

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE BADJI MOKHTAR – ANNABA

جامعة باجي مختار – عنابة

BADJI MOKHTAR - ANNABA UNIVERSITY

Faculté : science de l'ingéniorat

Département : Génie Civil

Domaine : Sciences et techniques

Spécialité : Géotechnique

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

Comportement d'un pieu dans différents types de sols

Présentée par :

➤ ZELTNI Aya

Encadrant :

Université Badji Mokhtar - ANNABA

Pr. HACENE CHAUCHE Abdelmadjid

Jury de soutenance :

ZEMOULI Samira	MCB	Université Badji Mokhtar - ANNABA	Présidente
SBARTAI Badreddine	Professeur	Université Badji Mokhtar - ANNABA	Examineur
HACENE CHAUCHE Abdelmadjid	Professeur	Université Badji Mokhtar - ANNABA	Encadreur

Année universitaire 2020-2021

DEDICACES

Tout d'abord je remercie Allah (mon dieu) de m'avoir donné la capacité, la volonté et de la patience pour réaliser ce travail.

Ce mémoire est dédié

A mes chers parents : Toufik et Nadia qui m'ont toujours poussé et motivé dans mes études, je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère votre bénédiction m'accompagne toujours.

A mes très chers défunts grands parents maternels qui m'ont élevé et tant aimé

A mes défunts grand pères paternel et maternel qu'ils soient fiers de leur petite fille

A ma seule grande mère avec tout mon amour

A mes chers et tendres frères Yasser et Waïl

A toute ma famille maternelle et paternelle

Je dédie ce simple travail spécialement à BAHHA EDDINE qui m'a soutenu, apporté beaucoup de bonheur dans ma vie

A toute la promotion géotechnique 2021

REMERCIEMENT

Je remercie le bon Dieu de nous avoir offert la vie, la foi et la force pour aller de l'avant et être la fierté de nos proches et de m'avoir permis d'en arriver là.

Je tiens à exprimer mon remerciement respectueux, et profonde reconnaissance à mon encadreur Professeur HACEN CHAOUCH Abdelmadjid pour avoir bien voulu diriger avec bienveillance ce travail

Je tiens à remercier également Professeur SBARTAI Badreddine qui m'a beaucoup aidé, orienté avec ses judicieux conseils.

Mes meilleurs remerciements à tous mes enseignants de la licence jusqu'au master qui ont contribué à ma formation durant nos années d'études.

Je remercie également les membres de jury qui feront L'honneur de juger mon travail.

RESUME

Chaque fois que l'on doit fonder un ouvrage sur un terrain dont les couches superficielles sont trop compressibles où il est impossible d'améliorer la capacité portante de ses couches on a recourt aux fondations profondes telles que les pieux forés.

Cette étude concerne l'analyse du comportement d'un pieu, selon les trois conditions de fondation suivantes :

- a. Un pieu traversant une couche compressible sur une couche rocheuse (bed –rock)
- b. Un pieu traversant une couche de sol compressible et une couche de sable
- c. Un pieu traversant une couche argileuse

Deux approches sont très conseillées pour déterminer la capacité portante de ses pieux ; en l'occurrence, approche analytique basée sur une formulation statique et une approche numérique basée sur la méthode des éléments finis.

Mot clé : pieu, capacité portante, PLAXIS, sol compressible

ABSTRACT

Whenever a structure needs to be founded on a ground where the surface layers are too compressible or it is impossible to improve the bearing capacity of its layers we resort to deep foundations such as bored piles.

This study concerns the analysis of the behavior of a pile, according to the following three foundation conditions:

- a. A pile crossing a compressible layer on a rock layer (bed-rock)
- b. A stake crossing a layer of compressible soil and a layer of sand
- c. A stake crossing a layer of clay

Two approaches are strongly recommended for determining the bearing capacity of piles; in this case, an analytical approach based on a static formulation and a numerical approach based on the finite element method.

Key word: pile, bearing capacity, PLAXIS, compressible soil

ملخص

عندما يتعين إنشاء هيكل على الأرض حيث تكون طبقات السطح شديدة الانضغاط حيث يستحيل تحسين قدرة تحمل طبقاتها نلجأ لأساسات عميقة مثل الركائز السطحية.

تتعلق هذه الدراسة بتحليل سلوك الركيزة ، وفقاً للشروط الأساسية الثلاثة التالية :

كومة تعبر طبقة مضغوطة على طبقة صخرية (قاع – صخر)

حصة تتقاطع مع طبقة من التربة القابلة للضغط وطبقة من الرمل

كومة تعبر طبقة طينية

يوصى بشدة بطريقتين لتحديد قدرة تحمل أكوامك ؛ في هذه الحالة ، نهج تحليلي يعتمد على صياغة ثابتة ونهج رقمي يعتمد على طريقة العناصر المحدودة.

الكلمة الأساسية: كومة ، قدرة تحمل ، تربة قابلة للانضغاط

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

I.1	INTRODUCTION.....	3
I.2	HISTORIQUE.....	4
I.3	GENERALITES SUR LES PIEUX	4
I.3.1	Définitions	5
I.3.2	Utilisation des pieux	6
I.3.3	Eléments fondamentaux considères	6
I.3.4	Reconnaissance du sol	7
I.3.5	Principe de fonctionnement.....	7
I.3.5.1	Cas d'un pieu isolé.....	7
I.3.5.2	Cas de groupes de pieux.....	8
I.3.6	Détermination de la charge limite d'un pieu isole	9
I.3.7	Détermination du niveau d'assise de la fondation profonde	12
I.3.8	Hauteur d'encastrement (d).....	12
I.3.9	Ancrage (h).....	12
I.3.10	Couche d'ancrage	13
I.3.11	Définition et mécanisme du frottement latéral et négatif	13
I.3.12	Mode d'exécution des pieux	14
I.3.12.1	Réalisation du trou	15
I.3.12.2	Emploi de chemise	15

I.3.12.3	Mise en œuvre des pieux	15
I.3.13	Types de pieux	15
I.3.14	Choix du type de pieu.....	15
I.3.15	Classification des fondations profondes	17
I.3.15.1	Différentes catégories de pieux.....	17
I.3.15.2	Classification suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu (Plumelle c.2003).....	18
I.3.15.3	Classification selon la transmission avec ou sans refoulement du sol	19
I.3.15.3.1	Pieux refoulant le sol à la mise en place.....	19
I.3.15.3.1.1	Pieux battus.....	19
I.3.15.3.1.1.1	Les battus en aciers	20
I.3.15.3.1.1.2	Les pieux battus en béton (pieux hercules)	20
I.3.15.3.1.1.3	Pieux battus en fonte ductile.....	20
I.3.15.3.1.1.4	Pieux en bois.....	21
I.3.15.3.1.1.5	Pieu en métal battus	21
I.3.15.3.2	Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place	21
I.3.15.3.2.1	Pieux forés simples	22
I.3.15.3.2.2	Pieux forés tubés	23
I.3.15.3.2.3	Pieux vibro-forés.....	24
I.3.15.3.2.4	Pieux forés à la tarière creuse	25
I.3.15.3.2.5	Barrette	26
I.3.15.4	Les fondations injectées	26
I.4	CONCLUSION	27

CHAPITRE II : METHODE DE CALCUL DE LA FORCE PORTANTE D'UN PIEU

II.1	INTRODUCTION.....	26
II.2	PROCEDES D'EXECUTION.....	29
II.2.1	Pieux battus.....	29
II.2.1.1	Dosage du béton	29
II.2.1.2	Nature du ciment	29
II.2.1.3	Armatures.....	30
II.2.1.4	Domaine d'application	30
II.2.1.4.1	Le diamètre	30
II.2.1.4.2	Le site	30
II.2.1.4.3	Le terrain.....	30
II.2.1.5	Dispositions pratiques.....	31
II.2.2	Pieux forés moulés	32
II.2.2.1	Dispositions pratiques.....	32
II.3	DETERMINATION DE LA FORCE PORTANTE DES PIEUX FORES.....	35
II.3.1	A partir des formules statiques	35
II.3.1.1	Principe de calcul de la force portante.....	35
II.3.1.1.1	Résistance de pointe	36
II.3.1.1.2	Frottement latéral	38
II.3.1.1.2.1	Milieu pulvérulent.....	39
II.3.1.1.2.2	Milieu à la fois frottant et cohérents	40
II.3.1.1.2.3	Coefficient de sécurité.....	41
II.4	CONCLUSION	42

CHAPITRE III : METHODE DES ELEMENTS FINIS « LOGICIEL

PLAXIS »

III.1	METHODE DES ELEMENTS FINIS	43
III.1.1	Introduction.....	43
III.1.2	Les Avantages de la M.E.F.....	44
III.1.3	Les principes fondamentaux de la méthode.....	44
III.1.4	Le principe des travaux virtuels	46
III.1.5	Fonction de base.....	47
III.1.6	Choix du maillage	48
III.1.7	Modélisation de système en élément fini	49
III.1.8	Application aux calculs des ouvrages souterrains.....	49
III.1.8.1	Programmes généraux	50
III.1.8.2	Fonction d'interpolation pour les éléments triangulaires	52
III.1.8.3	Intégration numérique des éléments linéaires.....	53
III.1.8.4	Intégration numérique des éléments triangulaires	54
III.1.8.5	Calcul de matrice de rigidité d'élément.....	57
III.2	PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE	58
III.2.1	Introduction.....	58
III.2.2	Les sous-programmes de PLAXIS	58
III.2.2.1	Le programme d'entrée de données (Input) 	58
III.2.2.2	Le programme de calcul (Calculations) 	59
III.2.2.3	Le programme de résultats (Output) 	59
III.2.2.4	Le programme courbe (Curves) 	59

III.2.3	La démarche de modélisation avec PLAXIS	62
III.2.3.1	La géométrie	62
III.2.3.2	Conditions aux limites.....	62
III.2.3.3	Définition des paramètres des matériaux	63
III.2.3.4	Le Maillage	63
III.2.3.5	Les conditions initiales.....	63
III.2.3.6	Phase de calcul.....	64
III.2.3.7	Visualisation des Résultats	64
III.2.4	Modèles de comportement utilisés dans PLAXIS	65
III.2.4.1	Modèle de Mohr-Coulomb	66
III.2.4.1.1	Module de Young.....	67
III.2.4.1.2	Coefficient de Poisson	68
III.2.4.1.3	Angle de frottement.....	69
III.2.4.1.4	Cohésion	69
III.2.4.1.5	Angle de dilatance	69
III.3	CONCLUSION.....	70

CHAPITRE IV : METHODOLOGIE DE CALCUL

IV.1	INTRODUCTION.....	71
IV.2	SIMULATION NUMERIQUE.....	71
IV.2.1	Définitions des données.....	71
IV.2.1.1	Hypothèses et géométrie.....	71
IV.2.1.1.1	Les hypothèses générales données	71
IV.2.1.1.2	Géométrie du modèle.....	71

IV.2.1.2	Paramètre des matériaux.....	73
IV.2.1.3	Génération du maillage.....	74
IV.2.1.4	Conditions initiales.....	75
IV.2.1.4.1	Génération des pressions interstitielles.....	75
IV.2.1.4.2	Contraintes initiales.....	77
IV.2.2	Procédure numérique.....	78
IV.2.3	Résultats.....	79
IV.2.3.1	Conclusion de la phase.....	79
IV.2.3.2	La capacité portante.....	82
IV.3	APPROCHE ANALYTIQUE.....	86
IV.3.1	1 ^{er} cas.....	86
IV.3.1.1	Effort de pointe Q_p	86
IV.3.1.2	Effort du au frottement latéral :.....	86
IV.3.1.2.1	Milieu frottant :.....	87
IV.3.1.2.2	Milieu cohérent :.....	88
IV.3.1.3	La force portante admissible :.....	89
IV.3.2	2 ^{ème} cas.....	90
IV.3.2.1	Effort de pointe Q_p	90
IV.3.2.2	Effort du au frottement latéral :.....	90
IV.3.2.2.1	Milieu frottant :.....	91
IV.3.2.2.2	Milieu cohérent :.....	92
IV.3.2.3	La force portante admissible :.....	93
IV.3.3	3 ^{ème} cas.....	94
IV.3.3.1	Effort de pointe Q_p	94
IV.3.3.2	Effort du au frottement latéral :.....	94
IV.3.3.2.1	Milieu frottant :.....	95

IV.3.3.2.2 Milieu cohérent :	96
IV.3.3.3 La force portante admissible :	97
IV.3.4 4 ^{ème} cas.....	98
IV.3.4.1 Effort de pointe q_p	98
IV.3.4.2 Effort du au frottement latéral :	98
IV.3.4.2.1 Milieu frottant :	99
IV.3.4.2.2 Milieu cohérent :	99
IV.3.4.3 La force portante admissible :	100
IV.4 CONCLUSION :	104

CHAPITRE V : DISCUSSION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

V.1 INTRODUCTION.....	105
V.2 FORCE PORTANTE DETERMINEE NUMERIQUEMENT	105
V.3 FORCE PORTANTE ADMISSIBLE DETERMINEE PAR LA METHODE ANALYTIQUE (FORMULE STATIQUE).....	106
V.4 INTERPRETATION DES RESULTATS	107
V.4.1 Influence du diamètre sur la force portante	107
V.4.2 Interprétation vis-à-vis des différents cas d'étude	108
V.4.2.1 Cas de la force portante déterminée numériquement	108
V.4.2.2 Cas de la force portante déterminée analytiquement.....	109
V.4.2.2.1 Interprétation vis-à-vis de l'effort de pointe.....	109
V.4.2.2.2 Interprétation vis-à-vis du frottement latéral	110
V.4.2.2.3 Interprétation de la force portante déterminée analytiquement	111

V.4.3 LES VALEURS DE LA FORCE PORTANTE DETERMINEE NUMERIQUEMENT ET ANALYTIQUEMENT	113
V.5 CONCLUSION	115
CONCLUSION GENERALE.....	116
RECOMMANDATIONS.....	117
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	
ANNEXES	

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Tableau I - 1 : Les valeurs de ρ_p et ρ_s	12
Tableau I - 2 : Choix des types de pieux selon la nature du sol.....	16

CHAPITRE II : METHODE DE CALCUL DE LA FORCE PORTANTE D'UN PIEU

Tableau II - 1 : Les valeurs proposées pour N_q , N_γ et N_c par MM. Caquot et Kerisel	38
Tableau II - 2: Les valeurs proposées pour $K_p \sin(-\varphi)$ et $K_p \sin(-2/3 \varphi)$. Par MM. Caquot et Kerisel.....	40
Tableau II - 3 : Les valeurs de K_c pour $\delta = -\varphi$ et $\delta = -2/3\varphi$	41

CHAPITRE III : METHODE DES ELEMENTS FINIS « LOGICIEL PLAXIS »

Tableau III - 1 : la méthode d'intégration de Newton-cotes	53
Tableau III - 2 : la méthode d'intégration de Gauss	54

CHAPITRE IV : METHODOLOGIE DE CALCUL

Tableau IV - 1 : Propriétés des couches de sols et interfaces	73
Tableau IV - 2 : Déplacement total	81

Tableau IV - 3 : Valeurs de M_{stage}	83
Tableau IV - 4 : les valeurs de la force portante déterminée numériquement	85
Tableau IV - 5 : Les valeurs de la force portante déterminé analytiquement	103

CHAPITRE V : DISCUSSION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

Tableau V - 1 : Force portante déterminée numériquement	105
Tableau V - 2 : Force portante admissible déterminée par la méthode analytique (formule statique).....	106
Tableau V - 3 : Les valeurs de la force portante déterminée numériquement et analytiquement	113

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE

Figure I - 1 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e	5
Figure I - 2 : Principe de fonctionnement	8
Figure I - 3 : Pieu isolé et groupement de pieu	9
Figure I - 4 : Charge limite d'un pieu isolé.....	10
Figure I - 5 : Définition de A et P pour les pieux tubulaire ouverts, les palplanches et profilés H	11
Figure I - 6 : Mécanismes du frottement latéral positif et négatif.....	14
Figure I - 7 : Classification suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu	18
Figure I - 8 : Les types des pieux suivant la mise en place dans le sol	19
Figure I - 9 : Battage de profilés battus	20
Figure I - 10 : Pieux forés simples	22
Figure I - 11 : Pieux forés tubés	23
Figure I - 12 : Pieux vibro-forés.....	24
Figure I - 13 : Force portante admissible déterminer analytiquement.....	25

CHAPITRE II : METHODE DE CALCUL DE LA FORCE PORTANTE

D'UN PIEU

Figure II - 1 : Comportement d'un pieu dans différents types de sols	28
Figure II - 2 : Disposition à réaliser dans le cas des fouilles	31
Figure II - 3 : Dispositions pratiques a) Dans le cas d'utilisation de gros engins Turngrab. b) 0.40 m dans le cas d'appareil de forage standard, au pied d'un talus. c) 0.60 m dans le cas d'un écran vertical.	33

Figure II - 5 : Etat d'équilibre d'un pieu..... **Erreur ! Signet non défini.**

CHAPITRE III : METHODE DES ELEMENTS FINIS « LOGICIEL

PLAXIS »

Figure III - 1 : Principe des éléments finis.....	48
Figure III - 2 : Exemple de choix du maillage	49
Figure III - 3 : Organigramme des programmes généraux	51
Figure III - 4 : Présentation de PLAXIS	60
Figure III - 5 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	67
Figure III - 6 : Définition du module à 50 % de rupture	68

CHAPITRE IV : METHODOLOGIE DE CALCUL

Figure IV - 1 : Modèle géométrique 2D du 1 ^{er} cas étudié	72
Figure IV - 2 : Maillage du modèle (1 ^{er} cas).....	74
Figure IV - 3 : Condition hydraulique cas N°-1.....	75
Figure IV - 4 : Pressions interstitielles (1 ^{er} cas)	76
Figure IV - 5 : Contraintes effectives du 1 ^{er} cas.....	77
Figure IV - 6 : Choix des points (cas N°-1).....	78
Figure IV - 7 : Fin de calculs, effondrement du corps du sol, valeurs critique atteinte	79
Figure IV - 8 : Maillage déformé (1 ^{er} cas).....	80
Figure IV - 9 : Déplacement total (1 ^{er} cas étudié).....	80
Figure IV - 10 : Information de calcul pour 1 ^{er} cas étudié.....	82
Figure IV - 11 : Contrainte effective	101
Figure IV - 12 : frottement latérale unitaire q_f des quatre cas étudié	102

**CHAPITRE V : DISCUSSION ET INTERPRETATION DES
RESULTATS**

Figure V - 1 : Force portante déterminée numériquement.....	107
Figure V - 2 : Force portante admissible	107
Figure V - 3 : Force portante déterminée numériquement.....	108
Figure V - 4 : Efforts de pointe admissible.....	109
Figure V - 5 : Force de frottement latéral admissible.....	110
Figure V - 6 : Force portante admissible	111
Figure V - 7 : L'effort de pointe et le frottement latéral	111
Figure V - 8 : Force portante.....	114

LISTE DES ABREVIATIONS

MEF : Méthode des éléments finis

B : Diamètre du pieu

D : Longueur du pieu

A : Aire du pieu

P : Périmètre de la section du pieu

D_e : Profondeur d'encastrement

Q_p : Effort de pointe

Q_s : Frottement latérale

Q_{gu} : Charge limite d'un groupe de pieu

Q_{ui} : Charge limite d'un pieu isolé

c_e : Coefficient d'efficacité du groupe de pieu

Q_u : Charge limite d'un pieu

Q_{gu} : Charge limite de pointe

Q_{su} : Charge limite de frottement

ρ_p : Coefficient réducteur de la section de l'effort de pointe

ρ_s : Coefficient réducteur de la section de l'effort de frottement latéral

q_{pu} : Résistance limite de pointe

q_{si} : Frottement latéral unitaire limite dans une couche i

e_i : Epaisseur de la couche i

h : Hauteur d'ancrage

Q_l : Force portante limite

Q_p : Force portante de pointe

Q_f : Force portante de frottement latéral

A : La surface latérale de frottement du pieu dans les couches porteuses

S : Section de la pointe du pieu

q_f : Frottement latéral unitaire

q_l : Pression limite sous la pointe

δ : Angle de frottement entre le sol et le pieu

σ : Contraintes normale

τ : Contraintes de cisaillement

c : Cohésion du matériau

φ : Angle de frottement du matériau

E : Module de Young

ν : Coefficient de Poisson

ψ : Angle de dilatance noté

N_c et N_q : facteurs de capacité portante de cohésion et de profondeur

γ_{unsat} : Poids volumique sec

γ_{sat} : Poids volumique humide

R : Facteur de réduction des efforts à l'interface

$[K]$: Matrice de la rigidité



INTRODUCTION GENERALE



INTRODUCTION GENERALE

Depuis toujours, les fondations et les constructions sont supportées par les sols ; aussi, pour faire face aux catastrophes naturelles qui pourraient surgir, les scientifiques se sont focalisés à améliorer les systèmes de constructions sur des bases solides et durables par l'amélioration des travaux de terrassement et des fondations.

Lorsque les sols près de la surface n'ont pas les propriétés mécaniques suffisantes pour supporter les charges par l'intermédiaire de fondations superficielles, ou que sa résistance est trop faible, ou bien que les tassements prévus sont préjudiciables à la construction, on fait appel à des fondations profondes ou semi-profondes.

Les fondations superficielles sont, par définition, les fondations qui reposent sur le sol ou qui n'y sont que faiblement encastrées. Ce sont les semelles, radiers, etc.

Les fondations profondes (fondations sur pieux, essentiellement) sont celles qui permettent de reporter les charges dues à la construction qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Dans le calcul de la capacité portante des pieux, il y a donc lieu de considérer, en plus de la résistance du sol sous la base, la résistance du sol sur les parois latérales, c'est-à-dire le frottement « axial » le long du fût des pieux.

Notre présente étude s'est axée sur le calcul de la capacité portante d'un pieu foré dans divers types de sols pour apprécier le comportement de ses derniers en utilisant la formule statique.

Pour permettre une meilleure présentation de notre travail, le présent mémoire est structuré sur un éventail d'informations répartis en cinq chapitres.

- La première partie a concerné une recherche bibliographique abordant des généralités sur les pieux et leurs comportements.
- La deuxième partie traite la méthode de calcul de la capacité portante par la formule statique et une simulation numérique en utilisant le modèle d'éléments finis « PLAXIS »
- La troisième partie concerne l'analyse des résultats recueillis et leur interprétation

Le mémoire s'achève par une conclusion générale mettant en avant les principaux points retenus durant ce travail.



CHAPITRE I :

RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE



I.1 INTRODUCTION

Les fondations profondes sont celles qui permettent de reporter les charges dues à l'ouvrage qu'elles supportent sur des couches situées depuis la surface jusqu'à une profondeur variant de quelques mètres, à plusieurs dizaines de mètres, lorsque le terrain superficiel n'est pas susceptible de résister aux efforts qui sont en jeu, constitué par exemple par de la vase, du sable bouillant, de la tourbe ou d'une façon générale d'un terrain très compressible.

Dans ces conditions, il faut rechercher le terrain résistant à une certaine profondeur. Deux cas peuvent alors se présenter :

a) 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

b) 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 obtient alors une fondation sur pieux flottants, on doit limiter leur emploi aux cas où les fondations directes entraînent des tassements inadmissibles ou pour lesquels des fondations sur couches profondes résistantes sont pratiquement impossibles à réaliser sans entraîner des dépenses anormales.

Généralement, une fondation est considérée comme profonde si $D / B > 10$. (Avec D la longueur de la fondation « pieu », et B la largeur). Cette catégorie de fondation regroupe essentiellement (pieux, caissons, parfois les parois moulées).

Entre les deux extrêmes (fondations superficielles et profondes), on trouve les fondations semi profondes, (avec un rapport $4 < D / B < 10$). La base de ces fondations se situe au-dessus de la profondeur critique, il s'agit essentiellement des puits.

Il n'y a pas des méthodes de calcul propres à cette catégorie de fondations qui ne constituent que des cas particuliers, il faudra adapter suivant le cas les méthodes retenues pour les fondations profondes ou pour les fondations superficielles.

I.2 HISTORIQUE

L'étude et la mise en œuvre des pieux constituent une branche complexe mais passionnante de la technique des fondations. On a découvert dans le lac Lucerne des pilotis qui supportaient les habitations préhistoriques, et les habitants de certaines contrées primitives, telles que la Nouvelle-Guinée, utilisent encore des structures similaires. César construisit un pont sur pieux sur le Rhin. Quand la Campanile s'effondra à Venise en 1902, les pieux immergés, battus en l'an 900, étaient toujours en bon état et purent être réutilisés. Nos ancêtres battaient ces pieux à la masse, à l'aide de moutons mus manuellement, de béliers entraînés par des manivelles à cliquets, de moulins à aubes pouvant être placés en série.

L'origine du battage moderne remonte à l'invention du premier mouton à vapeur, par Nasmyth en 1845. Les moutons à vapeur à simple effet actuels n'en diffèrent que fort peu.

La littérature moderne sur le sujet date de la publication de « Piles and Pile Driving » édité par Wellington, de « l'Engineering News » ; en 1893, ouvrage dans lequel était proposée la formule bien connue de même nom. Bien qu'elle ne soit pas la première formule dynamique, sa popularité est due à sa simplicité. Elle fut établie pour les pieux en bois et les moutons à chute libre et, plus tard, modifiée pour s'appliquer aux moutons à simple effet. Son utilisation pour des moutons ou des pieux modernes peut se montrer insuffisamment sûre ou au contraire fort peu économique. De nombreuses autres formules dynamiques, de portées plus larges, ont été proposées, faisant intervenir plusieurs variables telles que le poids des pieux (béton ou métal), la longueur des pieux, les têtes de battage, etc. La plus employée d'entre elles est la formule de Hiley.

I.3 GENERALITES SUR LES PIEUX

En raison de nombreuses contraintes d'origine naturelle ou artificielle, les constructions sont réalisées sur les sols de plus en plus médiocres et contigus à des ouvrages existants. Afin d'y pallier, de nouvelles techniques de renforcement et d'amélioration des sols se sont développées ces dernières années dont les pieux.

I.3.1 Définitions

Pieux : élément de fondation profonde élancé qui est fait d'un matériel ou d'une combinaison de matériaux tels que le bois, l'acier et le béton et qui est préfabriqué et mis en place par battage, vérinage ou vissage.

Les pieux sont d'après le D.T.U des fondations profondes creusées mécaniquement prenant appui sur un sol situé à une profondeur pouvant aller de 6 à 20 m voire plus.

La section la plus courante d'un pieu est le cercle. Les diamètres peuvent varier de 0.1 à 1.6 m voire plus.

Les autres sections possibles les pieux sont les carrés et les polygones (exemple : pieux préfabriqués) et des rectangles (exemple : les barrettes).

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 sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu

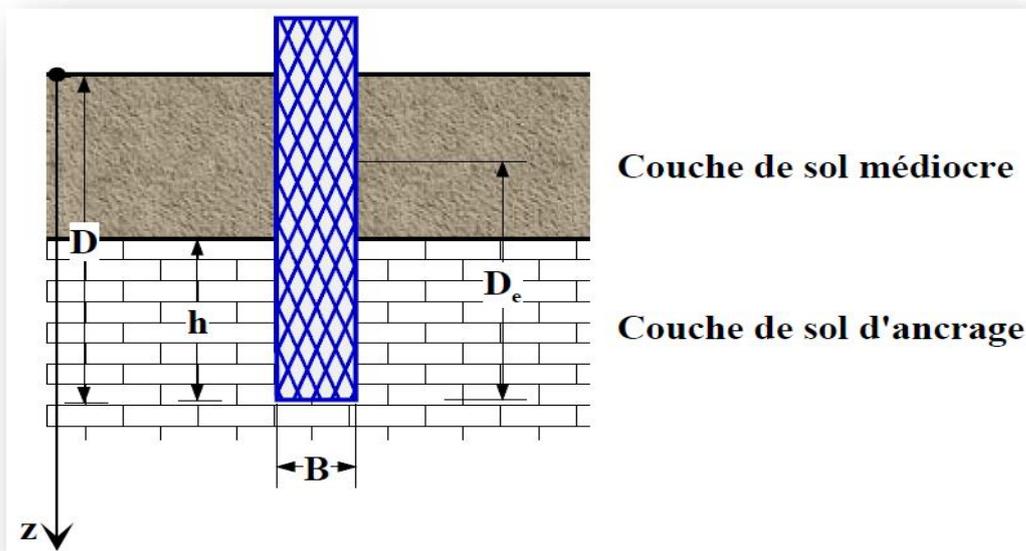


Figure I - 1 : Définition de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e

I.3.2 Utilisation des pieux

Les pieux peuvent :

- Transférer une charge, à travers une couche molle, au substratum résistant sur lequel repose leur pointe ;
- Transférer une charge, à travers une couche molle, dans une couche inférieure plus résistante, par frottement dans cette couche ;
- Etre utilisés en pieux frottant, sur toute leur longueur ;
- Etre utilisés comme pieux de compactage.

Les pieux verticaux peuvent également être utilisés pour résister à certaines forces latérales, et notamment pour la stabilisation des remblais. On peut également employer des pieux inclinés pour résister aux efforts latéraux sous les ouvrages et pour les travaux à la mer. On peut aussi utiliser les pieux comme ancrages.

On doit mettre en œuvre des pieux que s'ils répondent à un des besoins ci-dessus. Il était généralement admis que l'on pouvait toujours battre des pieux lorsqu'un problème délicat était posé et que, en tout cas, ils ne pouvaient entraîner d'ennuis supplémentaires. En fait, une telle solution peut être inefficace, voir dangereuse. Par exemple, dans le cas d'une couche épaisse d'argile très raide surmontant une grande épaisseur d'argile molle, les études de sol peuvent montrer que l'argile raide a une force portante suffisante pour rendre possible une répartition des contraintes acceptable sur la couche sous-jacente, si une solution de fondation sur semelle est adoptée. Par contre, l'emploi des pieux peut détruire cet avantage. Le tassement total peut également être augmenté par remaniement de l'argile en cours de battage.

I.3.3 Eléments fondamentaux considérés

L'étude des fondations sur pieux nécessite la connaissance de nombreux facteurs : destination des pieux, géologie du site, résultats des sondages, types de pieux, matériel de battage et formules dynamiques correspondantes, portance des pieux à partir de formules statiques, battage de pieux d'essais, réalisations d'essais de chargement et de la capacité portante du sol sous les pieux.

I.3.4 Reconnaissance du sol

La nécessité d'emploi de pieux peut être évident ou apparaître à la suite d'étude géotechnique. Les types et longueurs probables de pieux peuvent être déterminés à partir des profondeurs, épaisseur, consistances et qualités des différentes couches. De tels renseignements permettent d'éviter des dépenses excessives et de faire une estimation raisonnable. Il est toujours regrettable de lésiner sur le nombre, la profondeur ou la qualité des sondages.

