables.(Messai N., et Hannachi S., 2017 ., p20).

II.11 Définitions et mécanismes du frottement latéral positif et négatif :

Pour qu'il y ait frottement latéral il faut qu'il y ait un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu se déplace plus vite que le sol, le sol par réaction en s'opposant au déplacement exercera un frottement latéral positif « f_p », vers le haut (Figure II.4). Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse (S_s) sous des surcharges appliquées au niveau de la surface du sol), le sol en tassant entraîne le pieu vers le bas et lui applique un frottement négatif « f_n » qui le surcharge (Figure II.4). Pour un même pieu on pourra avoir la partie supérieure soumise à un frottement négatif et la partie inférieure à un frottement positif. Le point neutre est le point pour lequel le déplacement du pieu est égal à celui du sol.

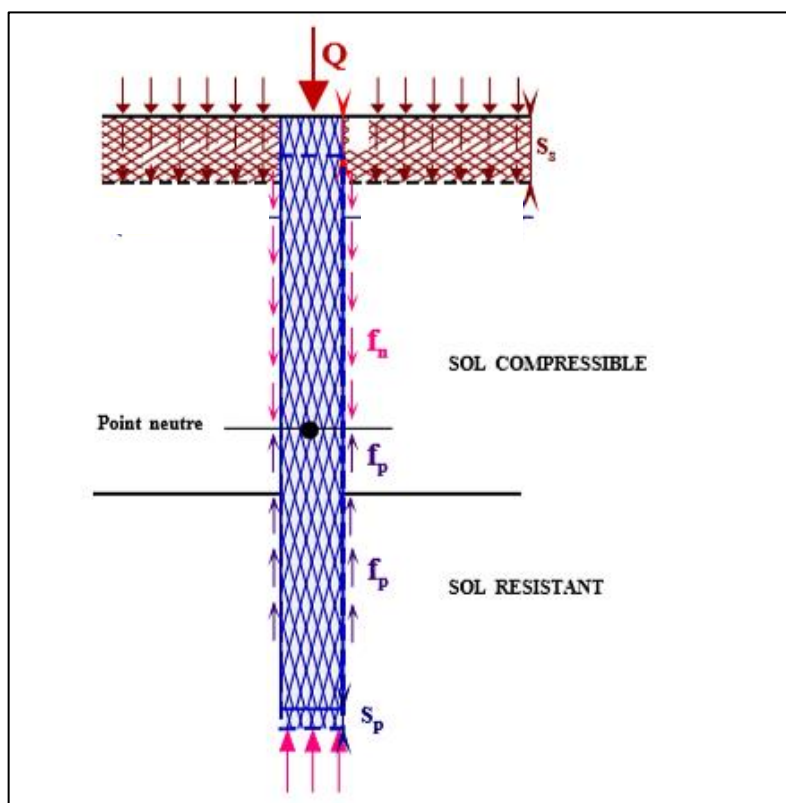


Figure II.4 : Mécanismes du frottement latéral positif et négatif.

Le frottement négatif se produit généralement dans des sols fins saturés qui se consolident avec le temps. Il augmente donc avec la consolidation du sol et devient maximal à long terme (généralement plusieurs années).

Le frottement négatif maximal dépend :

- de la compressibilité du sol ;
- des surcharges de longue durée appliquées sur le terre-plein ;
- de l'interface entre le sol et le pieu.

II.11.1 Hauteurs d'action du frottement négatif :

Cette hauteur h est généralement prise égale à la plus faible des deux valeurs h_1 et h_2 définies comme suit :

h_1 : profondeur où la contrainte $\sigma'_v(z)$ devient égale à la contrainte effective préexistante à toute surcharge et en absence de pieu. Cette condition n'est valable que si l'on prend en compte un effet d'accrochage du sol autour du pieu.

h_2 : profondeur où le tassement prévisible final du sol atteindra ($B/100$), après mise en place du pieu, (où $B=2R$ est le diamètre ou la largeur du pieu) (Philippe Reiffsteck 2009).

• Méthode de calcul

L'expression générale du frottement sur un élément isolé de fondation est :

$$F_N = P_i \int_0^h k(z) \cdot tg \delta(z) \cdot \sigma'_v(z) \cdot dz \quad (II.25)$$

P_i : périmètre de l'élément de fondation.

h : hauteur de l'élément de fondation sur laquelle agit le frottement négatif. (Nouis N., 2015 ., p8-9)

II.12 Evolution de la résistance de pointe q_c en fonction de la profondeur :

Quand on enfonce un pieu à partir de la surface du sol dans un terrain homogène, la résistance de pointe augmente pratiquement linéairement en fonction de la profondeur jusqu'à une profondeur appelée profondeur critique D_c et reste quasi-constante ensuite comme le montre le Figure (II.5). La valeur de D_c varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol. Pour simplifier et dans les cas courants on pourra adopter les valeurs de D_c préconisées par la norme DTU 13-2 / P 11-212 (C. Plumelle, 2004).

- Pour une seule couche de sol $D_c = 6B$ avec un minimum de 3m.
- Pour un sol multicouche pour lequel la contrainte effective σ'_v due au poids des terres au-dessus de la couche d'ancrage est au moins égale à (100 KPa) $D_c = 3B$ avec un minimum $D_c = 1,5m$; c'est la règle classique des 3 diamètres d'ancrage du pieu dans la couche résistante.

Condition cité par (G. Philipponnat, 1979) : la profondeur d’ancrage nécessaire pour mobiliser q_1 est donnée par la formule de (Foray et Puech) pour les sols à angle de frottement interne élevé. Cette formule s’écrit :

$$D_c = 25 \sqrt{B} \left(1 + \frac{ql}{10}\right) \quad (\text{II.26})$$

Où ql est la résistance limite du sol. (Nouis N.,2015 ., p7)

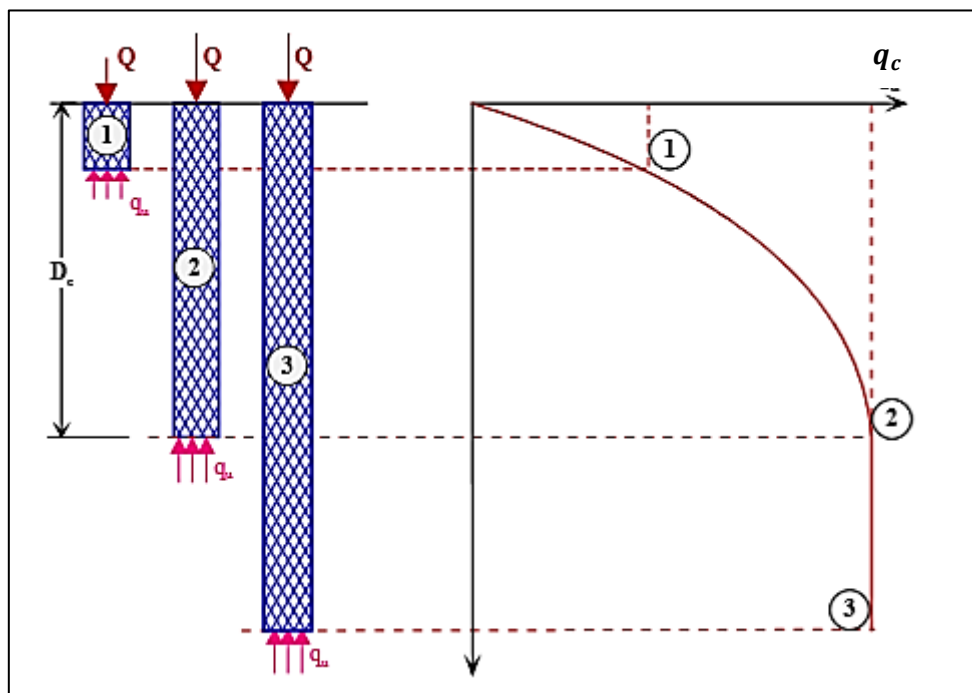


Figure II.5 : Evolution de la résistance de pointe q_c en fonction de la profondeur d’enfoncement du pieu .(C. Plumelle 2004).

II.13 Conclusion :

Le bon dimensionnement des fondations sur pieux est une étape essentielle, car il nous permet de déterminer soigneusement la capacité portante de notre fondation d'une manière exacte et juste afin d'avoir une fondation capable de résister correctement aux charges transmises par l'ouvrage (charges axiales, déplacement horizontaux...etc.). (Larbi P., et Malla N., 2011-2012., p43).

CHAPITRE III:
MODELISATION NUMERIQUE D'UN
PIEU ISOLE

III.1 Introduction :

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets géotechniques de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques, la méthode des éléments finis et la théorie de l'analyse limite sont devenues actuellement les plus performantes des méthodes vu leur grand champ d'application. Ces méthodes sont utilisées dans de nombreux secteurs : génie civil, construction navale, mécanique, technique offshore, etc... (Saadaoui A., 2011., p79).

Dans ce chapitre on présente quelques propriétés des différentes méthodes numériques en elles-mêmes, c'est à dire indépendamment du problème traité. Nous situons la méthode de l'analyse limite par rapport aux différences Finies et aux éléments Finis. Le but de ce chapitre est d'évaluer les capacités de différentes méthodes numériques : trois approches différentes ont été considérées :

- 1) Analyse limite ;
- 2) modèle différences finis ;
- 3) modèle éléments finis.

III.2 Méthodes de calcul et d'étude des pieux :

Il y a plusieurs approches pour le calcul de la capacité portante des pieux en fonction des modèles pris en considération :

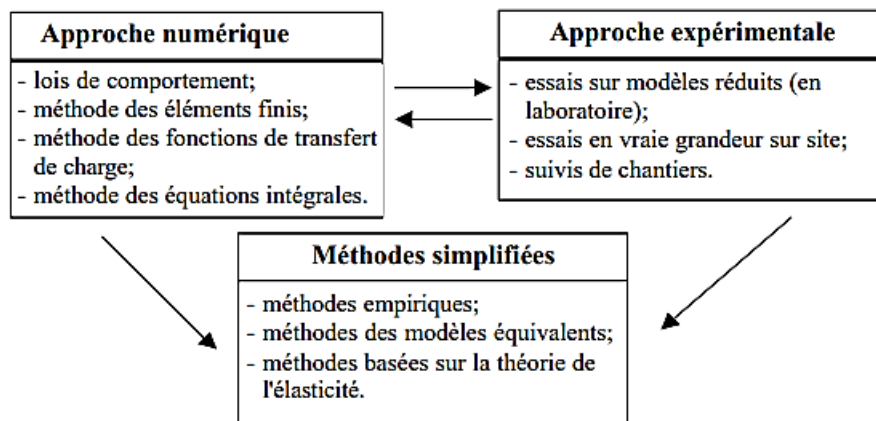


Figure III.1 : Schéma représentant les liens entre les différentes approches d'étude du comportement des pieux. (Boukhater GH., 2011., p 17)

III.3 Analyse limite :

L'analyse limite est la méthode qui permet de définir une valeur de la charge de rupture sans l'utilisation de l'analyse élasto-plastique incrémentale. La méthode de l'analyse limite considère une loi de comportement idéaliste. Cette idéalisation, nommée normalité ou règle d'écoulement établit les théorèmes limites sur lesquels est basée l'analyse limite. Dans l'optique de cette hypothèse l'approche est rigoureuse et ses techniques sont compétitives avec celle de l'équilibre limite. Les théorèmes plastiques limite de DRUCKER et al (1952) sont alors employés pour obtenir des bornes inférieures et supérieures de la charge de rupture dans les problèmes de stabilité, ou encore de la capacité portante des sols non homogène.

DRUCKER, PRAGER, GREENBERG (1952), démontrent qu'une charge déterminée à partir d'une distribution de contrainte et satisfaisante aux conditions suivantes :

- Les équations d'équilibre sont vérifiées en tout point ;
- Les conditions aux limites des contraintes sont vérifiées ;
- Cette distribution des contraintes satisfait au critère de rupture en tout point ;
- La charge n'est pas supérieure à la charge de rupture.

Cette distribution des contraintes est appelée champs de contraintes statiquement admissibles.

a) Borne inférieur

Si une distribution de contrainte statiquement admissible peut être trouvée, l'écoulement plastique libre ne se produira pas sous l'effet d'une charge plus petite.

DRUCKER, PRAGER, GREENBERG (1952) démontre également que le travail extérieur est égale au taux de dissipation d'énergie pour un mode de déformation définie (ou champs de vitesse statiquement admissible), quand les conditions suivantes sont satisfaites :

- Les conditions aux limites des vitesses ;
- les conditions de compatibilité entre vitesse et déformation ;
- La charge n'est pas plus petite que la charge de rupture est satisfaisante.

b) Borne supérieur

Si un champ de vitesse cinématiquement admissible peut être trouvé l'écoulement plastique libre doit être imminent ou a lieu auparavant.

Les conditions pour obtenir une solution type borne supérieure sont les suivantes :

- Un mécanisme de rupture cinématiquement admissible ;
- La dissipation d'énergie des forces extérieures due aux petits déplacements définis par le mécanisme est calculable ;
- La dissipation d'énergie interne dans les régions plastiquement déformées du mécanisme est calculable ;
- La solution la plus critique (plus petite borne supérieure) correspondant au mécanisme de rupture choisi, est obtenue en effectuant une minimisation du chargement de rupture par rapport aux paramètres définissant ce mécanisme.

III.4 Exposé de la méthode et choix de la configuration :

III.4.1 Approche cinématique pour sol homogène :

L'approche cinématique (borne supérieure) du calcul à la rupture est basée sur la conception de mécanismes virtuels (modèle) de rupture, inspirés de forme de rupture observée sur modèles réduits. Elle permet de construire une approche par l'extérieur (c'est à dire par excès) du domaine de stabilité. La condition nécessaire de stabilité est obtenue pour chaque mécanisme en écrivant que la puissance P_{ext} des efforts extérieurs dans les mécanismes considérés ne peut excéder la puissance résistante maximale P_{max}^{res} correspondante.

$$P_{ext} \leq P_{max}^{res} \quad (\text{III.1})$$

La quantité P_{max}^{res} est une fonctionnelle du mécanisme virtuel envisagé et elle ne dépend que du matériau. Elle représente physiquement la puissance maximale que le massif est en mesure de développer dans le mécanisme envisagé, du fait de ses capacités de résistances.

III.4.2 Mécanisme de rupture et hypothèse de calcul :

Nous développerons un mécanisme de rupture en tridimensionnel correspondant respectivement à un pieu lisse. Les hypothèses communes de calcul sont les suivantes :

- un sol homogène, limité par une surface libre horizontale ;
- un pieu lisse, vertical, soumis à chargement statique, à vitesse constante ;
- une mobilisation du sol en butée, en réaction au chargement, avec un champ de vitesse cinématiquement admissible permettant le calcul suivant la méthode cinématique ou principe de la borne supérieure.

➤ Pieu lisse:

Le mécanisme de rupture pour pieu lisse se compose de deux blocs en symétrie de révolution (ABC) et (BDEC) autour de l'axe du pieu, qui coulisent l'un sur l'autre grâce à un champ de vitesse cinématiquement admissible se résultant respectivement à V_1 et V_2 **Figure(III.2)**. (Benyaghla H., 2009.,p 118-119-123-124)

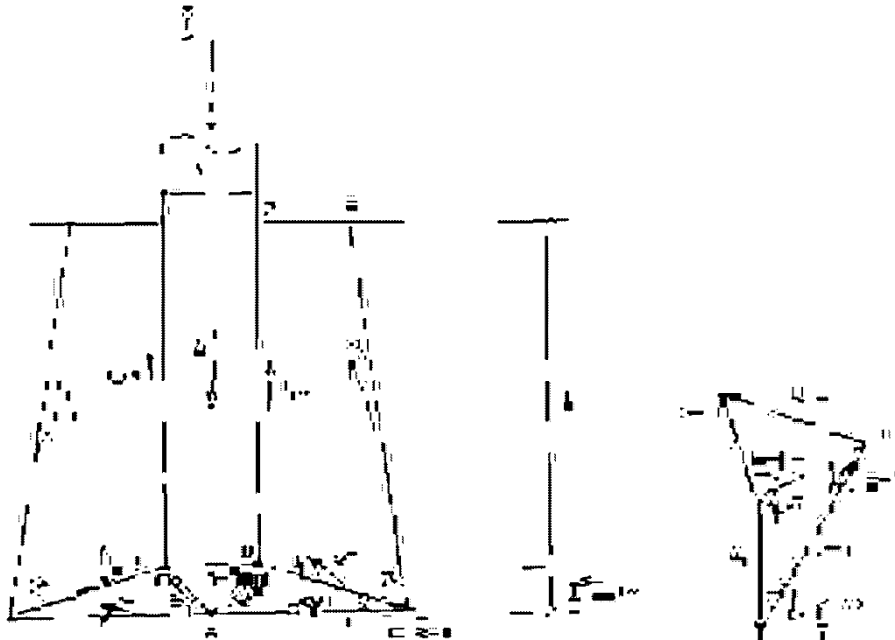


Figure III.2 : Coupe du Mécanisme pour pieu lisse ($\delta = 0$), et diagramme des vitesses du premier modèle.

Ce mécanisme permet de trouver la valeur de la charge P telle que citée plus haut.

III.5 Méthodes numériques

Le calcul numérique par la méthode des éléments finis ou des différences finies offre de meilleures alternatives pour étudier l'interaction sol-pieu et pour analyser la réponse axiale des pieux chargés verticalement.

III.5.1 Généralités

Aujourd'hui, la problématique déterminante lors de la conception ou la vérification d'un ouvrage est liée non seulement au dimensionnement de celui-ci, mais aussi aux déformations engendrées par sa mise en service ou sa réfection. La méthode des éléments finis est la seule permettant l'estimation à priori de ces déformations. Il est néanmoins nécessaire d'avoir recours à des modèles constitutifs adaptés afin de les évaluer de manière correcte.

Au début des années 1980, la rencontre de la méthode des éléments finis et des théories plastiques appliquées aux sols en sus de l'apparition des ordinateurs personnels et des logiciels de calcul de géo-mécanique jusqu'alors confinés aux "mainframes" (superordinateurs), vont faciliter le travail de l'ingénieur dans le calcul d'ouvrage de plus en plus. On peut citer dans ces domaines les logiciels largement utilisés aujourd'hui :

FLAC (P. Cundall, en différences finies), ZSOIL (Th. Zimmermann), ELFEN (Swansea), PLAXIS (P. Vermeer), DIANA (R. de Borst).