I.3.5 Principe de fonctionnement

I.3.5.1 Cas d'un pieu isolé

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

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

L'effort de pointe est proportionnel à :

- Section de la base du pieu
- A la résistance du substratum

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

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

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

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

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol à tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela a pour conséquence de surcharger le pieu. Pour remédier à ce problème (couches

compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif.

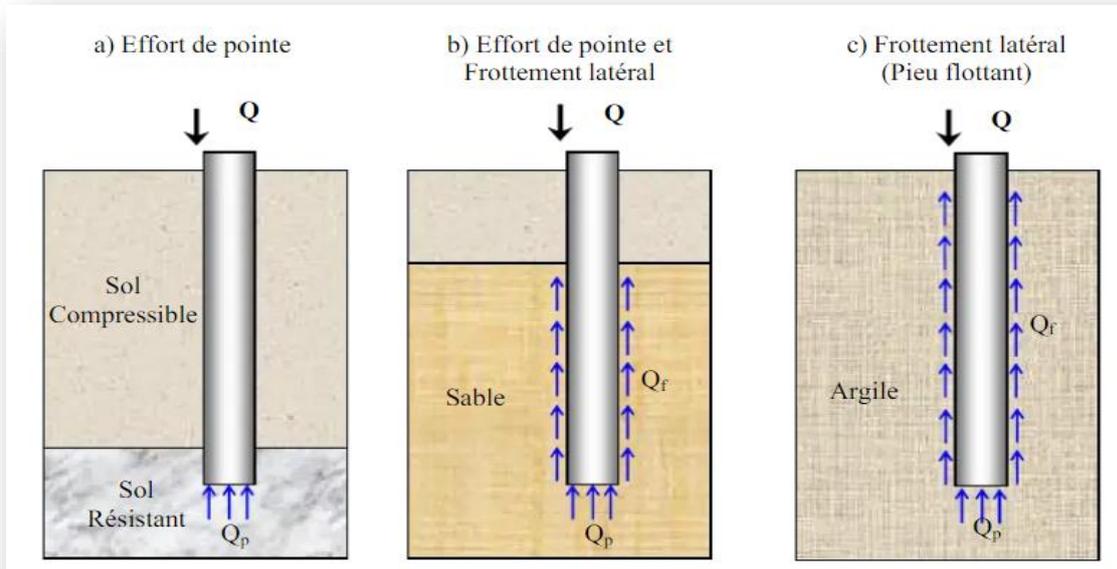


Figure I - 2 : Principe de fonctionnement

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

I.3.5.2 Cas de groupes de pieux

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

Le coefficient d'efficacité du groupe de pieu se définit comme suit :

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

Equation I - 1

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

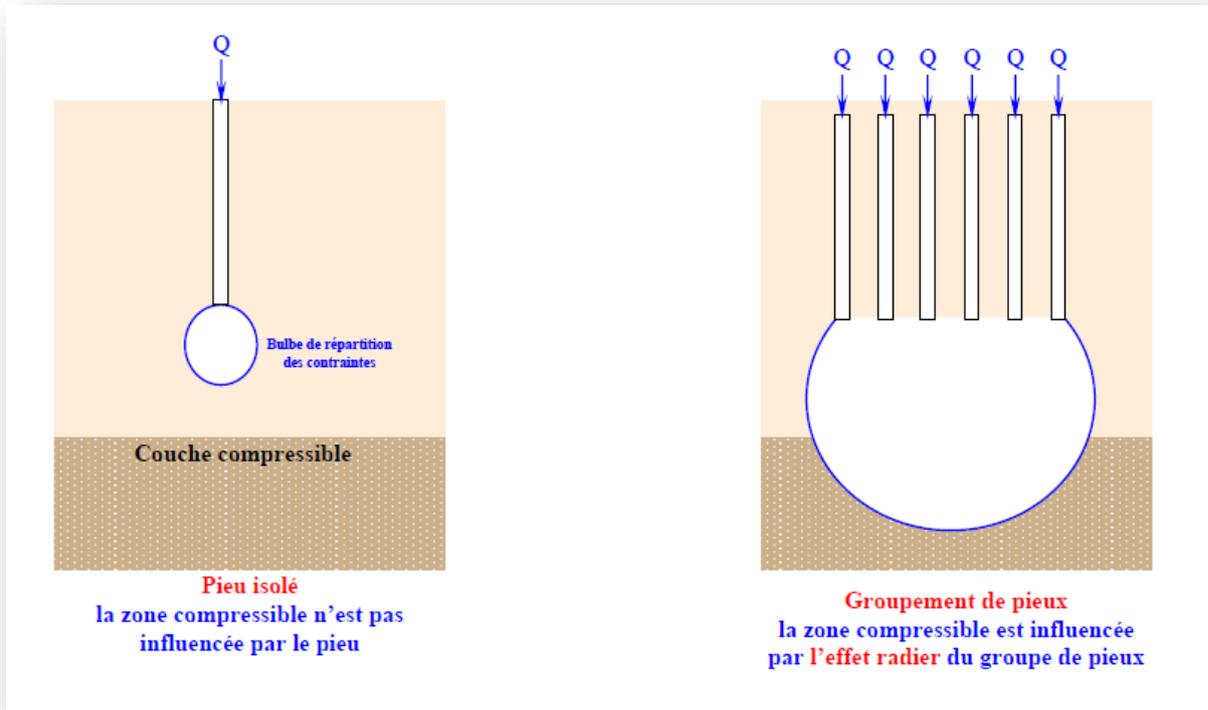


Figure I - 3 : Pieu isolé et groupement de pieu

Cela a pour conséquence de transmettre les contraintes en profondeur bien au-delà de celles générées par un pieu isolé.

I.3.6 Détermination de la charge limite d'un pieu isolé

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

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

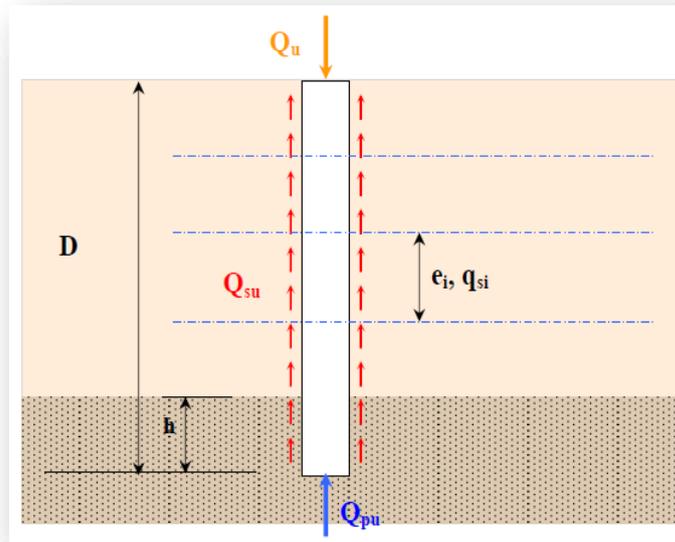


Figure I - 4 : Charge limite d'un pieu isolé

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

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

Equation I - 2

La charge limite de pointe est donnée par :

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

Equation I - 3

La charge limite de frottement est donnée par :

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

Equation I - 4

Avec :

- ✓ ρ_p : Coefficient réducteur de section de l'effort de pointe
- ✓ ρ_s : Coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral
- ✓ A : Aire de la section droite
- ✓ P : Périmètre de la section du pieu
- ✓ q_{pu} : Résistance limite de pointe
- ✓ q_{si} : Frottement latéral unitaire limite dans couche i
- ✓ e_i : Epaisseur de la couche i
- ✓ h : Hauteur d'ancrage

Note :

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

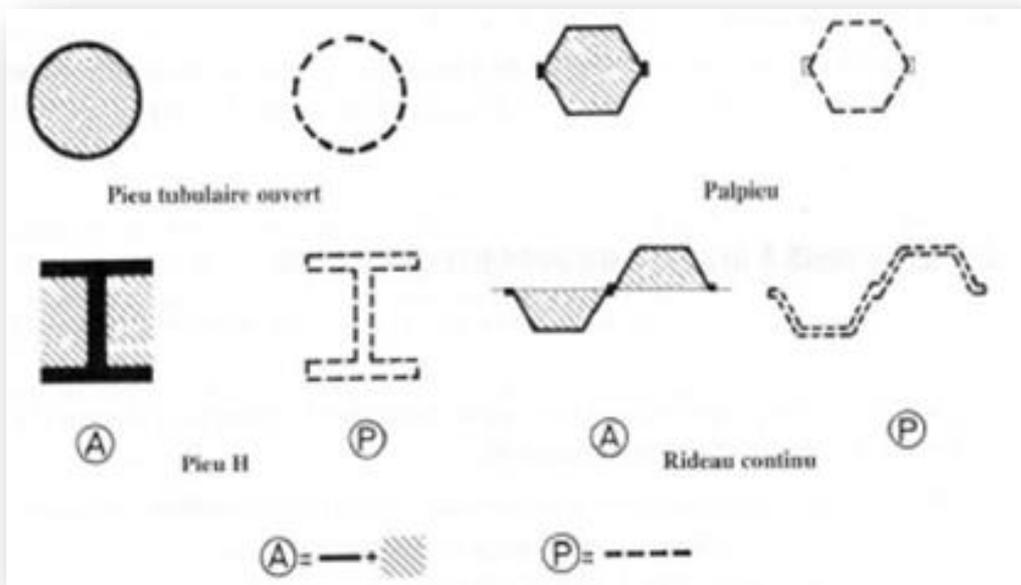


Figure I - 5 : Définition de A et P pour les pieux tubulaire ouverts, les palplanches et profilés H

Les valeurs de ρ_p et ρ_s sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau I - 1 : Les valeurs de ρ_p et ρ_s

Type de pieu	Argiles		Sables	
	ρ_p	ρ_s	ρ_p	ρ_s
Section plane tubulaire fermé	1.00	1.00	1.00	1.00
Tubulaire ouvert Palpieux	0.50	1.00	0.50	1.00
Pieu H	0.50	1.00	0.75	1.00
Palplanches	0.50	1.00	0.30	0.50

I.3.7 Détermination du niveau d'assise de la fondation profonde

Le niveau d'assise des pieux ou paroi 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 pieu battus reste inférieure à celle calculée sur la base des indicateurs 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 de chute libre

I.3.8 Hauteur d'encastrement (d)

Elle est dite aussi « fiche de pieu », elle représente sa longueur enterrée.

I.3.9 Ancrage (h)

C'est la hauteur de pénétration du pieu dans la couche d'ancrage. Si le pieu est fiché dans un milieu homogène (monocouche), l'ancrage est égal à la hauteur d'encastrement.

C'est la profondeur au-delà de laquelle la résistance en pointe du pieu devient constante avec la profondeur. 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

- Pour une seule couche de sol $D_c = 6 B$ avec un minimum de 3m ;
- Pour un sol multicouche pour lequel la contrainte effective σ_v' due au poids des terrains au-dessus de la couche d'ancrage est au moins égale à 100 kPa (environ 7 à 10 m de terrain) $D_c = 3 B$ avec un minimum de 1.5m.

I.3.10 Couche d'ancrage

C'est la couche dont la quelle est arrêtée la base de la fondation ou de pieu.

I.3.11 Définition et mécanisme du frottement latéral et négatif

Pour qu'il y est 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. Si le sol se déplace plus vite que le pieu (terrain médiocre qui tasse (Ss) sous des surcharges appliquées au niveau de la surface de sol), le sol en tassant entraine le pieu vers le bas et lui applique 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.

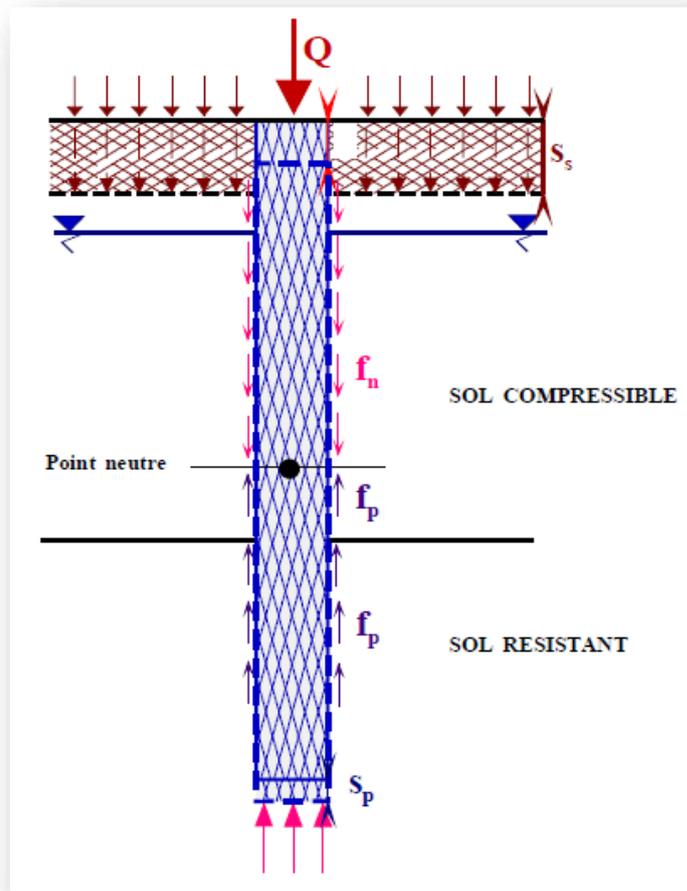


Figure I - 6 : Mécanismes du frottement latéral positif et négatif

Les parties principales d'un pieu sont : la tête, la pointe, et le fût compris entre la tête et la pointe.

Les pieux peuvent être classés selon le matériau constitutif (en bois, métal, béton armé), ou selon leur mode d'installation dans le sol, les principaux types sont reportés sur l'organigramme.

I.3.12 Mode d'exécution des pieux

On peut retenir des différents modes d'exécution des pieux qu'ils existent trois étapes :

I.3.12.1 Réalisation du trou

- Soit en comprimant le sol en battant un pieu préfabriqué ou un tube obturé en partie basse
- Soit en forant :
 - Avec des bennes preneuses, des bennes rotatives ou des tarières dans les sols meubles
 - Avec des trépans pour briser les sols durs puis des soupapes

Il n'y aura blindage lors du forage si le sol a tendance à s'ébouler et si l'appareil de forage utilisé ne retient pas le sol lors du coulage du béton. les blindages peuvent être : de la boue bentonitique ou un tube non obturé enfoncé.

I.3.12.2 Emploi de chemise

On utilise un tubage perdu appelé chemise pour réduire le frottement négatif et éliminer les problèmes d'eau ou de vides.

I.3.12.3 Mise en œuvre des pieux

Il existe de nombreux modes d'exécution des pieux :

- Les pieux façonnés à l'avance
- Les pieux préfabriqués en béton armé : sont enfoncés dans le sol par battage au moyen d'un mouton diesel ou vibro-fonçage.

I.3.13 Types de pieux

Le choix du type de pieu fait intervenir le prix, la disponibilité, la durabilité, les conditions de détérioration, le type de sol, la longueur, le type de structure et la capacité portante, la proximité d'ouvrages et la méthode de mise en place.

I.3.14 Choix du type de pieu

Les pieux seront choisis en prenant en considération les facteurs suivants :

- Longueur utile ;
- Type d'ouvrage ;

- Matériaux disponibles ;
- Type de charge ;
- Causes de détérioration ;
- Cout des pieux et facilités d'entretien ;
- Cout estimatif des types de pieux, tenant compte de leur cout initial, de leur durée probable ;
- Crédits disponibles

Il serait inefficace de se protéger contre presque tous les facteurs dangereux et d'en négliger un. Par exemple, les revêtements de béton sur les pieux en bois, descendus au-dessous du niveau de la vase pour se protéger de l'attaque des tarets, seraient sans effet et l'ouvrage ruiné si un affouillement découvre les pieux en dessous des protections.

Choix du type de pieux selon la nature du sol :

Tableau I - 2 : Choix des types de pieux selon la nature du sol

Nature du sol	Type de pieux	Références
Sol pulvérulent Lâche	Pieu conique pour augmenter le frottement latéral	<i>Hannigan et al., 1998</i>
Dépôt d'argile molle Profonde	Pieu en béton à surface rugueuse pour augmenter l'adhésion et la vitesse de dissipation de pression interstitielle	<i>Rannigan et al., 1998</i>
Sable lâche profond ou moyen dense	Section métallique type H-Pieu	<i>Tomlinson, 1987</i>
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	<i>Hannigan et al., 1998</i>

Ainsi le choix du type de pieu dépend de :

- La nature des couches rencontrées dans le terrain
- La présence de la nappe phréatique ou de cavités souterraines
- Charges à reprendre
- L'environnement du chantier
- Cout d'exécution
- Matériel et technicité de l'entreprise

I.3.15 Classification des fondations profondes

I.3.15.1 Différentes catégories de pieux

Les documents réglementaires classent les pieux selon les catégories ci-dessous :

- ✓ Pieux façonnés à l'avance
 - Battu préfabriqué
 - Métal battu
 - Tubulaire précontraint
 - Battu enrobé
 - Battu ou vibrofoncé, injecté haute pression
- ✓ Pieux à tube battu exécuté en place
 - Battu pilonné
 - Battu moulé
- ✓ Pieux forés
 - Foré simple
 - Foré tubé
 - Foré boue
 - Tarière creuse (type 1 à type3 selon la technologie utilisée)
 - Vissé moulé
 - Injecté haute pression
- ✓ Puits
- ✓ Pieux fonnés
 - Béton foncé
 - Métal foncé

- ✓ Micro-pieux de diamètre inférieur à 250 mm
 - Type I
 - Type II
 - Type III
 - Type IV

I.3.15.2 Classification suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu (Plumelle c.2003)

On distinguera essentiellement :

- Les pieux colonnes : ils sont fichés dans une couche résistante et travaillant en pointe
- Les pieux flottants : ils sont placés dans les sols homogènes et des caractéristiques mécaniques constantes. ces pieux transmettent essentiellement leur charge par frottement latéral.
- Les pieux flottants à la base : sont des pieux travaillant à la fois en pointe et frottement latéral dans une ou plusieurs couches et caractéristiques géotechniques convenables.

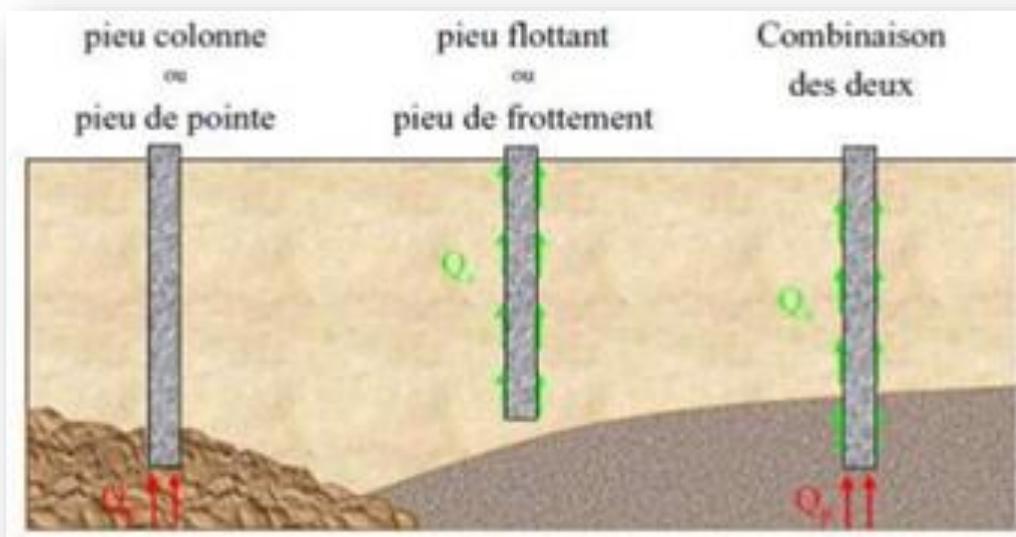


Figure I - 7 : Classification suivant la transmission des charges au sol et le mode de travail du pieu

I.3.15.3 Classification selon la transmission avec ou sans refoulement du sol

On distingue deux grands groupes de pieux : les pieux mis en œuvre avec refoulement du sol et les pieux réalisés par excavation du sol. Dans le premier groupe, on peut citer les pieux battus et dans le second les pieux forés.

Le principal type de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants :

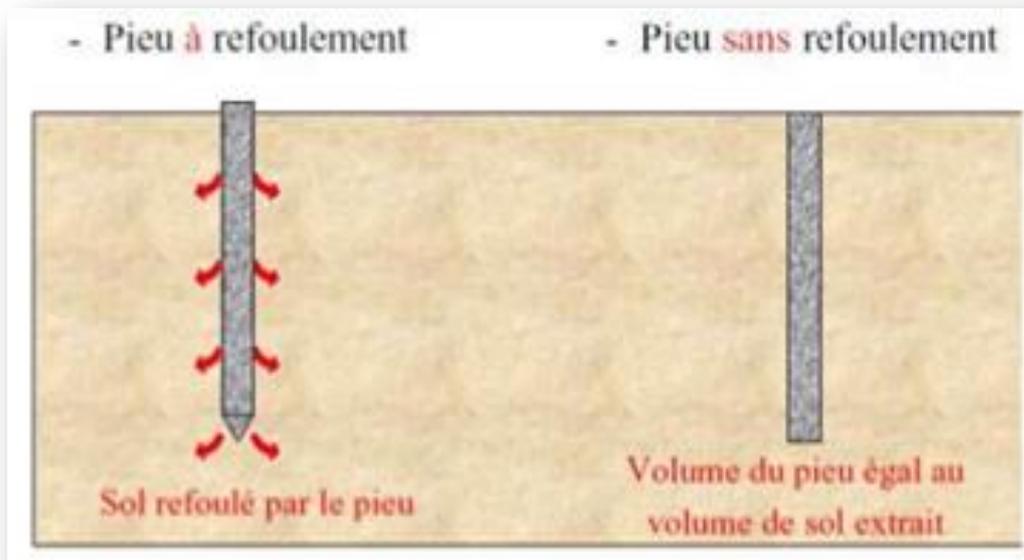


Figure I - 8 : Les types des pieux suivant la mise en place dans le sol

I.3.15.3.1 Pieux refoulant le sol à la mise en place

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

I.3.15.3.1.1 Pieux battus

Ce sont des pieux soit façonnés à l'avance, soit à tube battu exécutés en place. Pour les premiers, il s'agit essentiellement de pieux en métal préfabriqués en béton armé pour les seconds battus moulés.

I.3.15.3.1.1 Les battus en aciers

L'acier peut avoir plusieurs formes .En effet, à la place des troncs d'arbres, on commença par battre des tubes puis ensuite des fers en I, en H ou même des caissons constitués de plusieurs palplanches.

L'intérêt de l'acier est que si le premier élément n'est pas suffisamment long parce que le refus n'est pas atteint quand il est complètement enfoncé, il est relativement facile d'en raccorder un autre au précédent.

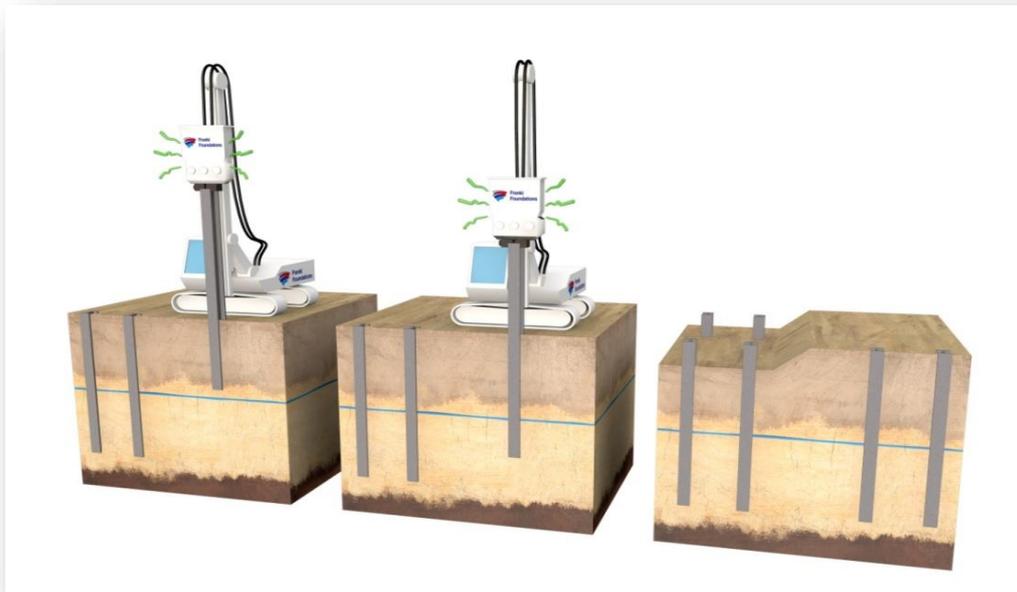


Figure I - 9 : Battage de profilés battus

I.3.15.3.1.2 Les pieux battus en béton (pieux hercules)

Le premier avantage de ces pieux était de pouvoir les couler sur place et d'éviter ainsi des transports coûteux et difficiles d'éléments longs sur les routes.

Leur inconvénient était qu'il était difficile de les rabouter en cas de besoin. Des solutions furent trouvées et brevetées selon la façon de raccorder les éléments entre eux.

I.3.15.3.1.3 Pieux battus en fonte ductile

Les pieux en fonte ductile constituent une nouvelle alternative technique et économique aux solutions conventionnelles des fondations profondes.

Supportant des charges de services jusqu'à 1400 KN, les pieux en fonte ductile sont appropriés à presque tous les types de projets et de sol.

I.3.15.3.1.1.4 Pieux en bois

Les pieux en bois peuvent comporter ou non une tête en acier .La tête de ces pieux battus était en général assez abimée par le battage et il fallait la récupérer avant de l'inclure dans une longrine ou un radier. Dans le cas des pieux en bois battus sous l'eau, il est très important que la tête ne soit plus en contact avec l'air sous peine de pourrir.

I.3.15.3.1.1.5 Pieux en métal battus

Les pieux entièrement métalliques constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0.2à 0.5%) sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont données dans la figure suivante

I.3.15.3.2 Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place

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

I.3.15.3.2.1 Pieux forés simples

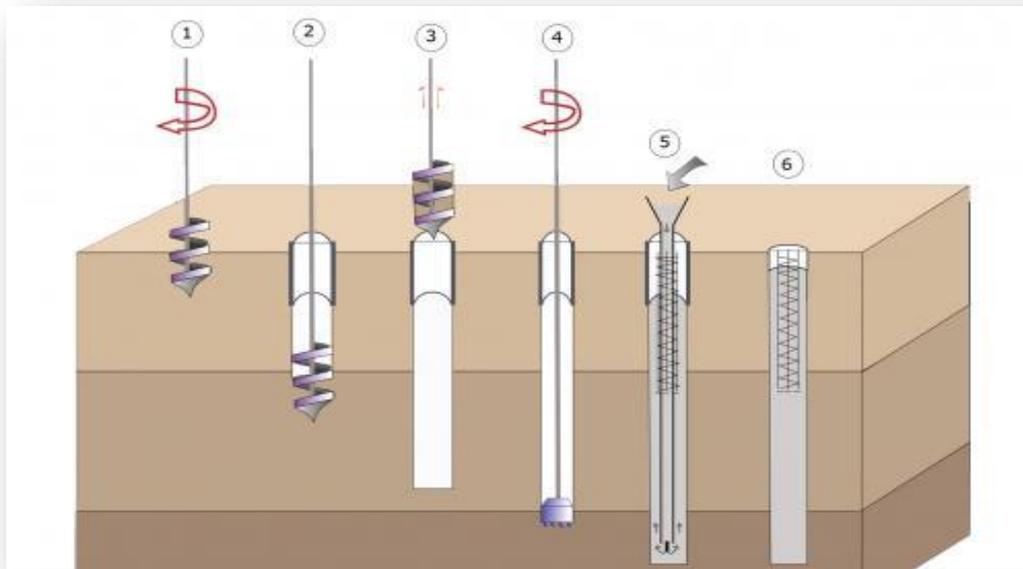


Figure I - 10 : Pieux forés simples

1. Mise en fiche, réglage, perforage
2. Mise en place de la virole
3. Forage à la terrière
4. Ancrage au carottier selon terrains
5. Mise en place d'armatures partielles ou totales. Bétonnage au tube plongeur sans présence d'eau.
6. Contrôle de l'arase béton

I.3.15.3.2 Pieux forés tubés

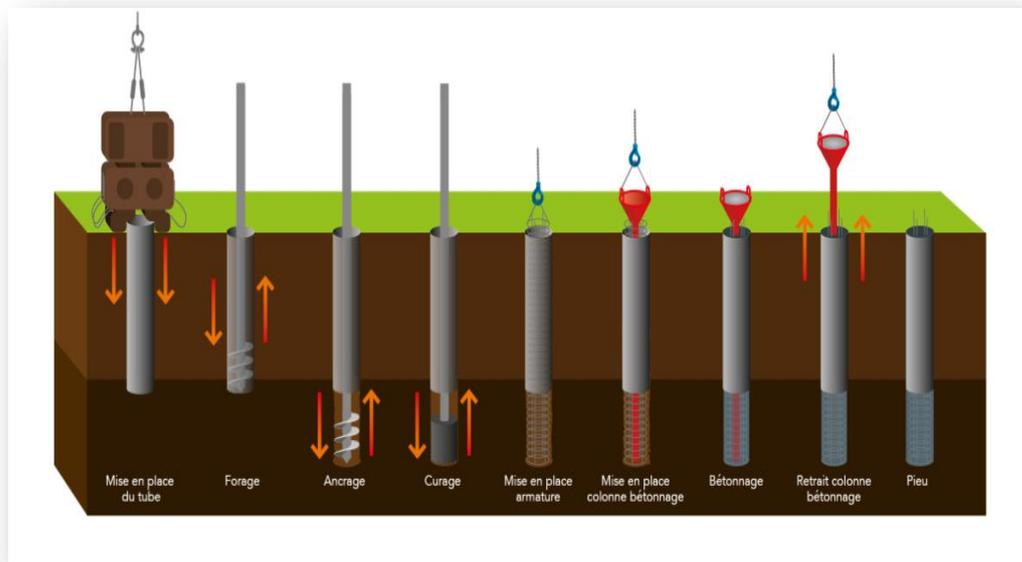


Figure I - 11 : Pieux forés tubés

Le matériel comporte un chevalement et un ensemble de treuils à chute libre pour la mise en œuvre des outils de forage. Les diamètres varient de 40 cm à 60 cm. Les outils de forage peuvent être la benne circulaire, la soupape dans les terrains mous et le trépan dans terrains durs.

I.3.15.3.2.3 Pieux vibro-forés

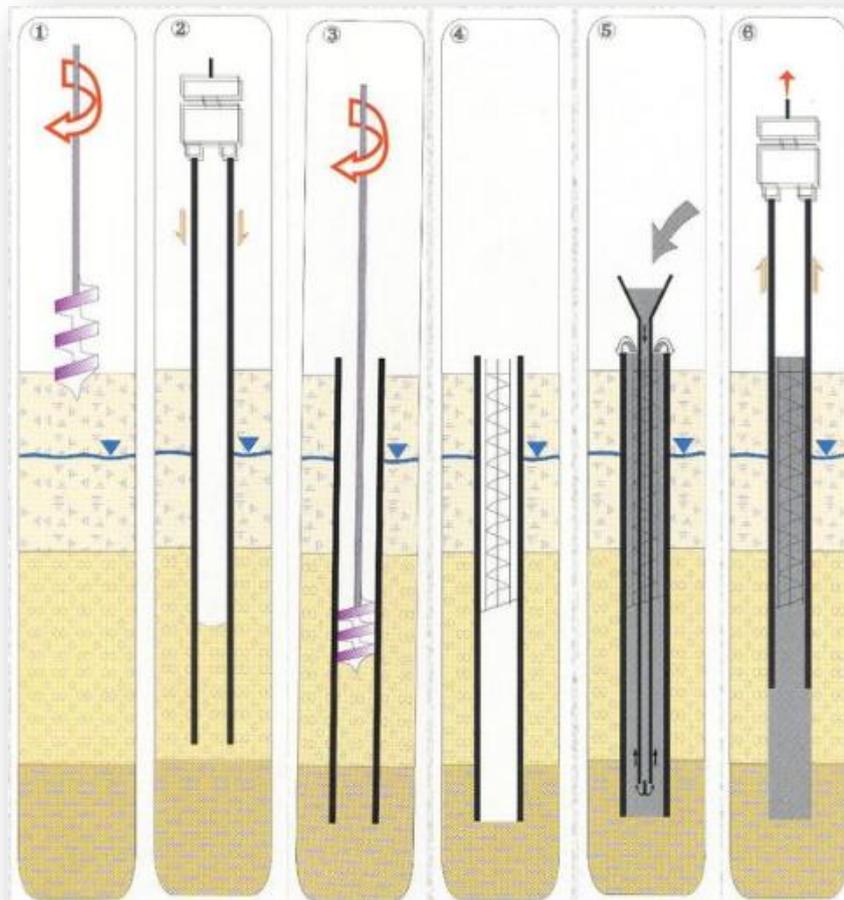


Figure I - 12 : Pieux vibro-forés

1. Mise en fiche, réglage, préforage
2. Vibro-fonçage du battage de travail
3. Forage et extraction des terres avec une tarière
4. Mise en place d'armatures partielles ou totales
5. Bétonnage au tube plongeur
6. Extraction du tube de travail

I.3.15.3.2.4 Pieux forés à la tarière creuse

Cette méthode est très économique et très utilisée. L'exécution est très rapide. Mais il faut que la nature du sol s'y prête. En effet, tout sol dur ne peut pas être traversé.

La longueur de la tarière doit être égale à la hauteur du pieu. La longueur d'armature est limitée car elle est mise en place après bétonnage.

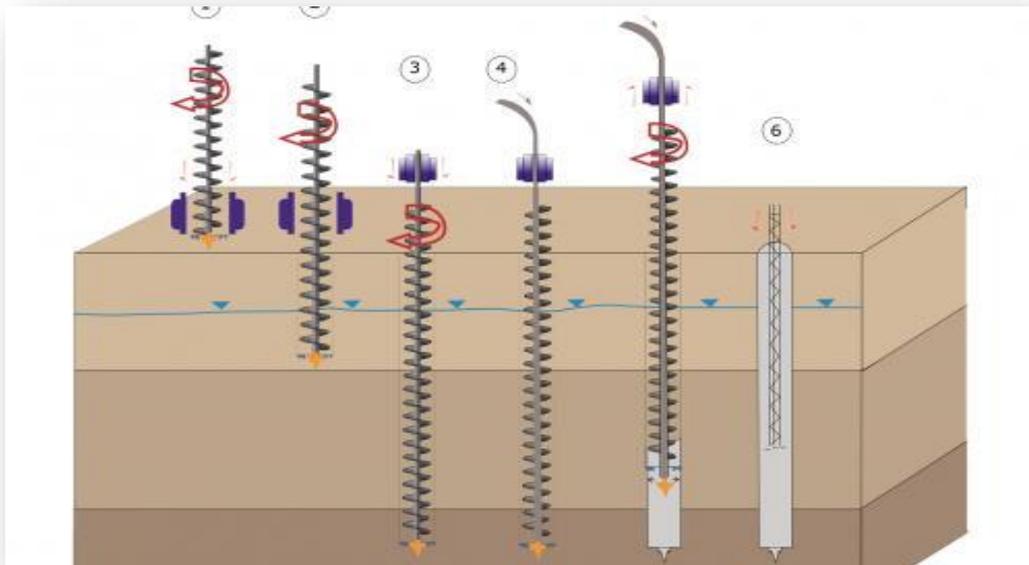


Figure I - 13 : Force portante admissible déterminer analytiquement

1. Mise en fiche et réglage des guides de forage
2. Forage. La tarière est mise en rotation et se vise d'elle-même dans le sol
3. Enrage avec rotation et avec poussée sur l'outil et remontée de quelques cm de la tarière en dégageant les trous du tube plongeur.
4. Injection de béton dans l'axe creux de la tarière
5. Remontée de la tarière en rotation lente, nettoyage de la tarière et bétonnage contrôlé en continu les débris sont enlevés de l'hélice de la tarière.
6. Mis en place des armatures

I.3.15.3.2.5 Barrette

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

On utilise des outillages de forage à benne ou de type hydro-fraise dont les dimensions constituent la base de celle des appuis.

Les appuis les plus simples sont réalisés avec un seul coup de benne (ou hydro-fraise) « standard ».les dimensions sont alors :

- Largeur : 0.52, 0.62, 1.02, 1.22, 1.52 m
- Ouverture : 1.8, 2.2, 2.7, 3.00 m

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

I.3.15.4 Les fondations injectées

Elles concernent les parois moulées, les barrettes.

D'autres types de fondations existent, mais ils sont plutôt classés comme renforcement de sol:

Les colonnes de Col-mix (mélange de sol en place et de liant à l'aide de deux tarières creuses)

Les colonnes de jet-grouting (forage puis injection de liant haute pression en remontant)

Les colonnes ballastées (fonçage d'un vibreur puis injection à l'air comprimé de ballast (40/80 mm) en remontant)

Les picots de sable (fonçage d'un tube de petit diamètre, puis introduction de sable vibro-compacté)

Les plots pilonnés (excavation à la pelle mécanique, puis introduction de matériaux granulaires sains subissant un pilonnage intensif)

I.4 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons fourni d'une part, un résumé du comportement des pieux notamment la définition et aussi l'utilité de ces derniers, le choix du type de pieux, le mode d'exécution, les différents types de pieux et leurs classification, aussi, nous avons abordé le principe de fonctionnement des principaux types de pieux fournissant les éléments nécessaires à une bonne compréhension de ces comportements.

D'autre part, la détermination de la charge limite d'un pieu isolé, permet d'avoir une idée globale sur le comportement d'une fondation profonde. La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celle-ci.



CHAPITRE II :

METHODE DE CALCUL DE LA FORCE PORTANTE D'UN PIEU FORE



II.1 INTRODUCTION

Chaque fois que l'on doit fonder un ouvrage sur un terrain dont les couches superficielles sont trop compressibles et dans le cas où il se révélerait impossible d'améliorer la force portante de ces couches on a recours aux fondations profondes.

Le principe consiste à traverser les formations compressibles pour venir s'appuyer sur une couche suffisamment résistante (le bed rock).

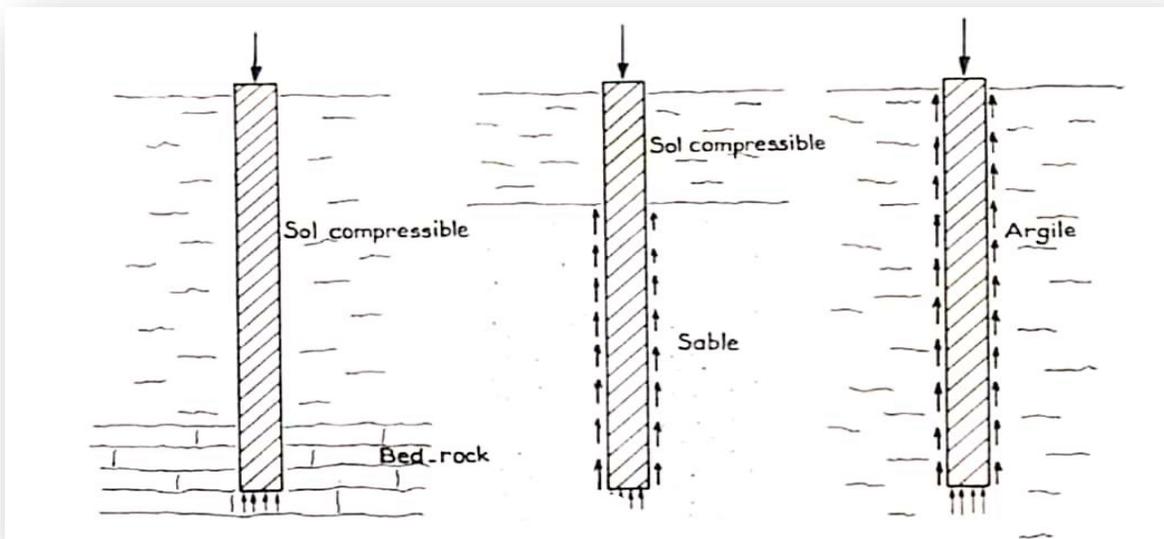


Figure II - 1 : Comportement d'un pieu dans différents types de sols

Les fondations profondes mobilisent le sol :

- Par l'effort de pointe proportionnellement à leur section lorsqu'elles reposent directement sur le bed-rock.
- Par frottement latéral et par l'effort de pointe lorsqu'il est impossible de descendre sur une couche suffisamment résistante ;
- Par frottement latéral seul dans le cas de pieux flottants c'est-à-dire de pieux fichés dans une couche cohérente : argile par exemple.

La distinction entre les pieux et puits n'existe pas : un puits est un pieu de gros diamètre (plus d'un mètre).

D'autre part les pieux et les parois moulées présentent beaucoup de similitudes tant dans le domaine de leur réalisation que dans leur comportement mécanique.

II.2 PROCEDES D'EXECUTION

Il y a lieu de distinguer deux cas : les pieux pour lesquels le terrain est refoulé et ceux où il est excavé.

II.2.1 Pieux battus

Les premiers pieux de ce type furent des pieux en bois, ils ont de nos jours laissé place au pieux préfabriqués en béton armé, pieu en béton damé moulé dans le sol ou en éléments tubulaire métalliques.

Deux méthodes de mise en œuvre peuvent être envisagées le battage ou la vibration.

Les diamètres couramment utilisés sont les suivants :

- ✓ 40-45-50-55-60 et 65 cm

II.2.1.1 Dosage du béton

- Dans le cas courants 350 kg/m³
- Dans l'eau il est préférable de prévoir un dosage de 400 kg/m³.

II.2.1.2 Nature du ciment

On emploiera soit du ciment laitier au clinker C.L.K soit du C.P.MF ou tout autre ciment spécialement conçu pour résister aux eaux agressives.

II.2.1.3 Armatures

- Pieux ne travaillant qu'en compression simple. Dans ce cas on placera uniquement 5t 12 ou 14 d'une longueur de 2.50 a 3 m qui seront destinés à assurer la liaison entre le pieu et la tête du pieu.
- Les pieux qui travaillent en flexion composés seront armés d'armatures longitudinale et transversale qui seront déterminées en fonction :
- Des efforts appliqués en tête des pieux.
- Du diamètre de la longueur des pieux.
- De la nature du terrain dans la hauteur du pieu.

II.2.1.4 Domaine d'application

Pour des raisons d'économie on utilisera de préférence des pieux forés battus aux pieux forés moulés qui coûtent de 50 à 70 % plus cher.

Trois causes peuvent empêcher l'utilisation des pieux forés battus.

II.2.1.4.1 Le diamètre

Dans le cas de fortes charges ou si les caractéristiques mécaniques du sol sont particulièrement faibles, il ne sera pas possible d'exécuter des pieux moulés battu.

II.2.1.4.2 Le site

En site urbain et à proximité de constructions existantes (respecter une distance d'une quinzaine de mètres environ) il est préférable de ne pas prévoir de pieux battus afin d'éviter les effets nocifs sur les constructions existantes de l'onde de choc due à la chute du mouton.

II.2.1.4.3 Le terrain

Dans les terrains très argileux il est souhaitable d'éviter des fondations par pieux battus cas les terrains non consolidés sont très peu compressibles sous l'effet de contraintes même élevées

appliqués pendant une très courte durée, ainsi la chute du mouton provoque-t-elle une remontée du terrain autour du pieu, d'où la chute de résistance.

II.2.1.5 Dispositions pratiques

- La distance minimale à respecter entre axe de pieux est de 2.5 diamètres.
- Il est possible de réaliser des pieux inclinés avec une inclinaison de 25° avec la vertical.
- Pour permettre la mise en place du matériel de battage il convient de respecter une distance minimale de 0.80 m entre le pied du talus et l'axe du pieu à réaliser.

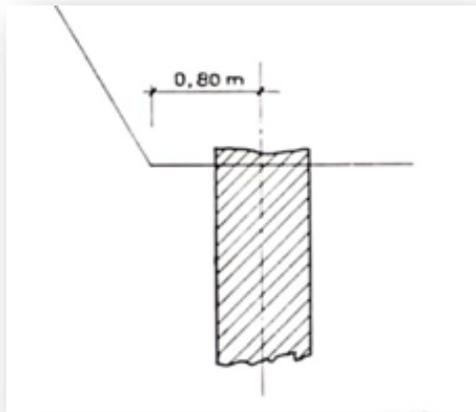


Figure II - 2 : Disposition à réaliser dans le cas des fouilles

- Le recépage des pieux s'effectuera sur 0.50 m ou 1 diamètre pour les pieux de diamètre supérieur à 0.50 m.
- Il est à noter que la bonne exécution des pieux tient pour l'essentiel à la bonne exécution de la plate-forme, l'implantation et la verticalité des pieux dépendent de la position de la bonne tenue des engins de battage.

On limite le procédé de battage aux terrains pas trop durs avec une profondeur maximale d'une vingtaine de mètres et une force portante unitaire de 150 t.

- Les cadences sont généralement de l'ordre de 100 ml par jour. Les conditions de travail sont agréables (absence de déblais et de boue).

II.2.2 Pieux forés moulés

Le terrain est excavé à l'abri d'un tubage, provisoire ou non, à l'aide des appareils de forage standard, pour des diamètres de 40,50 et 60 cm.

- Dans le cas d'un terrain cohérent et sans eau on peut, employer des tarières qui permettent de forer dans une gamme de diamètres variant de 40 à 170 cm.
- Dans des terrains de moins bonne tenue on emploiera le forage au moyen d'appareil type Turngrab, avec maintien du terrain à l'eau lourde (boue type paroi moulée), les diamètres courants de forages allant de 80 à 150 cm.
- Le domaine d'emploi des pieux forés moulés s'impose en site urbain en offrant l'assurance d'une bonne sécurité. La force portante unitaire peut être comprise entre 50 et 1000 t.

II.2.2.1 Dispositions pratiques

Ce sont les mêmes que pour les pieux forés battus en ce qui concerne le bétonnage, la distance entre pieux. Il est également possible de réaliser des pieux inclinés tubés de petits diamètres. La distance minimale à respecter entre le pied de talus ou un écran vertical et axe du pieu varie selon le matériel employé.

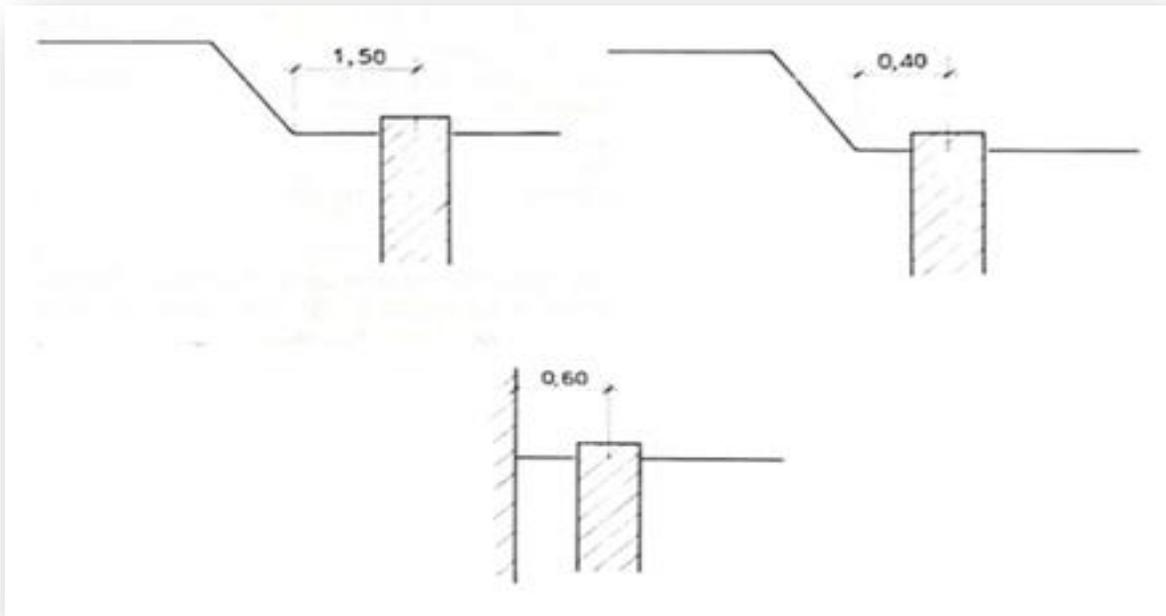


Figure II - 3 : Dispositions pratiques a) Dans le cas d'utilisation de gros engins Turngrab. b) 0.40 m dans le cas d'appareil de forage standard, au pied d'un talus. c) 0.60 m dans le cas d'un écran vertical.

Signalons que pour les pieux de gros diamètre les engins sur chenille (Turngrab) ou sur pneus pèsant entre 30 t et 60 t, ce qui nécessite une plate-forme de qualité.

Les conditions d'exécution peuvent être parfois difficiles, (pieux forés à la boue). Dans tous les cas il y a lieu d'enlever les déblais de forage.

Les cadences sont de l'ordre de :

- 20 à 30 ml/jour, avec l'appareil standard pour les diamètres petits et moyens.
- De 20 à 50 ml/jours avec Turngrab.
- Elles peuvent atteindre 50 à 150 ml/jours pour les pieux forés à la tarière.

Les pieux forés ou battus peuvent être chemisés si nécessaire sur tout ou partie de leur hauteur pour :

- Permettre au béton de faire prise dans de bonnes conditions dans le cas de circulation d'eau par exemple.
- Minimiser les frottements négatifs.
- Résister aux eaux ou terrains agressifs (dépôts de produits chimiques, ordures ménagères).
- Les gaines sont généralement métalliques voire en matière plastique.

Signalons également que dans le cas de pieux à gaine perdue la contrainte peut atteindre 70 bars avec du béton coulé à sec et vibré, et 50 bars dans le cas de béton coulé sous l'eau.

II.3 DETERMINATION DE LA FORCE PORTANTE DES PIEUX FORES

II.3.1 A partir des formules statiques

Cette méthode de calcul implique la connaissance des caractéristiques mécaniques du sol qui devront être déterminées soit en laboratoire soit in situ.

Pour chaque couche il faut connaître les densités γ' et γ , la cohésion c et l'angle de frottement interne φ .

Les fondations profondes mobilisent sol par frottement latéral et par l'effet de pointe proportionnellement à leur section.

II.3.1.1 Principe de calcul de la force portante

$$Q_l = Q_p + Q_f$$

Equation II - 1

- ✓ Q_l : force portante limite
- ✓ Q_p : force portante de pointe
- ✓ Q_f : force portante de frottement latéral

Soit :

- ✓ A : la surface latérale de frottement du pieu dans les couches porteuses
- ✓ S : section de la pointe du pieu
- ✓ q_f : frottement latéral unitaire
- ✓ q_l : pression limite sous la pointe

$$Q_l = S q_l + A q_f$$

Equation II - 2

II.3.1.1.1 Résistance de pointe

On utilise les formules de fondations superficielles en remarquant que le terme de surface est négligeable

$$Q_l = \frac{\pi B^2}{4} (N_q \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i D_{fi} + 1.3 c N_c + 0.3 B \gamma N_\gamma)$$

Equation II - 3

C'est-à-dire

$$Q_l = \frac{\pi B^2}{4} (N_q \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i D_{fi} + 1.3 c N_c)$$

Equation II - 4

L'expérience montre que la résistance de pointe ainsi calculés est sous-estimée.

L'étude de l'état d'équilibre peut être schématisée de la façon suivante :

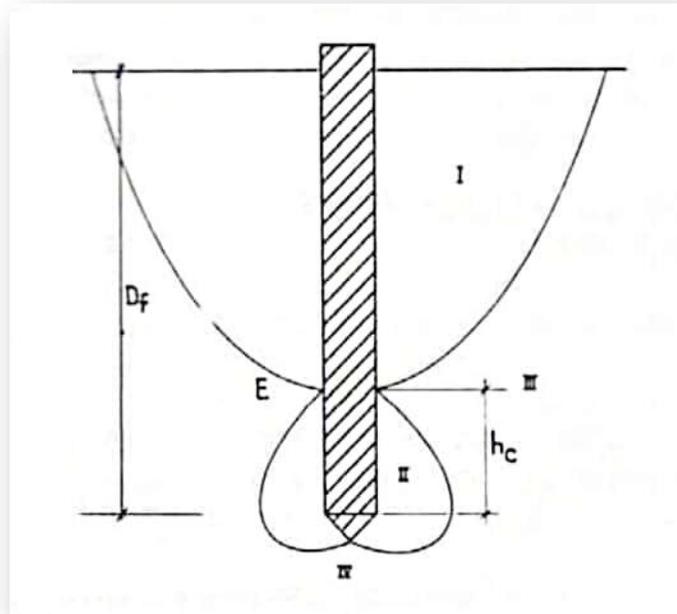


Figure II - 4 : Etat d'équilibre d'un pieu

- Zone I : équilibre de quasi butée
- Zone II : équilibre de butée
- Zone III - IV : équilibre de pseudo-butée.

Des essais réalisés par MM. caquot et Kerisel entre 1955 et 1966 sur des pieux de petits diamètres ont permis de proposer pour N_q les valeurs ci-dessous.

$$N_q = 10^{N \text{tg} \varphi}$$

Equation II - 5

Avec :

$N = 3.7$ pour les très petits diamètres 20 cm

$N = 2.7$ pour les diamètres voisins de 32 cm

Pour les pieux de diamètre très supérieurs à 32 cm on adoptera pour N_q le coefficient de fondations superficielles

$$N_q = \text{tg}^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right] e^{\pi \text{tg} \varphi}$$

Equation II - 6

Note :

Les valeurs proposées pour N_q par MM. caquot et Kerisel sont valables à condition que les lignes de rupture du sol situé sous la pointe de referment dans la couche d'assise c'est-à-dire que le point E soit situé dans cette couche, ce qui suppose un engagement minimum du pieu dans cette couche donné par la relation :

$$h_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3}$$

Equation II - 7

Tableau II - 1 : Les valeurs proposées pour N_q , N_γ et N_c par MM. Caquot et Kerisel

φ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°
N_γ	0	0.3	1	2.3	4.9	10.7	21.8	47.9	112	299	910
N_q	1	1.6	2.5	3.9	6.4	10.7	18.4	33.3	64.2	134.9	319
N_c	5.14	605	8.3	11	14.8	20.7	30.1	46.1	75.3	133.9	287

II.3.1.1.2 Frottement latéral

Le frottement latéral ne sera pris en compte que sur la hauteur $D_f - h_c$ et comprendra l'action du sol considéré comme un milieu à la fois frottant et cohérent.

II.3.1.1.2.1 Milieu pulvérulent

En s'enfonçant dans le sol le pieu refoule le terrain en engendrant dans le massif une réaction de butée inclinée d'un angle δ avec l'horizontal telle que :

$$q_f = \gamma z K_p \sin \delta$$

Equation II - 8

Avec :

- ✓ K_p : coefficient de butée correspondant à un écran vertical.

Si on désigne par p le périmètre de la section du pieu, a la cote Z , on obtient pour Q_f :

$$Q_f = p q_f \frac{Z}{2} = p (K_p \sin \delta) \gamma \frac{Z^2}{2}$$

Equation II - 9

Dans la pratique in est conseillé d'adopter $\delta = -2/3 \varphi$. En particulier pour les milieux peu denses, c'est-à-dire ceux pour lesquels on a :

$$\varphi = 28^\circ \text{ à } 24^\circ, 36^\circ$$

Et $\gamma = 1.7 \text{ à } 1.8$

Pour les milieux denses on pourra prendre : $\delta = -\varphi$ dans ce cas

$$\varphi = 34^\circ \text{ à } 42^\circ$$

Et $\gamma = 1.8 \text{ à } 1.9$

Afin de faciliter les calculs de portance M . Caquot propose les valeurs ci-dessous pour $K_p \sin (-\varphi)$ et $K_p \sin (-2/3 \varphi)$.

Tableau II - 2: Les valeurs proposées pour pour $K_p \sin (-\varphi)$ et $K_p \sin (-2/3 \varphi)$. Par MM. Caquot et Kerisel

Φ	0°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$K_p \sin (-\varphi)$	0	0.285	0.567	1.03	1.81	3.21	5.85	11.3	23.7
$K_p \sin (-2/3 \varphi)$	0	0.186	0.364	0.641	1.1	1.88	3.27	5.9	11.4

II.3.1.1.2.2 Milieu à la fois frottant et cohérents

On ajoute au frottement unitaire calculé pour les milieux pulvérulents l'incidence de la cohésion en utilisant le "théorème des états correspondant".

L'action de la cohésion étant assimilée à l'effet d'une surcharge l'expression de la force unitaire de frottement est :

$$q_{fc} = K_p (c \cotg) \sin \delta = c K_c$$

Equation II - 10

Avec :

$$K_c = (1 + \sin \varphi) e^{2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \text{tg} \varphi} = (1 + \sin \varphi) e^{\left(\frac{\pi}{2} + \varphi\right) \text{tg} \varphi}$$

Equation II - 11

Les valeurs de K_c sont données dans le tableau ci-dessous pour $\delta = -\varphi$ et $\delta = -2/3\varphi$

Tableau II - 3 : Les valeurs de K_c pour $\delta = -\varphi$ et $\delta = -2/3\varphi$

Φ	0°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$K_{c(-\varphi)}$	1	1.6	2.06	2.7	3.62	5.01	7.27	10.36	17.97
$K_{c(-2/3\varphi)}$	1	1.24	1.43	1.67	2	2.47	3.14	4.04	5.39

Remarque :

Dans le cas d'un sol purement cohérent $\varphi = 0$ on obtient :

$$q_f = c K_c = 1$$

Equation II - 12

Les résultats expérimentaux montrent que cette formule est optimiste MM. Caquot et Kerisel proposent d'adopter pour Q_f la valeur expérimental

$$q_f = c_u \frac{1 + c_u^2}{1 + 7 c_u^2}$$

Equation II - 13

(c_u cohésion apparente exprimée en bars)

II.3.1.1.2.3 Coefficient de sécurité

Il est d'usage d'adopter les coefficients de sécurité ci-dessous :

- 2 : pour l'effort de pointe seul
- 3 : pour le frottement latéral.

D'où :

$$\bar{Q} = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_f}{3}$$

Equation II - 14

[5]

II.4 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons dressé un aperçu sur la thématique du sujet à savoir le comportement des pieux dans différents types de sols, et ce par la détermination de la force portante des différents types de pieu qui permet d'avoir une appréciation sur le comportement d'une fondation profonde. La fondation doit exercer sur le sol des contraintes compatibles avec la résistance à la rupture de celle-ci

Nous avons opté de prendre comme modèle de travail les pieux forés.



CHAPITRE III :

METHODE DES ELEMENTS FINIS « LOGICIEL PLAXIS »



III.1 METHODE DES ELEMENTS FINIS

III.1.1 Introduction

La méthode des éléments finis fait partie des outils de mathématiques largement appliquées. Il s'agit de mettre en place, à l'aide des principes hérités de la formulation variations ou la formulation faible, un algorithme discret mathématique permettant de rechercher une solution approchée d'une équation aux dérivées partielles.

Elle fait appel aux trois domaines : sciences de l'ingénieur pour construire les équations aux dérivées partielles, méthodes numériques pour construire et résoudre les équations algébriques et informatiques pour programmer et exécuter efficacement les calculs sur l'ordinateur.

La méthode des éléments finis est une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

1. La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux, dynamique, plasticité, etc.
2. L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, etc.
3. L'informatique appliquée : techniques de développement et de maintenance de grands logiciels

Le concept de base de la méthode des éléments finis est la subdivision du modèle mathématique à des composants disjoints de géométrie simple appelés éléments finis, le comportement de chaque élément est exprimé en terme d'un nombre fini de degré de liberté, le comportement (réponse) du modèle mathématique est considéré, approximativement, celui du modèle discret obtenu par connexion ou assemblage des éléments.

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes. Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influencent pas sur les résultats ;

- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, Cam Clay, etc.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

Elle permet :

- De simuler toutes les phases de travaux ;
- De prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches de terrain ;
- De calculer un coefficient de sécurité.

Les sorties fournissent pour les ouvrages :

- Les déplacements du sol ;
- Les déformations du sol ;
- Les contraintes totales et effectives dans le sol ;
- Les pressions interstitielles ;
- Le calcul du coefficient de sécurité.

III.1.2 Les Avantages de la M.E.F

La puissance de la méthode des éléments finis réside essentiellement dans sa souplesse. Elle peut être applicable à une variété de problèmes mécaniques ou bien physiques. La géométrie du domaine peut être quelconque, les forces et les conditions aux limites peuvent être aussi de natures quelconques.

Le maillage peut combiner autant de types d'éléments que l'on souhaite. Et toute cette généralité est contenue dans un programme unique qu'on peut faire tourner sur un ordinateur (sélection du problème, de la géométrie, du type d'élément, des chargements et des conditions aux limites). La méthode des éléments finis réside dans le fait que le modèle qu'elle utilise est très proche de la structure réelle.