La méthode des éléments finis est peu utilisée pour étudier le comportement des pieux (si on la compare aux autres méthodes) en raison de la complexité de la modélisation d'une part et les grands moyens requis pour la réalisation de calculs de l'autre part. Elle reste dans la plupart des cas un complément utile, notamment pour mieux visualiser le phénomène. Cet outil permet, toutefois, d'examiner le problème dans son intégralité et en un seul calcul intégrant les deux éléments, à savoir le sol et la fondation. Elle permet ainsi de donner des résultats intéressants sur le comportement de pieux et du massif de sol.

III.5.2 Méthode des différences finies

L'objet de la méthode des différences fines est l'obtention de solution approchée de problème aux dérivées partielles avec conditions aux limites et conditions initiales.

L'utilisation de cette méthode est moins répandue que la méthode des éléments finis. Et comme cette dernière, elle nécessite une discrétisation dans l'espace et dans le temps.

La méthode consiste à remplacer les opérateurs différentiels par des opérateurs de différences basés sur des intervalles de temps et d'espace finis Δx et Δt , puis à résoudre les équations algébriques obtenues en tenant compte des conditions initiales et aux limites. Ainsi, le domaine de variation continu du problème se trouve transformé en un ensemble finis de points (nœuds) où la solution sera recherchée. Ce domaine discret est alors délimité par des frontières formant par conséquent un réseau de points de calcul, appelé aussi grille de calcul.

La méthode des différences finies consiste à approximer les dérivées des équations de la physique au moyen des développements de Taylor et se déduit directement de la définition de la dérivée.

Soit $u(x, y, z, t)$ une fonction de l'espace et du temps. Par définition de la dérivée, on a:

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{u(x+\Delta x, y, z, t) - u(x, y, z, t)}{\Delta x} \quad (\text{III.2})$$

Si Δx est petit, un développement de Taylor de $u(x + \Delta x, y, z, t)$ au voisinage de x

Donne:

$$u(x + \Delta x, y, z, t) = u(x, y, z, t) + \Delta x \frac{\partial u}{\partial x}(x, y, z, t) + \frac{\Delta x^2}{2} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}(x, y, z, t) + \frac{\Delta x^3}{6} \frac{\partial^3 u}{\partial x^3}(x, y, z, t) + \dots \quad (\text{III.3})$$

En tronquant la série au premier ordre en Δx on obtient :

$$\frac{u(x+\Delta x, y, z, t) - u(x, y, z, t)}{\Delta x} = \frac{\partial u}{\partial x}(x, y, z, t) + \mathbf{0}(\Delta x) \quad (\text{III.4})$$

CHAPITRE III : MODELISATION NUMERIQUE D'UN PIEU ISOLE

L'approximation de la dérivée $\frac{\partial u}{\partial x}(x)$ est alors d'ordre 1 indiquant que l'erreur de troncature $O(\Delta x)$ tend vers zéro comme la puissance première de Δx . (Hafhof B., 2017., p25).

Dans le cadre de ce travail, nous utilisons le logiciel Matlab. Ce dernier est basé sur la méthode des différences finies. (Lassad H., 14-11-2014., p37).

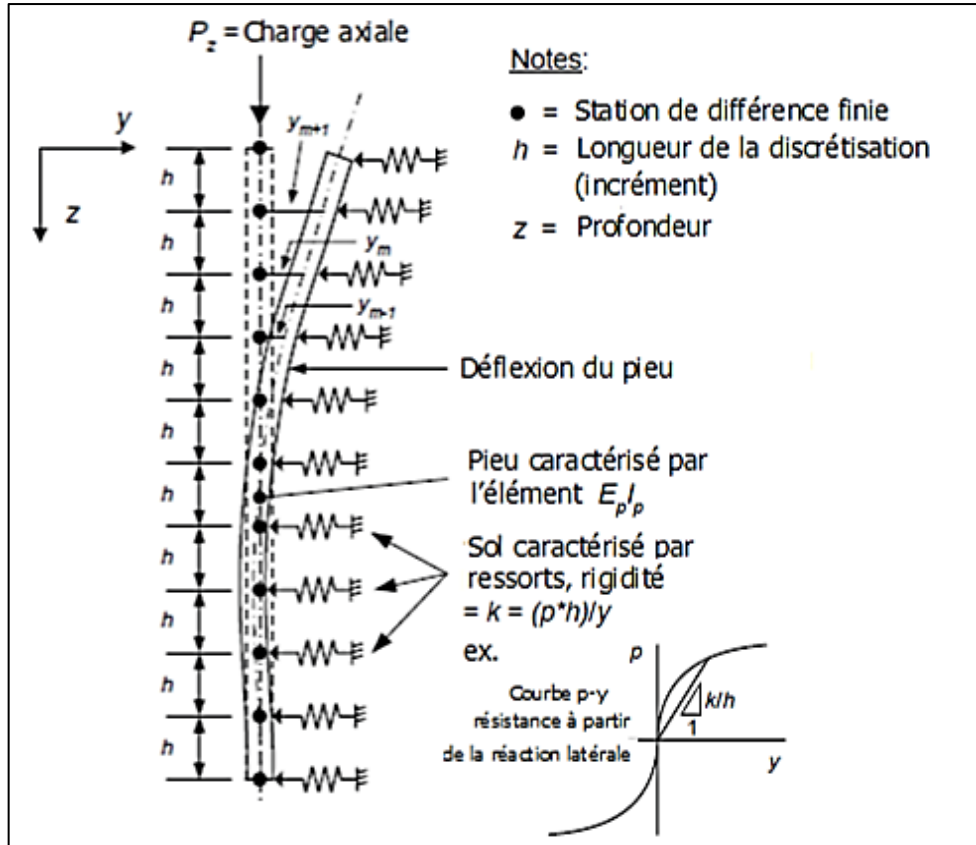


Figure III.3 : Modèle en différences finies

- Equation différentielle gouvernante

$$\frac{d^2}{dz^2} \left\{ E_p I_p \frac{dy^2}{dz^2} \right\} + P_z \frac{d^2 y}{dz^2} + ky = 0 \quad \text{(III.5)}$$

- Equation générale en différences finies

$$y_{m-2} \{R_{m-1}\} + y_{m-1} \{-2R_m - 2R_{m-1} + P_x h^2\} + y_m \{R_{m-1} + 4R_m + R_{m-1} - 2P_x h^2 + k_m h^4\} + y_{m-1} \{-2R_{m-1} - 2R_m + P_x h^2\} + y_{m-2} \{R_{m-1}\} = 0 \quad \text{(III.6)}$$

$$R = E_p I_p \quad \text{(III.7)}$$

III.5.3 méthode d'éléments finis

Aujourd'hui, la problématique déterminante lors de la conception ou la vérification d'un ouvrage est liée non seulement au dimensionnement de celui-ci, mais aussi aux déformations engendrées par sa mise en service. La méthode des éléments finis est une des méthodes permettant l'estimation a priori de ces déformations. Il est néanmoins nécessaire d'avoir recours à des modèles constitutifs adaptés afin de les évaluer de manière correcte.

L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement du pieu ainsi que du massif du sol l'entourant. La modélisation du comportement des pieux exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol-pieu et d'une loi de comportement adéquate du sol. La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par une schématisation en symétrie de révolution ou tridimensionnelle. La méthode des éléments finis est utilisée pour l'étude du comportement des pieux sous chargement axiale. (Said I., 2007., p48)

III.5.3.1 Présentation du code éléments finis PLAXIS

Le logiciel PLAXIS est un programme d'éléments finis conçu au départ pour les problèmes en deux dimensions (2D) puis étendu à ceux de trois dimensions (3D) spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour plusieurs modes d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique. Le modèle utilise une interface graphique pratique permettant aux utilisateurs de générer rapidement un modèle géométrique et un maillage d'éléments finis basés sur la coupe verticale de l'ouvrage à étudier. Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité, avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés.., L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage). Le système d'options du code plaxis commencent par :

- Le Maillage ;
- Les conditions aux limites en déplacement ;
- Les contraintes initiales dues au poids des terres ;
- Les pressions interstitielles ;
- Le coefficient de sécurité.

III.5.3.2 Présentation du logiciel :

III.5.3.2.1 Fonction et domaine d'application :

PLAXIS est un programme d'élément finis en deux dimension spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différent type d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique.

III.5.3.2.2 Les modèles des matériaux :

PLAXIS propose différents modèles qui permettent de simuler le comportement d'un sol. Les modèles sont les suivants :

a) **Modèle élastique linéaire:** Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope :

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad \text{(III.8)}$$

b) **Modèle de Mohr-Coulomb :**

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma n \tan \varphi + c$$

Où σn et τ sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et c et φ respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (**figure III.4**).

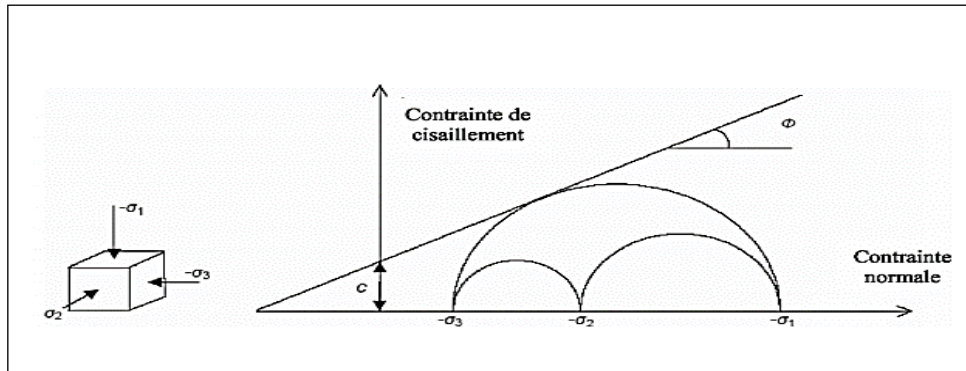


Figure III.4: Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice. (Berkane A., 2017., p71-72)

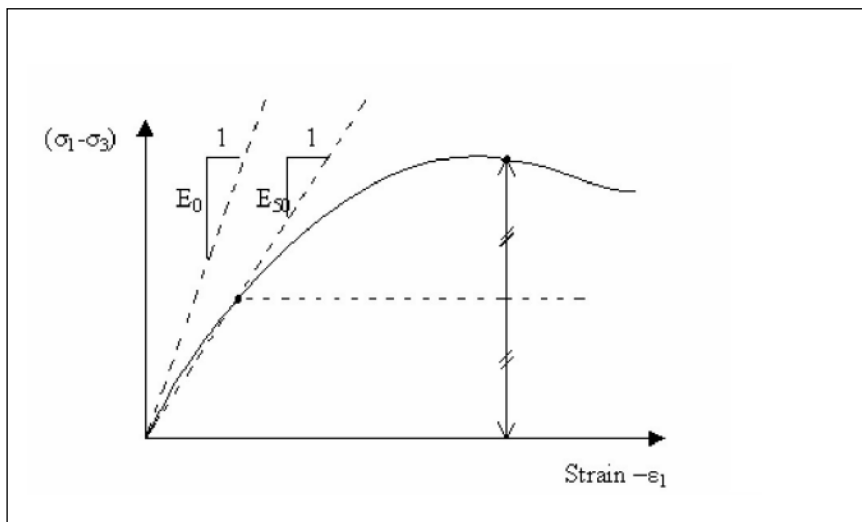


Figure III.5 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$

CHAPITRE III : MODELISATION NUMERIQUE D'UN PIEU ISOLE

Ce modèle bien connu est utilisé généralement comme une première approximation du comportement d'un sol. Ce modèle comporte cinq paramètres :

- le module d'Young, E ;
- le coefficient de Poisson, ν ;
- la cohésion, c ;
- l'angle de frottement, φ ;
- l'angle de dilatance ψ .

Ce modèle est régi par une loi élastique parfaitement plastique. Elle est utilisée pour décrire approximativement le comportement des sols grenus (sables) et des sols fins à long terme (argile et limon).

Dans l'espace des contraintes principales effectives σ'_1 , σ'_2 et σ'_3 la surface est définie par une fonction de charge F , qui est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ telle que c est donnée sur la figure. La fonction de charge est la suivante :

$$F(\sigma_{i,j}) = -(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' - 2c \cos \varphi = 0 \quad (\text{III.9})$$

σ'_1 , σ'_3 représentent les contraintes principales extrêmes, telle que : $\sigma'_1 \geq \sigma'_2 \geq \sigma'_3$

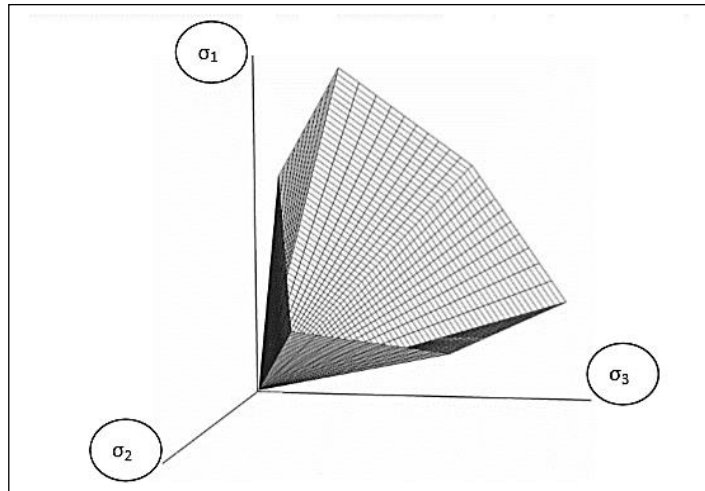


Figure III.6 : Surface de rupture dans l'espace des contraintes principales.

Le potentiel plastique est fonction des contraintes principales extrêmes, il est donné par la formule suivante :

$$G(\sigma_{ij}) = -(\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \psi \quad (\text{III.10})$$

Les déformations plastiques vérifient la relation suivante :

$$\frac{d\varepsilon_{vol}^p}{d\varepsilon_a^p} = \frac{-2 \sin \tau \psi}{1 - \sin \psi} \quad (\text{III.11})$$

La quantité $\frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi}$ caractérise la variation volumique au cours de la phase plastique, c'est pour cette raison que ψ est appelé la dilatance.

III.5.3.3 Type de comportement des matériaux :

En principe, dans PLAXIS, tous les paramètres de modélisation sont sensés représenter les caractéristiques effectives du sol, c'est-à-dire la relation entre les contraintes et les déformations pour le squelette solide. Une caractéristique importante des sols est la présence d'eau interstitielle. Les pressions interstitielles influencent significativement la réponse du sol. Pour permettre la prise en compte des interactions squelette solide-eau dans la réponse du sol, PLAXIS offre le choix entre trois types de comportements pour chaque modèle de sol: (Lillouch S., Benhamma B., 19-06-2012., p112-115)

- Comportement drainé : c'est le cas des sols secs ou avec une forte perméabilité ;
- Comportement non drainé : c'est le cas des sols fins qui ont une faible perméabilité ;
- Comportement non poreux : applicable à la modélisation des bétons et des roches.

III.5.3.4 Etape de modélisation :

Plaxis utilise une interface composée de quatre sous programmes

- Input ;
- Calculations ;
- Output ;
- Curves.

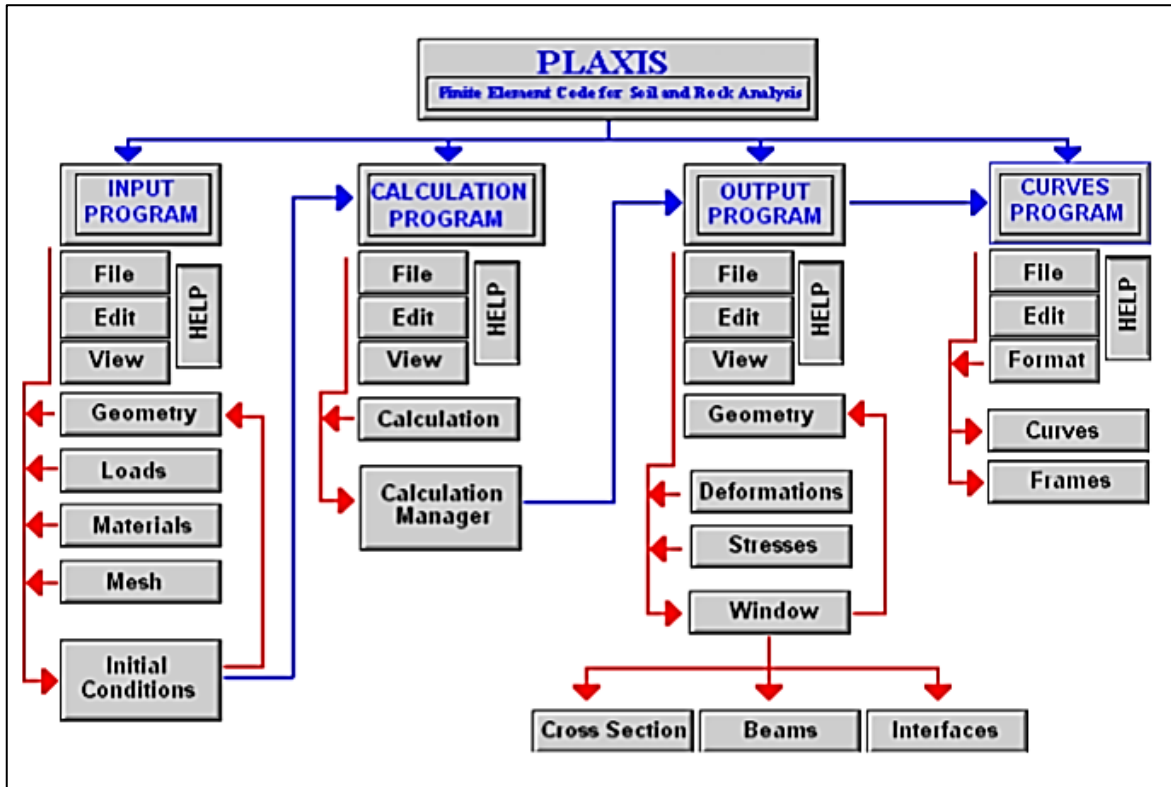


Figure III.7 : Organigramme de la structure du Plaxis code.

III.6 Présentation de logiciel Matlab

MATLAB est un logiciel interactif basé sur le calcul matriciel (MATrix LABoratory). Il est utilisé dans les calculs scientifiques et les problèmes d'ingénierie parce qu'il permet de résoudre des problèmes numériques complexes en moins de temps requis par les langages de programmation courant, et ce grâce à une multitude de fonctions intégrées et à plusieurs programmes outils testés et regroupés selon usage dans des dossiers appelés boîtes à outils ou "toolbox". Au démarrage de MATLAB sur un PC, l'interface se présente comme suit :

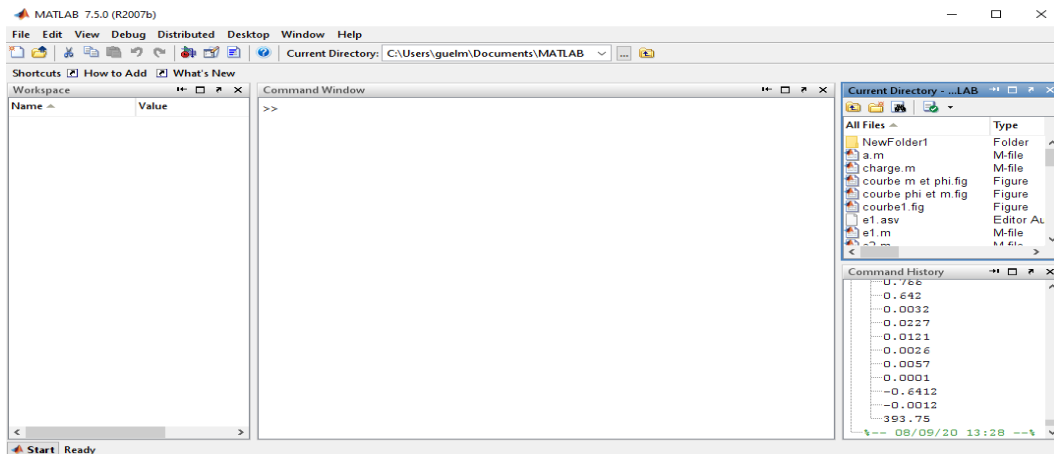


Figure III.8 : Fenêtre principale de Matlab (version 7.5.0).

CHAPITRE III : MODELISATION NUMERIQUE D'UN PIEU ISOLE

La fenêtre principale de MATLAB contient deux fenêtres secondaires pouvant être déplacées ou fermées.

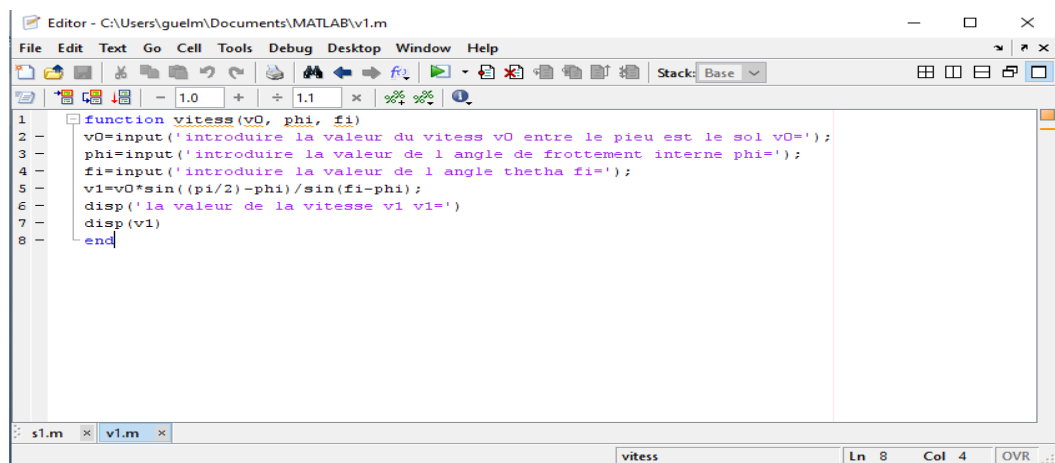
A droite la fenêtre des commandes permet à la fois d'introduire les commandes ligne par ligne et d'afficher les résultats. Le symbole `>>` indique l'attente d'une commande.

A gauche, sont imbriquées en volets les fenêtres Workspace, Current Directory et parfois Command History.

- Workspace permet d'afficher les variables utilisées avec leurs tailles ;
- Current Directory affiche le chemin d'accès ou le répertoire en cours avec tous les fichiers et les sous répertoires ;
- Command History affiche les commandes ayant été saisies.

Les déclarations et les commandes peuvent aussi être introduites sous forme d'un script dans un fichier texte d'extension ".m". MATLAB est équipé d'un éditeur de texte permettant de saisir les fichiers script. La commande `edit prog1` ouvre l'éditeur et charge le fichier `prog1.m` s'il existe, sinon l'éditeur s'ouvre sur un fichier vide.

L'exécution du script (les commandes une après une) se fait à l'aide du bouton Save and Run ou avec le menu debug/Save and Run ou bien, simplement, en appuyant sur la touche fonction F5. Les résultats d'exécution sont affichés dans la fenêtre des commandes de la même manière que si les commandes sont entrées dans cette fenêtre. (Seghir., A., 2014-2015., p2-3).



```
Editor - C:\Users\guelm\Documents\MATLAB\v1.m
File Edit Text Go Cell Tools Debug Desktop Window Help
Stack: Base
1 function vitesse(v0, phi, fi)
2     v0=input('introduire la valeur du vitesse v0 entre le pieu est le sol v0=');
3     phi=input('introduire la valeur de l angle de frottement interne phi=');
4     fi=input('introduire la valeur de l angle theta fi=');
5     v1=v0*sin((pi/2)-phi)/sin(fi-phi);
6     disp('la valeur de la vitesse v1 v1=')
7     disp(v1)
8     end
```

Figure III.9. La fenêtre d'édition Matlab.

III.7 Conclusion :

Les ingénieurs confrontés à des problèmes complexes ont cherché depuis longtemps à utiliser des modèles rhéologiques adaptés aux sols pour simuler le comportement des ouvrages géotechniques. Ces modèles, introduits dans des codes de calcul, permettent la résolution des problèmes liés au tassement, au fluage, à la consolidation et à la rupture des sols. En effet, la modélisation numérique de ces ouvrages géotechniques s'inscrit dans une pratique commune en génie civil qui vise la réduction des coûts d'études et les difficultés rencontrées lors de la construction. (Lamri I., 2008 ., p41).

CHAPITRE IV:
CALCULS

IV.1 Introduction :

Dans ce chapitre, un calcul de la charge limite est réalisé en utilisant la méthode d'analyse limite en tridimensionnel chargé axialement. Ce calcul est validé par un calcul numérique en utilisant le programme de calcul Matlab et Plaxis 8.2.

IV.2 calcul a rupture d'un pieu isolé par la théorie d'analyse limite :

La méthode de calcul à la rupture -analyse limite-, est en fin de compte un calcul de charge limite d'un pieu isolé

Nous proposons un mécanisme ou modèle en trois dimensions - en axisymétrique - pour un pieu lisse. Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- Le sol est homogène et isotrope, limité par une surface libre horizontale,
- un pieu lisse, vertical, soumis à chargement statique, à vitesse constante
- La vitesse à l'interface sol-structure est supposée tangente au pieu, ce qui veut dire que la vitesse à l'interface est inclinée de φ par rapport au pieu. Les deux hypothèses restent valables pour le calcul de la charge limite d'un pieu isolé.
- une mobilisation du sol en butée, en réaction au chargement, avec un champ de vitesse cinématiquement admissible permettant le calcul suivant la méthode cinématique ou principe de la borne supérieure.

❖ Pieu lisse:

Le mécanisme de rupture pour pieu lisse se compose de deux blocs en symétrie de révolution (ABC) et (BDEC) autour de l'axe du pieu, qui coulisent l'un sur l'autre grâce à un champ de vitesse cinématiquement admissible se résultant respectivement à V_1 et V_2 (Figure IV.1).

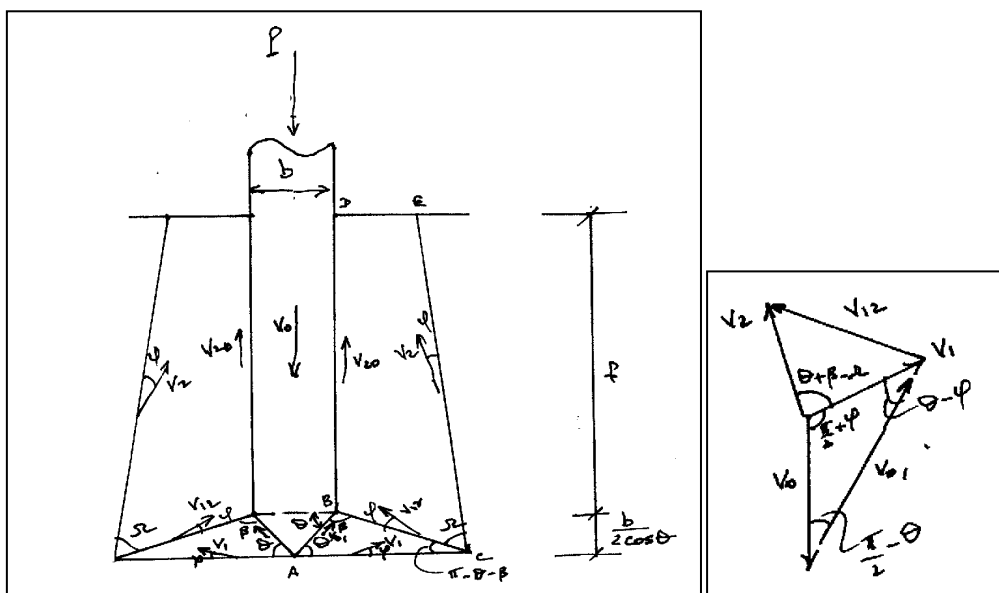


Figure IV.1 : Coupe du Mécanisme pour pieu lisse ($\delta = 0$), et diagramme des vitesses.

IV.2.1 Choix du modèle (mécanisme) : frottement lisse $\delta = 0$

Les conditions explicitement présent en considération dans ce cas sont : la vitesse entre le pieu et le sol (V_0, V_{01}) est tangente. (V_{01}, V_1, V_2, V_{12}), incliné d'un angle de frottement φ . La dissipation d'énergie est due à la cohésion quand celle-ci existe mais surtout au frottement des blocs constituant le mécanisme cinématique pris en considération Figure (IV.1) et Figure IV.2). La formation finale du système est que le travail moteur doit être égal au travail résistant. Dans ce calcul on prend en charge la dilatance et la contractance du milieu en prenant en considération la modification de l'angle de frottement φ en fonction de la profondeur en utilisant la formule de Baligh (1975), cette formule a été développée dans la thèse de doctorat de Dr Benyaghla Hacene. (Benyaghla H., p 133., 2009)

On peut donc écrire :

$$\log\{tg\phi_c\} = \log\left\{\frac{A}{B \log \frac{P_n}{P_0}}\right\} \quad \text{(IV.1)}$$

Ou:

A et B sont des constantes dépendants de la densité du sol

P_0 : contrainte à l'état initial.

P_n : contrainte calculé.

Tableau IV.1: Valeurs des paramètres A et B

$D_r(\%)$	A	B
70	0.9275	0.08630
50	0.7630	0.0795

On a utilisé le logiciel Matlab pour le calcul numérique :

```
function phi(pn, p0, A, B)
pn=input('introduire la valeur du pnpn=');
p0=input('introduire la valeur du p0 p0=');
A=input('introduire la valeur de A=');
B=input('introduire la valeur de B=');
tanphi=A/B*log10(pn/p0);
disp('la valeur de tanphi=')
disp(tanphi)
end
```

$$PV_0 + W_1V_1 \cos(\pi/2 + \phi) + W_2V_2 \sin(\Omega - \phi - \beta - \theta) = c(S_3V_1 \cos\phi + S_4V_{12} \cos(2\pi - \phi) + S_5V_2 \cos(2\pi - \phi) + p(S_2V_0 \cos\phi + S_1V_{01})) \quad (\text{IV.2})$$

IV.2.2 Calcul la charge limite P :

• Décomposition du mécanisme du modèle Figure (IV.2)

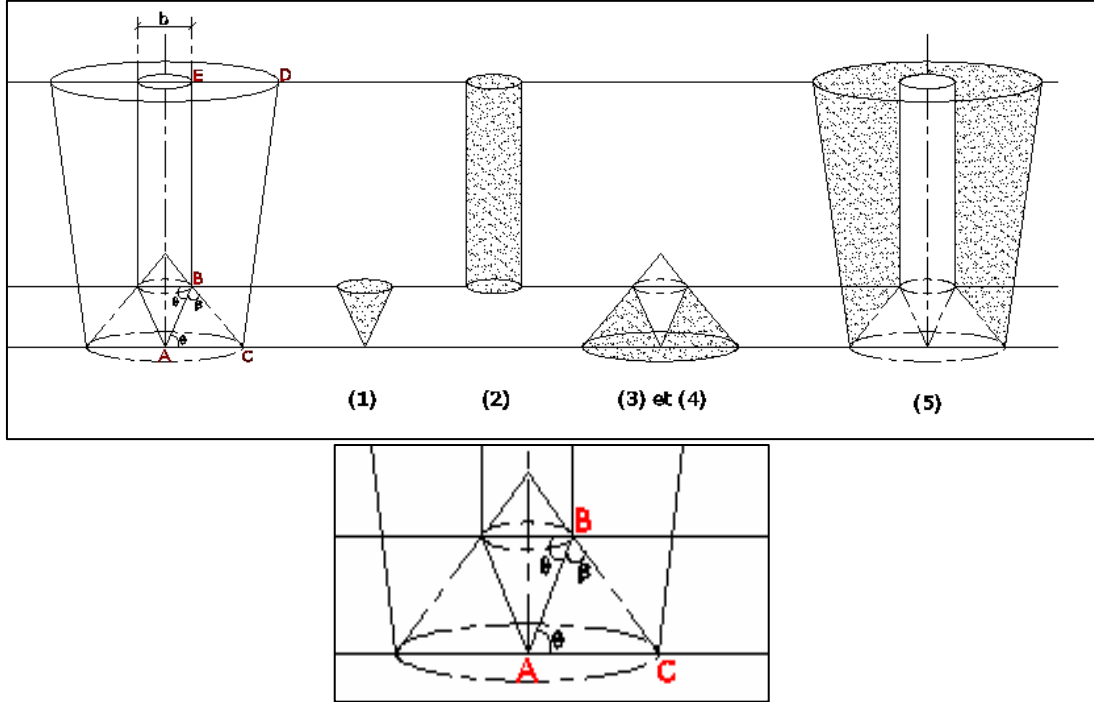


Figure IV.2 : Décomposition du mécanisme de rupture frottement lisse en 3D (selon Coulomb).

a. Surfaces latérales :

$$S_1 = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{b^2}{\cos\theta} \quad (\text{IV.3})$$

$$S_2 = \pi \cdot \frac{b^2}{2} \cdot \frac{\text{tg}\theta \cdot \sin\Omega}{\sin\beta \cdot \cos(\pi - \theta - \beta + \Omega)} \quad (\text{IV.4})$$

$$S_3 = \frac{\pi b^2}{4} \cdot \frac{\sin(\pi - \beta)^2}{\cos\theta \cdot \sin(\pi - \theta - \beta)} \quad (\text{IV.5})$$

$$S_4 = \frac{\pi b}{2} \cdot \frac{\sin(\pi - \beta)}{\cos\theta \cdot \sin(\pi - \theta - \beta)} \cdot \left(\frac{b}{2} \cdot \frac{\text{tg}\theta}{\sin(\pi - \theta - \beta)} + \frac{b}{2\cos(\pi - \theta - \beta)} \right) - \frac{\pi b^2}{4} \cdot \left(\frac{1}{\cos(\pi - \theta - \beta)} + \frac{1}{\cos\theta} \right) \quad (\text{IV.6})$$

$$S_5 = \frac{\pi b^2}{4} \left(\frac{2tg\theta \sin \Omega}{(\sin \pi - \theta - \beta) \cos(\pi - \theta - \beta + \Omega)} + \left(\frac{\sin(\pi - \beta) tg \theta}{\cos \theta \sin(\pi - \theta - \beta)^2} \frac{\sin(\pi - \beta)}{\cos(\pi - \theta - \beta) \cos \theta \sin(\pi - \theta - \beta)} \right) + \frac{1}{\cos(\pi - \theta - \beta)} \right) \quad (\text{IV.7})$$

b. Vitesse agissante sur le modèle (mécanisme)

$$V_{01} = V_0 \cdot \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right)}{\sin(\theta - \varphi)} ; \quad V_1 = V_0 \cdot \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right)}{\sin(\theta - \varphi)} \quad (\text{IV.8})$$

Avec : $a = \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right)}{\sin(\theta - \varphi)}$,

$$V_{12} = V_0 \cdot a \cdot \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega - \phi\right)}{\sin\left(\Omega - \varphi - \frac{\pi}{2}\right)} \quad (\text{IV.9})$$

$$V_2 = V_0 \cdot a \cdot \frac{\sin(\beta + 2\varphi)}{\sin(\Omega - 2\varphi)} \quad (\text{IV.10})$$

c. Equation du travail : $\delta = 0$:

Forces extérieures : P, W1, W2

$$\frac{P}{2} \quad (\text{IV.11})$$

$$W_1 = \frac{\gamma s \cdot b^3 \cdot \pi}{2} \cdot \frac{\sin \theta \cdot \sin \beta \cdot \cos \theta \cdot \cos \phi}{\sin(\pi - 2\theta) \cdot \sin(\theta - \beta) \cdot \sin(\theta - \phi)} \quad (\text{IV.12})$$

$$W_2 = \gamma s \cdot \pi \cdot b^3 \cdot \left(\frac{\left((S1 - (S2 + S3)) \cdot \cos \theta \cdot \sin\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega - \phi\right) \cdot \sin \phi \right)}{\sin(\theta - \phi) \cdot \cos(\phi - \Omega)} \right) \quad (\text{IV.13})$$

d. Equation Finale :