III.1.3 Les principes fondamentaux de la méthode

- Le milieu est considéré bidimensionnel
- Le milieu contenu est divisé par des lignes imaginaires qui constituent les frontières entre les éléments finis

- Ces éléments sont supposés être reliés entre eux par un nombre fini de points dit points nodaux situés sur leur frontières (ce sont généralement les sommets des éléments et parfois d'autres points sur les faces et les arêtes). Ces points nodaux transmettent les efforts d'un élément à un autre. Les inconnus de base du problème sont les déplacements de ces points nodaux.
- Une fonction de forme permet de définir d'une manière unique le champ des déplacements à l'intérieur de chaque élément fini en fonction des déplacements de ces points nodaux.
- Les fonctions de déplacements définissent donc sans ambiguïté l'état de déformation à l'intérieur d'un élément en fonction de déplacements nodaux, et par suite, compte tenu des propriétés rhéologiques des matériaux, l'état de contrainte (état de contrainte de l'élément est défini en un ou plusieurs points de l'élément appelés des points d'intégration).
- A partir de ces fonctions de déplacements et des lois rhéologiques adoptées, on détermine une relation de raideur qui à tout champ de déplacement sur le solide (défini par les composantes du vecteur déplacement $\{U\}$ au niveau des nœuds de la structure ou solide) fait correspondre un champ de sollicitation défini par les composantes du vecteur force $\{F\}$ au niveau des nœuds.

Cette relation s'écrit :

$$\{F\} = [K']\{U\}$$

Equation III - 1

Où :

$[K']$: Matrice carrée de la rigidité qui, une fois déterminée permet de résoudre le système linéaire

$\{F\} = [K']\{U\}$ Où les inconnues sont les composantes du vecteur $\{U\}$ des déplacements nodaux (si l'une des composantes est imposée par les conditions aux limites, elle sera remplacée par la réaction qui en résulte).

Tout chargement se traduit par des vecteurs de forces nodales $\{F\}$ lorsqu'il s'agit d'incrément de charges, les déplacements sont des incréments qui s'ajoutant aux déplacements obtenus lors de l'incrément précédent, in en est de même pour les contraintes.

III.1.4 Le principe des travaux virtuels

$$W = - \int (\delta \varepsilon)^t [H](\varepsilon) dv + \int (\delta u)^t (f_s) ds + \int (\delta u)^t (f_v) dv = 0$$

Equation III - 2

Pour résoudre un problème par la méthode des éléments finis, il existe deux modèles :

Model force = force inconnue

Modèle déplacement = déplacements inconnus c'est le modèle le plus utilisé, on peut voir ces étapes par la suite :

Étape 1 :

Le remplacement de la géométrie réelle (initiale) de domaine de volume V par l'ensemble de sous domaine (prédéfini) à condition de recouvre mieux. La géométrie initiale de sort ; par de faille, par de recouvrement (défaut de maillage).

Étape 2 :

La présentation de la géométrie dans chaque vous domaine :

$$(X_{x,y,z}) = [N](x_i)$$

Equation III - 3

Où :

- ✓ $(X_{x,y,z})$: la position réelle de domaine initial de volume V ;
- ✓ x, y et z : pour la détermination de la direction de déplacement selon les axes ;
- ✓ $[N]$: fonction d'interpolation (fonction de forme);

- ✓ (x_i) : position

Etape 3

Le remplacement de déplacement réel par le déplacement de chaque élément :

$$(U) = [N](U_e)$$

Equation III - 4

Où :

- ✓ (U) : Déplacement réel
- ✓ $[N]$: Fonction de forme
- ✓ (U_e) : Déplacement de l'élément

III.1.5 Fonction de base

La M.E.F consiste à restreindre la connaissance de déplacement U , V , et W en chaque point du volume à seulement la connaissance de ces valeurs en nœuds ensuite à interpoler entre ces points pour avoir le déplacement en tout point.

La méthode la plus simple est l'emploi des fonctions de base valent 1 à un nœud fonction valant 1 au nœud i et 0 sur les autres nœuds et elle est polynomiale sur chaque élément.

On appelle élément, la donnée d'une géométrie (souvent polygonale en 2D, polyédrique en 3D) et des fonctions de base associées à cette géométrie c'est on doit augmenter le degré de liberté DDL en chaque nœud ou bien augmenter le nombre de nœud.

D'autres solutions peuvent exister pour les fonctions de forme. On cite des éléments finis d'Hermite qui ont la particularité d'avoir deux fonctions de base associées à chaque nœud .Dans cette version, le val alors que la deuxième permet d'ajuster la valeur de la dérivée. Ce type de fonctions de base peut avoir un intérêt pour la résolution de certaines équations aux dérivées partielles (par exemple l'équation des plaques est d'avoir deux fois plus de fonctions pour un maillage donné.

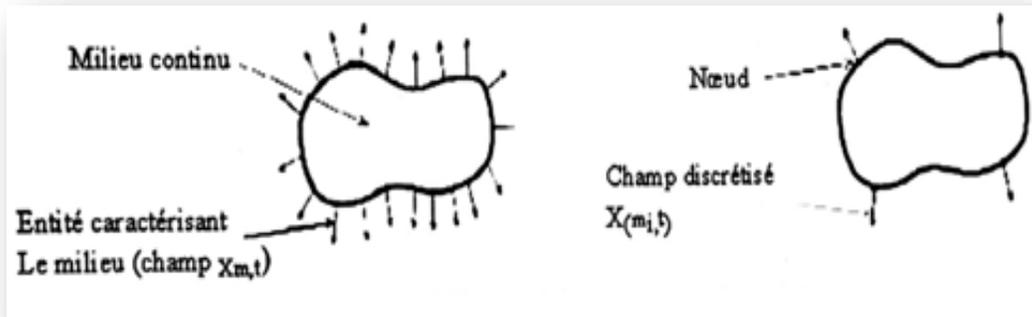


Figure III - 1 : Principe des éléments finis

III.1.6 Choix du maillage

La méthode des éléments finis repose sur un découpage de l'espace selon un maillage.

D'habitude on choisit un maillage carré ou triangulaire mais rien n'interdit de choisir des maillages plus complexes. Il n'est pas non plus nécessaire que le maillage tend à resserrer près des endroits d'intérêt (par exemple aux endroits où l'on pense que la solution va beaucoup varier). Cependant, il faut veiller à avoir des éléments faiblement distordus (se rapprocher d'un polygone régulier). Plus ce maillage est resserré, plus la solution que l'on obtient par la méthode des éléments finis sera précise et proche de la « vraie » solution de l'équation aux dérivées partielles.

Dans le cas de notre étude on utilise le logiciel PLAXIS qui s'articule sur deux types d'éléments, tous deux triangulaires à 6 nœuds et 15 nœuds un élément triangulaire. L'élément à 15 nœuds est celui qu'on adopte pour notre étude et ce pour sa haute performance.

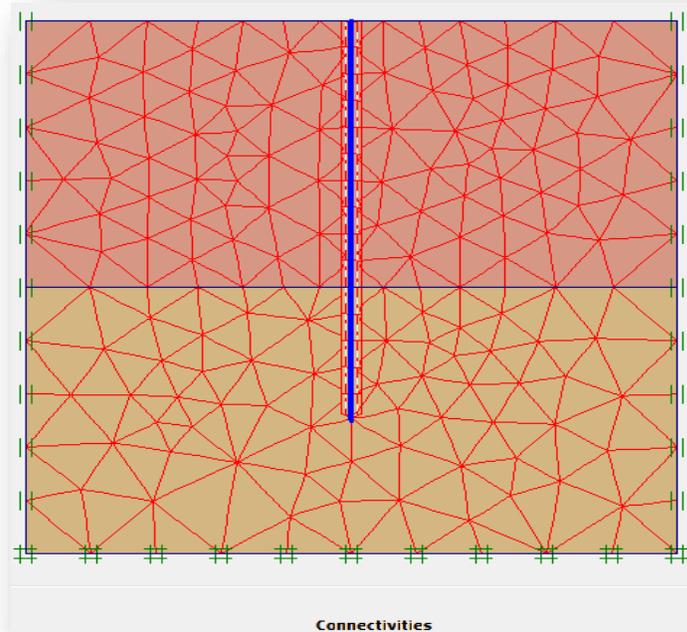


Figure III - 2 : Exemple de choix du maillage

III.1.7 Modélisation de système en élément fini

La variation du module de Young avec la profondeur est relativement facile à prendre en compte avec la méthode des éléments finis. Il suffit en pratique de découper le sol en couches horizontales de modules constants et d'épaisseurs croissantes. La figure montre le dessin du maillage utilisé qui représente la moitié du milieu semi-infini.

III.1.8 Application aux calculs des ouvrages souterrains

La détermination des sollicitations auxquelles sont soumis les ouvrages enterrés telles que les conduites est un problème d'hyperstatique, dont les paramètres suivants peuvent être pris en compte par la MEF à savoir :

- La bi-dimensionnalité du problème (état plan de contrainte ou de déformation)
- Etat d'équilibre naturel du milieu ou état plan de contrainte ou de déformation
- Géométrie de système sol-structure

- Propriétés de déformation du terrain, son hétérogénéité éventuelle et son comportement non linéaire.
- Caractéristique géométrique mécanique et physique de la structure ainsi que la nature du contact sol-structure.
- Les techniques de réalisation de solide sol-structure.
- l'historique des phases de construction et d'exécution des travaux
- l'évolution dans le temps des pressions exercées par le terrain sur la structure.

III.1.8.1 Programmes généraux

Les équations qui régissent la MEF sont sous une forme assez générale pour qu'il soit possible d'écrire un code de calcul unique capable de résoudre tous les problèmes de mécanique de structure et autres.

Les programmes qui visent cet objectif, même à une échelle réduite sont appelés programmes généraux.

Ils sont subdivisés en quatre phases sous forme d'organigrammes, ces quatre phases sont présentées quasiment dans tous les programmes d'analyse par M.E.F.

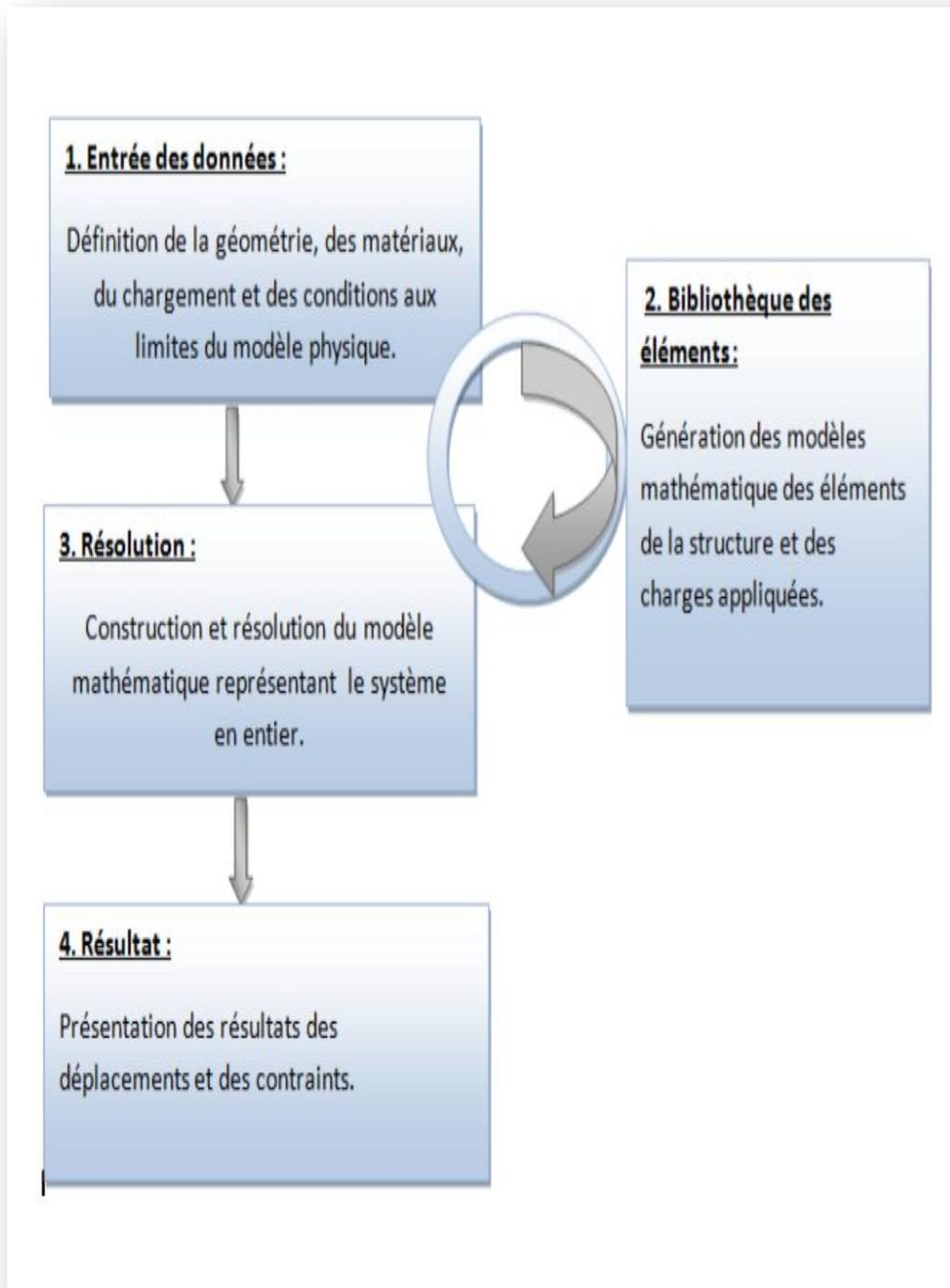


Figure III - 3 : Organigramme des programmes généraux

III.1.8.2 Fonction d'interpolation pour les éléments triangulaires

Pour les éléments triangulaires, il y a deux coordonnées locales (ξ et η) :

Dans l'addition nous employons la coordonnée auxiliaire

$$\varepsilon = 1 - \xi - \eta$$

Equation III - 5

Les fonctions de forme peuvent être écrites comme suit :

$$N_1 = \zeta(4.\zeta - 1)(4.\zeta - 2)(4.\zeta - 3)/6$$

$$N_2 = \xi(4.\xi - 1)(4.\xi - 2)(4.\xi - 3)/6$$

$$N_3 = \eta(4.\eta - 1)(4.\eta - 2)(4.\eta - 3)/6$$

$$N_4 = 4 \zeta\xi(4.\zeta - 1)(4.\xi - 1)$$

$$N_5 = 4 \zeta\xi(4.\zeta - 1)(4.\xi - 1)$$

$$N_6 = 4 \eta\zeta(4.\eta - 1)(4.\zeta - 1)$$

$$N_7 = \zeta\xi(4.\zeta - 1)(4.\zeta - 2) 8/3$$

$$N_8 = \xi\zeta(4.\xi - 1)(4.\xi - 2) 8/3$$

$$N_9 = 4 \eta\xi(4.\xi - 1)(4.\xi - 2) 8/3$$

$$N_{10} = \xi\eta(4.\eta - 1)(4.\eta - 2) 8/3$$

$$N_{11} = \zeta\eta(4.\eta - 1)(4.\eta - 2) 8/3$$

$$N_{12} = \eta\zeta(4.\zeta - 1)(4.\zeta - 2) 8/3$$

$$N_{13} = 32 \eta\xi\zeta(4.\eta\zeta - 1)$$

$$N_{14} = 32 \eta\xi\zeta(4.\xi - 1)$$

$$N_{15} = 32 \eta \xi \zeta (4 \cdot \eta - 1)$$

Equation III - 6

III.1.8.3 Intégration numérique des éléments linéaires

Afin d'obtenir l'intégrale au-dessus d'une certaine ligne ou secteur l'intégrale est numériquement estimée comme :

$$\int F(\zeta_i) W_i \cong \sum F(\zeta_i) W_i$$

Equation III - 7

Où :

- ✓ $F(\zeta_i)$: est la fonction F de forme au point (ζ_i)
- ✓ W_i : représente le facteur de poids pour le point i
- ✓ K : nombre total de point d'intégration considérés

Deux méthodes sont fréquemment employées par le logiciel PLAXIS, à savoir :

- La méthode d'intégration de newton-cotes, ou les points ζ_i sont choisis aux nœuds
- La méthode d'intégration de gauss qui considère cinq points d'intégration à l'intérieure de l'élément triangulaire ce qui permet une meilleur précision et une exactitude élevée

Les facteurs de position et de poids pour les deux types d'intégration :

Tableau III - 1 : la méthode d'intégration de Newton-cotes

Nombre de nœuds	ξ_i	W_i
1	± 1	1
2	± 1	1/3, 4/3
3	$\pm 1 \pm 1/3$	1/4, 3/4
4	$\pm 1 \pm 1/2$	7/45, 32/45, 12/45

Tableau III - 2 :La méthode d'intégration de Gauss

Nombre de points	ξ_i	W_i
1	0	
2	$\pm 0.577350 \dots (\pm \sqrt{3})$	
3	$\pm 0.774596 \dots (\pm \sqrt{0.6})$ 0	
4	$\pm 0.861136 \dots$ $\pm 0.339981 \dots$	
5	$\pm 0.906179 \dots$ $\pm 0.538469 \dots$ 0	

L'intégration de Newton-cotes peut intégrer exactement des fonctions polynomiales d'un ordre au-dessous du nombre de points considérés. En ce qui concerne l'intégration de Gauss, la fonction polynomiale de degré $2K-1$, peut être intégrée exactement en supposant k points.

III.1.8.4 Intégration numérique des éléments triangulaires

L'intégration pour l'élément triangulaire est donnée par :

$$\iint F(\zeta, \eta) d\zeta d\eta \cong \sum_i^k (d\zeta d\eta) W_i$$

Equation III - 8

PLAXIS utilise l'intégration Gaussienne pour les éléments triangulaires. En ce qui concerne l'élément triangulaire à 15 nœuds, il comporte 12 points d'intégration.

Afin de calculer les composants cartésiens des déformations à partir de déplacements tels que formulé dans l'équation $\varepsilon = LN_V = B_V$, sachant que ces dérivées doivent être considérées dans le système globale des axes (x,y,z).

$$\zeta = B_i V_i$$

Equation III - 9

Où :

- ✓ L : opérateur différentiel
- ✓ N : fonction de forme
- ✓ V : valeur nodale du déplacement
- ✓ B : matrice d'interpolation des déformations

$$B_i = \begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial y} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} & \frac{\partial N_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_i}{\partial z} & \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} & 0 & \frac{\partial N_i}{\partial x} \end{pmatrix}$$

Equation III - 10

Dans les éléments, les dérivées sont calculées dans le système de coordonnées locales (ξ, ζ, η). la relation entre les dérivées locales et globales introduit le Jacobian :

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial \xi} \\ \frac{\partial}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial}{\partial \eta} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} & \frac{\partial z}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \zeta} & \frac{\partial y}{\partial \zeta} & \frac{\partial z}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} & \frac{\partial z}{\partial \eta} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{pmatrix} = J \begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} \end{pmatrix}$$

Equation III - 11

Ou inversement :

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial x} \\ \frac{\partial N_i}{\partial y} \\ \frac{\partial N_i}{\partial z} \end{pmatrix} = J^{-1} \begin{pmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial} \\ \frac{\partial N_i}{\partial} \\ \frac{\partial N_i}{\partial} \end{pmatrix}$$

Equation III - 12

Les dérivées locales $\partial N_i, \partial \zeta$ etc. peuvent facilement être dérivées des fonctions de l'élément, puisque les fonctions de forme sont formulées dans des coordonnées locales. Les composants du Jacobian sont obtenus à partir des différences dans des coordonnées nodales.

L'inverse du Jacobian J^{-1} est obtenu en inversant numériquement J.

Les composantes cartésiennes des déformations peuvent être calculées par sommation de toutes les contributions nodales.

$$\begin{pmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \epsilon_{xy} \\ \epsilon_{yz} \end{pmatrix} = \sum B_i \begin{pmatrix} V_{x,i} \\ V_{y,i} \\ V_{z,i} \end{pmatrix}$$

Equation III - 13

Où :

V_i : sont les composants des déplacements dans le $i^{\text{ème}}$ nœud.

Pour une analyse en état plan de déformation, la composante de la déformation dans la direction de l'axe Z est nulle, c'est-à-dire :

$$\epsilon_{zz} = \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$$

Equation III - 14

Pour une analyse asymétrique, les conditions suivantes s'appliquent :

$$\varepsilon_{zz} = u_x/r \text{ et } \gamma_{yz} = \gamma_{zx} = 0$$

Equation III - 15

III.1.8.5 Calcul de matrice de rigidité d'élément

La matrice de rigidité élémentaire K_e calculée par intégration :

$$K_e = \int B^T D^e B dv$$

Equation III - 16

L'intégrale est estimée par l'intégration numérique comme décrite précédemment. en fait, la matrice de rigidité d'élément se compose de sous matrices K_{ij} , ou : i et j sont les nœuds locaux.

Le processus de calcul de la matrice de rigidité élémentaire peut être exprimé par :

$$K_{ij} = \sum B_i^t D_e B_j W_k$$

Equation III - 17

III.2 PRESENTATION DE L'OUTIL DE SIMULATION NUMERIQUE

III.2.1 Introduction

PLAXIS est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformations et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou asymétrique. Le programme 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.

L'objectif principal de PLAXIS : un outil adéquat pour une analyse pratique dans le domaine de la géotechnique pour des utilisateurs qui ne soient pas nécessairement des spécialistes en calcul numérique. Souvent, les ingénieurs considèrent les calculs non-linéaires par élément fini sont laborieux et consomment beaucoup de temps .Le groupe de recherche et de développement de PLAXIS ont à cet effet, recherché à mettre à la disposition des utilisateurs un logiciel facile à utiliser basé sur des procédures théoriques fortes.

PLAXIS permet d'effectuer de différents types de calculs aux éléments finis .Le programme de calcul ne que de l'analyse des déformations et il permet de réaliser un calcul plastique (Plastic calculation), une analyse de consolidation (Consolidation analysis), un calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction) ou un calcul dynamique (Dynamics calculation).

III.2.2 Les sous-programmes de PLAXIS

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) :

III.2.2.1 Le programme d'entrée de données (Input)



Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et générer les conditions initiales.

III.2.2.2 Le programme de calcul (Calculations)



Ce programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

III.2.2.3 Le programme de résultats (Output)



Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs des éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

III.2.2.4 Le programme courbe (Curves)



Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges-déplacements, des chemins de contrainte et des courbes contraintes –déformations.

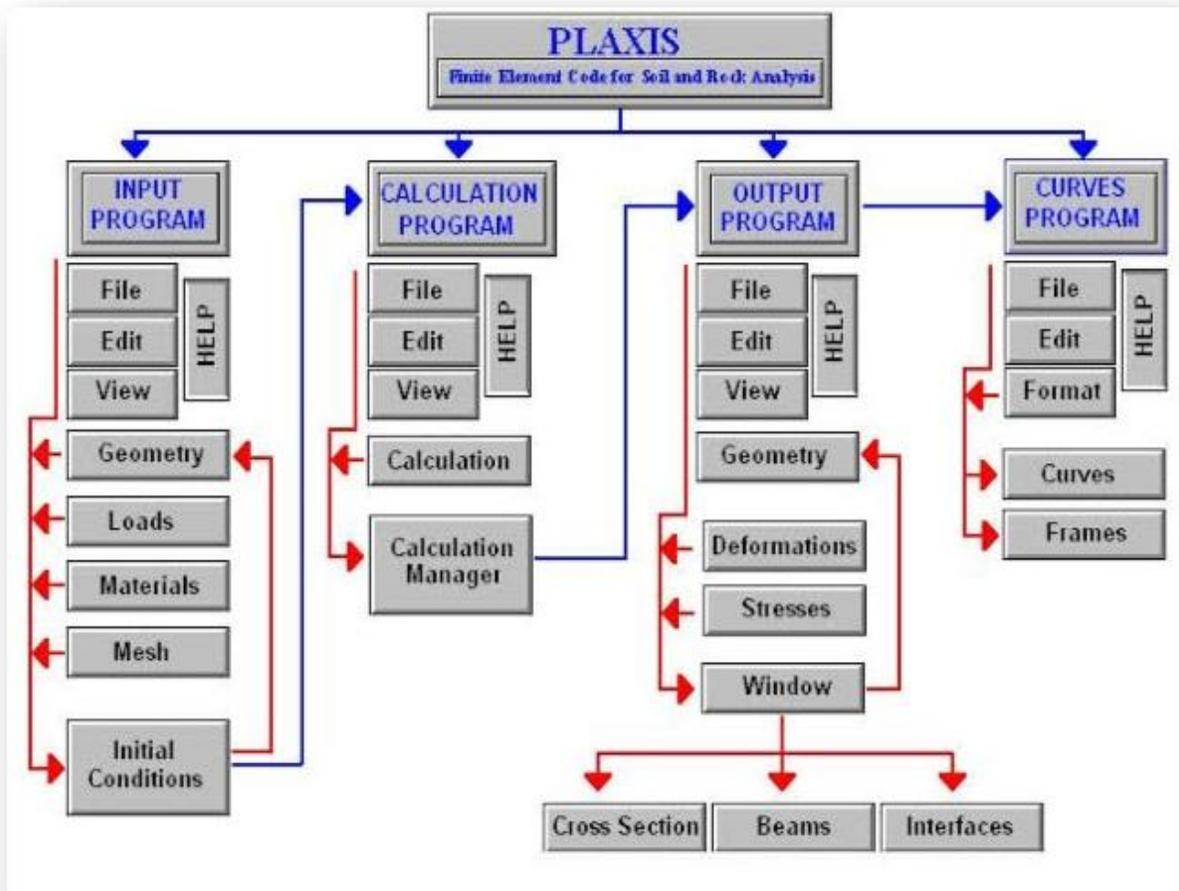


Figure III - 4 : Présentation de PLAXIS

Dans la pratique, un projet peut se décomposer en plusieurs phases de construction. De même, le processus de calcul de PLAXIS est aussi divisé en étapes de calcul. L'activation d'un cas de charge prédéfini, la simulation d'étapes de construction, l'introduction d'une période de consolidation, le calcul d'un coefficient de sécurité sont des exemples des phases de calcul.

Chaque phase de calcul est couramment divisée en plusieurs pas de calcul. Cela est dû au fait que le comportement non linéaire du sol nécessite l'application des charges par paliers (incrément de charge). Cependant, dans la plupart des cas, il suffit de préciser l'état à obtenir à la fin de la phase de calcul.

Dans le cas d'un nouveau projet ou la liste des calculs ne contienne qu'une seule ligne référencée phase initiale (initial phase) pour laquelle le numéro de la phase est 0. Cette ligne représente la situation initiale du projet telle que définie par les conditions initiales du programme Input, la phase initiale est le point de départ pour les calculs ultérieurs.

Le bouton Next situé au-dessus de la liste des phases permet d'introduire la première phase de calcul du projet en cours. L'option Next phase peut également être sélectionnée à partir du menu Edit. Lorsque le programme de calcul lancé à partir du menu des conditions initiales dans le programme d'entrée des données en cliquant sur le bouton Calculate, la première phase de calcul, non définie est automatiquement introduite.

Il y a trois types de calculs fondamentaux distincts : un calcul plastique (Plastic), une analyse de consolidation (Consolidation) et un calcul de coefficient de sécurité (Phi-c réduction)

Un calcul dynamique (Dynamics) est disponible en option dans le menu déroulant, mais il requiert le module PLAXIS dynamiques qui est une extension de la Version 8.

Dans les sols saturés de type argileux, il est nécessaire de suivre le développement et la dissipation des pressions interstitielles au cours du temps. PLAXIS permet de vraies analyses de consolidation élasto-plastique. En général, une analyse de la consolidation sans chargement supplémentaire est menée après un calcul plastique réalisé en condition non drainée. Il est possible d'appliquer des charges pendant l'analyse de consolidation. Il est maintenant possible d'appliquer des étapes de construction dans le temps. Dans une analyse de consolidation. De plus, les analyses de consolidation peuvent être réalisées dans le cadre des grandes déformations. Voir plus de détails sur la formulation théorique au manuel scientifique (Scientific Manual).

Il faut noter que dans une analyse d'éléments finis, l'incrément de charge à la possibilité d'être appliqué par une des trois méthodes suivantes :

- (i) Appliquer une charge surfacique
- (ii) Faire augmenter la gravité de toutes ou une partie des éléments de la construction, ou
- (iii) Placer une nouvelle phase des éléments de la construction

III.2.3 La démarche de modélisation avec PLAXIS

Le cheminement et principales étapes d'un calcul avec PLAXIS :

III.2.3.1 La géométrie

La première étape avec PLAXIS est la définition de la géométrie. Un certain nombre de propriétés sont disponibles :

- Les lignes géométriques qui sont là pour dessiner l'organisation du sol ;
- L'outil « plates » permet de dessiner et de définir des structures élancées qui possèdent une résistance en traction compression et une résistance en flexion, Cet outil est principalement utilisé pour modéliser des murs, des poutres des coquilles, des plaques pour modéliser les murs et les zones rigides, (principalement les éléments ayant une forte extension selon l'axe perpendiculaire au plan de modélisation ;
- « Anchor » qui sert à modéliser les liaisons entre les éléments. Ce sont des ressorts, qu'on utilise pour modéliser les batardeaux ou plus exactement la liaison entre les différents éléments d'un batardeau ;
- L'outil « géogrid », sert à dessiner des structures élancées avec une résistance en compression ou traction mais qui ne possèdent aucune résistance de flexion. Cet outil est généralement utilisé pour modéliser les géo grilles et ancrages. Sur Plaxis, il y a également un outil tunnel qui permet de modéliser un tunnel prenant en compte les facteurs qui concernent ce type d'ouvrage.

III.2.3.2 Conditions aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie. Si aucune condition limite n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions. Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée, plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc.).

III.2.3.3 Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les différentes propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géo grille, etc.), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut également définir le comportement hydraulique du sol (drainé, non-drainé ou non-poreux).

III.2.3.4 Le Maillage

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de PLAXIS. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin, très fin), l'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options « Refine » dans le « Mesh » menu. Une fois le maillage effectué, il convient de paramétrer les conditions initiales du sol, cette procédure passe généralement par la définition d'un coefficient des terres au repos.

III.2.3.5 Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes : Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacements et/ou contraintes impose(e)s, ancrage, plaque) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments de sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un « Switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représentant la géométrie de la modélisation :

- La première qui s'appelle « Initiale pore pressure » permet de définir un niveau de nappe phréatique initial (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes ;
- La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

III.2.3.6 Phase de calcul

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par le bouton poussoir « Calculation ». L'interface « Input » de PLAXIS se ferme et laisse la place à une nouvelle interface : « Calculation ». Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction. De nouvelles phases de calcul peuvent être créées basées sur une phase existante.