L'équation finale d'équilibre sera :

$$P + W_1 + W_2 = c(S_3 + S_4 + S_5) + p(S_2 + S_1) \quad \text{(IV.14)}$$

L'équation finale par Matlab :

```

Function charge(s1, s2, s3, s4, s5, c, p)
s1=input('introduire la valeur de surface 1 s1=');
s2=input('introduire la valeur de surface 2 s2=');
s3=input('introduire la valeur de surface 3 s3=');
s4=input('introduire la valeur de surface 4 s4=');
s5=input('introduire la valeur de surface 5 s5=');
w1=input('introduire la valeur du poids 1 w1=');
w2=input('introduire la valeur du poids 2 w2=');
c=input('introduire la valeur du cohesion c c=');
p=input('introduire la valeur de la contraint de confinement p=');
P=c*(s3+s4+s5)+p*(s2+s1)-w1-w2;
disp('la valeur de la chrgeexterieur P P=')
disp(P)
end
    
```

Après application du champ de vitesse à chaque élément on obtient en final :

$$PV0 = 2 \left(W1.V1.\cos\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right) + W2.V2.\cos\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega + \phi\right) \right) + 2.c.\cos\phi(S_3.V1 + S_4.V12 + S_5.V2) + S_2.pV0 - S_1.pV01 \quad \text{(IV.15)}$$

$$\begin{aligned}
 P = & 2 \left(W_1 \frac{\sin(\frac{\pi}{2} - \phi) \cos(\frac{\pi}{2} + \phi)}{\sin(\theta - \phi)} + W_2 \frac{\sin(\frac{\pi}{2} - \theta) \sin(\beta + 2\phi) \cos(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega + \phi)}{\sin(\theta - \phi) \sin(\Omega - 2\phi)} \right) + \\
 & 2.c.\cos\phi \left(S_3 \frac{\sin(\frac{\pi}{2} - \phi)}{\sin(\theta - \phi)} + S_4 \frac{\sin(\frac{\pi}{2} - \theta) \sin(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega - \phi)}{\sin(\theta - \phi) \sin(\Omega - \phi - \frac{\pi}{2})} + S_5 \frac{\sin(\frac{\pi}{2} - \theta) \sin(\beta + 2\phi)}{\sin(\theta - \phi) \sin(\Omega - 2\phi)} \right) + \\
 & S_2 p - S_3 p \frac{\sin(\frac{\pi}{2} + \phi)}{\sin(\theta - \phi)} \tag{IV.16}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P = & 2 * ((w_1 * \sin((\pi/2) - \phi) * \cos((\pi/2) + \phi) / \sin(\theta - \phi) + w_2 * (\sin((\pi/2) - \theta) * \sin(\beta + 2 * \phi) * \cos((\pi/2) + \theta + \beta - \Omega + \phi) / \sin(\theta - \phi) * \sin(\Omega - 2 * \phi))) + \\
 & 2 * c * \cos\phi * (s_3 * \sin((\pi/2) - \phi) / \sin(\theta - \phi) + s_4 * \sin((\pi/2) - \theta) * \sin((\pi/2) + \theta + \beta - \Omega - \phi) / \sin(\theta - \phi) * \sin(\Omega - \phi - (\pi/2))) + s_5 * \sin((\pi/2) - \theta) * \sin(\beta + 2 * \phi) / \sin(\theta - \phi) * \sin(\Omega - 2 * \phi))) + \\
 & (s_2 * p - s_3 * p * \sin((\pi/2) + \phi) / \sin(\theta - \phi));
 \end{aligned}$$

IV.2.3 Résolution de l'équation d'équilibre :

$$V_0 = 1 \text{ m/s}, \theta = \pi/3, b = 0.045 \text{ m}, f = (1 - 25 \text{ m}), \gamma_s = 1750 \text{ kg/m}^3, c = 0, 1 \text{ kg/m}^2$$

P = charge extérieur ; p = contrainte de confinement

Données :

$$\theta = 1.046 \text{ rad}, \beta = 1.483 \text{ rad}, \phi = 0.698 \text{ rad}, \pi = 3.14, \Omega = 0.785 \text{ rad}$$

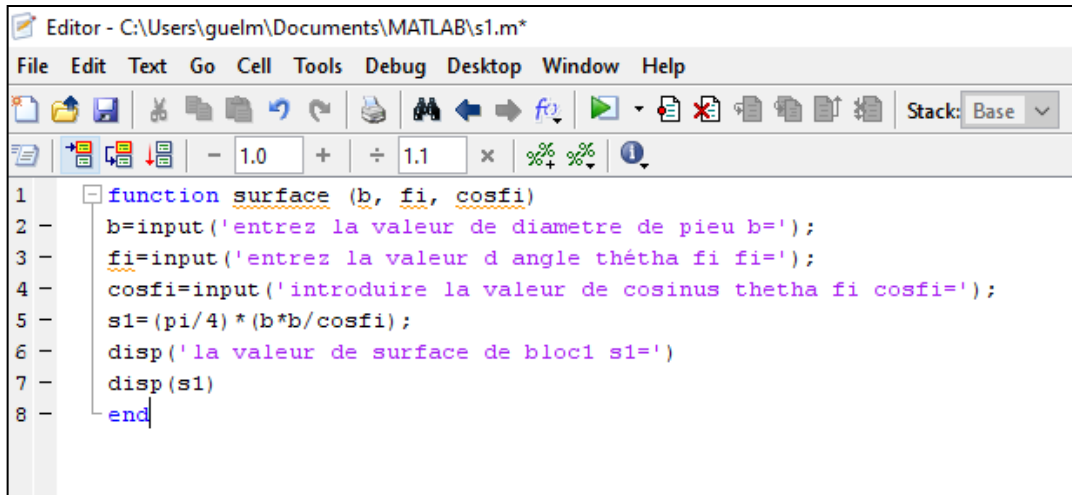
On a :

$$\text{La contrainte de confinement : } p = \gamma_s * h = 1750 * 0.045 = 78.75 \text{ kg/m}^2$$

a) Surfaces latérales :

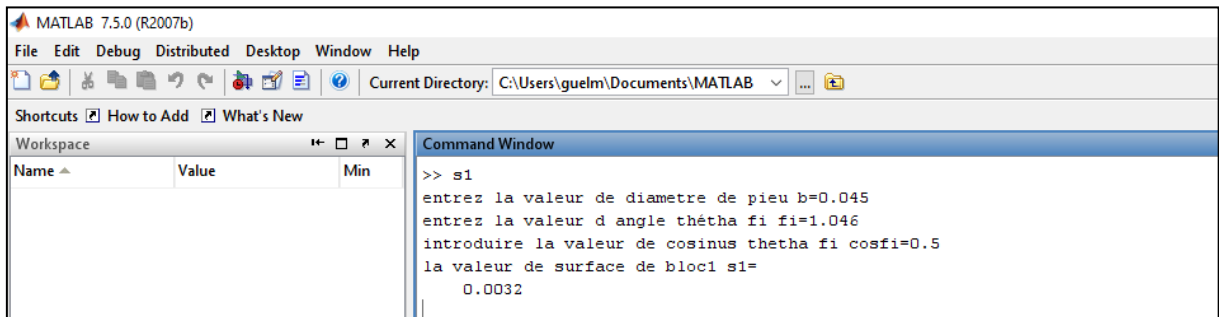
On a utilisé le logiciel Matlab pour le calcul numérique :

CHAPITRE IV : CALCULS



```
Editor - C:\Users\guelm\Documents\MATLAB\s1.m*
File Edit Text Go Cell Tools Debug Desktop Window Help
[Icons] Stack: Base
- 1.0 + ÷ 1.1 × %>% %>% ⓘ
1 function surface (b, fi, cosfi)
2 b=input('entrez la valeur de diametre de pieu b=');
3 fi=input('entrez la valeur d angle thetha fi fi=');
4 cosfi=input('introduire la valeur de cosinus thetha fi cosfi=');
5 s1=(pi/4)*(b*b/cosfi);
6 disp('la valeur de surface de bloc1 s1=')
7 disp(s1)
8 end
```

Figure IV.3 : calcul de la section par Matlab.

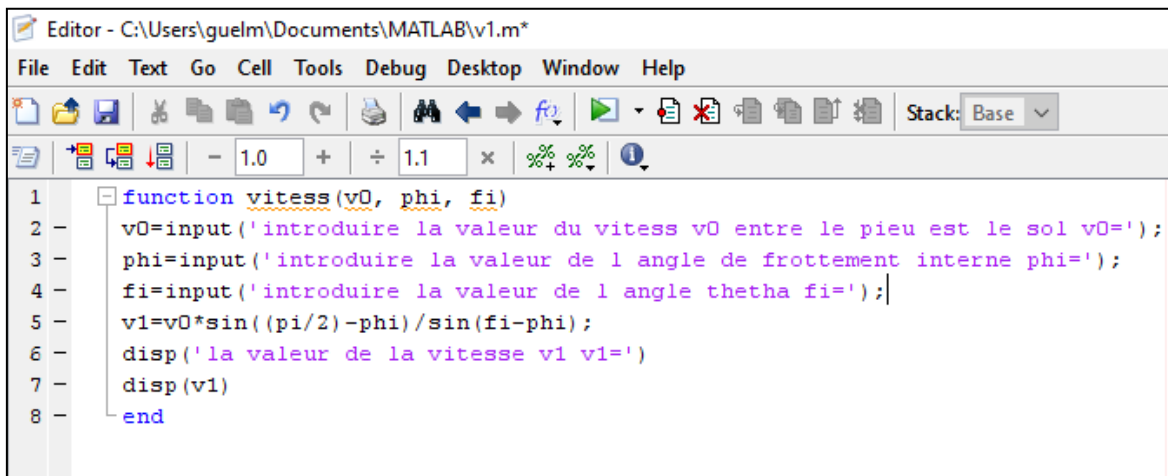


```
MATLAB 7.5.0 (R2007b)
File Edit Debug Distributed Desktop Window Help
Current Directory: C:\Users\guelm\Documents\MATLAB
Workspace
Name Value Min
Command Window
>> s1
entrez la valeur de diametre de pieu b=0.045
entrez la valeur d angle thetha fi fi=1.046
introduire la valeur de cosinus thetha fi cosfi=0.5
la valeur de surface de bloc1 s1=
0.0032
```

Figure IV.4 : exécution du résultat par Matlab.

b) Vitesse agissante sur le modèle (mécanisme) :

On a utilisé le logiciel Matlab pour le calcul numérique :



```
Editor - C:\Users\guelm\Documents\MATLAB\v1.m*
File Edit Text Go Cell Tools Debug Desktop Window Help
[Icons] Stack: Base
- 1.0 + ÷ 1.1 × %>% %>% ⓘ
1 function vitess(v0, phi, fi)
2 v0=input('introduire la valeur du vitess v0 entre le pieu est le sol v0=');
3 phi=input('introduire la valeur de l angle de frottement interne phi=');
4 fi=input('introduire la valeur de l angle thetha fi=');
5 v1=v0*sin((pi/2)-phi)/sin(fi-phi);
6 disp('la valeur de la vitesse v1 v1=')
7 disp(v1)
8 end
```

Figure IV.5 : calcul de la vitesse par Matlab.


```
Command Window
>> w1
introduire la valeur de l angle de frottement interne phi=0.698
introduire la valeur de l angle theta fi=1.046
introduire la valeur de l angle betha beta=1.483
introduire la valeur de l angle omega omega=0.785
introduire la valeur de poids volumique du sol gamma=1750
introduire la valeur de diametre de pieu b=0.045
introduire la valeur de cosinus theta fi cosfi=0.5
introduire la valeur de sinus omega sinomega=0.707
introduire la valeur de sinus betha sinbeta=0.966
introduire la valeur de sinus thétha sinfi=0.866
introduire la valeur de cosinus phi cosphi=0.766
la valeur de poids w1 w1=
-0.6412
```

Figure IV.8 : exécution du résultat par Matlab.

d) La charge extérieure P(Matlab)

Function charge (phi, fi, beta, omega, gamma, b, cosfi, sinomega, sinbeta, sinfi, cosphi, sinphi, s1, s2, s3, s4, s5, c, w1, w2, p)

```
phi=input('introduire la valeur de l angle de frottement interne phi=');
```

```
fi=input('introduire la valeur de l angle theta fi=');
```

```
beta=input('introduire la valeur de l angle betha beta=');
```

```
omega=input('introduire la valeur de l angle omega=');
```

```
gamma=input('introduire la valeur de poids volumique du sol gamma=');
```

```
b=input('introduire la valeur de diametre de pieu b=');
```

```
cosfi=input('introduire la valeur de cosinus theta fi cosfi=');
```

```
sinomega=input('introduire la valeur de sinus omega sinomega=');
```

```
sinbeta=input('introduire la valeur de sinus betha sinbeta=');
```

```
sinfi=input('introduire la valeur de sinus thétha sinfi=');
```

```
cosphi=input('introduire la valeur de cosinus phi cosphi=');
```

```
sinphi=input('introduire la valeur de sinus phi sinphi=');
```

```
s1=input('introduire la valeur de surface 1 s1=');
```

```
s2=input('introduire la valeur de surface 2 s2=');
```

```

s3=input('introduire la valeur de surface 3 s3=');
s4=input('introduire la valeur de surface 4 s4=');
s5=input('introduire la valeur de surface 5 s5=');
c=input('introduire la valeur du cohesion c c=');
w1=input('introduire la valeur du poids 1 w1=');
w2=input('introduire la valeur du poids 2 w2=');
p=input('introduire la valeur de la contraint de confinement p=');

P=2*((w1*sin((pi/2)-phi)*cos((pi/2)+phi)/sin(fi-phi)+w2*(sin((pi/2)-
fi)*sin(beta+(2*phi))))*cos((pi/2)+fi+beta-omega+phi)/sin(fi-phi)*sin(omega-(2*phi))) +
2*c*cosphi*(s3*sin((pi/2)-phi)/sin(fi-phi))+(s4*sin*((pi/2)-fi)*sin((pi/2)+fi+beta-omega-
phi)/sin(fi-phi)*sin(omega-phi-(pi/2)))+(s5*sin((pi/2)-fi)*sin(beta+(2*phi))/sin(fi-
phi)*sin(omega-(2*phi))))+ (s2*p-s3*p*sin((pi/2)+phi)/sin(fi-phi));

disp('la valeur de la chrge exterieur P P=')

disp(P)

end

```

P= charge extérieure calculée par le modèle proposé (Matlab).

P^{DTU} avec $N_q = e^{2,7 \text{tg}\phi}$ (diamètre du pieu inférieur à 0.30m), calculé par les formules traditionnelles.

Remarque :

Le pieu est un pieu battu en acier doté d'une section circulaire.

CHAPITRE IV : CALCULS

e) Calcul selon le DTU pieu isolé.

Méthode traditionnelle (C et Φ) selon DTU 13.2 Maintenant nous utilisons la méthode de C et Φ pour calculer la capacité portante du pieu (voire chapitre II)

- La charge limite d'un pieu :

$$Q = Q_c + Q_f \quad (\text{IV.17})$$

- Calcul du terme de pointe :

$$Q_c = A q_c$$

On utilise les formules classiques établies par les fondations superficielles. Comme « D » est très grand devant « B » le terme de surface sera négligé.

$$q_c = 0,6.y.r.N_y + y.D.N_q + 1,3.c.N_c = 0,6.y.r.N_y + \sigma_v.N_q + 1,3.c.N_c \quad (\text{IV.18})$$

En général, on néglige le premier terme de l'équation.

On alors : $q_c = \sigma_v.N_{q_{\max}} + 1,3.c.N_{c_{\max}}$

$$N_q = e^{2.7tg\phi} = 9.631$$

Tableau IV.2 : Valeurs de la charge limite calculée par le modèle P et P^{DTU} et l'angle de frottement interne

profondeur (m)	ϕ (degré)	P (kN)	P^{DTU} (kN)	ϕ_c (degré)	P/ P^{DTU} (kN)
1	30	0.79	1.6	36	0.95
5	30	1.49	3.46	30	0.94
10	30	6.35	8.82	26	0.94
15	30	12.7	14.5	25	0.95
20	30	21.5	23.5	24.5	0.94
25	30	34.83	32.34	24	0.95

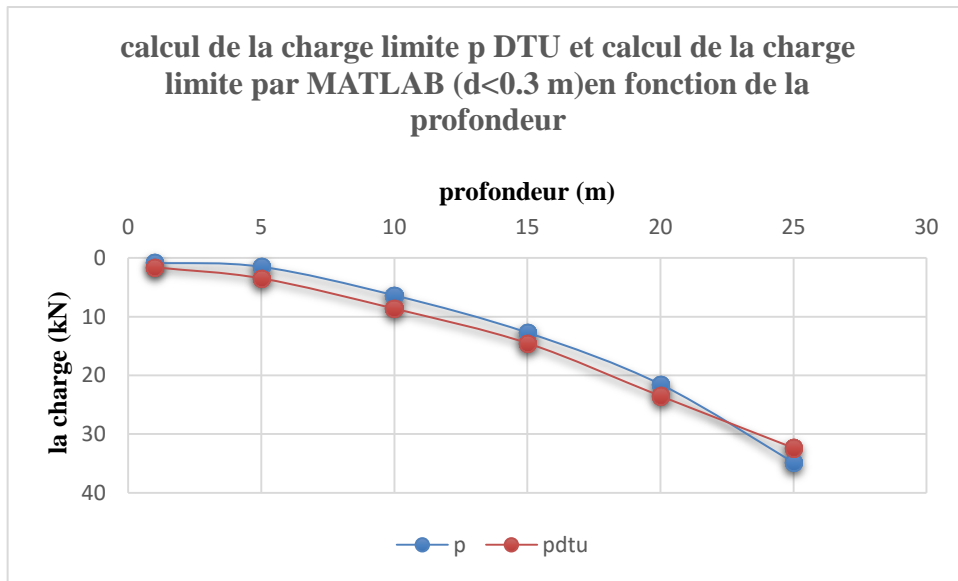


Figure IV.9 : Calcul de la charge limite P^{DTU} (Caquot-Kérisel) et calcul de la charge limite P par le modèle ($d < 0.3$ m) en fonction de la profondeur.