Pour chaque phase on peut modifier la géométrie par l'intermédiaire de la même interface qui a servi à définir les conditions initiales. On peut donc effectuer des changements uniquement en activant ou désactivant des éléments. Le niveau de la nappe phréatique peut être modifié, ainsi que certaines propriétés des matériaux, des éléments autres que le sol (modification des paramètres entrés en input, imperméabilité et/ou la non-consolidation de certaines parois). Le niveau d'intensité et la position des conditions limites des chargements en déplacement et en contrainte peuvent également être modifiés. Cependant, aucun nouvel élément ne peut être créé à ce niveau que ce soit une charge, un déplacement, une condition aux limites ou une plaque un ancrage etc. D'autres types de phases peuvent être créés autre que la simple activation ou désactivation d'élément (phase de consolidation par exemple). Un certain nombre de types de calcul peut être simulé (consolidation, détermination du facteur de sécurité, déformation plastic, étude dynamique). Une fois le phasage de l'étude termine, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de PLAXIS seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur « Calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « Output ».

III.2.3.7 Visualisation des Résultats

Le code PLAXIS contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformations (maillage déformé, déplacements et déformations totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

III.2.4 Modèles de comportement utilisés dans PLAXIS

La simulation du comportement des matériaux se fait à travers des modèles rhéologiques. La formulation du modèle constitue une étape importante dans l'obtention de la solution de problème pratique en géotechnique.

Un tel modèle devrait être suffisamment complet pour permettre de représenter le principal paramètre et traiter des problèmes géotechniques réels dans un délai raisonnable.

Le comportement non linéaire en contraintes –déformation des matériaux (sols, roches) peut être modélisé suivant les différents niveaux de sophistication et le nombre des paramètres à introduire dont les modèles augmentent avec ce degré de sophistication.

En général, les modèles sophistiqués pouvant bien représenté le comportement des matériaux nécessitent de nombreux paramètres difficiles à déterminer à partir d'un nombre d'essais restreint et difficiles à introduire dans le calcul numérique.

Le but est de présenter les caractéristiques de ces modèles du point de vue d'un utilisateur dans l'objet d'orienter l'utilisateur vers un modèle adéquat pour le cas de figure à traiter et de l'aider dans la détermination des données d'entrée. Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement du remblai, fondation sur sol en pente, tunnel

Pour traiter un problème de soutènement (parois moulées, palplanches, etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élasto-plastique sera bien adapté dans ce cas.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit pas sous une autre forme que les données du problème posé, deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de modélisation.

D'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demandent pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent des études spécifiques lourdes sortantes dans le cadre des projets d'ingénierie. La validation des lois de comportement a fait l'objet dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur les différents chemins de sollicitation.

La seconde difficulté est l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement avec des lois sophistiqués. Le cout de ces calculs est généralement important.

III.2.4.1 Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage, initialement développé pour décrire de manière approchée le comportement des matériaux. Cependant, l'existence d'un palier d'écoulement sur la courbe de comportement a une grande utilisation dans la géotechnique vue les résultats obtenus dans les calculs.

Le modèle Mohr-Coulomb est le plus utilisé dans la pratique de l'ingénierie pour décrire de manière approchée le comportement des sols pulvérulents (sable et gravier) et le comportement drainé, à long terme des sols fins saturés (limon et argile).

Le critère de rupture de Mohr-Coulomb est représenté dans le plan des contraintes de Mohr

La droite intrinsèque est représentée par

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$$

Equation III - 18

Où :

- ✓ σ, τ : sont respectivement les contraintes normale et de cisaillement ;
- ✓ c, ϕ : sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau

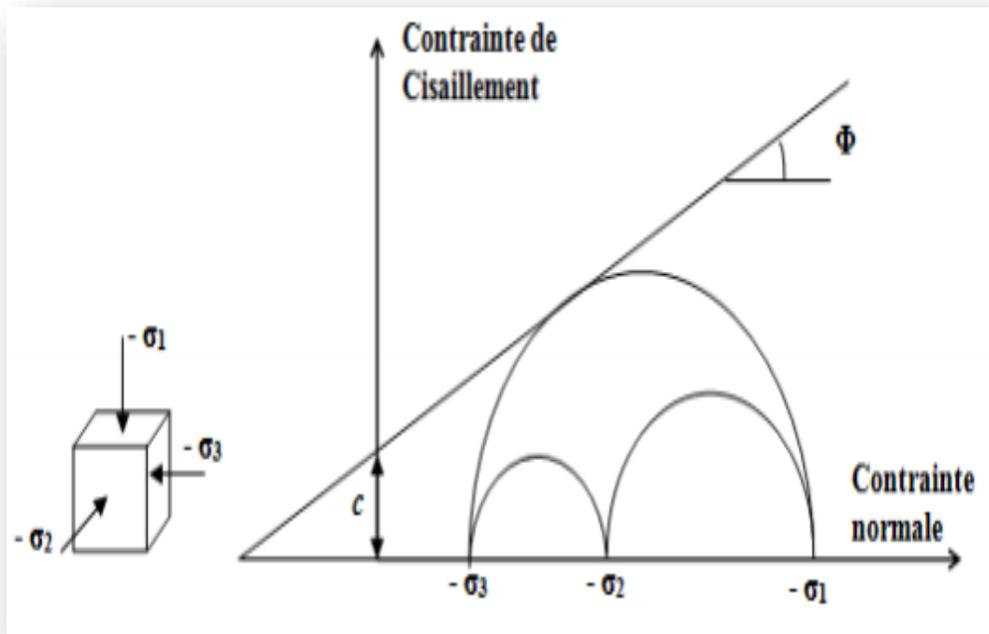


Figure III - 5 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres, les deux premiers sont E et ν (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont c et ϕ . Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, souvent fournis par des essais de laboratoires, et nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

III.2.4.1.1 Module de Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique.

Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant.

Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture

Dans la boîte des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

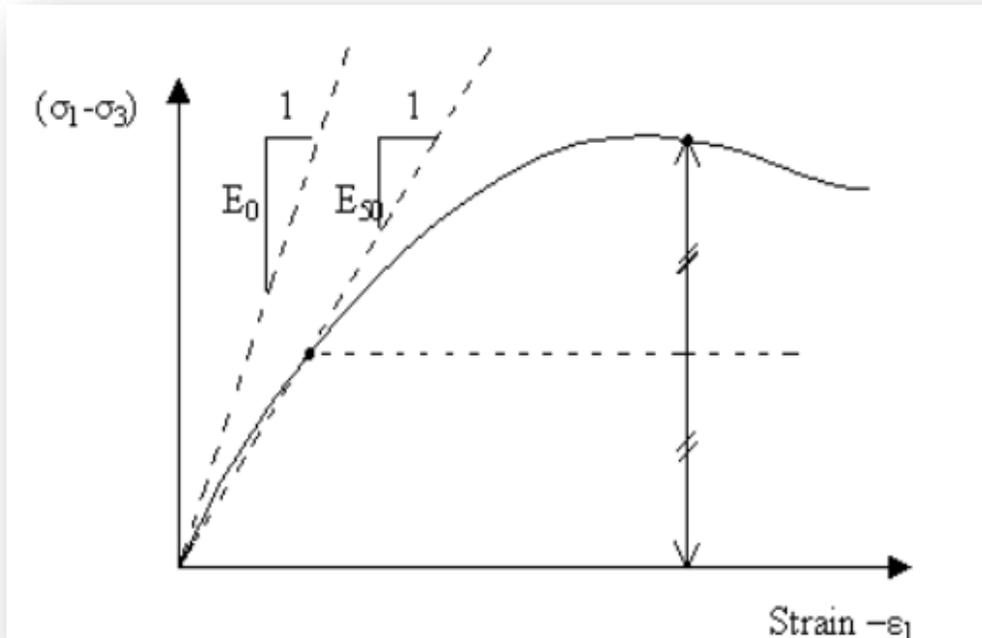


Figure III - 6 : Définition du module à 50 % de rupture

III.2.4.1.2 Coefficient de Poisson

Il est conseillé de prendre une valeur allant de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de Poisson.

Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure K_0 ou chargement gravitaire).

Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

III.2.4.1.3 Angle de frottement

PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne.

L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement du pic soit l'angle de frottement du palier.

On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à 35° peuvent considérablement allonger le temps de calcul.

On peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

III.2.4.1.4 Cohésion

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1 kPa) pour des questions numériques.

Pour les analyses en condition non drainées avec $\phi_u = 0$, PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur, ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre.

III.2.4.1.5 Angle de dilatance

Le dernier paramètre est l'angle de dilatance noté ψ , c'est le paramètre le moins courant.

Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$$\Psi = \phi - 30^\circ \text{ pour } \phi > 30^\circ$$

$$\Psi = 0^\circ \text{ pour } \phi < 30^\circ$$

Le cas où $\Psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches.

La valeur $\Psi = 0^\circ$ correspond à un matériau élastique parfaitement plastique, ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité. C'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

III.3 CONCLUSION

La méthode des éléments finis est l'une des méthodes numériques qui permet la simulation bidimensionnelle de la construction de l'ouvrage ; elle est la plus efficace et satisfaisante dans l'étude de la stabilité puisqu'elle traite le massif rocheux comme un milieu continu et permet sa discrétisation spatiale.

On utilise le code de calcul « PLAXIS2D » pour résoudre le problème vu la complexité des calculs par la méthode des éléments finis.

A ce titre nous avons expliqué le modèle Mohr-Coulomb ; intégré dans le logiciel PLAXIS 2D (il n'existe pas de modèle universel ; le choix de ce dernier dépend du problème posé).



CHAPITRE IV :

METHODOLOGIE DE CALCUL



IV.1 INTRODUCTION

PLAXIS est un programme d'éléments finis spécialement conçu pour réaliser des analyses de déformations et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques

Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou asymétrique. L'axisymétrie est généralement utilisée dans le cas d'un pieu cylindrique isolé, l'axe de symétrie étant l'axe du pieu. (La condition tridimensionnelle est l'approche la plus réaliste mais elle requiert plus de moyens pour la réalisation du maillage des pieux).

Le but de cette partie est de modéliser une fondation profonde « Pieu » dans différents types de sols à l'aide du code d'élément finis, une recherche de la capacité portante est faite.

Pour une modélisation du comportement des pieux, il faut 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.

IV.2 SIMULATION NUMERIQUE

IV.2.1 Définitions des données

Si certaines données sont introduites sur le logiciel PLAXIS les calculs sont complets et corrects.

IV.2.1.1 Hypothèses et géométrie

IV.2.1.1.1 Les hypothèses générales données

Définitions d'une interface entre l'ouvrage et le sol

IV.2.1.1.2 Géométrie du modèle

La présentation du modèle est sur la figure III - 1. (Un modèle plan axisymétrique (2D))

Le pieu fait 15 m de profondeur en ce qui concerne le diamètre, les calculs se font une fois pour 1 m et une deuxième fois pour 1.2 m de diamètre

Conditions aux limites : on choisit les conditions aux limites par défauts standard.

L'étude du comportement d'un pieu se fait dans différents type de sols :

- Dans le 1^{er} cas la coupe simplifiée est composé de :
 - ✓ Une couche d'argile compressible 10 m de profondeur
 - ✓ La deuxième couche fait 5 m es c'est de la marne calcaire
- 2^{ème} cas la coupe simplifiée est :
 - ✓ Dans la première couche on trouve du sable de 10 m
 - ✓ La deuxième couche quant à elle s'est aussi de la marne calcaire elle fait 5 m
- 3^{ème} cas :
 - ✓ De l'argile compressible dans la première couche qui fait 5 m de profondeur
 - ✓ 10 m de sable dans la deuxième couche
- 4^{ème} et dernier cas étudié :
 - ✓ Un pieu traversant une couche d'argile de 15 m

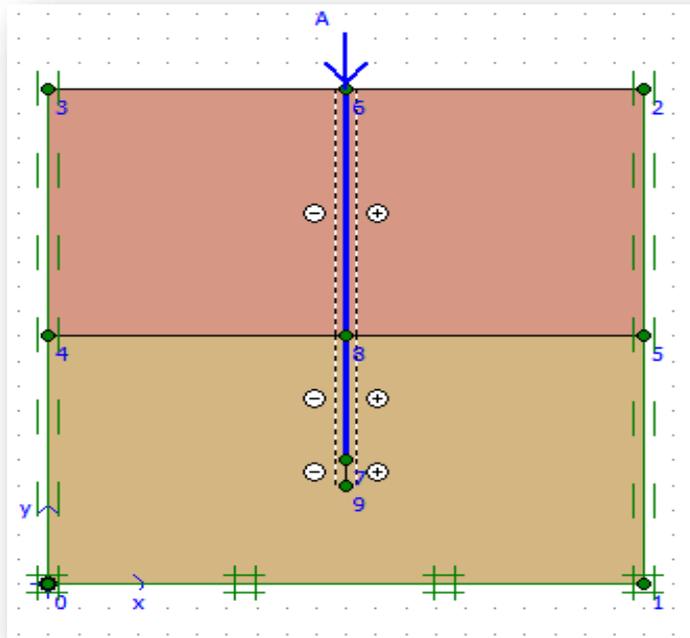


Figure IV - 1 : Modèle géométrique 2D du 1^{er} cas étudié

Note :

On réalise un modèle géométrique 2D pour les trois autres cas restants de la même manière

Des interfaces sont utilisées pour produire les effets d'interaction entre le sol et les structures.

CHAPITRE IV : METHODOLOGIE DE CALCUL

IV.2.1.2 Paramètre des matériaux

Après le dessin du modèle, les caractéristiques des matériaux sont attribuées.

Tableau IV - 1 : Propriétés des couches de sols et interfaces

		Argile compressible	Marne calcaire	Sable	Sable profond	Argile profonde	Pieu [7]	Unité
Modèle		Mohr-Coulomb					Elastique linéaire	
M_{type}		Drainé					Non poreux	
Poids volumique sec	γ_{unsat}	15	25	16,5	17	17	25	kN/m³
Poids volumique humide	γ_{sat}	18	25	20	21	21	25	kN/m³
Angle de frottement	φ	24	30	31	33	33		°
Dilatance	ψ	-	-	1	3	3		
Module de Young	E	1000	8000000	80000	120000	120000	$3 \cdot 10^7$	kN/m²
Coefficient de Poisson	ν	0.33	0.3	0.3	0.3	0.3		0.2
Cohésion	C _{ref}	5.5	500	1	1	1		kN/m²
Facteur de réduction des efforts à l'interface	R	0.8	Rigide	0.8	0.8	0.8	Rigide	
Diamètre du pieu	B	On effectue les calculs une fois avec un diamètre de 1m et une autre fois avec 1.2m						m

[8]

IV.2.1.3 Génération du maillage

Cette étape consiste à créer un maillage (une subdivision d'un espace géométrique continu en cellules géométriques). Le modèle est établi en éléments de 15 nœuds.

On règle la finesse du maillage sur (global coarseness) sur « medium » pour l'ensemble du modèle

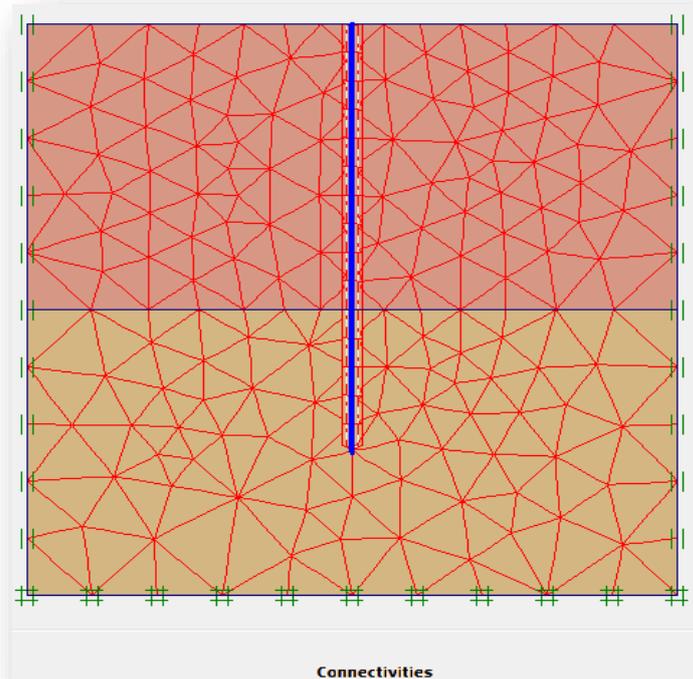


Figure IV - 2 : Maillage du modèle (1^{er} cas)

IV.2.1.4 Conditions initiales

Les conditions initiales nécessitent la génération des pressions interstitielles initiales ainsi que des contraintes initiales.

IV.2.1.4.1 Génération des pressions interstitielles

Le niveau de la nappe phréatique est au niveau du substratum (il n'agit pas sur le modèle dans notre cas).

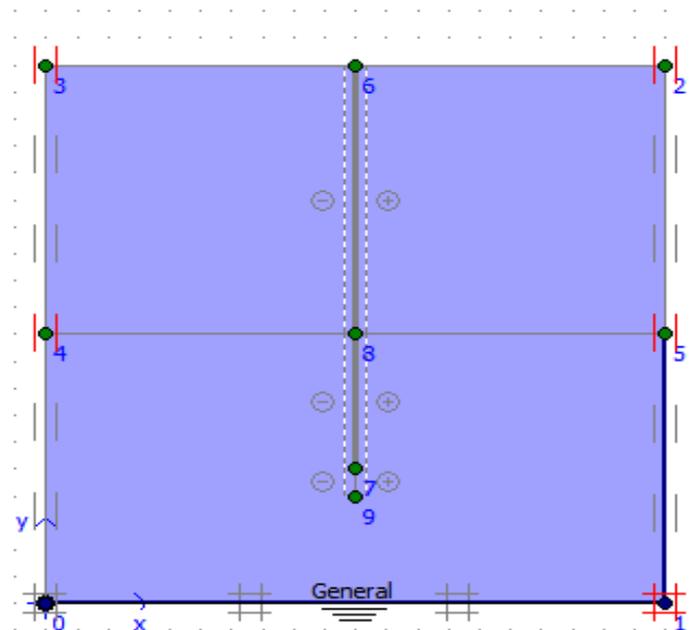


Figure IV - 3 : Condition hydraulique cas N°-1

Note :

Pour les trois autres cas on a les mêmes conditions hydrauliques c'est-à-dire le niveau de la nappe phréatique est au niveau du substratum et il n'agit sur aucun des quatre modèles

⇒ Il n'y a pas de génération des pressions interstitielles

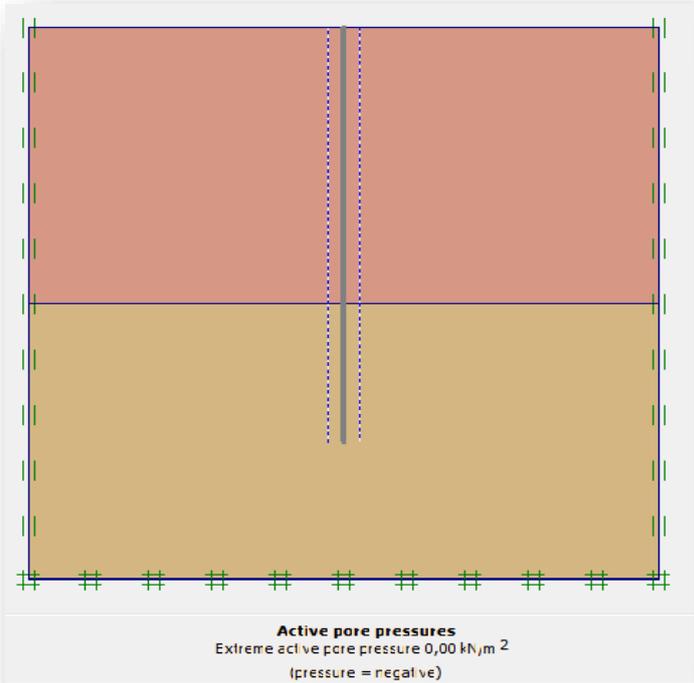


Figure IV - 4 : Pressions interstitielles (1^{er} cas)

IV.2.1.4.2 Contraintes initiales

On génère les contraintes initiales pour le calcul de ces contraintes en prenant les valeurs de K_0 par défaut, la valeur de K_0 est proposé automatiquement d'après la formule de Jacky.

On garde le poids du sol 1, ce qui correspond à une application totale de la gravité.

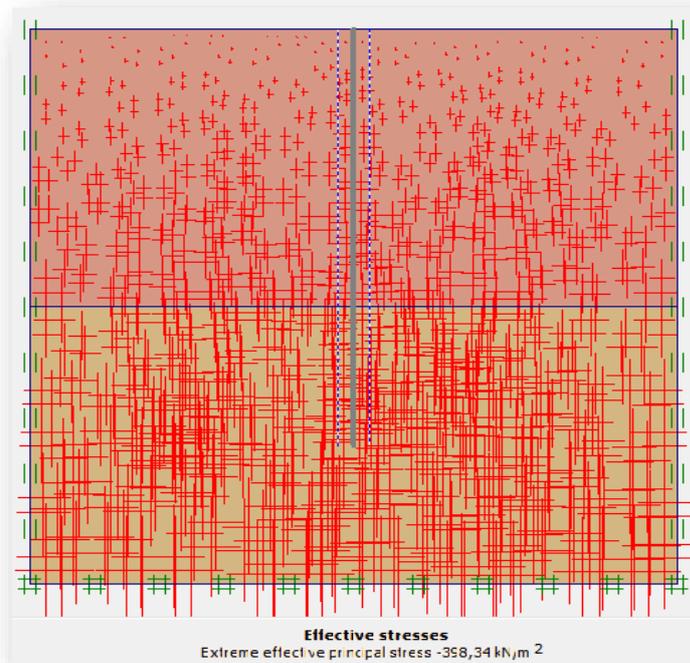


Figure IV - 5 : Contraintes effectives du 1^{er} cas

IV.2.2 Procédure numérique

Après modélisation géométrique, introduction des paramètres des matériaux, génération du maillage, introduction des pressions et des contraintes, le modèle est prêt pour les calculs.

Le calcul pour la détermination de la capacité portante se fait en une phase unique :

➤ **Phase 0 :**

- ✓ Initiation des contraintes (procédure k_0), détermination des contraintes effectives initiales.

➤ **Phase 1 :**

- ✓ A partir de la fenêtre paramètre, on revient au modèle pour activer les couches de sols et la charge.
- ✓ L'étape suivante est de donner une valeur à la charge et ensuite lancer le calcul.
- ✓ On augmente la charge jusqu'à avoir la charge critique, et c'est en fonction de cette critique qu'on détermine la capacité portante du pieu.

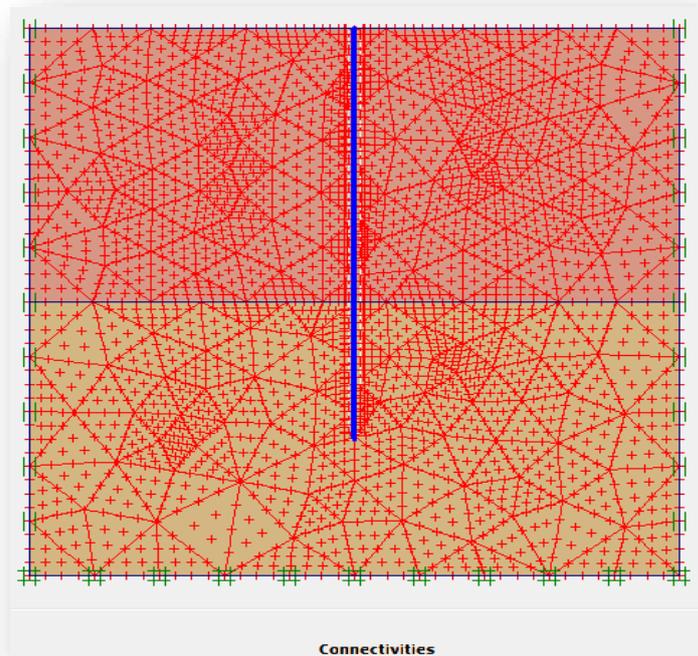


Figure IV - 6 : Choix des points (cas N°-1)

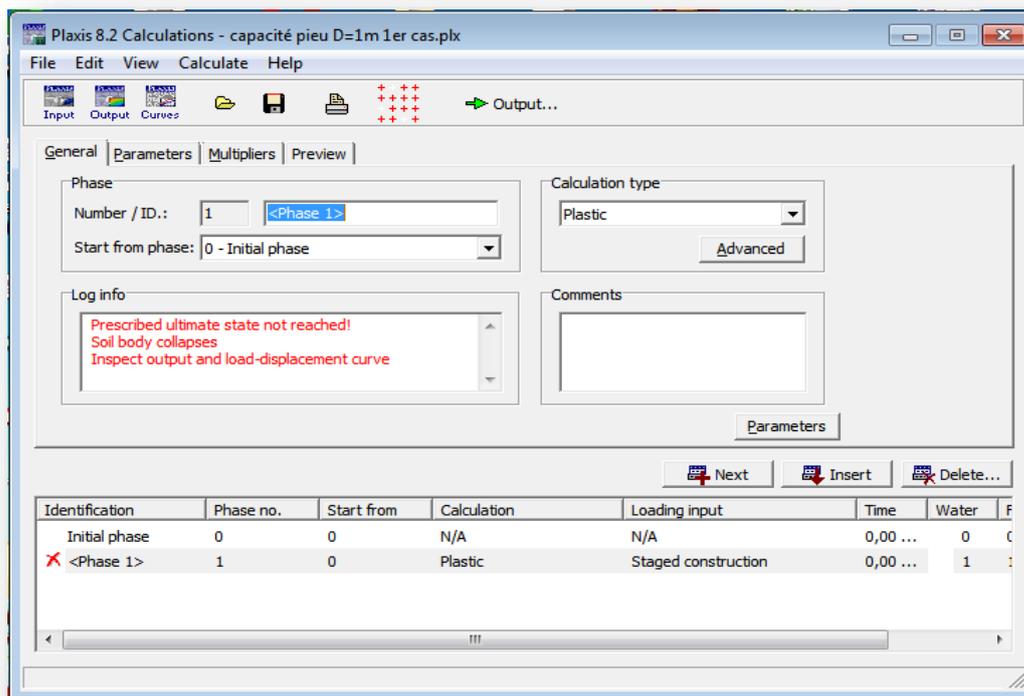


Figure IV - 7 : Fin de calculs, effondrement du corps du sol, valeurs critique atteinte

IV.2.3 Résultats

IV.2.3.1 Conclusion de la phase

La déformation du maillage est représentée dans la figure IV-12.

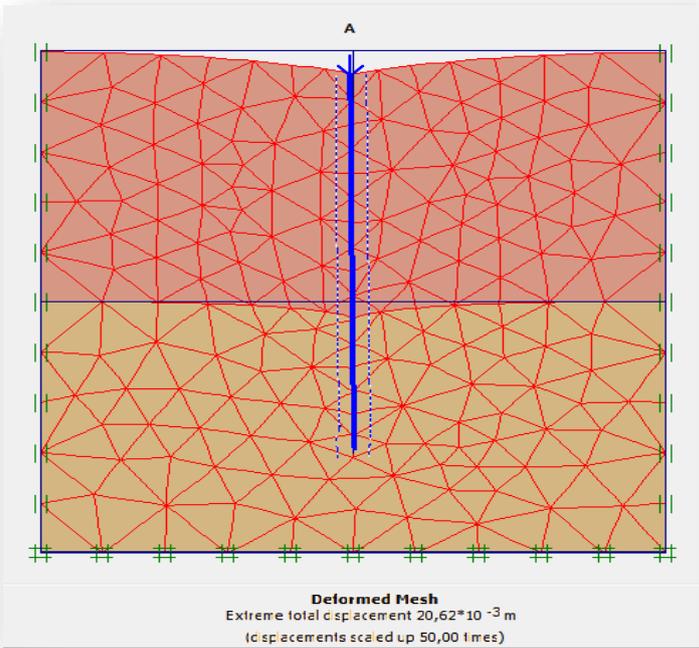


Figure IV - 8 : Maillage déformé (1^{er} cas)

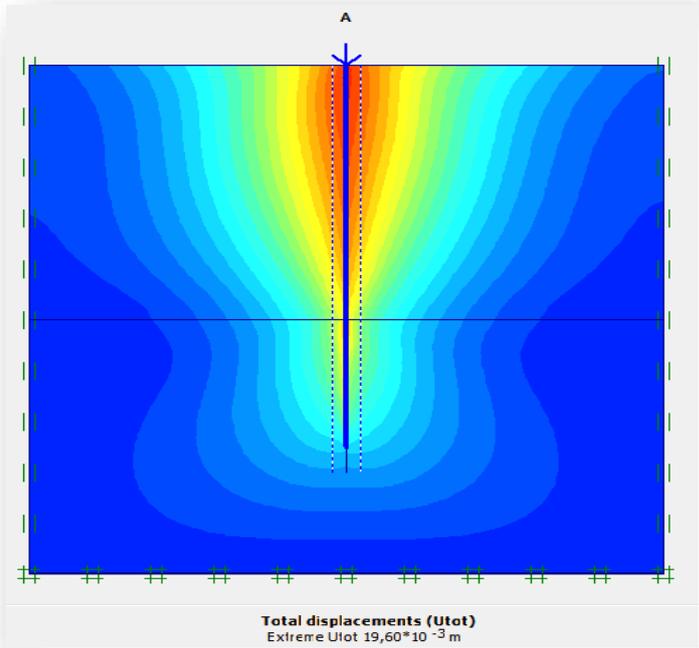


Figure IV - 9 : Déplacement total (1^{er} cas étudié)

Tableau IV - 2 : Déplacement total

Diamètre B	Déplacement total		Unité
	1	1.2	
1^{er} cas ➤ Argile compressible ➤ Marne calcaire	19.60 x 10 ⁻³	19.67 x 10 ⁻³	m
2^{ème} cas ➤ Sable ➤ Marne calcaire	21.20 x 10 ⁻³	19.5 x 10 ⁻³	
3^{ème} cas ➤ Argile compressible ➤ Sable profond	140.77 x 10 ⁻³	135.68 x 10 ⁻³	
4^{ème} cas ➤ Argile	8.43 x 10 ⁻³	8.16 x 10 ⁻³	

IV.2.3.2 La capacité portante

La capacité portante est déterminée en fonction de la courbe qui indique la valeur de M_{stage} .

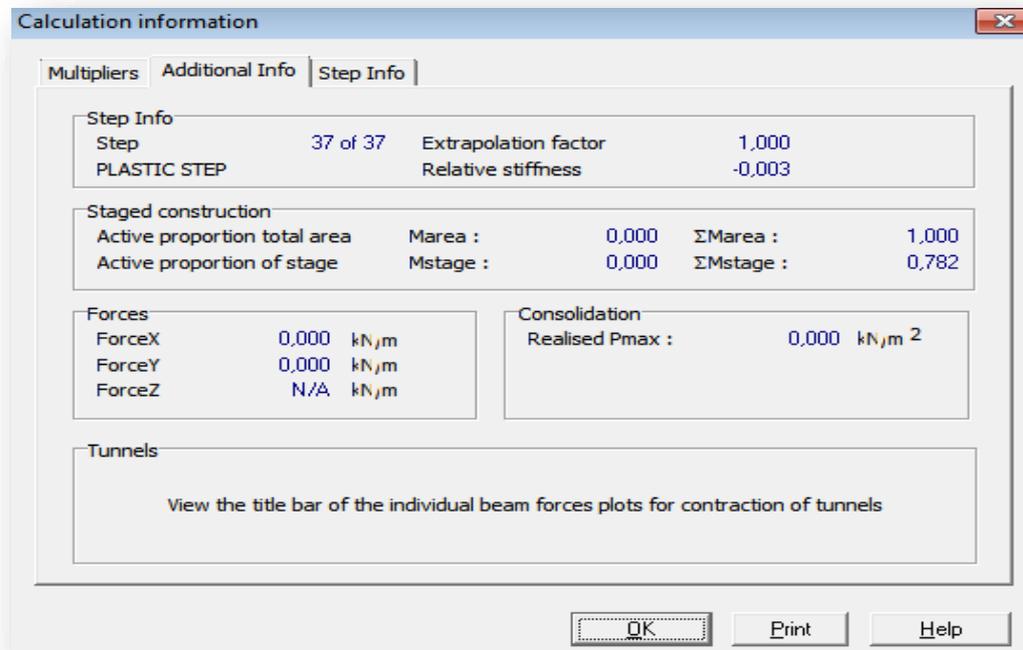


Figure IV - 10 : Information de calcul pour 1^{er} cas étudié

Tableau IV - 3 : Valeurs de M_{stage}

	Les valeurs de M_{stage} Pour B = 1 m	Les valeurs de M_{stage} Pour B = 1.2 m
1^{er} cas ➤ Argile compressible ➤ Marne calcaire	0.782	0.763
2^{ème} cas ➤ Sable ➤ Marne calcaire	0.834	0.813
3^{ème} cas ➤ Argile compressible ➤ Sable profond	0.165	0.159
4^{ème} cas ➤ Argile	0.027	0.025

Après obtention de la valeur M_{stage} on la multiplie par la charge critique q afin d'obtenir la capacité portante.

$$\text{Capacité portante} = q \times M_{stage}$$

Equation IV - 1

➤ Pour le premier cas :

- ✓ Une couche d'argile compressible 10 m de profondeur
- ✓ La deuxième couche c'est 5 m de marne calcaire

$$\text{Capacité portante} = q \times M_{stage}$$

$$\text{Capacité portante} = 1 \times 10^4 \times 0.782 = 7820 \text{ kN /m}^2$$

- Pour un diamètre de pieu de 1.2 m on obtient :

$$\text{Capacité portante} = 1 \times 10^4 \times 0.763 = 7630 \text{ kN /m}^2$$

➤ Pour le deuxième cas :

- ✓ Dans la première couche on trouve du sable compressible de 10 m
- ✓ La deuxième couche quand à elle c'est aussi de la marne calcaire elle est de 5 m

$$\text{Capacité portante} = q \times M_{\text{stage}}$$

$$\text{Capacité portante} = 1 \times 10^4 \times 0.834 = 8340 \text{ kN /m}^2$$

- Pour le pieu de 1.2 m de diamètre on aura :

$$\text{Capacité portante} = 1 \times 10^4 \times 0.813 = 8130 \text{ kN /m}^2$$

➤ Pour le troisième cas :

- ✓ De l'argile compressible dans la première couche qui fait 5 m de profondeur
- ✓ 10 m de sable dans la deuxième couche

$$\text{Capacité portante} = q \times M_{\text{stage}}$$

$$\text{Capacité portante} = 6000 \times 0.165 = 990 \text{ kN /m}^2$$

- Pour le pieu de 1.2 m de diamètre ce sera :

$$\text{Capacité portante} = 6000 \times 0.159 = 954 \text{ kN /m}^2$$

➤ Le quatrième cas :

- ✓ Un pieu traversant une couche d'argile de 15 m

$$\text{Capacité portante} = q \times M_{\text{stage}}$$

$$\text{Capacité portante} = 3000 \times 0.027 = 81 \text{ kN /m}^2$$

- Pour le pieu de 1.2 m de diamètre ca sera donc :

$$\text{Capacité portante} = 1500 \times 0.678 = 75 \text{ kN /m}^2$$

CHAPITRE IV : METHODOLOGIE DE CALCUL

Pour faire une analogie avec la valeur calculée numériquement, il faut multiplier le résultat obtenu sur PLAXIS par l'aire du pieu.

$$A = \frac{\pi B^2}{4}$$

Tableau IV - 4 : Les valeurs de la force portante déterminée numériquement

Diamètre B	Force portante		Unité
	1	1.2	m
1^{er} cas ➤ Argile compressible ➤ Marne calcaire	6141,814	8629,327	kN
2^{ème} cas ➤ Sable ➤ Marne calcaire	6550,221	9194,813	
3^{ème} cas ➤ Argile compressible ➤ Sable profond	777,544	1078,949	
4^{ème} cas ➤ Argile	63,617	84,823	

IV.3 APPROCHE ANALYTIQUE

IV.3.1 1^{er} cas

- Une couche d'argile compressible 10 m de profondeur et la deuxième couche fait 5 m et c'est de la marne calcaire

IV.3.1.1 Effort de pointe Q_p

$$Q_p = \frac{\pi B^2}{4} (N_q \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i D_{fi} + 1.3 c N_c)$$

$$\varphi = 30^\circ : N_q = 18.4 \text{ et } N_c = 30.1$$

$$Q_p = \frac{\pi 1^2}{4} (18.4 * (1.5 * 10 + 2.5 * 5) + 1.3 * 50 * 30.1)$$

$$Q_p = 1934.043 \text{ t}$$

$$\overline{Q}_p = \frac{1}{2} Q_p$$

$$\overline{Q}_p = 967.021 \text{ t}$$

Pour un diamètre de pieu de 1.2 m on obtient :

$$Q_p = 2785.022 \text{ t}$$

$$\overline{Q}_p = 1392.511 \text{ t}$$

IV.3.1.2 Effort du au frottement latéral :

La longueur h nécessaire pour mobiliser l'effort de pointe est de :

$$h_c = \frac{B}{4} N_q^{2/3}$$

$$h_c = \frac{1}{4} 18.4^{2/3}$$

$$h_c = 1.74 \text{ m}$$

Pour un diamètre de pieu de 1.2 m on obtient :

$$h_c = 2.09 \text{ m}$$

Le frottement latérale agira donc sur :

$$15 - 1.74 = 13.26 \text{ m}$$

Pour le pieu de 1.2 m de diamètre se sera : 12.91 m

IV.3.1.2.1 Milieu frottant :

De : 0 à 10 m

$$\varphi = 24^\circ : \delta = -2/3 \phi \text{ ce qui nous donne : } K_p \sin \delta = 1.0082$$

$$q_f = \gamma z K_p \sin \delta$$

$$q_f = 1.5 * 10 * 1.0082$$

$$q_f = 15.123 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

De : 10 à 13.258 m

$$\varphi = 30^\circ : \delta = -2/3 \phi \text{ ce qui nous donne : } K_p \sin \delta = 1.88$$

Pour $z = 10 \text{ m}$

$$q_f = \gamma z K_p \sin \delta$$

$$q_f = 1.5 * 10 * 1.88$$

$$q_f = 28.2 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Pour $z = 13.258 \text{ m}$

$$q_f = (\gamma_2(z - h) + \gamma_1 h) K_p \sin \delta$$

Où :

- ✓ γ_1 : La masse volumique de la deuxième couche
- ✓ γ_2 : La masse volumique de la deuxième couche
- ✓ h : l'épaisseur de la première couche

$$q_f = 43.5126 \frac{t}{m^2}$$

Pour $B = 1.2$ m on obtient :

$$q_f = 41.873 \frac{t}{m^2} \quad (\text{Pour } z = 12.909 \text{ m})$$

Force de frottement dû au milieu frottant :

$$Q_{fp} = \pi * 1 \left[\frac{15.123 * 10}{2} + 3.258 * \frac{28.2 + 43.5126}{2} \right]$$

$$Q_{fp} = 604.495 \text{ t}$$

Pour le pieu de 1.2 m de diamètre on aura :

$$Q_{fp} = 669.308 \text{ t}$$

IV.3.1.2.2 Milieu cohérent :

De : 0 à 10 m

$\varphi = 24^\circ$: $\delta = -2/3 \phi$ ce qui nous donne : $K_c(\delta) = 1.934$

$$q_f = c K_c$$

$$q_f = 0.55 * 1.934$$

$$q_f = 1.0637 \frac{t}{m^2}$$

De : 10 à 13.258 m

$\varphi = 30^\circ$: $\delta = -2/3 \phi$ ce qui nous donne : $K_c(\delta) = 2.47$

$$q_f = c K_c$$

$$q_f = 50 * 2.47$$

$$q_f = 123.5 \frac{t}{m^2}$$

D'où une force due à la cohésion :

$$Q_{fc} = \pi * 1 (10 * 1.0637 + 3.258 * 123.5)$$

$$Q_{fc} = 1297.316 \text{ t}$$

Pour le pieu de 1.2 m de diamètre sa sera donc :

$$Q_{fc} = 1394.531 \text{ t}$$

⇒ La force totale de frottement latéral vaut donc :

$$Q_f = Q_{fp} + Q_{fc}$$

$$Q_f = 604.495 + 1297.316$$

$$Q_f = 1901.811 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_f = \frac{1}{3} Q_f$$

$$\bar{Q}_f = 633.937 \text{ t}$$

Pour un diamètre de pieu de 1.2 m on obtient :

$$Q_f = 2063.839 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_f = 687.946 \text{ t}$$

IV.3.1.3 La force portante admissible :

$$\bar{Q} = \bar{Q}_p + \bar{Q}_f$$

$$\bar{Q} = 967.021 + 633.937$$

$$\bar{Q} = 1600.959 \text{ t}$$

Pour le deuxième cas c'est-à-dire le pieu de diamètre égal à 1.2 m on obtient une force portante admissible :

$$\bar{Q} = 2080.457 \text{ t}$$

IV.3.2 2^{ème} cas

- Le 2^{ème} cas étudié qu'on définit par : Dans la première couche on trouve du sable compressible de 10 m et la deuxième couche quant à elle s'est aussi de la marne calcaire elle est elle fait 5 m de profondeur.

IV.3.2.1 Effort de pointe Q_p

$$Q_p = \frac{\pi B^2}{4} (N_q \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i D_{fi} + 1.3 c N_c)$$

$$\varphi = 30^\circ : N_q = 18.4 \text{ et } N_c = 30.1$$

$$Q_p = \frac{\pi 1^2}{4} (18.4 * (1.65 * 10 + 2.5 * 5) + 1.3 * 50 * 30.1)$$

$$Q_p = 1955.720 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_p = \frac{1}{2} Q_p$$

$$\bar{Q}_p = 977.860 \text{ t}$$

Pour un diamètre de pieu de 1.2 m on obtient :

$$Q_p = 2816.237 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_p = 1408.118 \text{ t}$$

IV.3.2.2 Effort du au frottement latéral :

La longueur h nécessaire pour mobiliser l'effort de pointe est de :

$$h_c = \frac{1}{4} N_q^{2/3}$$

$$h_c = \frac{1}{4} 18.4^{2/3}$$

$$h_c = 1.74 \text{ m}$$

Pour un diamètre de pieu de 1.2 m on obtient :

$$h_c = 2.09 \text{ m}$$

Le frottement latérale agira donc sur :

$$15 - 1.74 = 13.26 \text{ m}$$

Pour le pieu de 1.2 m de diamètre se sera : 12.91 m

IV.3.2.2.1 Milieu frottant :

De : 0 à 10 m

$$\varphi = 30^\circ : \delta = -2/3 \phi \text{ ce qui nous donne : } K_p \sin \delta = 2.158$$

$$q_f = \gamma z K_p \sin \delta$$

$$q_f = 1.65 * 10 * 2.158$$

$$q_f = 35.607 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

De : 10 à 13.258 m

$$\varphi = 30^\circ : \delta = -2/3 \phi \text{ ce qui nous donne : } K_p \sin \delta = 1.88$$

Pour $z = 10 \text{ m}$

$$q_f = \gamma z K_p \sin \delta$$

$$q_f = 1.65 * 10 * 1.88$$

$$q_f = 31.02 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Pour $z = 13.258 \text{ m}$

$$q_f = (\gamma_2(z - h) + \gamma_1 h) K_p \sin \delta$$

Où :

- ✓ γ_1 : La masse volumique de la deuxième couche
- ✓ γ_2 : La masse volumique de la deuxième couche
- ✓ h : l'épaisseur de la première couche

$$q_f = 46.3326 \frac{t}{m^2}$$

Pour $B = 1.2$ m on obtient :

$$q_f = 44.693 \frac{t}{m^2} \quad (\text{Pour } z = 12.909 \text{ m})$$

Force de frottement dû au milieu frottant :

$$Q_{fp} = \pi * 1 \left[\frac{35.607 * 10}{2} + 3.258 * \frac{31.02 + 46.3326}{2} \right]$$

$$Q_{fp} = 955.117 \text{ t}$$

Pour le pieu de 1.2 m de diamètre on aura :

$$Q_{fp} = 1086.349 \text{ t}$$

IV.3.2.2.2 Milieu cohérent :

De : 0 à 10 m

$\varphi = 31^\circ$: $\delta = -2/3 \phi$ ce qui nous donne : $K_c(\delta) = 2.604$

$$q_f = c K_c$$

$$q_f = 0.1 * 2.604$$

$$q_f = 0.2604 \frac{t}{m^2}$$

De : 10 à 13.258 m

$\varphi = 30^\circ$: $\delta = -2/3 \phi$ ce qui nous donne : $K_c(\delta) = 2.47$

$$q_f = c K_c$$

$$q_f = 50 * 2.47$$

$$q_f = 123.5 \frac{t}{m^2}$$

D'où une force due à la cohésion :

$$Q_{fc} = \pi * 1 (10 * 0.2604 + 3.258 * 123.5)$$

$$Q_{fc} = 1272.080 \text{ t}$$

Pour le pieu de 1.2 m de diamètre sa sera donc :

$$Q_{fc} = 1364.248 \text{ t}$$

⇒ La force totale de frottement latéral vaut donc :

$$Q_f = Q_{fp} + Q_{fc}$$

$$Q_f = 955.117 + 1272.080$$

$$Q_f = 2227.197 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_f = \frac{1}{3} Q_f$$

$$\bar{Q}_f = 742.399 \text{ t}$$

Pour un diamètre de pieu de 1.2 m on obtient :

$$Q_f = 2450.597 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_f = 816.866 \text{ t}$$

IV.3.2.3 La force portante admissible :

$$\bar{Q} = \bar{Q}_p + \bar{Q}_f$$

$$\bar{Q} = 977.860 + 742.399$$

$$\bar{Q} = 1720.259 \text{ t}$$

Pour le deuxième cas c'est-à-dire le pieu de diamètre égal à 1.2 m on obtient une force portante admissible :

$$\bar{Q} = 2224.984 \text{ t}$$

IV.3.3 3^{ème} cas

De l'argile compressible dans la première couche qui fait 5 m de profondeur et 10 m de sable dans la deuxième couche

IV.3.3.1 Effort de pointe Q_p

$$Q_p = \frac{\pi B^2}{4} (N_q \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i D_{fi} + 1.3 c N_c)$$

$$\varphi = 33^\circ : N_q = 27.34 \text{ et } N_c = 39.7$$

$$Q_p = \frac{\pi 1^2}{4} (27.34 * (1.5 * 5 + 1.7 * 10) + 1.3 * 0.1 * 39.7)$$

$$Q_p = 530.137 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_p = \frac{1}{2} Q_p$$

$$\bar{Q}_p = 265.068 \text{ t}$$

Pour un diamètre de pieu de 1.2 m on obtient :

$$Q_p = 763.397 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_p = 381.698 \text{ t}$$

IV.3.3.2 Effort du au frottement latéral :

La longueur h nécessaire pour mobiliser l'effort de pointe est de :

$$h_c = \frac{1}{4} N_q^{2/3}$$

$$h_c = \frac{1}{4} 27.34^{2/3}$$

$$h_c = 2.27 \text{ m}$$

Pour un diamètre de pieu de 1.2 m on obtient :

$$h_c = 2.72 \text{ m}$$

Le frottement latérale agira donc sur :

$$15 - 2.27 = 12.73 \text{ m}$$

Pour le pieu de 1.2 m de diamètre ce sera : 12.28 m

IV.3.3.2.1 Milieu frottant :

De : 0 à 5 m

$$\varphi = 24^\circ : \delta = -2/3 \phi \text{ ce qui nous donne : } K_p \sin \delta = 1.0082$$

$$q_f = \gamma z K_p \sin \delta$$

$$q_f = 1.5 * 5 * 1.0082$$

$$q_f = 7.5615 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

De : 5 à 12.732 m

$$\varphi = 33^\circ : \delta = -2/3 \phi \text{ ce qui nous donne : } K_p \sin \delta = 2.714$$

Pour $z = 5 \text{ m}$

$$q_f = \gamma z K_p \sin \delta$$

$$q_f = 1.7 * 10 * 2.714$$

$$q_f = 20.355 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Pour $z = 12.732 \text{ m}$

$$q_f = (\gamma_2(z - h) + \gamma_1 h) K_p \sin \delta$$

Où :

- ✓ γ_1 : La masse volumique de la deuxième couche
- ✓ γ_2 : La masse volumique de la deuxième couche
- ✓ h : l'épaisseur de la première couche

$$q_f = 56.025 \frac{t}{m^2}$$

Pour $B = 1.2$ m on obtient :

$$q_f = 53.931 \frac{t}{m^2} \quad (\text{Pour } z = 12.277 \text{ m})$$

Force de frottement dû au milieu frottant :

$$Q_{fp} = \pi * 1 \left[\frac{7.5615 * 5}{2} + 7.732 * \frac{20.355 + 56.025}{2} \right]$$

$$Q_{fp} = 986.451 \text{ t}$$

Pour le pieu de 1.2 m de diamètre on aura :

$$Q_{fp} = 1089.739 \text{ t}$$

IV.3.3.2 Milieu cohérent :

De : 0 à 5m

$\varphi = 24^\circ$: $\delta = -2/3 \phi$ ce qui nous donne : $K_c(\delta) = 1.934$

$$q_f = c K_c$$

$$q_f = 0.55 * 1.934$$

$$q_f = 1.0637 \frac{t}{m^2}$$

De : 5 à 12.732 m

$\varphi = 33^\circ$: $\delta = -2/3 \phi$ ce qui nous donne : $K_c(\delta) = 2.872$

$$q_f = c K_c$$

$$q_f = 0.1 * 2.872$$

$$q_f = 0.2872 \frac{t}{m^2}$$

D'où une force due à la cohésion :

$$Q_{fc} = \pi * 1 (5 * 1.0637 + 7.732 * 0.2872)$$

$$Q_{fc} = 23.685 \text{ t}$$

Pour le pieu de 1.2 m de diamètre sa sera donc :

$$Q_{fc} = 27.930 \text{ t}$$

⇒ La force totale de frottement latéral vaut donc :

$$Q_f = Q_{fp} + Q_{fc}$$

$$Q_f = 986.451 + 23.685$$

$$Q_f = 1010.135 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_f = \frac{1}{3} Q_f$$

$$\bar{Q}_f = 336.712 \text{ t}$$

Pour un diamètre de pieu de 1.2 m on obtient :

$$Q_f = 1117.669 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_f = 372.556 \text{ t}$$

IV.3.3.3 La force portante admissible :

$$\bar{Q} = \bar{Q}_p + \bar{Q}_f$$

$$\bar{Q} = 265.068 + 336.712$$

$$\bar{Q} = 601.780 \text{ t}$$

Pour le deuxième cas c'est-à-dire le pieu de diamètre égal à 1.2 m on obtient une force portante admissible :

$$\bar{Q} = 754.255 \text{ t}$$

IV.3.4 4^{ème} cas

➤ Un pieu traversant une couche d'argile de 15 m

IV.3.4.1 Effort de pointe q_p

$$Q_p = \frac{\pi B^2}{4} (N_q \sum_{i=1}^{i=n} \gamma_i D_{fi} + 1.3 c N_c)$$

$$\varphi = 25^\circ : N_q = 10.7 \text{ et } N_c = 20.7$$

$$Q_p = \frac{\pi 1^2}{4} (10.7 * 1.6 * 15 + 1.3 * 0.4 * 20.7)$$

$$Q_p = 210.144 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_p = \frac{1}{2} Q_p$$

$$\bar{Q}_p = 105.072 \text{ t}$$

Pour un diamètre de pieu de 1.2 m on obtient :

$$Q_p = 302.608 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_p = 151.304 \text{ t}$$

IV.3.4.2 Effort du au frottement latéral :

La longueur h nécessaire pour mobiliser l'effort de pointe est de :

$$h_c = \frac{1}{4} N_q^{2/3}$$

$$h_c = \frac{1}{4} 10.7^{2/3}$$

$$h_c = 1.21 \text{ m}$$

Pour un diamètre de pieu de 1.2 m on obtient :

$$h_c = 1.46 \text{ m}$$

Le frottement latérale agira donc sur :

$$15 - 1.21 = 13.79 \text{ m}$$

Pour le pieu de 1.2 m de diamètre se sera : 13.54 m

IV.3.4.2.1 Milieu frottant :

De : 0 à 13.786 m

$$\varphi = 25^\circ : \delta = -2/3 \phi \text{ ce qui nous donne : } K_p \sin \delta = 1.1$$

$$q_f = \gamma z K_p \sin \delta$$

$$q_f = 1.6 * 13.786 * 1.1$$

$$q_f = 24.263 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

Pour B = 1.2 m on obtient :

$$q_f = 23.836 \frac{\text{t}}{\text{m}^2} \quad (\text{Pour } z = 13.543 \text{ m})$$

Force de frottement dû au milieu frottant :

$$Q_{fp} = \pi * 1 \left[\frac{24.263 * 13.786}{2} \right]$$

$$Q_{fp} = 525.427 \text{ t}$$

Pour le pieu de 1.2 m de diamètre on aura :

$$Q_{fp} = 608.501 \text{ t}$$

IV.3.4.2.2 Milieu cohérent :

De : 0 à 13.786 m

$$\varphi = 25^\circ : \delta = -2/3 \phi \text{ ce qui nous donne : } K_c(\delta) = 2$$

$$q_f = c K_c$$

$$q_f = 0.4 * 2$$

$$q_f = 0.8 \frac{t}{m^2}$$

D'où une force due à la cohésion :

$$Q_{fc} = \pi * 1 (0.8 * 13.786)$$

$$Q_{fc} = 34.648 \text{ t}$$

Pour le pieu de 1.2 m de diamètre sa sera donc :

$$Q_{fc} = 40.845 \text{ t}$$

⇒ La force totale de frottement latéral vaut donc :

$$Q_f = Q_{fp} + Q_{fc}$$

$$Q_f = 525.427 + 34.648$$

$$Q_f = 560.076 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_f = \frac{1}{3} Q_f$$

$$\bar{Q}_f = 186.692 \text{ t}$$

Pour un diamètre de pieu de 1.2 m on obtient :

$$Q_f = 649.346 \text{ t}$$

$$\bar{Q}_f = 216.448 \text{ t}$$

IV.3.4.3 La force portante admissible :

$$\bar{Q} = \bar{Q}_p + \bar{Q}_f$$

$$\bar{Q} = 105.072 + 186.692$$

$$\bar{Q} = 291.764 \text{ t}$$

CHAPITRE IV : METHODOLOGIE DE CALCUL

Pour le deuxième cas c'est-à-dire le pieu de diamètre égal à 1.2 m on obtient une force portante admissible :

$$\bar{Q} = 367.752 \text{ t}$$

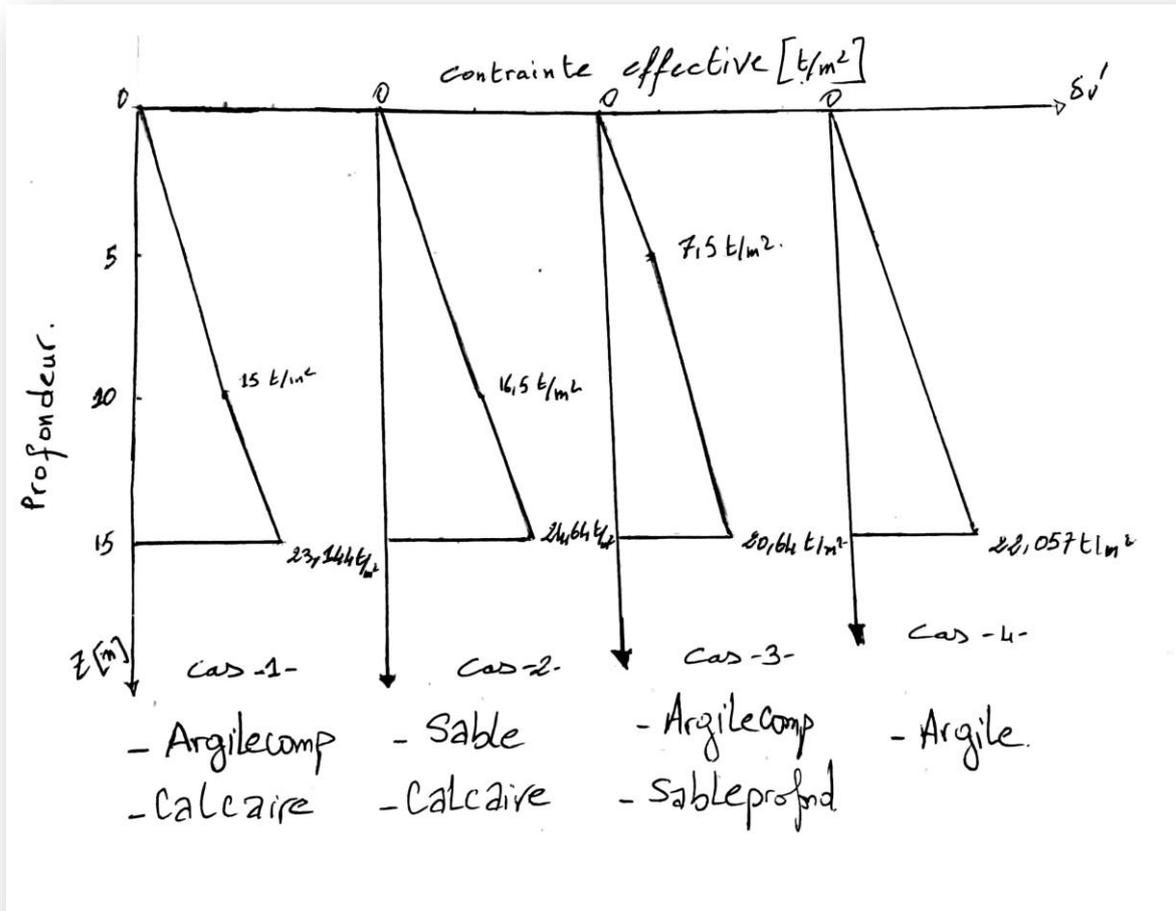


Figure IV - 11 : Contrainte effective

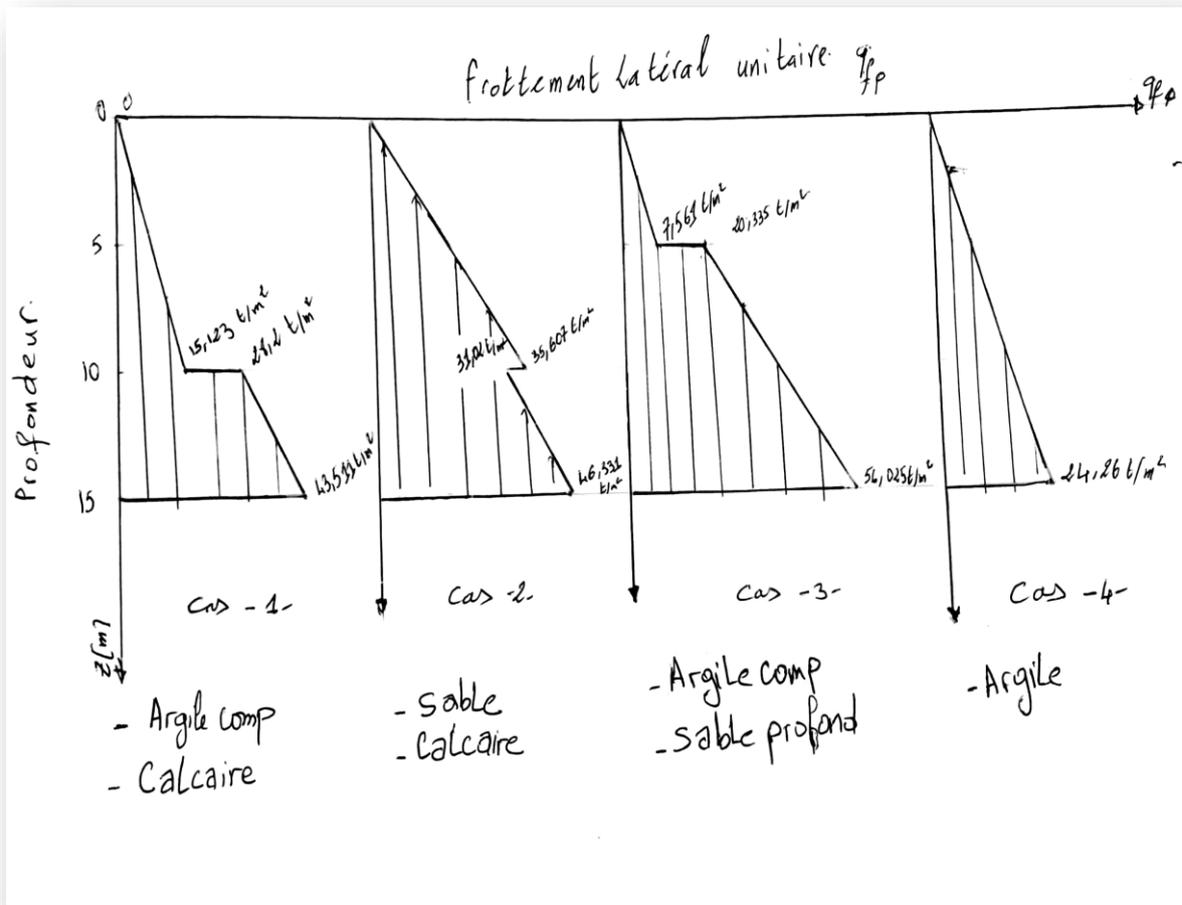


Figure IV - 12 : frottement latérale unitaire q_f des quatre cas étudié

Tableau IV - 5 : Les valeurs de la force portante déterminé analytiquement

Diamètre B	Effort de pointe admissible		Force de frottement latéral admissible		Force portante admissible		Unité
	1	1.2	1	1.2	1	1.2	m
1^{er} cas							kN
➤ Argile compressible	9670.21	13925.11	6339.37	6879.46	16009.59	20804.57	
➤ Marne calcaire							
2^{ème} cas							
➤ Sable	9778.60	14081.18	7423.99	8168.66	17202.59	22249.84	
➤ Marne calcaire							
3^{ème} cas							
➤ Argile compressible	2650.68	3816.98	3367.12	3725.56	6017.80	7572.55	
➤ Sable profond							
4^{ème} cas							
➤ Argile	1050.72	1513.09	1866.92	2164.49	2917.64	3677.52	

IV.4 CONCLUSION :

Parmi les sujets les plus importants dans le domaine du géotechnique ; c'est le calcul de la capacité portante qui nécessite l'utilisation des méthodes de calcul appropriées.