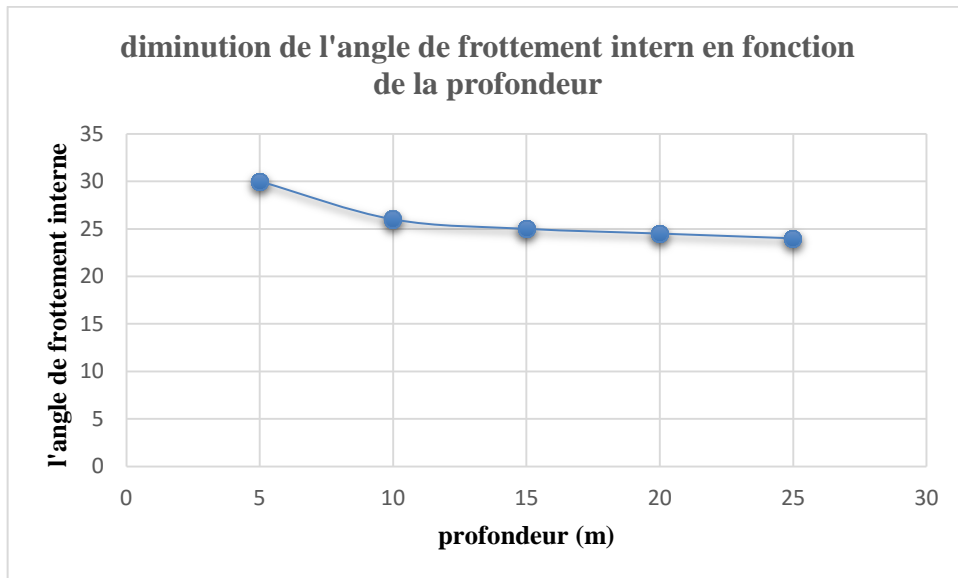


Figure IV.10 : calcul de l'angle de frottement interne par la formule de Baligh (1975) en fonction de la profondeur.

CHAPITRE IV : CALCULS

Données :

$$V_0=1\text{m/s}, \theta = \pi/3, b=0.5\text{m}, f= (1-25\text{m}), \gamma_s=1750\text{kg/m}^3, c=0, 1\text{kg/m}^2$$

$$\theta = 1.046\text{rad} \quad \beta = 0.959\text{rad} \quad \varphi = 0.872\text{rad} \quad \pi = 3.14 \quad \Omega = 0.35 \text{ rad}$$

P= charge extérieure ; p = contrainte de confinement

a) La charge extérieure P (Matlab)

P = charge extérieure calculée par le modèle proposé (P^M)

P^{DTU} avec $N_q = e^{3.7tg\varphi}$ (diamètre du pieu supérieur à 0.30m), calculé par les formules traditionnelles.

b) Calcul selon le DTU pieu isolé.

Méthode traditionnelle (C et Φ) selon DTU 13.2 Maintenant nous utilisons la méthode de C et Φ pour calculer la capacité portante du pieu (voire chapitre II).

On utilise les formules classiques établies par les fondations superficielles. Comme « D » est très grand devant « B » le terme de surface sera négligé.

$$q_c = 0,6.y.r.N_y + y.D.N_q + 1,3.c.N_c = 0,6.y.r.N_y + \sigma_v.N_q + 1,3.c.N_c$$

En général, on néglige le premier terme de l'équation.

$$\text{On alors : } q_c = \sigma_v.N_{q_{\max}} + 1,3.c.N_{c_{\max}}$$

$$N_q = e^{3.7tg\varphi} = 13.35$$

$$qc = \gamma_s * h * N_q = 1750 * 1 * 13.35 = 23397.5\text{kg}$$

Tableau IV.3 : Valeurs de la charge limite calculée par Matlab P et la charge limite calculée P^{DTU}

profondeur (m)	φ (degré)	P (kN)	P^{DTU} (kN)	P^M / P^{DTU}
1	50	1.8	2.34	0.78
5	50	7.8	11.68	0.54
10	50	19.25	23.36	0.78
15	50	33.12	35.02	0.94
20	50	45.27	46.72	0.96
25	50	62.33	58.41	0.98

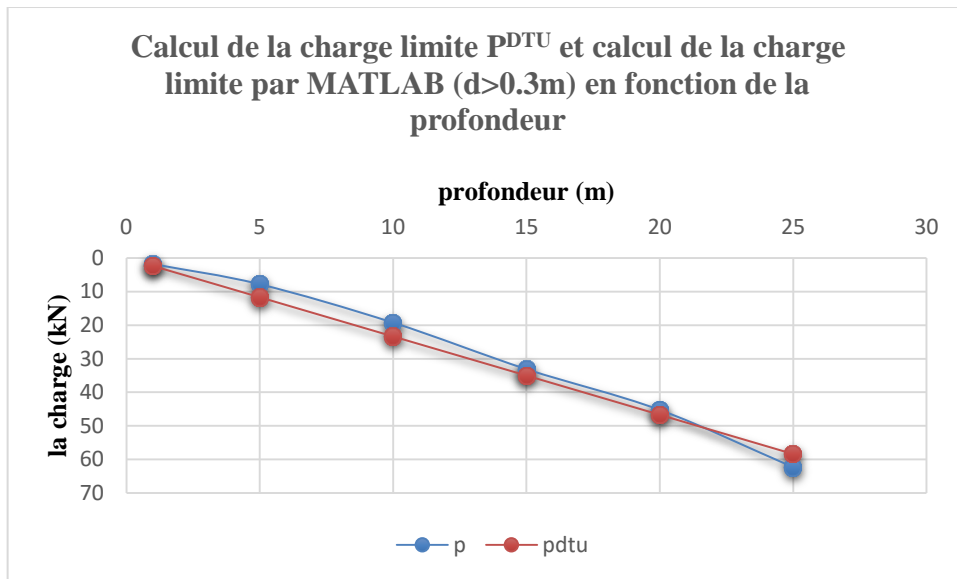


Figure IV.11 : Calcul de la charge limite P^{DTU} (Caquot-Kérisel) et calcul de la charge limite P par le modèle ($d > 0.3 m$) en fonction de la profondeur.

- **Commentaire :**

Les tableaux (IV.2), (IV.3) montrent que par rapport aux calculs effectués suivant la formulation de Terzaghi (1948) de Caquot-Kérisel (1949) et d'autres pour le calcul de la charge limite pour les fondations profondes et moyennement profondes et le calcul effectué par le modèle sont rapprochant. Ceci nous permet de prendre en considération le calcul par l'analyse limite. Le calcul de la charge limite par le modèle présenté sans chargement par le théorème de la borne supérieure de la théorie de l'analyse limite montre des limites quant à son application.

Les limites constatées de la méthode sont surtout dues aux phénomènes physiques pour les fondations profondes de La contractance et de la dilatance du massif de sol. Malgré cet handicap le calcul de la charge limite de rupture par la théorie de l'analyse limite reste valable surtout pour les fondations superficielles et peu profondes, pour lesquelles les deux phénomènes physiques à savoir la contractance et la dilatance ainsi que la variation de l'angle de frottement en fonction de la profondeur ne prennent pas beaucoup d'importance et peuvent à la limite être négligé.

IV.3 Mécanisme de rupture en tridimensionnel avec surcharge.

IV.3.1 Introduction :

Afin de prendre en charge la complexité de la contractance, de la dilatance du sol et la diminution de l'angle de frottement en fonction de la profondeur), on a pris pour le calcul de la charge limite P par le modèle présenté Figure (IV.3), un système de massif multicouches constitué d'un même matériau d'Hostun définie par essai triaxial.

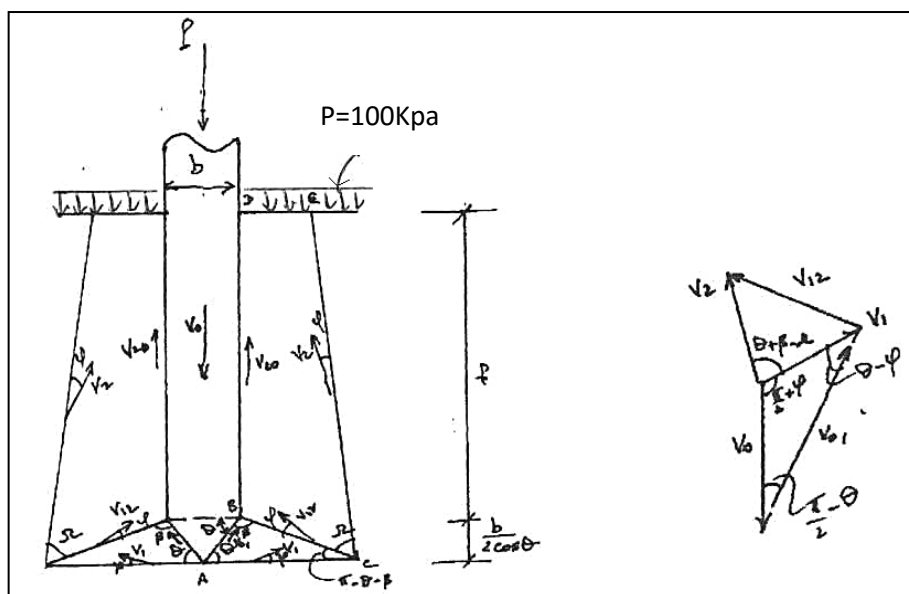


Figure IV.12 : Coupe du Mécanisme pour pieu rugueux ($\delta=0$), et diagrammes des vitesses avec chargement.

Dans cette approche le massif a été surchargé artificiellement de 100 kPa Figure (IV.12).

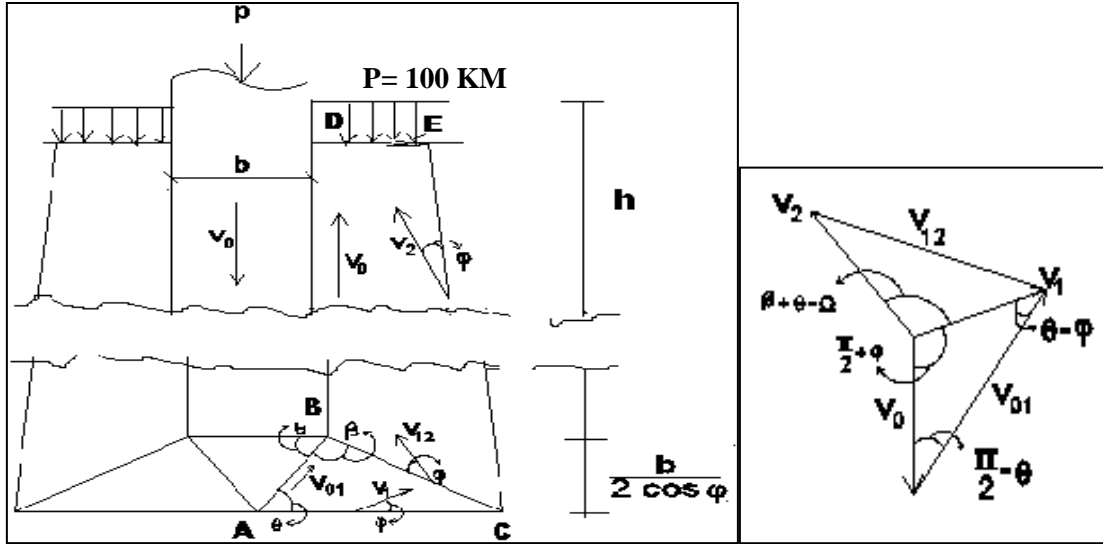


Figure IV.13: Coupe du mécanisme sous chargement pour un pieu lisse ($\delta=0$) et diagramme des vitesses.

L'equation d'équilibre entre le travail moteur et le travail résistant sera:

$$PV_0 = 2 \left(W_1 V_1 \cos\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right) + W_2 V_2 \cos\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega + \phi\right) \right) + 2.c. \cos\phi (S_3 V_1 + S_4 V_2 + S_5 V_2) + S_2 \cdot p V_0 - S_1 \cdot p V_{01} + p_1 \quad (IV.19)$$

$$P = 2 \left(W_1 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right) \cos\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right)}{\sin(\theta - \phi)} + W_2 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \sin(\beta + 2\phi) \cos\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega + \phi\right)}{\sin(\theta - \phi) \sin(\Omega - 2\phi)} \right) + 2.c. \cos\phi \left(S_3 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \phi\right)}{\sin(\theta - \phi)} + S_4 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \sin\left(\frac{\pi}{2} + \theta + \beta - \Omega - \phi\right)}{\sin(\theta - \phi) \sin\left(\Omega - \phi - \frac{\pi}{2}\right)} + S_5 \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} - \theta\right) \sin(\beta + 2\phi)}{\sin(\theta - \phi) \sin(\Omega - 2\phi)} \right) + S_2 p - S_3 p \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \phi\right)}{\sin(\theta - \phi)} + p_1 \quad (IV.20)$$

• L'équation finale par Matlab :

$$P = 2 * ((w1 * \sin((\pi/2) - \phi) * \cos((\pi/2) + \phi) / \sin(\theta - \phi) + w2 * (\sin((\pi/2) - \theta) * \sin(\beta + 2 * \phi)) * \cos((\pi/2) + \theta + \beta - \Omega + \phi) / (\sin(\theta - \phi) * \sin(\Omega - 2 * \phi))) + 2 * c * \cos\phi * (s3 * \sin((\pi/2) - \phi) / \sin(\theta - \phi) + (s4 * \sin((\pi/2) - \theta) * \sin((\pi/2) + \theta + \beta - \Omega - \phi) / (\sin(\theta - \phi) * \sin(\Omega - \phi - (\pi/2)))) + (s5 * \sin((\pi/2) - \theta) * \sin(\beta + 2 * \phi) / (\sin(\theta - \phi) * \sin(\Omega - 2 * \phi)))) + (s2 * p - s3 * p * \sin((\pi/2) + \phi) / \sin(\theta - \phi) + p1);$$

Où p_1 est la surcharge.

CHAPITRE IV : CALCULS

IV.3.2 Résolution de l'équation d'équilibre

$V_0=1\text{m/s}$, $\varphi=\pi/4$, $\theta=\pi/3$, $b=0.6\text{m}$, $f=(1-25)\text{ m}$, $\gamma_s=1750\text{kg/m}^3$, $c=0,1\text{g/m}^2$

$\beta=0.436$, $\Omega=0.436\text{ rad}$

a) La charge extérieur P

P : charge calculé par Matlab.

Ou : q la surcharge.

P₀ = charge calculée par le formulaire de Terzaghi ($N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$)

$N_q = 5.8$

$p_0 = A * \gamma * h * N_q + q = (0.2826 * 1750 * 1 * 5.8) + 100 = 2968.39\text{ kg}$

$A = 0.2826\text{ m}^2$

P₁ = charge calculé par le formulaire de Caquot-Kérisel (P_1 avec $N_q = e^{2.7\text{tg}\varphi}$)

$N_q = 14.85$

$P_1 = \gamma * h * N_q + q = (1750 * 1 * 14.85) + 100 = 26087.5\text{ kg}$

P₂ = charge calculé par le formulaire de Caquot-Kérisel (P_2 avec $N_q = e^{3.7\text{tg}\varphi}$)

$N_q = 40.33$

$P_2 = \gamma * h * N_q + q = (1750 * 1 * 40.33) + 100 = 70677.5\text{kg}$.

Tableau IV.4 : Valeurs de la charge limite calculée par le modèle P et la charge limite P^{DTU} calculée pour $\varphi=45^\circ$ et un diamètre (d) de pieu de 0.6m.

profondeur (m)	φ (degré)	p (kN)10 ³	P ₀ (kN)10 ³ Terzagui	P ₁ (kN) 10 ³ Caquot- Kérisel (d < 0.30m)	P ₂ (kN) 10 ³ Caquot- Kérisel (d > 0.30m)
0	45	0	0	0	0
1	45	0.385	0.297	0.744	2.005
5	45	2.308	1.444	3.686	10.335
10	45	9.400	2.878	7.354	19.955
15	45	20.33	4.317	11.026	30.986
20	45	31.5	5.747	14.698	40.000
25	45	43.7	7.181	18.370	49.866

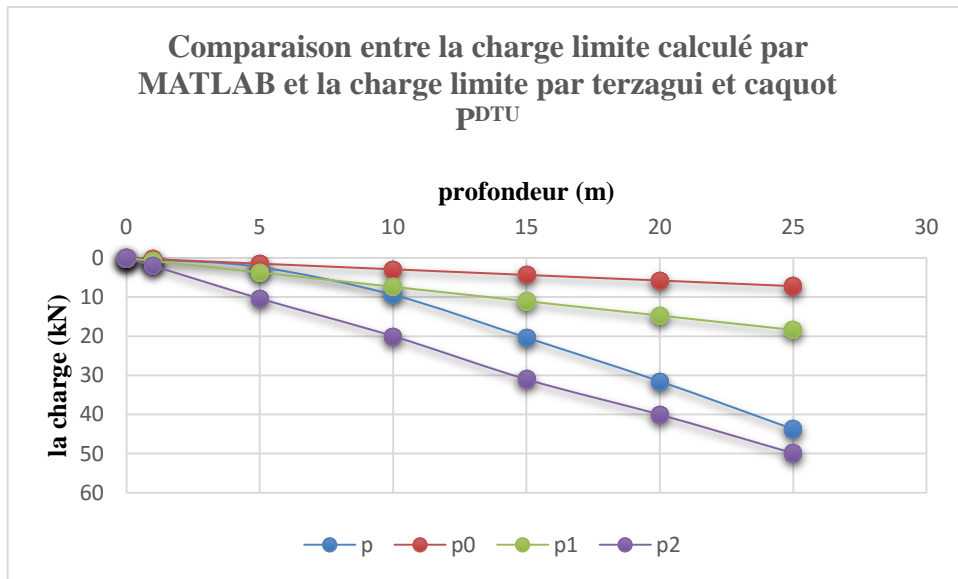


Figure IV.14: Comparaison entre la charge limite P calculée par le modèle et la charge limite P^{DTU} calculée par Terzaghi, Caquot-Kérisel pour un angle de frottement $\phi = 40^\circ$ et un diamètre du pieu de 0.60m.

Données :

$$V_0=1\text{m/s}, \phi=\pi/6, \theta=\pi/3, b=0.045\text{m}, f=(1-25)\text{ m}, \gamma_s=1750\text{kg/m}^3, c=0,1\text{g/m}^2$$

$$\beta=0.611, \Omega=0.262\text{ rad}$$

$$P_0 = \text{charge calculée par le formulaire de Terzaghi } (N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right))$$

$$N_q = 2.99$$

$$p_0 = \gamma * h * N_q + q = (1750 * 1 * 2.99) + 100 = 5332.5 \text{ kg}$$

$$P_1 = \text{charge calculé par le formulaire de Caquot-Kérisel } (P_1 \text{ avec } N_q = e^{2.7\text{tg}\phi})$$

$$N_q = 4.743$$

$$P_1 = \gamma * h * N_q + q = (1750 * 1 * 4.743) + 100 = 8400.25\text{kg}$$

$$P_2 = \text{charge calculé par le formulaire de Caquot-Kérisel } (P_2 \text{ avec } N_q = e^{3.7\text{tg}\phi})$$

$$N_q = 8.44$$

$$P_2 = \gamma * h * N_q + q = (1750 * 1 * 8.44) + 100 = 14873.8 \text{ kg.}$$

CHAPITRE IV : CALCULS

Tableau IV.5 : Valeurs de la charge limite calculée par le modèle P et la charge limite P^{DTU} calculée pour $\varphi=30^\circ$ et un diamètre (d) de pieu de 0.045m.

Profondeur (m)	Φ (degré)	P^M (kN)	P_0 (kN) Terzagui	P_1 (kN) Caquot-Kérisel (d < 0.30m)	P_2 (kN) Caquot-Kérisel (d > 0.30m)
0	30	0	0	0	0
1	30	0.31	0.53	0.84	1.487
5	30	1.4	2.626	4.16	7.395
10	30	2.8	5.242	8.310	14.780
15	30	11.66	7.858	14.460	24.165
20	30	20.28	10.475	24.611	35.550
25	30	32.54	13.093	35.761	47.935

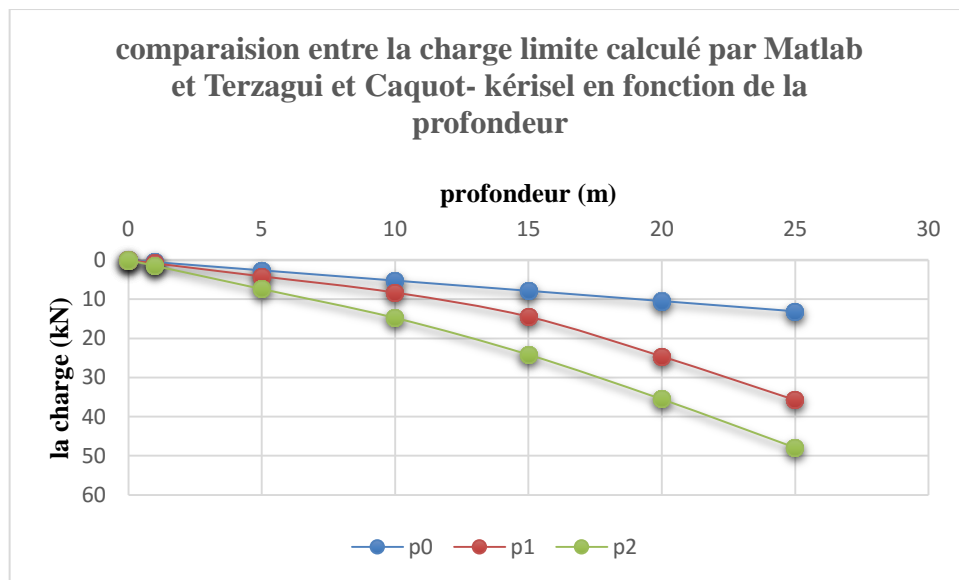


Figure IV.15 : Comparaison entre la charge limite P^{DTU} calculée par Terzaghi, Caquot-Kérisel pour un angle de frottement $\varphi = 30^\circ$ et un diamètre du pieu de 0.045m.

IV.4 Calcul du frottement du pieux Sous chargement axiale en tridimensionnel :

IV.4.1 Calcul analytique du frottement latéral

Dans les milieux frottant pulvérulent compact, le pieu en s'enfonçant refoule le terrain et provoque, dans le massif, l'apparition de la butée avec une obliquité δ qu'on prend égale à ϕ , angle de frottement interne, dans un équilibre de révolution. Nos hypothèse de calcul par contre comme elles se présentent, c'est-à-dire un pieu lisse et verticale, un terre-plein horizontal, on prend pour ce cas précis la valeur de l'angle oblique $\delta=0$. Ceci nous permet alors d'utiliser la formule de Caquot (1949) :

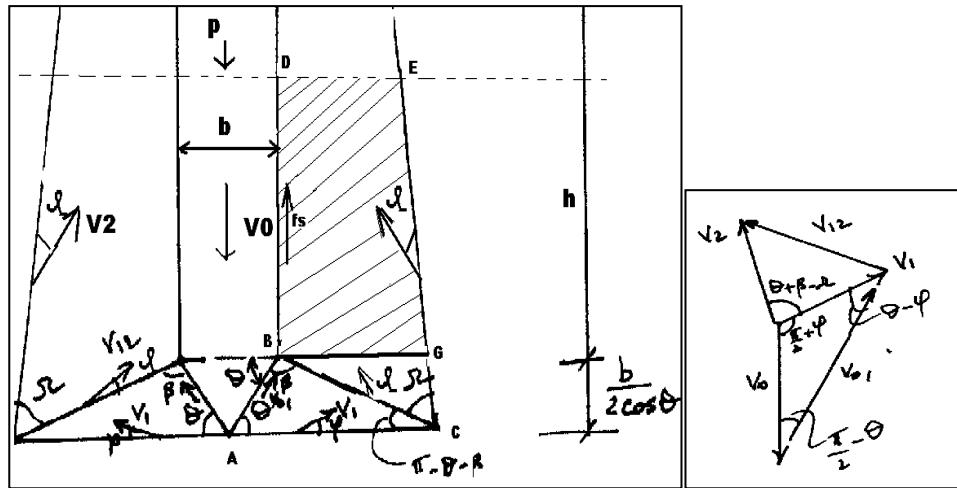


Figure IV.16: Bloc concerné par le frottement latéral.

$$f = k_{py} \cdot \gamma z \cdot \text{tg} \delta \tag{IV.21}$$

Les conditions de cette équilibre est que :

$$P_{ext} \leq P_{max}^{res} \tag{IV.22}$$

Avec :

$$P_{max}^{res} = P_c + P_f \tag{IV.23}$$

P_c : contrainte de pointe

P_f : contrainte due au frottement

L'explication des deux termes de cette relation en fonction de c et ϕ , a donné lieu à un grand nombre de formules. Il est d'ailleurs extrêmement difficile d'évaluer, aussi bien sur le plan théorique que sur le plan pratique les deux termes P_c et P_f , sachant que les forces de frottement peuvent même changer de signe si le terrain tasse le long du pieu, donnant des forces de frottement négatif qui surcharge le pieu au lieu de le soutenir. Les lignes de glissement se retournant sur le fût du pieu, le travail résistant donnant les forces de frottement seront calculées en fonction de ces paramètres.

IV.4.2 Equation du travail

Le bloc BGDE (Figure IV.16) est seul concerné par le travail de frottement latéral. Dans la mesure où l'angle δ est égal à zéro la charge est complètement horizontale, dans ce cas l'effort tangentielle τ sera égal à zéro d'après la formule (IV.21).

L'équation d'équilibre globale sera :

$$P_f = 2.W_3 \quad (\text{IV.24})$$

Où

P_f : Charge limite due au frottement

W_3 : poids du bloc concerné par le frottement

Quand on applique le champ de vitesse aux éléments concernés on obtient : (Benyaghla H., p 124-139., 2009)

a) **Forces extérieures** : P_f , W_3 (V01)

$$\frac{P_f}{2} \quad (\text{IV.25})$$

$$W_3 = \frac{1}{2} \gamma_s . b^2 . h \pi . \frac{\sin \Omega . \cos \theta}{\sin(\pi - \Omega) . \sin(\pi - \beta - \theta)} \quad (\text{IV.26})$$

- **Le poids w_3 calcule par Matlab :**

Function poids(fi, beta, omega, gamma, b, cosfi, tanfi, sinomega, sinbeta, sinfi)

```
fi=input('introduire la valeur de l angle theta fi=');
```

```
beta=input('introduire la valeur de l angle beta beta=');
```

```
omega=input('introduire la valeur de l angle omega omega=');
```

```
gamma=input('introduire la valeur de poids volumique du sol gamma=');
```

```
b=input('introduire la valeur de diametre de pieu b=');
```

```
f=input('introduire la valeur de la hauteur de la fiche de f=');
```

```
cosfi=input('introduire la valeur de cosinus theta fi cosfi=');
```

```
tanfi=input('introduire la valeur de tangent theta tanfi=');
```

```
sinomega=input('introduire la valeur de sinus omega sinomega=');
```

```

sinbeta=input('introduire la valeur de sinus bethasinbeta=');
sinfi=input('introduire la valeur de sinus théthasinfi=');
w3=(gamma*(b*b)*pi*f)/2 *(sinomega*cosfi)/sin(pi-omega)*sin(pi-beta-fi);
disp('la valeur de poids w3 w3=')
disp(w3)
end

```

b) Travail des forces extérieures :

$$P_f \cdot V_0 \quad (\text{IV.27})$$

$$W_3 V_{01} = \frac{1}{2} \gamma s \cdot b^2 \cdot f \cdot \pi \cdot \frac{\sin \Omega \cdot \cos \theta}{\sin(\pi - \Omega) \cdot \sin(\pi - \beta - \theta)} \quad (\text{IV.28})$$

c) Equation Finale :

$$P_f = \gamma s \cdot b^2 \cdot f \cdot \pi \cdot \frac{\sin \Omega \cdot \cos \theta}{\sin(\pi - \Omega) \cdot \sin(\pi - \beta - \theta)} \cdot \frac{\sin(\frac{\pi}{2} + \phi)}{\sin(\theta - \phi)} \quad (\text{IV.29})$$

IV.4.3 Résolution de l'équation d'équilibre

On utilise Matlab pour la résolution de l'équation finale (IV.29)

$V_0=1\text{m/s}$, $\varphi=\pi/4$, $\theta=\pi/3$, $b=0.045\text{ m}$, $h=(1-25)\text{ m}$, $\gamma_s=1750\text{kg/m}^3$, $c=0,1\text{g/m}^2$

$\beta=0.611$, $\Omega=0.611$

$$K_a = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = 0.172 \quad , \quad k_p = \frac{1}{k_a} = 5.814$$

- **Equation Finale calculé par Matlab :**

Function frott (fi, beta, omega, gamma, b, cosfi, f, v01, sinomega, sinbeta, sinfi)

```

fi=input('introduire la valeur de l angle theta fi=');
beta=input('introduire la valeur de l angle beta beta=');
omega=input('introduire la valeur de l angle omega omega=');
gamma=input('introduire la valeur de poids volumique du sol gamma=');
b=input('introduire la valeur de diametre de pieu b=');
f=input('introduire la valeur de la fiche f=');
phi=input('introduire la valeur de l angle de frottement interne phi=');
cosfi=input('introduire la valeur de cosinus theta fi cosfi=');
sinomega=input('introduire la valeur de sinus omega sinomega=');
sinbeta=input('introduire la valeur de sinus beta sinbeta=');
sinfi=input('introduire la valeur de sinus theta sinfi=');

pf=gamma*(b*b)*pi*f*(sinomega*cosfi)/(sin(pi-omega)*sin(pi-beta-
fi))*(sin((pi/2)+phi)/sin(fi-phi));

disp('la valeur de contrainte de frottement pf=')

disp(pf)

end

```

$$\text{On a : } V_{01} = V_0 \cdot \frac{\sin\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right)}{\sin(\theta - \varphi)}$$

$$P_f = \gamma_s \cdot b^2 \cdot h \cdot \pi \cdot \frac{\sin \Omega \cdot \cos \theta}{\sin(\pi - \Omega) \cdot \sin(\pi - \beta - \theta)} \cdot v_{01} = 6224 \text{ kg}$$

CHAPITRE IV : CALCULS

- Equation du frottement latéral f_s calculé par Matlab et f_s^{DTU} de Caquot (1949)

$$f_s = \frac{P_f(\beta, \Omega)}{S} = 62.2 \text{ kPa} \quad \text{pour } h = 1 \quad \text{(IV.30)}$$

f_s : Frottement latéral

$$f_s^{DTU} = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)^2 \gamma_s \cdot h = 64.47 \text{ kPa.} \quad \text{(IV.31)}$$

f_s^{DTU} : Frottement latéral calculé par la formule de Caquot

Où h est la hauteur du pieu concerné par le frottement :

$$S = 2 \pi r h$$

IV.4.4 Résultats du modèle sans surcharge par rapport et au DTU formule de Caquot (1949)

Cas : pieu de diamètre $d=0.045$ et masse volumique du massif $\gamma=17.5$ Kn

Tableau IV.6 : calcul du frottement latéral en fonction de la profondeur par le modèle et la formulation de Caquot (1949).

Profondeur (m)	$\phi=35$ f_s (kPa)	$\phi=35$ f_s^{DTU} (kPa)	$\phi=40$ f_s (kPa)	$\phi=40$ f_s^{DTU} (kPa)	$\phi=45$ f_s (kPa)	$\phi=45$ f_s^{DTU} (kPa)
0	0	0	0	0	0	0
1	62.2	64.47	71.88	80.15	87.76	101.5
5	310	322	359.5	401.45	368.7	507.5
10	621	644	719	802.28	810.5	1015
15	932	966	1078	1204.35	1300.9	1522.5
20	1243	1288	1438.34	1605.8	1900	2030
25	1557	1610	1797.9	2007	2600.8	2537.5

CHAPITRE IV : CALCULS

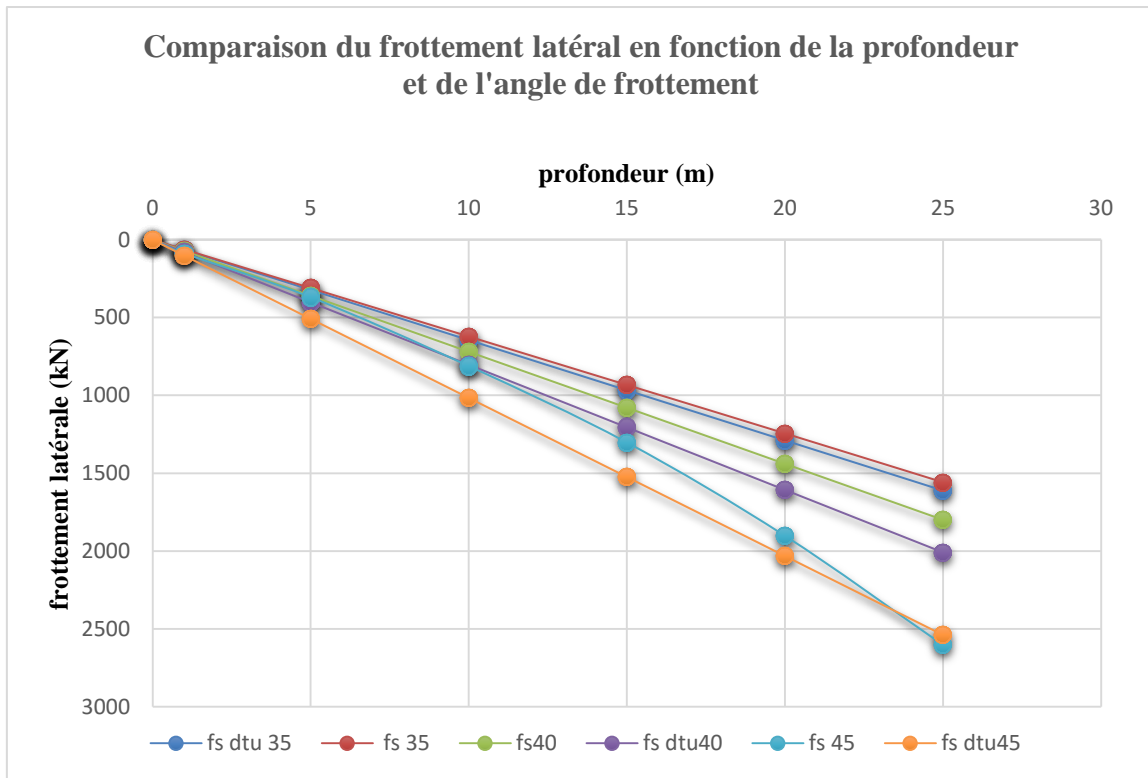


Figure IV.17 : Comparaison du frottement latéral en fonction de la profondeur et de l'angle de frottement.

- **Calcul de la charge totale :**

$$P_{\max}^{res} = P_c + P_f$$

Tableau IV.7 : calcul de la charge limite totale.

Profondeur (m)	ϕ (degré)	p	f_s	P^{DTU}	f_s^{DTU}	$P_{\text{totale}} = p_c + p_f$	P^{DTU}	Rc (coef de corréla)
0	40	0	0	0	0	0	0	0
1	40	0.79	71.88	0.83	80.15	72.67	80.98	0.89
5	40	1.49	359.5	4.15	401.45	360.99	405.6	0.89
10	40	6.36	719	8.30	802.28	725.36	810.58	0.89
15	40	12.7	1078	12.40	1204.35	1090.7	1216.75	0.89
20	40	21.5	1438.34	16.60	1605.8	1459.74	1622.4	0.89
25	40	34.83	1797.9	20.75	2007	1832.73	2027.75	0.90

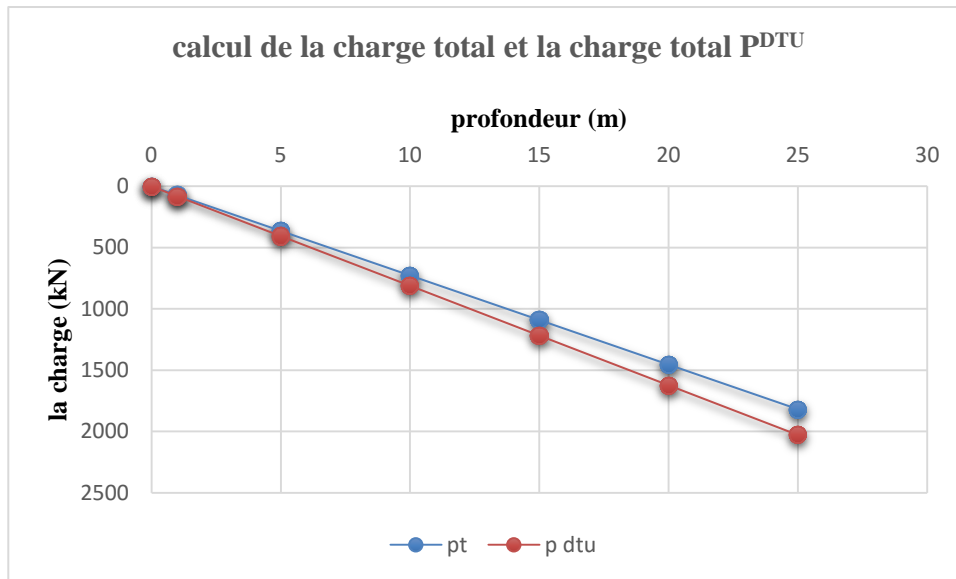


Figure IV.18 : calcul de la charge limite totale.