Dans ce chapitre il était question de calculer cette dernière pour pouvoir étudier le comportement d'un pieu vis-à-vis de différents types de sols par la méthode statique et la simulation numérique en utilisant le logiciel PLAXIS.



CHAPITRE V :

DISCUSSION ET INTERPRETATION DES RESULTATS



DISCUSSION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

V.1 INTRODUCTION

Au terme du travail traité dans ce mémoire concernant l'étude numérique du comportement des différents sols et ce par la détermination de capacité portante en tenant compte des paramètres et caractéristiques de chaque sol une série de calcul a été entamé dont les principaux résultats du calcul sont recueillis pour une analyse approfondie en vue d'une interprétation en rapport avec le comportement du pieu.

V.2 FORCE PORTANTE DETERMINEE NUMERIQUEMENT

Les résultats concernant la détermination de la capacité portante par l'analyse numérique en utilisant le logiciel PLAXIS se résumant comme suit :

Tableau V - 1 : Force portante déterminée numériquement

	Force portante déterminée numériquement		Unité
Diamètre B	1	1.2	m
1^{er} cas ➤ Argile compressible ➤ Marne calcaire	6141,814	8629,327	kN
2^{ème} cas ➤ Sable ➤ Marne calcaire	6550,221	9194,813	
3^{ème} cas ➤ Argile compressible ➤ Sable profond	777,544	1078,949	
4^{ème} cas (*) ➤ Argile	63,617	84,823	

DISCUSSION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

NB : (*) : Détermination de force portante à court terme

V.3 FORCE PORTANTE ADMISSIBLE DETERMINEE PAR LA METHODE ANALYTIQUE (FORMULE STATIQUE)

Les résultats concernant la détermination de la force portante par l'analyse analytique (par l'utilisation de la formule statique) se répartissent comme suit :

Tableau V - 2 : Force portante admissible déterminée par la méthode analytique (formule statique)

Diamètre B	Effort de pointe admissible		Force de frottement latéral admissible		Force portante admissible		Unité
	1	1.2	1	1.2	1	1.2	m
1^{er} cas							kN
➤ Argile compressible	9670.21	13925.11	6339.37	6879.46	16009.59	20804.57	
➤ Marne calcaire							
2^{ème} cas							
➤ Sable	9778.60	14081.18	7423.99	8168.66	17202.59	22249.84	
➤ Marne calcaire							
3^{ème} cas							kN
➤ Argile compressible	2650.68	3816.98	3367.12	3725.56	6017.80	7572.55	
➤ Sable profond							
4^{ème} cas							kN
➤ Argile	1050.72	1513.09	1866.92	2164.49	2917.64	3677.52	

V.4 INTERPRETATION DES RESULTATS

V.4.1 Influence du diamètre sur la force portante

- L'histogramme suivant illustre les valeurs de la force portante déterminée numériquement :

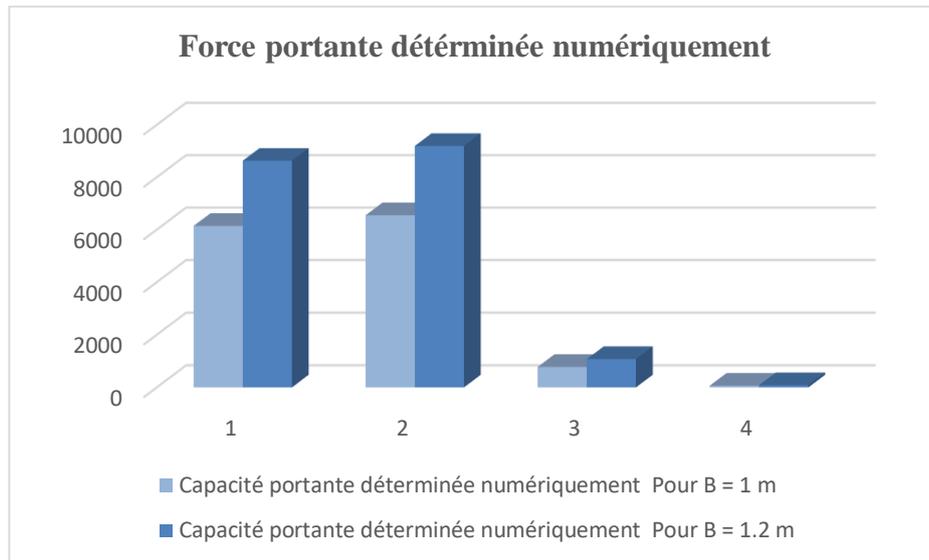


Figure V - 1 : Force portante déterminée numériquement

- L'histogramme des forces portantes admissibles :

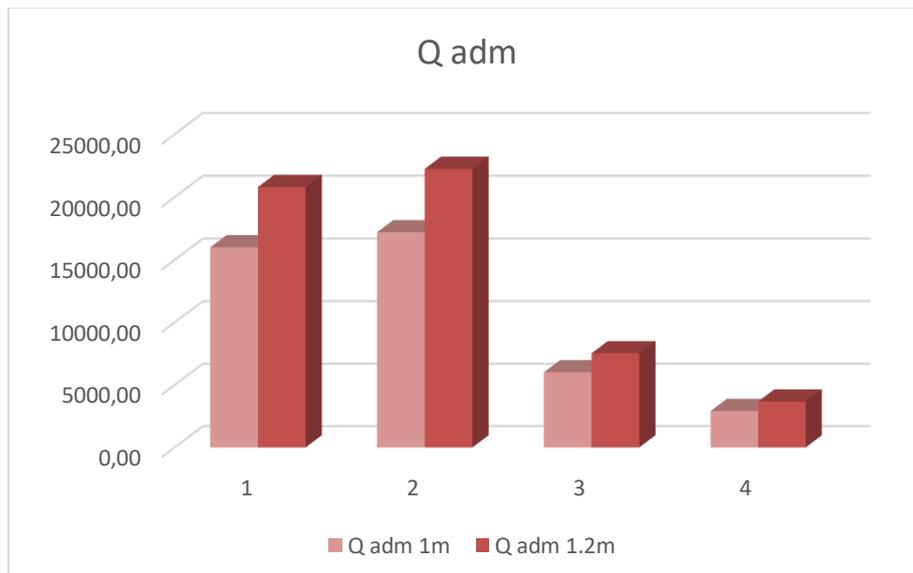


Figure V - 2 : Force portante admissible

- ✓ Les résultats numériques et analytiques montrent que les efforts de pointe ainsi que les efforts de frottement latéraux calculés sont proportionnels aux diamètres des pieux ce qui implique que la force portante est elle aussi proportionnelle à ce paramètre pour les différents types de sol ayant fait l'objet de l'étude.

V.4.2 Interprétation vis-à-vis des différents cas d'étude

V.4.2.1 Cas de la force portante déterminée numériquement

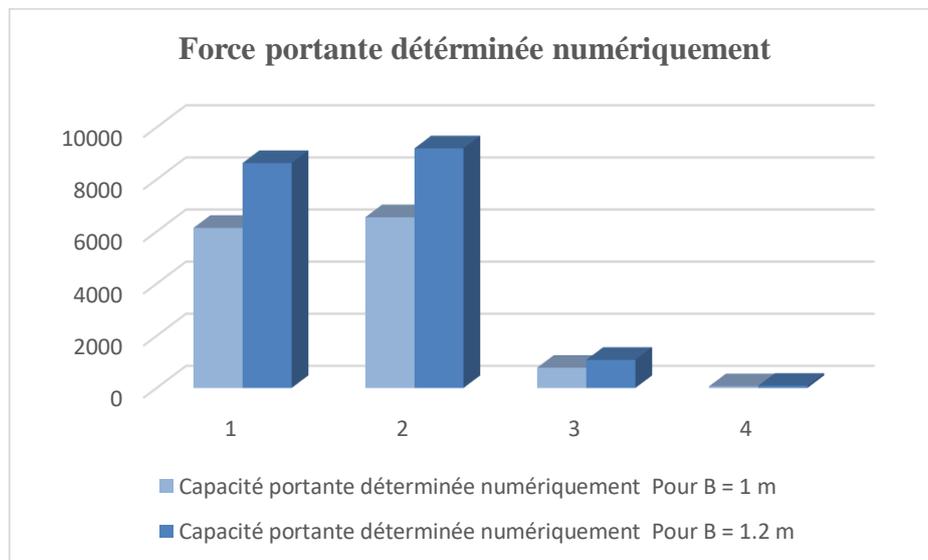


Figure V - 3 : Force portante déterminée numériquement

- ✓ On remarque que la force portante dans le cas sable-marne calcaire est plus grande que dans le cas argile compressible - marne calcaire, cela est dû aux forces de frottement qui agissent sur le périmètre du pieu et qui sont plus importantes dans le cas d'une couche supérieure sableuse ;
- ✓ En ce qui concerne la comparaison des forces portantes du 2^{ème} cas sable - marne calcaire avec le 3^{ème} cas argile compressible - sable profond, on observe qu'il y a une diminution très significative de la force portante cela est dû à l'effort de pointe qui confère une résistance plus grande par rapport à la couche marne calcaire vis-à-vis la couche sable profond ;
- ✓ Le 4^{ème} cas présente une force portante très médiocre par rapport aux trois autres cas étant donné les caractéristiques médiocres des couches argileuse.

V.4.2.2 Cas de la force portante déterminée analytiquement

V.4.2.2.1 Interprétation vis-à-vis de l'effort de pointe

➤ L'histogramme des efforts de pointe est illustré comme suit :

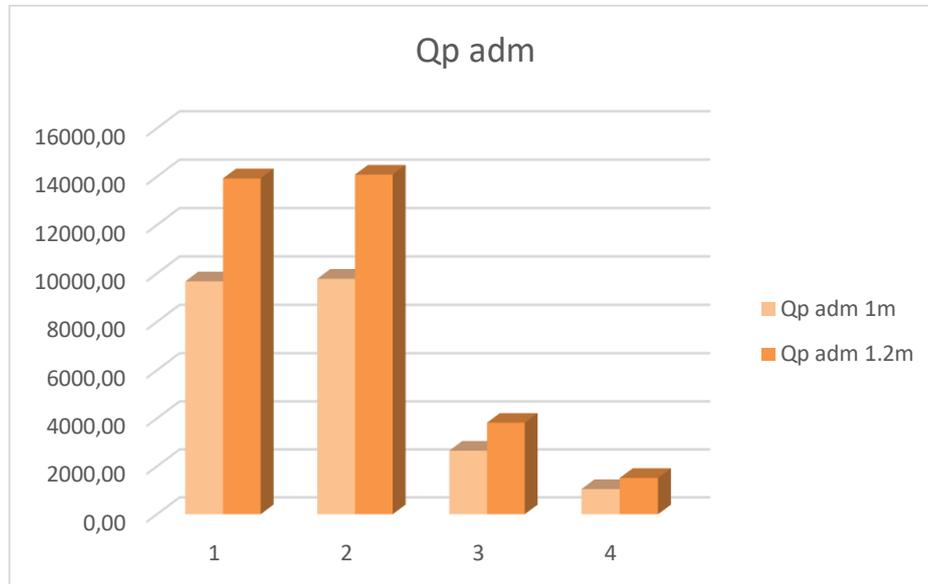


Figure V - 4 : Efforts de pointe admissibles

Le graphe pour des efforts de pointe admissibles démontre une variation de valeurs importantes vis-à-vis des différents sols d'ancrage. On constate :

- ✓ Plus les sols de fondation qui ont des caractéristiques physiques importantes telles que la marne calcaire comme dans nos cas d'études (1^{er} et 2^{ème} cas) illustrés (figure V - 4), plus l'effort de pointe est important ;
- ✓ Dans le 3^{ème} cas, on enregistre que pour des caractéristiques de sols plus ou moins corrects, il est à prévoir des hauteurs d'ancrage conséquentes pour permettre de reprendre des efforts plus importants.
- ✓ Dans le 3^{ème} cas argile compressible-sable profond que l'effort de pointe est moindre par rapport aux deux premiers cas, vu les caractéristiques physiques moins bonnes du sable que celle de la marne calcaire
- ✓ Le dernier cas (argile) on observe l'effort de pointe très médiocre par rapport aux autres cas traités étant les caractéristiques très médiocres de l'argile

V.4.2.2.2 Interprétation vis-à-vis du frottement latéral

- L'histogramme des frottements latéraux sont illustrés comme suit :

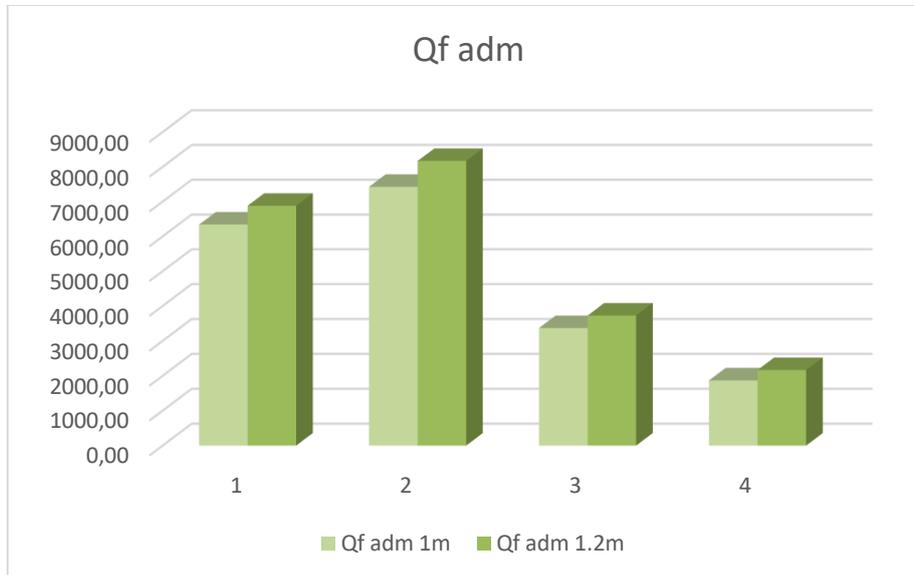


Figure V - 5 : Force de frottement latéral admissible

- ✓ D'après le graphe des forces de frottement latéral, il est à remarquer que si le pieu traverse une couche de sol pulvérulent (2^{ème} et 3^{ème} cas), le frottement latéral est plus conséquent par rapport aux cas des couches argileuses ; ceci est dû essentiellement à l'angle de frottement interne (sable) et la cohésion (argile).

V.4.2.2.3 Interprétation de la force portante déterminée analytiquement

- Les histogrammes suivants résument les valeurs des forces portantes déterminées analytiquement.

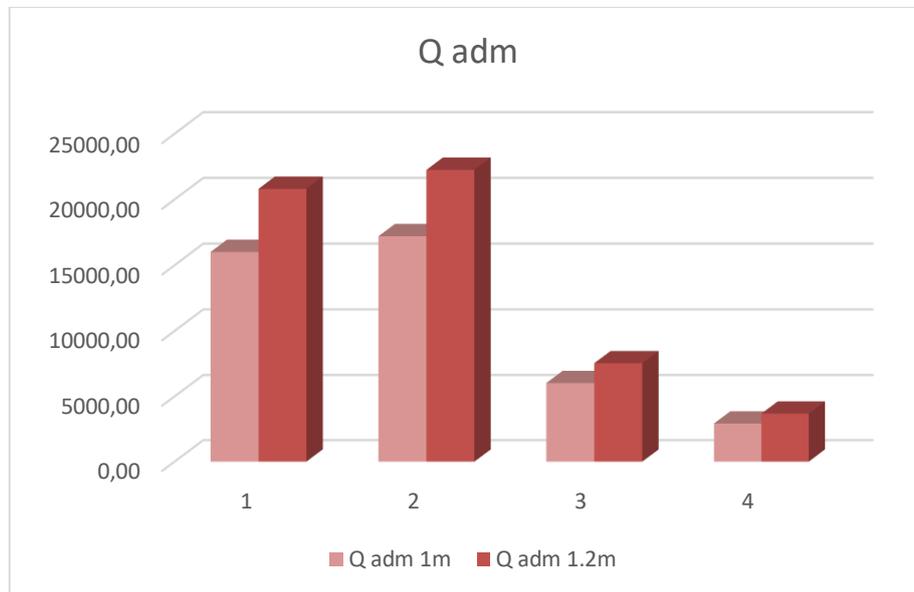


Figure V - 6 : Force portante admissible

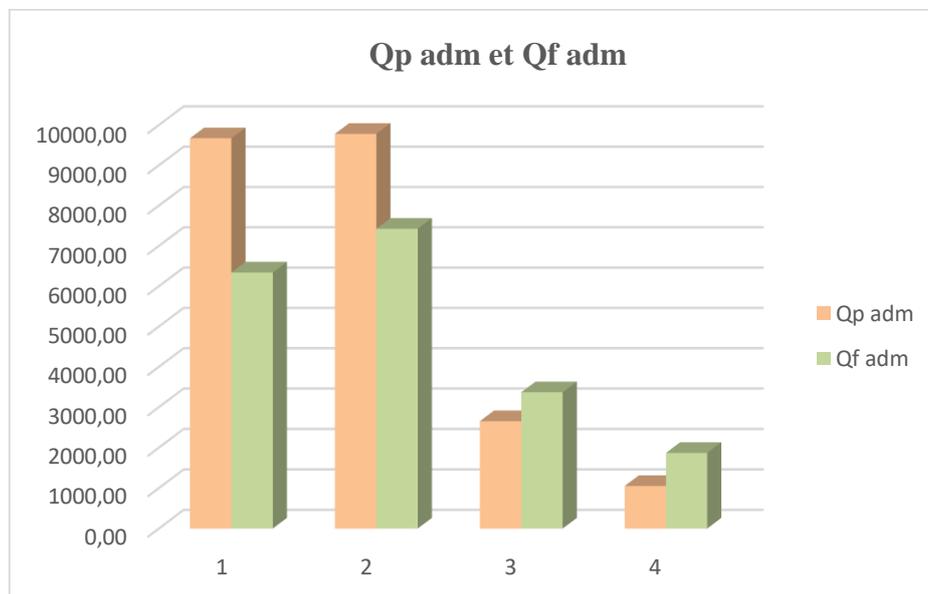


Figure V - 7 : L'effort de pointe et le frottement latéral

- ✓ D'après les figures V – 6 et V - 7 portant sur la force portante, on constate que les deux premiers cas d'études le mode de travail du pieu est à la pointe est plus important que l'effet du frottement latérale, cela est dû au bon substratum.
- ✓ Par contre dans le 3^{ème} cas d'étude, il est à souligner que le travail du pieu est plus prépondérant relativement aux efforts de frottement que son travail relatif à l'effort de pointe.
- ✓ Mais toujours est-il important de remarquer que quantitativement pour les deux premier cas les effets de pointe et de frottement sont plus importants que dans les deux dernier cas.

DISCUSSION ET INTERPRETATION DES RESULTATS

V.4.3 LES VALEURS DE LA FORCE PORTANTE DETERMINEE NUMERIQUEMENT ET ANALYTIQUEMENT

Les résultats des valeurs de la capacité portante déterminées numériquement et analytiquement sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V - 3 : Les valeurs de la force portante déterminées numériquement et analytiquement

Diamètre B	Force portante déterminée numériquement		Force portante déterminée analytiquement		Unité
	1	1.2	1	1.2	m
1^{er} cas ➤ Argile compressible ➤ Marne calcaire	7820	7630	16009.59	20804.57	kN
2^{ème} cas ➤ Sable ➤ Marne calcaire	8340	8130	17202.59	22249.84	
3^{ème} cas ➤ Argile compressible ➤ Sable profond	990	954	6017.80	7572.55	
4^{ème} cas ➤ Argile	81	75	2917.64	3677.52	

Ces valeurs sont illustrées dans l'histogramme ci-après :

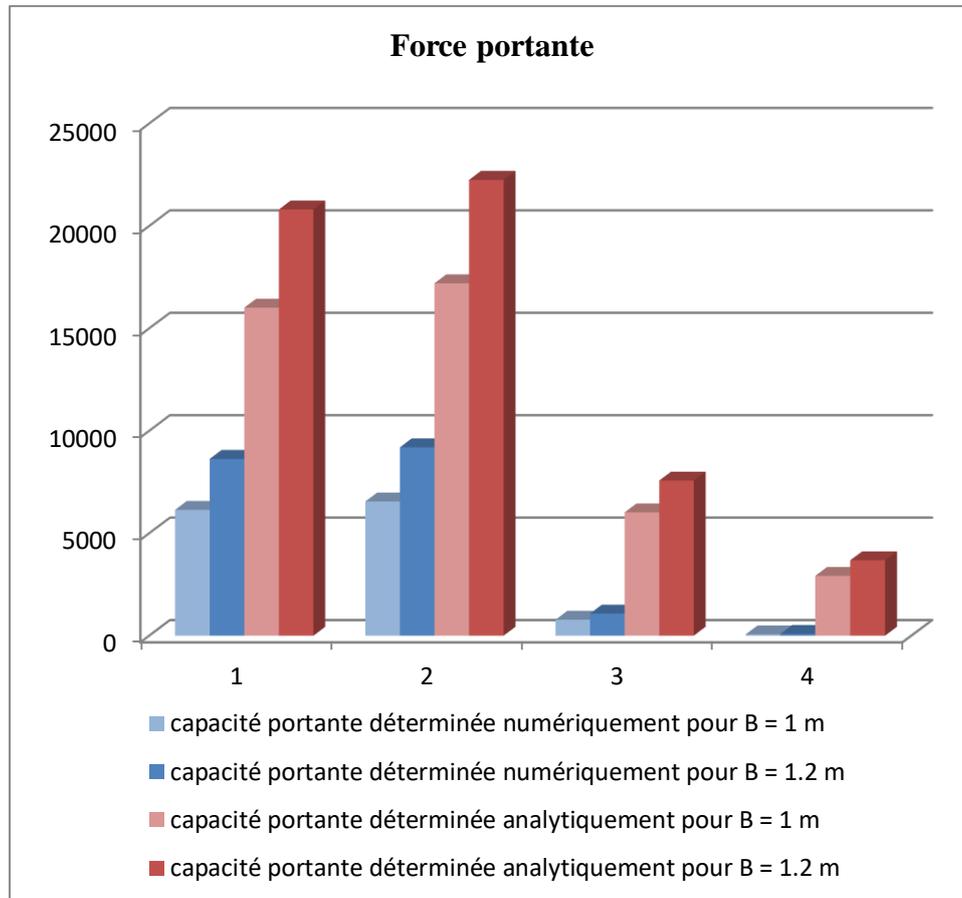


Figure V - 8 : Force portante

- ✓ D'après les résultats obtenus il est évident que les forces portantes calculées analytiquement sont supérieures à celles calculées numériquement, et cela dans tous les cas étudiés.
- ✓ Cela est vraisemblablement dû aux paramètres de calcul différents adoptés par chacune des méthodes de calculs. En effet, la méthode numérique qui est basée sur la MEF est plus fiable que la méthode analytique (formule statique), car elle considère la loi de comportement élasto-plastique (Mohr-Coulomb) qui tient compte de la cohésion et de l'angle de frottement pour déterminer la contrainte de résistance au cisaillement, la discrétisation raffinée en éléments finis du modèle sol-structure et par l'effet d'interface qui caractérise l'interaction sol-structure.

- ✓ Tandis que la méthode analytique c'est une méthode pseudo-élastique qui ne tient pas compte du comportement plastique du sol.
- ✓ De ce fait, la méthode analytique surestime la force portante par raison de sécurité. Ce qui valide les résultats obtenus.
- ✓ Concernant la marne calcaire, il aurait été préférable d'adopter une loi de comportement plus adaptée que la loi Mohr-Coulomb, pour simuler d'une manière plus réaliste le comportement de cette roche, tel que The Jointed Rock Modèle (anisotrope) JRM.

V.5 CONCLUSION

Le présent chapitre traite une analyse pratique sur le comportement du pieu à l'égard de différents sols. La procédure générale a concerné un calcul analytique et numérique portant sur la force portante du pieu ; dont l'approche est appuyée sur des paramètres et caractéristiques des sols et une simulation à l'aide de la méthode des éléments finis par le logiciel PLAXIS.

Ce calcul est d'une grande importance pour quantifier la force portante sur la base d'outils telle que le diamètre du pieu.

Il en ressort que la variation de la force portante du pieu est proportionnelle diamètre c'est-à-dire ; plus ce paramètre augmente, plus la force portante augmente.

Aussi la nature des couches de sols d'assise et de frottement influence d'une manière significative et fortement la force portante d'un pieu foré.

La méthode de calcul adopté a une influence majeure sur les résultats et la compréhension des comportements des pieux forés dans diverses couches de sols.



CONCLUSION GENERALE



CONCLUSION GENERALE

Le présent travail a traité dans un premier temps, une recherche bibliographique théorique et dans un deuxième temps, une analyse pratique sur le comportement des pieux forés à l'égard de différents sols.

L'étude a contenu des généralités et informations sur le pieu, ainsi qu'un calcul analytique et numérique portant sur la capacité portante du pieu ; approche appuyée sur des paramètres et caractéristiques des sols et une simulation à l'aide de la méthode des éléments finis par le logiciel PLAXIS.

A l'issue de cette étude on conclut que :

- L'augmentation de la capacité portante est en fonction de l'augmentation des diamètres ;
- La capacité portante concernant les sols de fondations en substratum rocheux dans notre cas la marne calcaire est plus importante que dans le cas où la couche de fondation est un cohérent ou pulvérulent ;
- L'effet de pointe est plus important dans le cas d'un substratum rocheux que dans le cas des sols ;
- Les forces de frottement latéral sont plus important dans des sols pulvérulent que dans des sols cohérents ;
- Dans le cas des sols de fondation cohérent ou pulvérulent surmonté d'une couche de sol l'effet de la résistance par frottement est prépondérant que l'effet de résistance par pointe ;
- La méthode de calcul adopté à une influence majeure sur les résultats et la compréhension des comportements des pieux forés dans diverses couches de sols ;
- Les capacités portantes calculées analytiquement sont supérieures à celles calculées numériquement, et cela dans tous les cas étudiés ;
- la méthode numérique qui est basée sur la MEF est plus fiable que la méthode analytique (formule statique).

RECOMMANDATIONS

À la suite des résultats acquis par cette étude il est fortement recommandé dans des futures études de considérer les points suivants :

- Loi de comportement plus sophistiquées (HSM, JRM respectivement pour les sols et les roches) ;
- Influence de la nappe phréatique ainsi que son rabattement sur la capacité portante.



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES



REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

[1] **Kamel ALLOUACHE** et **Younes ITRIBENE**. Analyse de stabilité d'un talus hétérogène renforcé par pieux en béton armé ; université Badji Mokhtar Annaba ; 2016.

[2] **AdelAISSI**. Analyse de la stabilité des remblais sur sol compressible ; université Badji Mokhtar Annaba ; 2015.

[3] **Rafik BOUFARH**. Contribution à l'étude du frottement négatif dans les pieux ; université de Tébessa ; Juillet 2010.

[4] **Souad Amel BOUROKBA MRABENT**. Calcul pratique des fondations ; polycopié ; 2015-2016.

[5] **Marcel FRONCI**. Fondations spéciales et reprises en sous-œuvre ; N°- d'éditeur : 3613; 1981.

[6] **Tessadit. HERMIME** Etude de l'interaction du sol de fondation avec des ouvrages utilisant des pieux ; université Mouloud Memmeri ; Tizi-Ouzou ; 2012.

[7] **G.A LEONARD**. Les fondations ; N°- d'édition : 5608; 1968.

[8] **François MARTIN** et **Adrien SAITTA**. Mécanique des Roches et Travaux souterrains cours et exercices corrigé ; Centre d'Etude des Tunnels ; Novembre 2005.

[9] Pratique éclairée des éléments finis en Géotechnique ; Novembre 2004.