IV.5 Méthodes numériques

IV.5.1 PLAXIS:

a) Saisie des données :

γ : Poids volumique de la couche de sable ;

φ : L'angle de frottement interne de La couche de sable ;

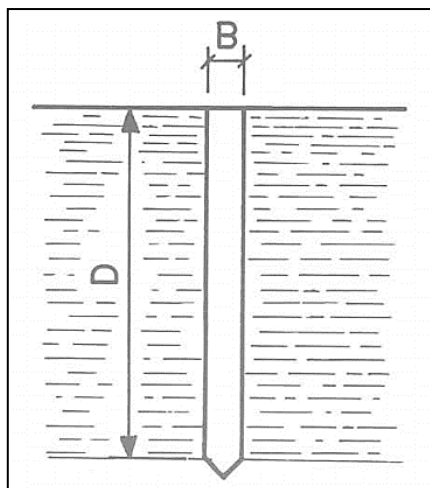


Figure IV.19 : Définition du sol : sol homogène.

CHAPITRE IV : CALCULS

Le modèle de référence est limité à un demi-espace. Il présente une extension latérale de 20m, depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 30 m au-dessous de la surface du sol. On choisit dans le menu « général setting »

- b) Axysymetrie;
- c) 15 Nœuds ;
- d) Maillage de 20*30m.

On peut alors rentrer les différents points :

- La coordonnée x;
- La coordonnée y.

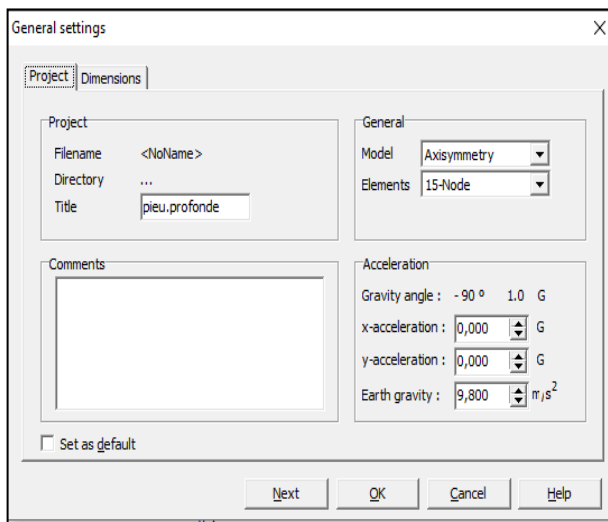


Figure IV.20 : caractéristiques générales du modèle.

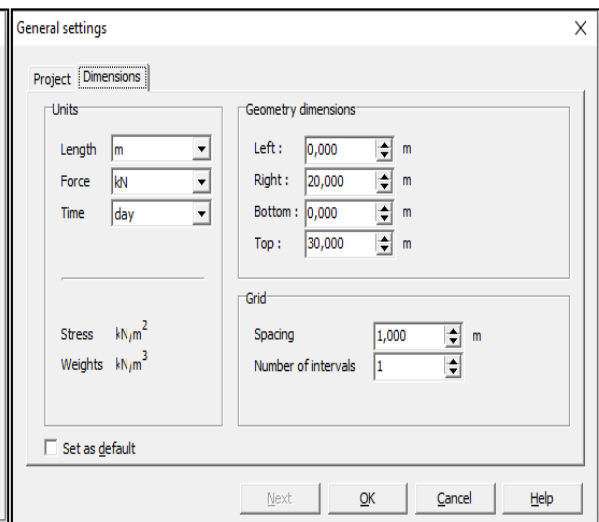


Figure IV.21 : taille du maillage.

b) Définition géométrique du modèle :

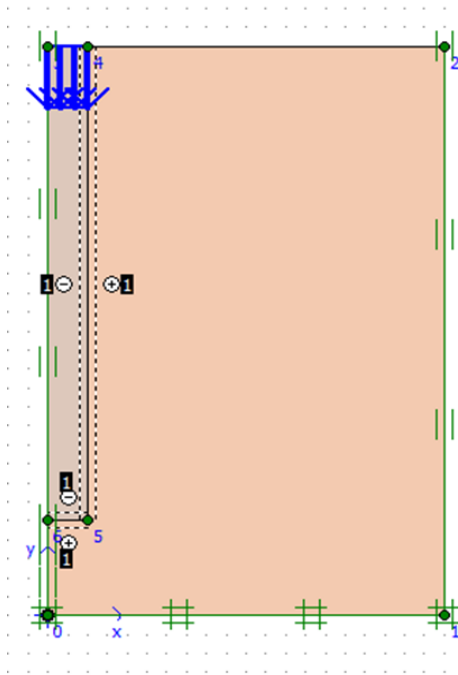


Figure IV.22 : Définition de la géométrie du pieu.

c) Critère de Mohr-Coulomb

Le critère utilisé dans notre travail est celui de Mohr-Coulomb. Ce critère demande d'introduire cinq paramètres tels que : E , ν , C et φ , angle de dilatance Ψ . Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoire, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité. Le critère de Mohr-coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique à cause de sa simplicité.

- **Paramètres de Mohr-Coulomb**

C : cohésion (effective) [KN/m]

φ : angle de frottement effectif [°]

Ψ : angle of dilatance [°]

- **Paramètres de rigidité :**

E_{50}^{ref} : module sécant dans un essai triaxial [KN/m]

E_{oed}^{ref} : module tangent dans un essai oedométrique [KN/m]

M : puissance (environ 0.58 pour les sables) [-]

CHAPITRE IV : CALCULS

- **Paramètres avancés :**

E_{ur}^{ref} : module en décharge (par défaut $E_{ur}^{ref} = 4 E_{50}^{ref}$) [KN/m]²

ν_{ur} : Coefficient de poisson en décharge-recharge [-]

(Par défaut $\nu_{ur}=0.2$)

p^{ref} : Contraintes de référence (par défaut $P^{ref} = 100$) [KN/m]²

K_0^{NC} : K_0 -consolidation (par défaut $K_0^{NC} = 1 - \sin\phi$) [-]

R_f : Coefficient à la rupture q_f/q_a (par défaut $R_f=0.9$) [-]

$\sigma_{tension}$: Résistance à la traction (par défaut $\sigma_{tension} = 0$) [KN/m]²

$C_{increment}$: Cf.modèle de Mohr-Coulomb [KN/m]²

(Par défaut $C_{increment}=0$)

- **Caractéristiques géotechniques des matériaux**

Le modèle utilisé est le modèle de sol M.C.

Tableau IV.8: Paramètres physiques du sol.

Angle de frottement Interne ϕ	Angle de dilataance ψ	Poids volumique γ	Coefficient de poisson ν
30	0	17.5	0.3

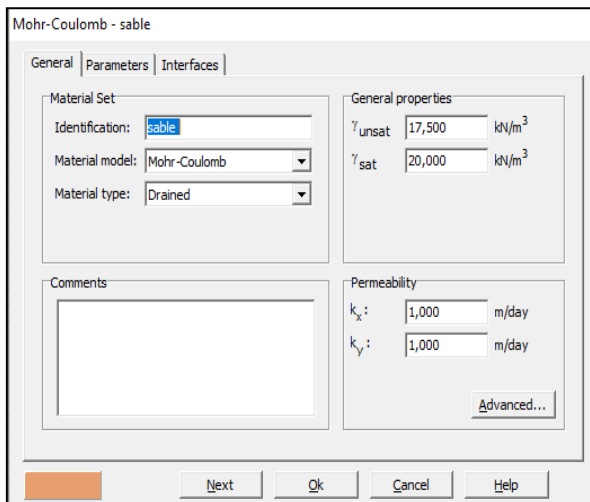


Figure IV.23 : Les paramètres du critère de Mohr-Coulomb (générale).

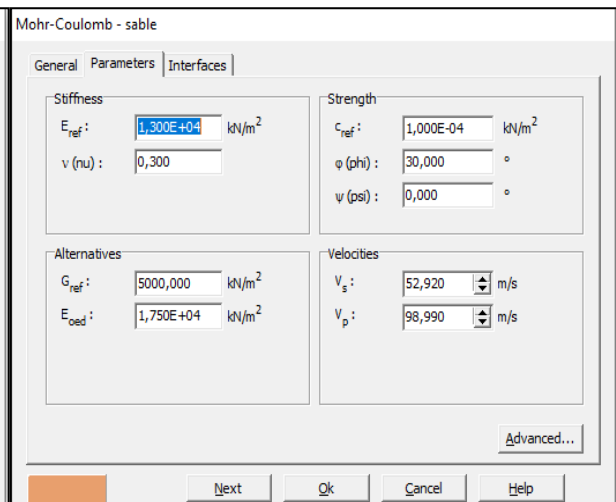


Figure IV.24 : Les paramètres du critère de Mohr-Coulomb.

CHAPITRE IV : CALCULS

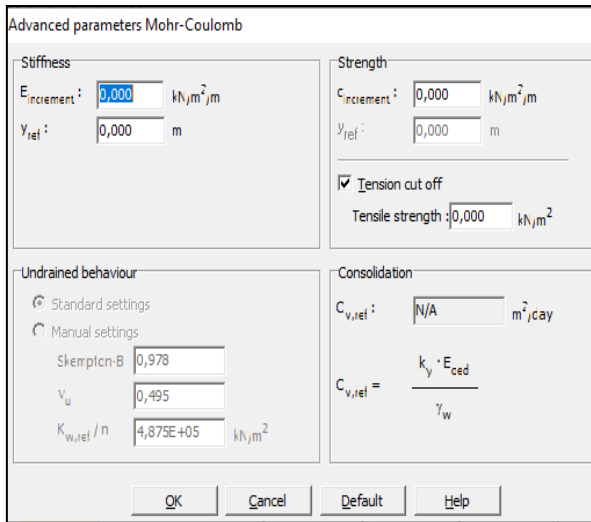


Figure IV.25 : Paramètres avancés.

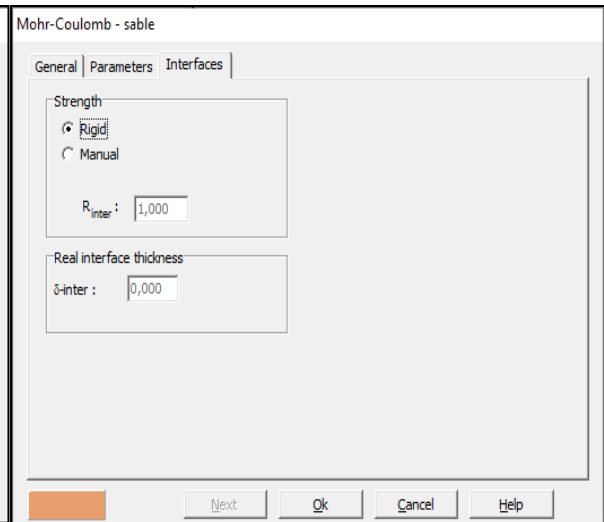


Figure IV.26 : Les paramètres du critère de Mohr-Coulomb.

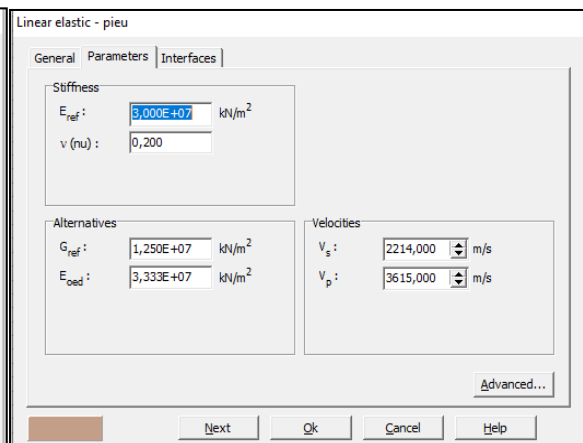
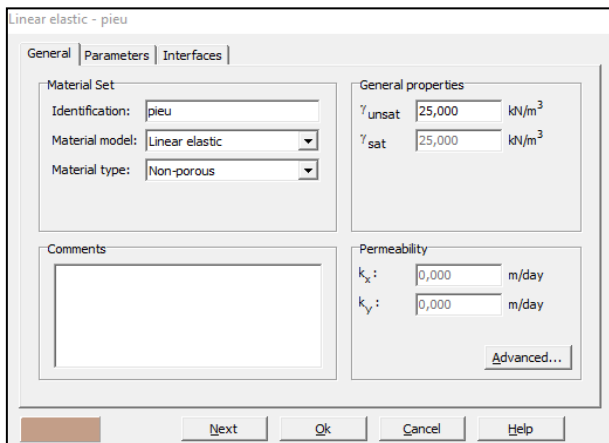


Figure IV.27 : fenêtre des caractéristiques générales relative au pieu isolé.

d) Maillage

Pour générer le maillage du massif de sol qui est hétérogène, Plaxis nous permet d'effectuer automatiquement le maillage du problème, avec la possibilité de le raffiner localement.

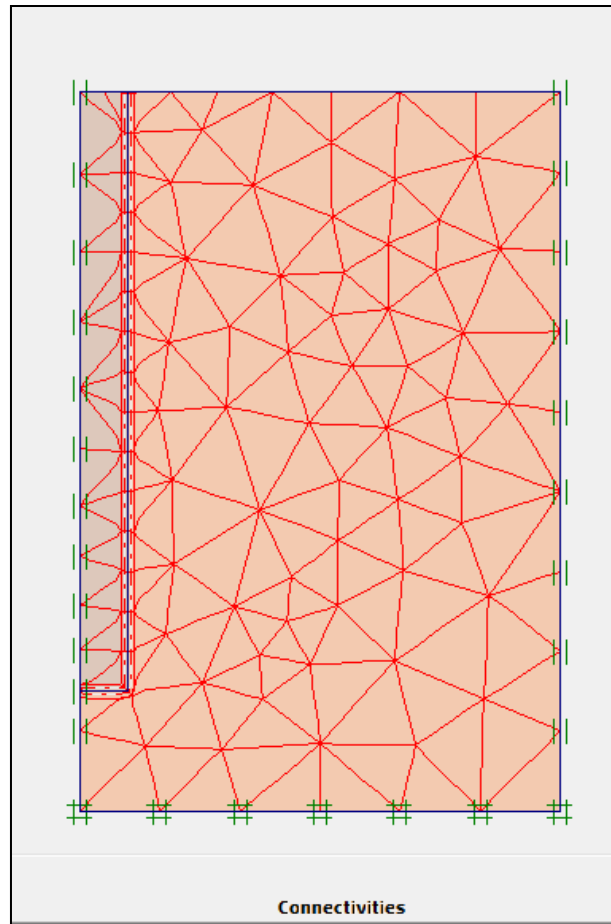


Figure IV.28 : Maillage du problème.

e) Les conditions aux limites

Le choix des conditions aux limites est effectué par défaut, libre en vertical sur l'axe et sur le pourtour, bloqué au fond, il est valable pour les différents types de pieux voir la (Figure IV.22).

f) Conditions initiales :

Par *<Update>* on accède au menu des conditions initiales.

- Accepter le poids volumique de l'eau.
- Laisser la nappe en profondeur : le sable sera supposé sec
- Cliquez sur le bouton gauche pour générer les contraintes initiales :

On obtient alors la fenêtre ci-dessous où le K_0 est proposé en fonction de la formule de Jaky :

CHAPITRE IV : CALCULS

K0-procedure

Σ M-weight : 1,000

Cluster	Material	OCR	POP	K0
1	MC	N/A	N/A	0,500
2	Elastic	N/A	N/A	1,000

OK Cancel Help

Figure IV.29 : Valeur par défaut du module K0 selon la formule de Jacky.

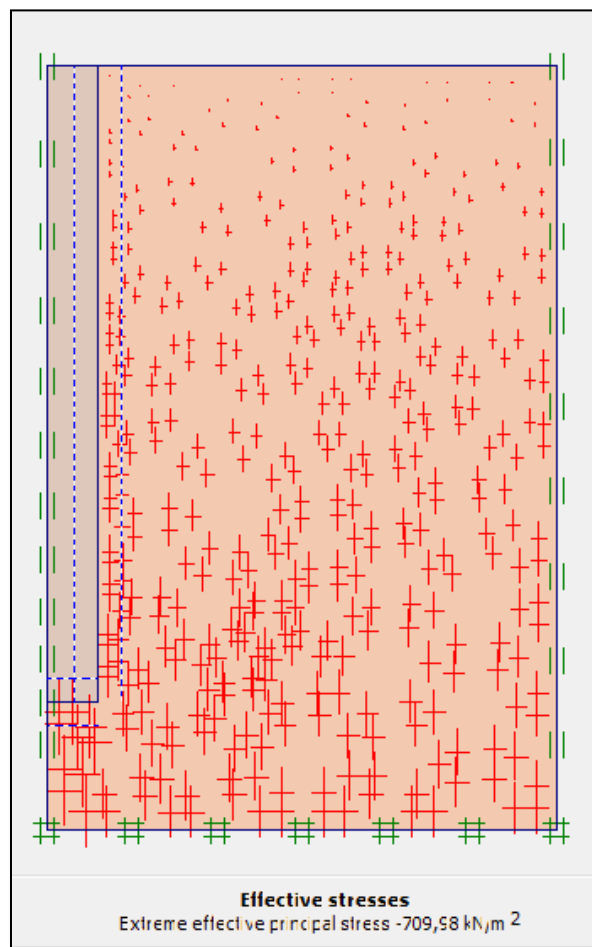


Figure IV.30 : Contraintes initiales

CHAPITRE IV : CALCULS

g) Calculs :

Dans l'onglet général, on accepte les options proposées de même que dans l'onglet paramètres.

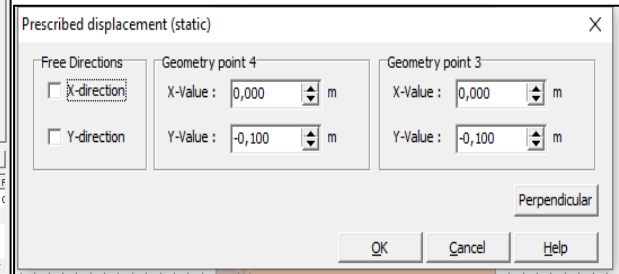
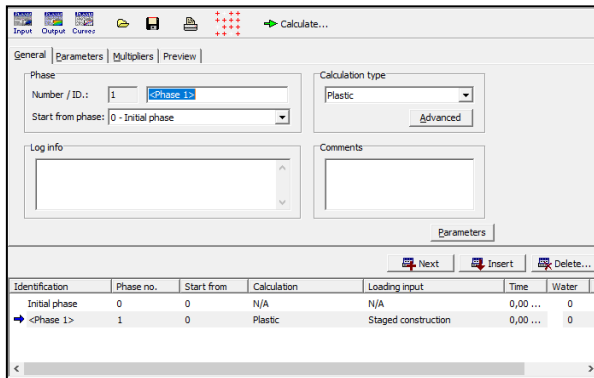


Figure IV.31 : écran de fin de calcul.

Figure IV.32 : valeurs de déplacement imposé.

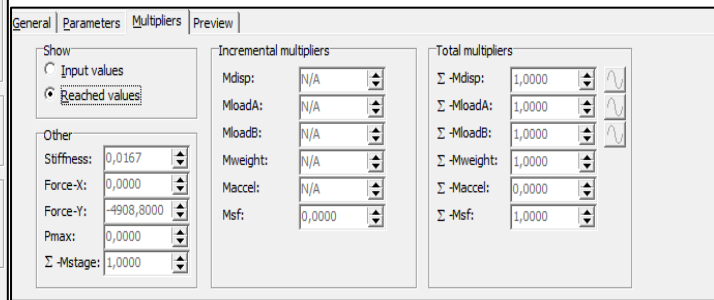
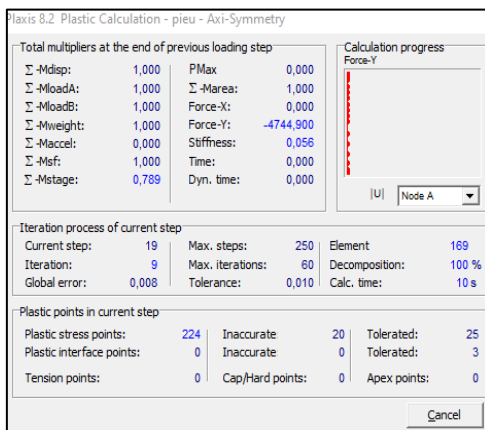


Figure IV.33 : valeur de la force axiale.

Figure IV.34 : bilan du calcul.

La force totale selon l'axe Y est de 4908.8 KN/rad.

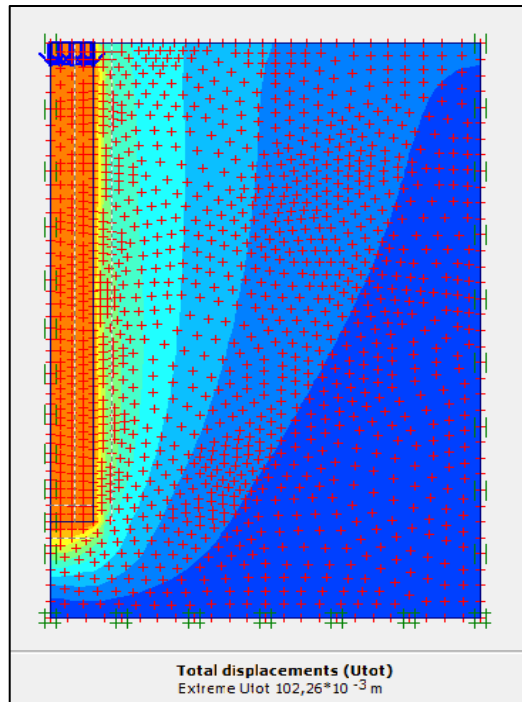


Figure IV.35 : Déplacement totale.

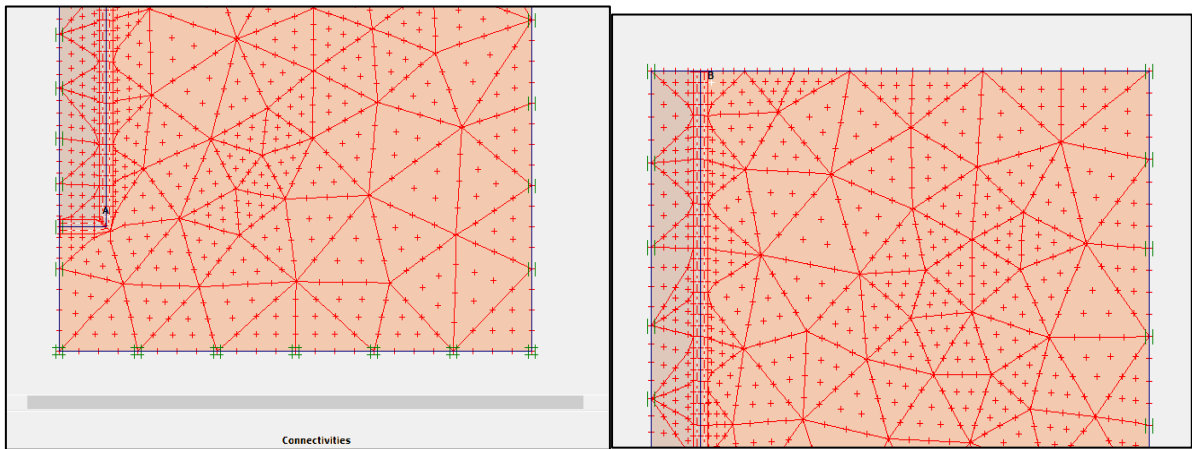


Figure IV.36 : le point A et B.

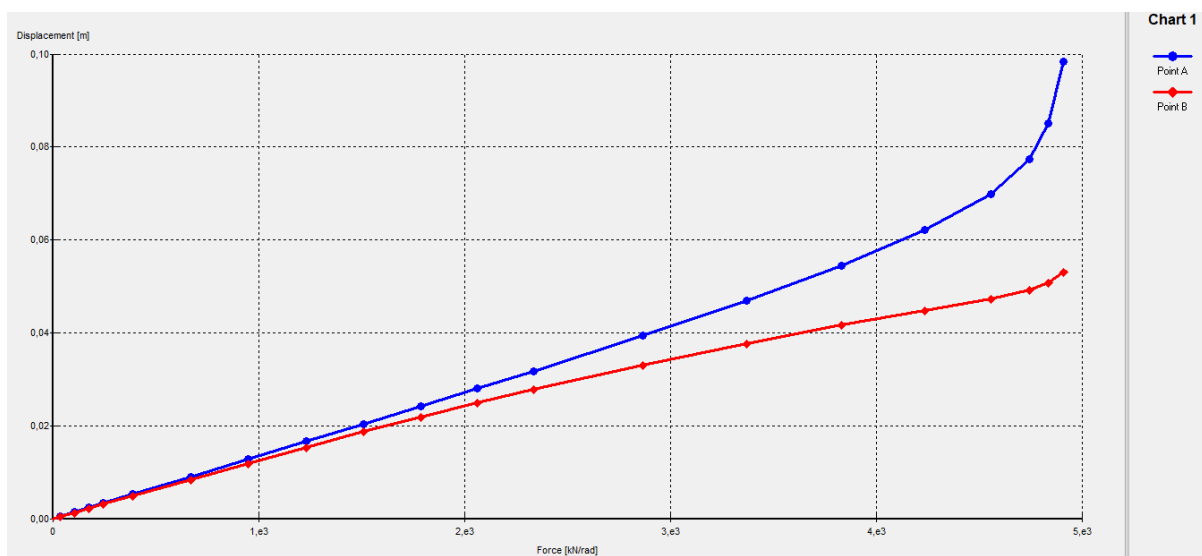


Figure IV.37 : Courbe charge – déplacement au point A et B.

- **Commentaire :**

La comparaison des résultats obtenus par le modèle et les différents calculs obtenus par les formulaires du DTU 13.2 permettant le calcul de la charge limite de rupture (tableau IV.2) et (tableau IV.3) et figure IV.9, IV.11, ... et autres, montrent que les résultats obtenus par le modèle sont inférieurs aux résultats calculés à partir des formulaires de Caquot-Kérisel (1949). Sauf pour les profondeurs moyennes zone de dilatations du sol où les résultats se rapprochent. On remarque que le coefficient de corrélation est très proche de la valeur 1 ce qui montre que le modèle choisi est acceptable et peut être encore amélioré (Tableau IV.2-IV.3). Et tableau IV.4 et IV.5 et la figure IV.14 et IV.15 montrent que les résultats obtenus par le modèle et les différents calculs obtenus par Terzaghi et Caquot-Kérisel, les résultats obtenus par la formule de Terzaghi sont inférieurs aux résultats calculés par le modèle.

La figure IV.9 montre que l'angle de frottement diminue en fonction de la profondeur jusqu'à l'obtention de φ_c ce qui confirme l'hypothèse que nous avons prise au début des calculs.

Les calculs effectués par la méthode de l'analyse limite donnent des résultats pour le frottement latéral légèrement inférieurs. La comparaison des résultats obtenus par le modèle et les différents calculs obtenus par la formule de Caquot (1949) tant pour le frottement latéral (Figure IV.17) tableau IV.6, nous permet de conclure que les calculs effectués à partir du modèle donnent des résultats pouvant être pris en considération. Le coefficient de corrélation est proche de 1 ; ce qui nous conforte dans le choix du modèle.

Le frottement se mobilise à partir de la profondeur moyenne (10 m). Ceci confirme la dilatance du sol au début de l'enfoncement du pieu, puis la contractance du sol et sa densification jusqu'à l'obtention du frottement critique φ_c .

L'exemple de PLAXIS est une modélisation d'un problème en géotechnique. Le sol environnant le pieu est un sol sableux modélisé avec la loi de comportement Mohr-Coulomb.

IV.6 Conclusion :

Nous pouvons conclure qu'au-delà d'une certaine profondeur autour de 10m à 12 m Les formules du calcul classique donnent des valeurs trop importantes par rapport aux valeurs calculées par le modèle numérique (Matlab R2007b). En dessous de la profondeur de 10m, l'écart entre les trois valeurs diminue malgré que les valeurs du DTU 13.2 et plus précisément les formules de Terzaghi (1951), Caquot (1949) et Kérisel (1949) reste plus grands (Tableau IV.4 et IV.5, DTU 13.2), ceci est tout fait normale dans la mesure où ces formulations ne prennent pas en considération la contractance, la dilatance, et la diminution de l'angle de frottement en fonction de la profondeur.

CONCLUSION GENERALE

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le calcul de la charge limite des pieux sous charge axiale dans un sol sableux.

Plusieurs méthodes sont utilisées, à savoir méthode d'analyse limite, méthode traditionnelle (C et ϕ)-Mohr Coulomb-méthode des éléments finis...etc. Pour cela nous avons réalisé un calcul numérique en employons deux programmes (Matlab R2007b pour l'analyse limite et Plaxis 8.2) pour la validation des résultats. Nous nous sommes heurté à un problème d'espace dans la mesure où Plaxis 8.2 est bidimensionnel alors que le calcul de l'analyse limite a pris en charge un modèle tridimensionnel. Nous présentons les graphes de ces calculs en comparant uniquement la forme des courbes

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à la modélisation numérique du problème d'Interaction Sol-Structure. Une attention particulière a été accordée à l'interaction Sol-Pieu sous l'effet d'un chargement statique verticale. Cette charge est appliquée en tête de pieu pour le cas de l'étude du pieu isolé. Cette étude qui portait sur le comportement des pieux, nous a permis de mieux appréhender le phénomène d'interaction ainsi que les paramètres déterminants dans la compréhension du comportement et le dimensionnement des pieux sous l'effet d'un chargement axiale.

Un descriptif général des pieux a été présenté, en décrivant les différents types de pieux selon leurs modes de mise en place ainsi leurs principes de fonctionnement.

Finalement les graphes obtenus des deux méthodes montrent une similitude dans la forme. Elle une mobilisation des contraintes en fonctions de la profondeur. En effet on remarque une dilatance sur une certaine profondeur puis une contractance au fur et à mesure de la densification du sol. Nos résultats sont assez proche des résultats du DTU. Toujours est-il que le modèle choisi peut être amélioré pour atteindre des résultats plus probants.

REFERANCE

I. Normes :

1. Eurocode 7, calcul géotechnique, section 7 fondation sur pieux.
2. Fondations profondes pour le bâtiment. Norme expérimentale P11-212, sept. 1992, AFNOR Paris, (DTU no 13.2 CSTB).
3. Règles techniques de calcul et de conception des fondations des ouvrages de génie civil. Fascicule no 62, titre V, 1993.

II. Livres :

1. BOUAFIA A., **INTRODUCTION A LA REGLEMENTATION GEOTECHNIQUE, TOME1 : FONDATION SUPERFICIELLES ET PROFONDES**, université Saad Dahleb de Blida, office de publication universitaire, Algérie ,2015.
2. Marc Boulon ., et autre , **Pratique des éléments fini en géotechnique**.

III. Mémoires de :

A. Doctorat :

1. Benyaghla H., **calcul en rupture d'un pieu isolé sous chargement statique par la théorie de l'analyse limite**, thèse de doctorat, université 8 mai 1945 Guelma, Algérie, 2009.
2. Boukhater GH., **Etude théorique en calcul à la rupture de la charge limite de groupe de pieux**, Thèse de Doctorat, université Badji- Mokhtar-Annaba, Algérie, 2011
3. Lassad H., **Analyse numérique de la réponse des pieux sous sollicitation latérales**, thèse de doctorat, université SHERBROOKE, Québec Canada14-11-2014.
4. Said I., **Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale**, thèse de doctorat, l'école nationale des ponts et chaussées, France, 2006.

B. Magister :

1. Bendjedia H., **Fiabilité des fondations superficielles et méthode de calcul de la capacité portante**, mémoire de magister, université des freres mentouri Constantine, Algérie 30-06-2015.
2. Berkane A., **Conception et modélisation d'une fondation pour une eolienne on-shore**, mémoire magister, université Constantine 1, Algérie. , 01-01-2017.
3. CHEKROUN L. **Contribution à l'étude d'interaction sol-structure, Exemple Pieux**, Mémoire de Magister, Université Aboubekr BELKAID, TLEMCEN, Algérie, 2013.
4. IHCENE L., **Etude du comportement d'un sol coherent sous chargement monotonique et cyclique**, mémoire magister, université 20 Aout 1955- skikda, Algérie, 2008.
5. LARBI PACHA S, MALLA N. **Etude d'un mur de soutènement en B.A sur Pieux : Ouvrage intégré dans le projet d'évitement de la ville de Kherrata (viaduc de 600 ML)**, Mémoire de fin d'étude, Faculté de technologie, université de Béjaïa, Algérie, 2011/2012.
6. Nehal Ou., **Etude et modélisation des planaires**, mémoire de magistère, université Mentouri de constantine, Algérie, 2009.
7. Nezzal M., **Stabilité des talus par l'analyse limite**, mémoire de magister, université 08 mai 1945 Guelma, Algérie, 2012.

REFERANCE

8. Saadaoui A., **Analyse par modelisation numerique des glissements de terrain dus à la construction des ouvrages d'art. application : cas de « Djbel el- ouahch » wilaya de constantine**, mémoire de magister, université 08 mai Guelma 1945, Algérie, 2011.

C. Master :

1. Amirouche M., Boughenoun O. **Calcul de la Capacité portante dynamique des fondation superficielles**, Mémoire de Master, université 8mai 1945 ,Guelma, Algérie, 2017.
2. Boudra A., et Abdoune A, **Interaction sol- pieux et modélisation des pieux sous charge axiale et laterale**, mémoire master, université A.MIRA Bejaia, Algérie, 2011-2012
3. Boumaza N., Khebbab M. **Conception et calcul des fondations sur pieux**, Mémoire de Master, université 8mai 1945 Guelma, Algérie, 2015.
4. Lillouch S., Benhamma B, **Analyse comparative du comportement des colonnes ballastées et des pieux dans les sols mous et compressibles de la plaine portuaire de Bejaia : cas d'un silo de stockage de capacité de 80000 tonnes**, mémoire de master, université A/MIRA- BEJAIA, Algérie, 19-06-2012 .
5. Makori A., Kharoubi I. **Calcul des fondations d'un pont routier**, Mémoire de Master, université 8mai 1945 Guelma, Algérie, 2017.
6. Messai N., Hannachi S. **Modélisation du comportement des fondations profondes : cas de groupe des pieux**, Mémoire de Master, Université Larbi Tébessi, Tébessa, Algérie, 2017.
7. Yahiaoui O., **Comportement d'un pieu isole sous charges verticales dans un sableux**, Mémoire de Master, université Mohamed Boudiaf M'sila, Algérie, 2015- 2016 .
8. Zemmouri M., Belakrouf W., **Calcul des fondations et évaluation des tassements d'un sol potentiellement gonflant abritant un ensemble immobilier**, mémoire master, université de Boumerdes, Algérie, 2016-2017.
9. Hafhof B., **Modélisation et simulation par la méthode des différences finies d'onde électromagnétique**, mémoire master, université M'hamed Bougra-Boumerdes, Algérie, 2017.

IV. Cours :

1. Seghir., A., **Méthode des éléments finis**, cours, université Abderrahmane Mira-Bejaia, Algérie, 2005-2014.

V. Logiciels :

1. MATLAB R2007b
2. PLAXIS 8.2

VI. Sites internet :

<https://fr.scribd.com/doc/11204521/Les-Fondations-Profondes>,