ANNAXES



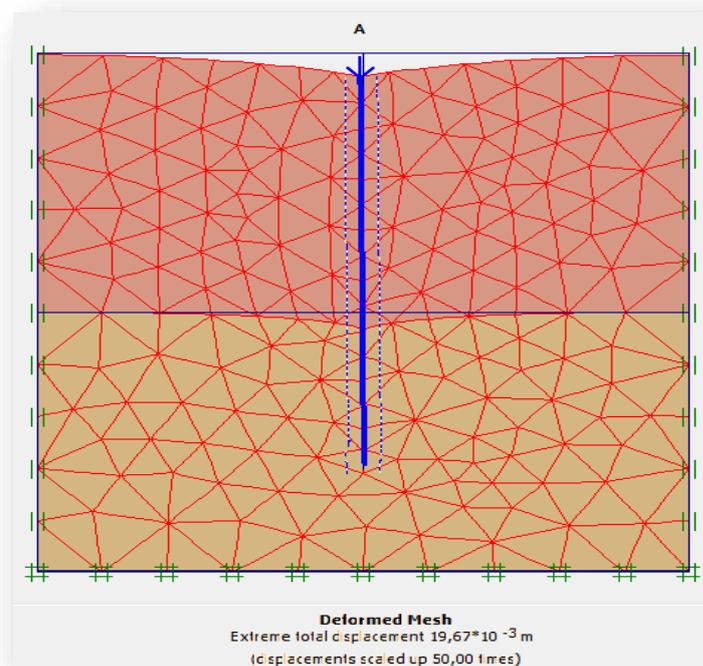


Figure A - 1 : Maillage déformé du 1er cas étudié (pour B = 1.2 m)

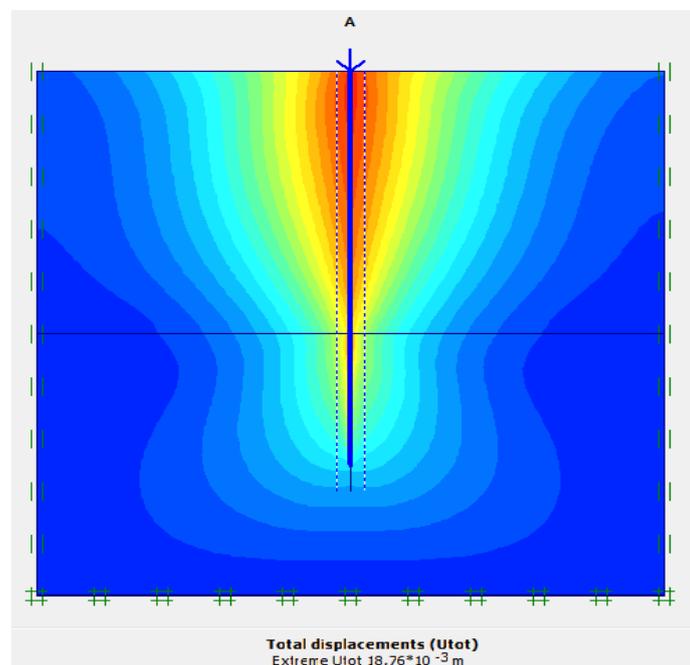


Figure A - 2 : Déplacement totale (1er cas étudié) pour B = 1.2 m

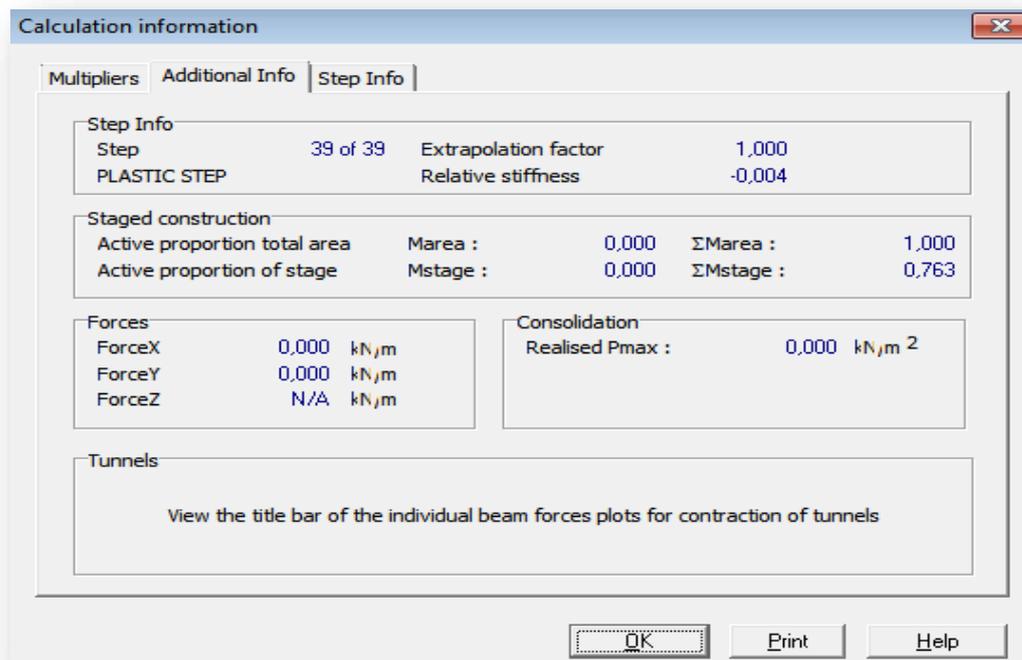


Figure A - 3 : Information de calcul pour le 1er cas étudié (pour B = 1.2 m)

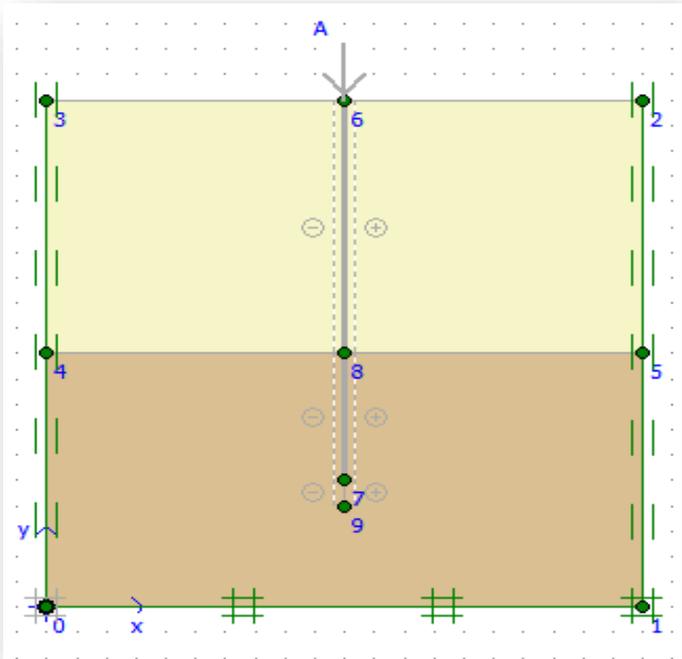


Figure A - 4 : Modèle géométrique 2D du 2ème cas

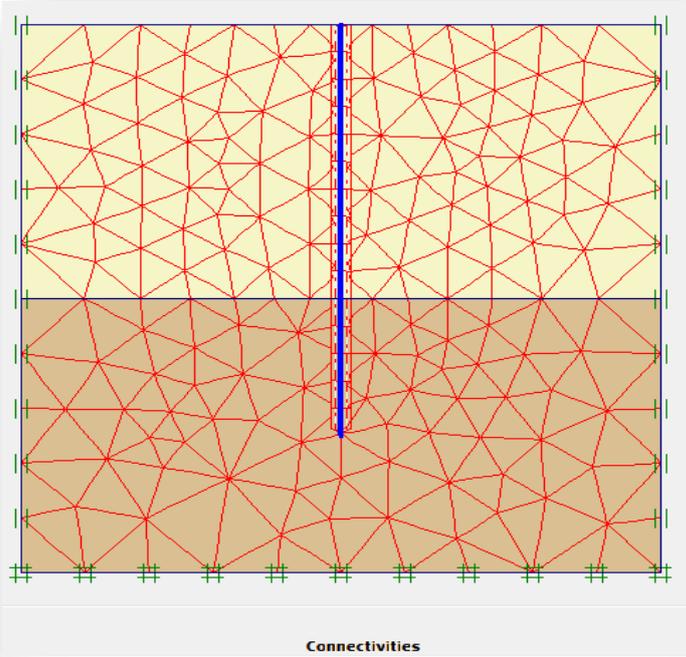


Figure A - 5 : Maillage du modèle (2ème cas)

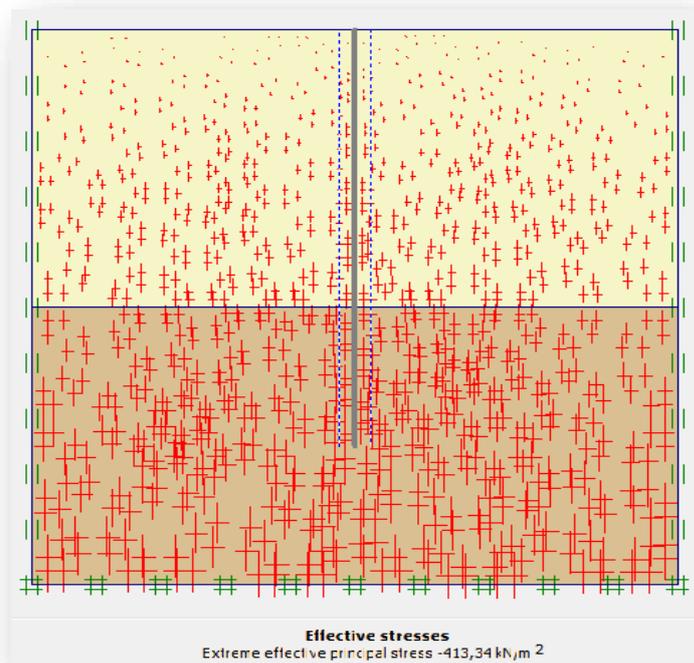


Figure A - 6 : Contrainte effectives du 2^{ème} cas

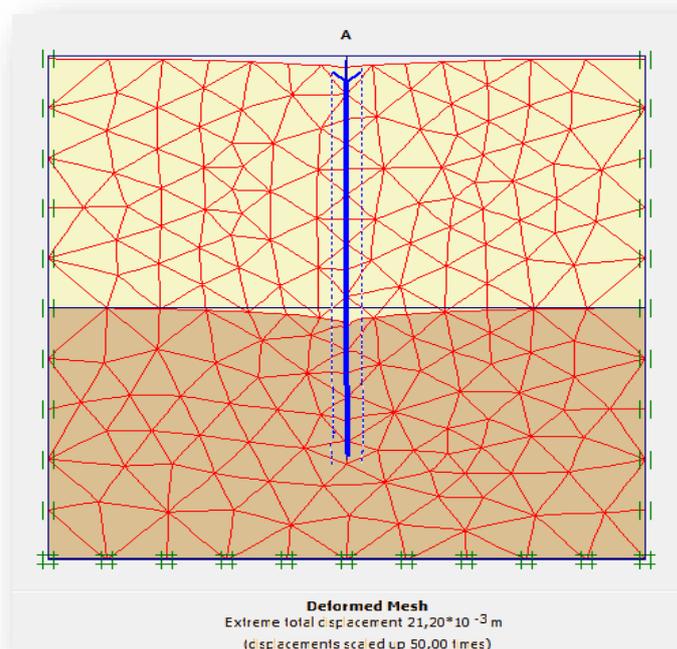


Figure A - 7 : Maillage déformé (2ème cas)

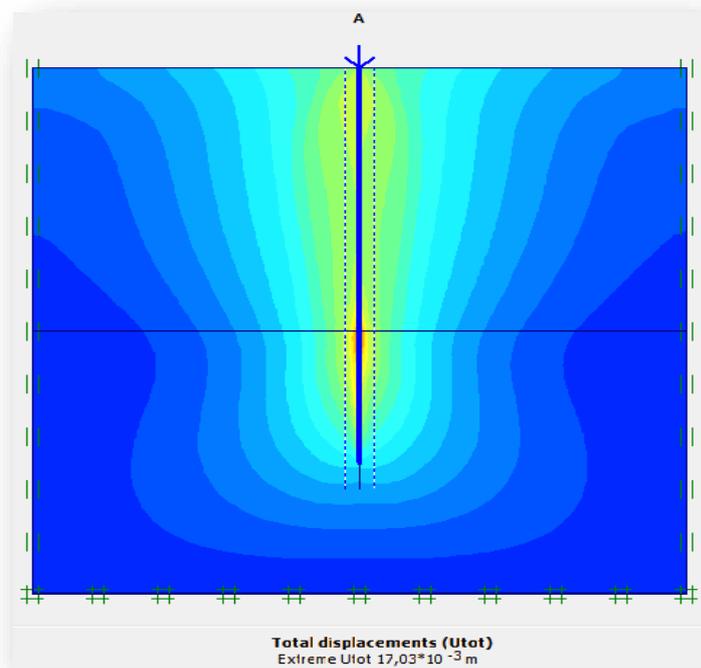


Figure A - 8 : Déplacement totale (2ème cas étudié)

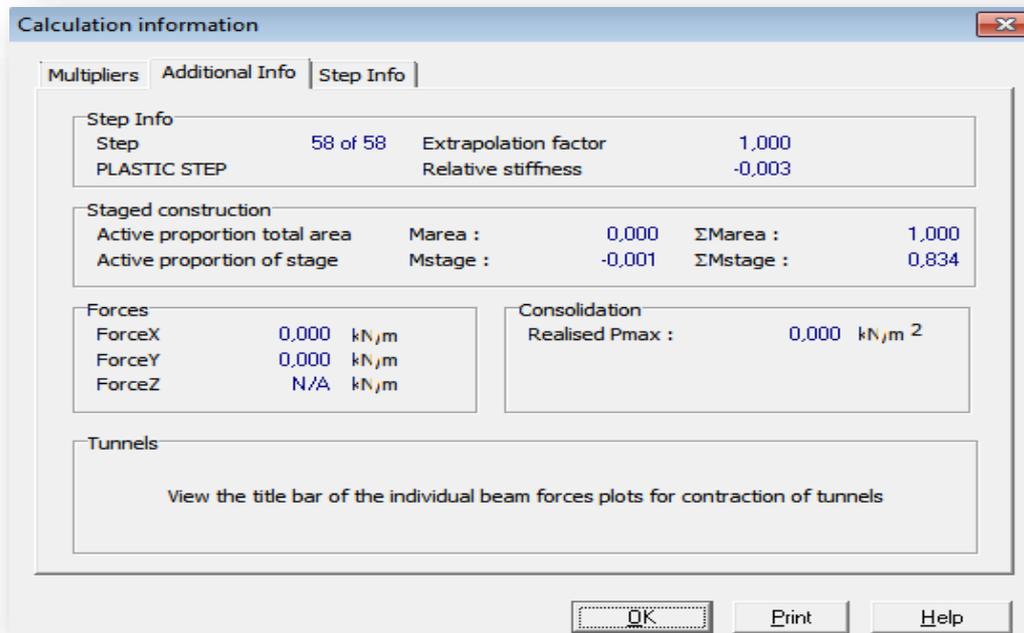


Figure A - 9 : Information de calcul pour le 2ème cas étudié

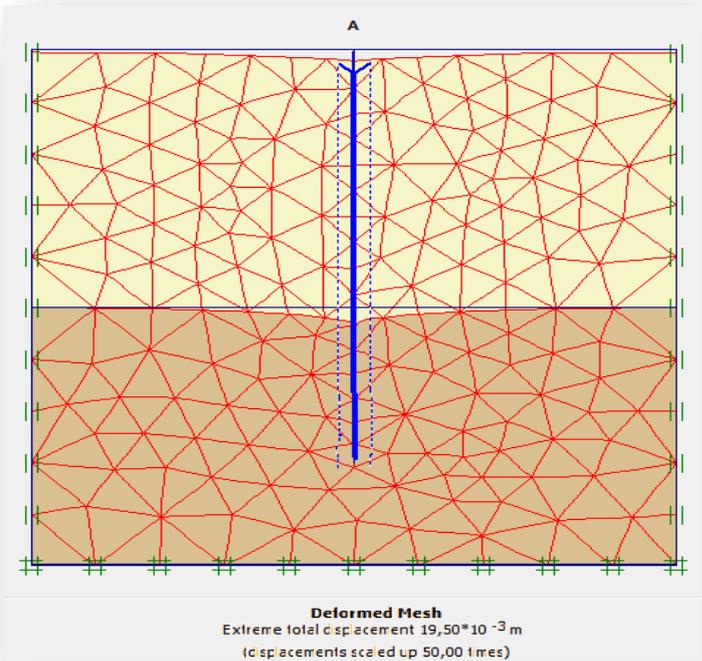


Figure A - 10 : Maillage déformé du 2ème cas étudié (pour B = 1.2 m)

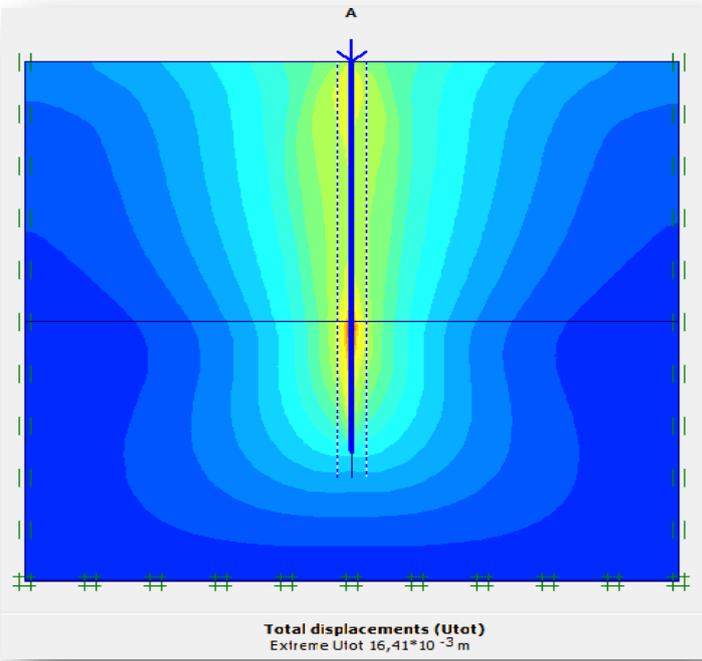


Figure A - 11 : Déplacement totale (2ème cas étudié) pour B = 1.2 m

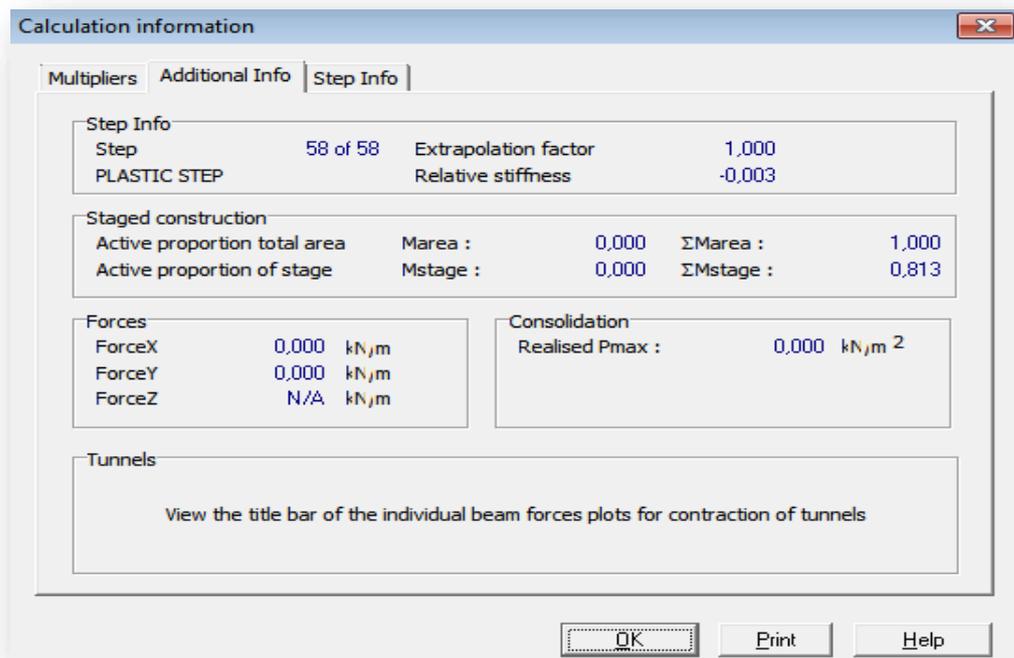


Figure A - 12 : Information de calcul pour le 2ème cas étudié (pour B = 1.2 m)

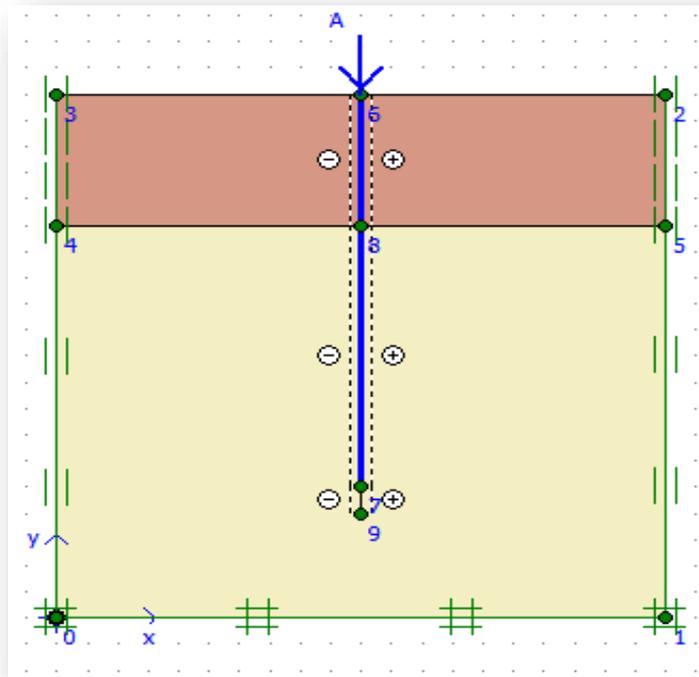


Figure A - 13 : Modèle géométrique 2D du 3ème cas

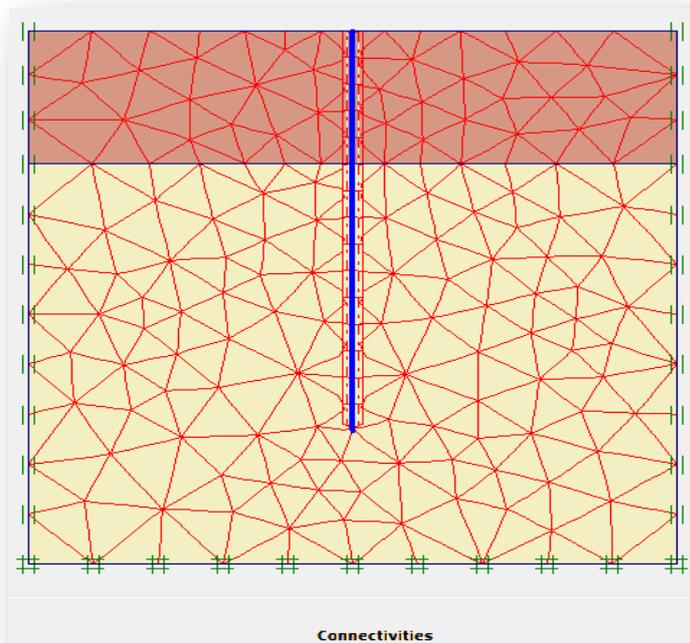


Figure A - 14 : Maillage du modèle (3^{ème} cas)

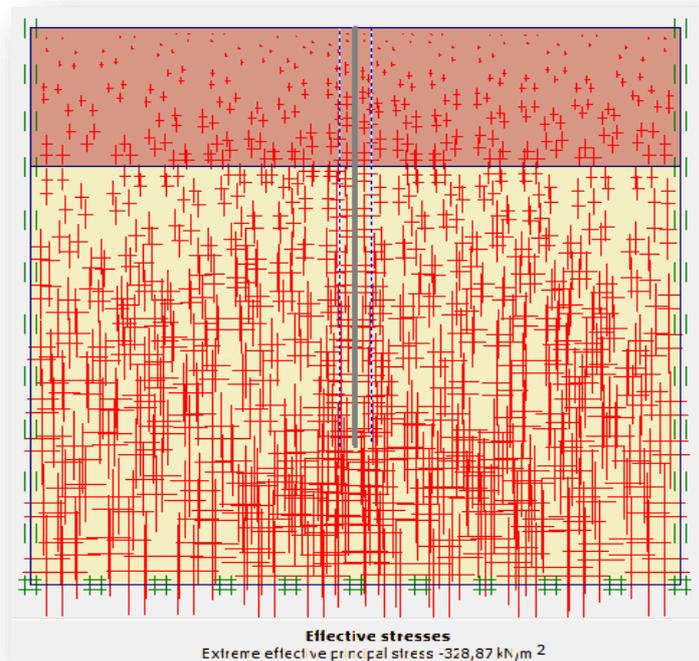


Figure A - 15 : Contrainte effectives du 3^{ème} cas

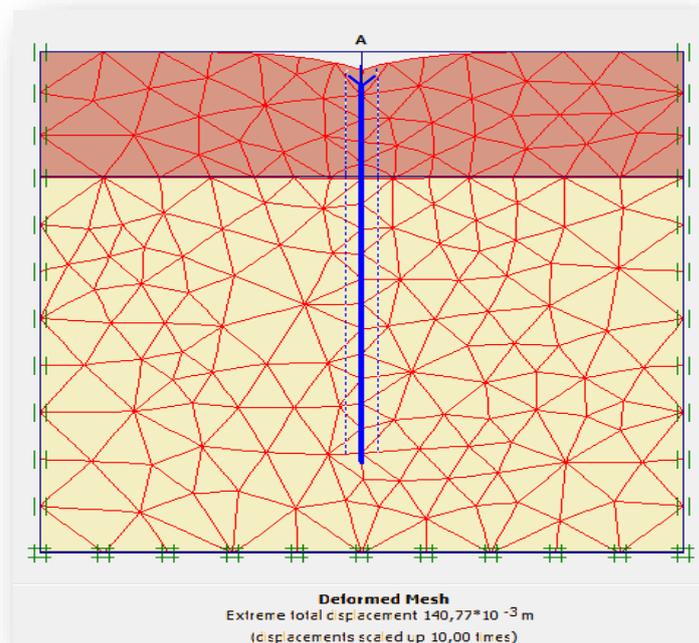


Figure A - 16 : Maillage déformé (3^{ème} cas)

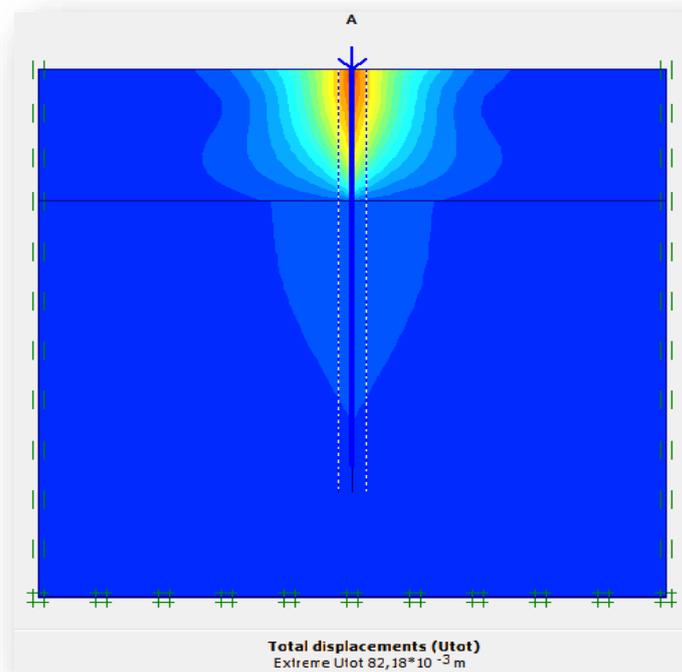


Figure A - 17 : Déplacement totale (3ème cas étudié)

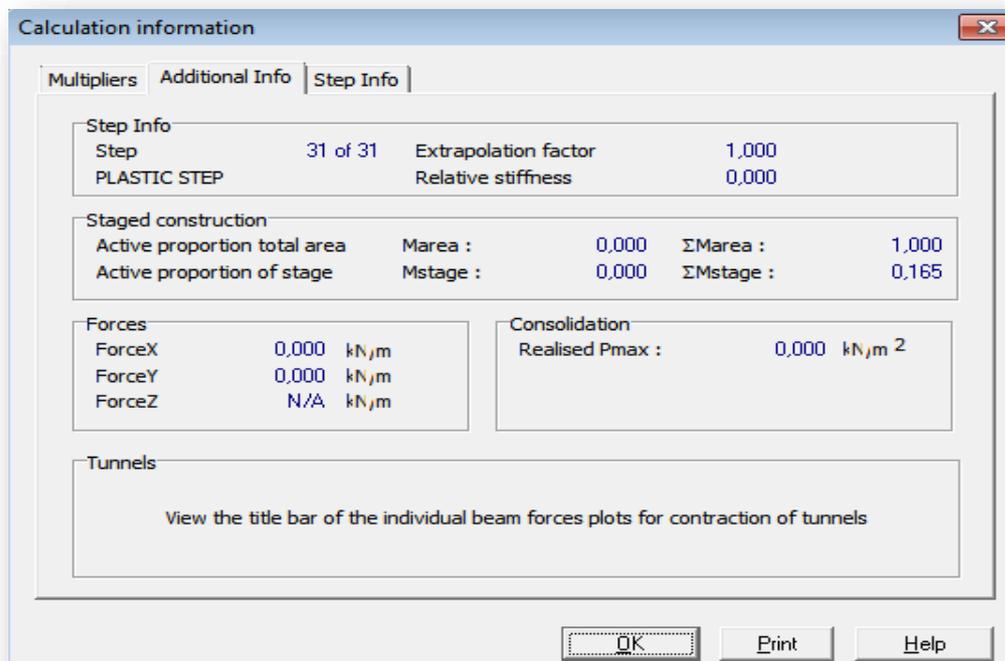


Figure A - 18 : Information de calcul pour le 3ème cas étudié

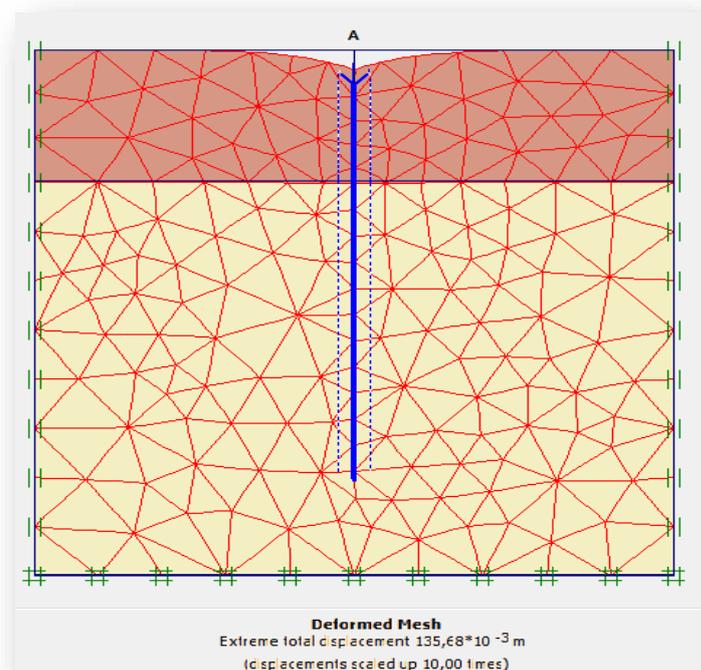


Figure A - 19 : Maillage déformé du 3ème cas étudié (pour B = 1.2 m)

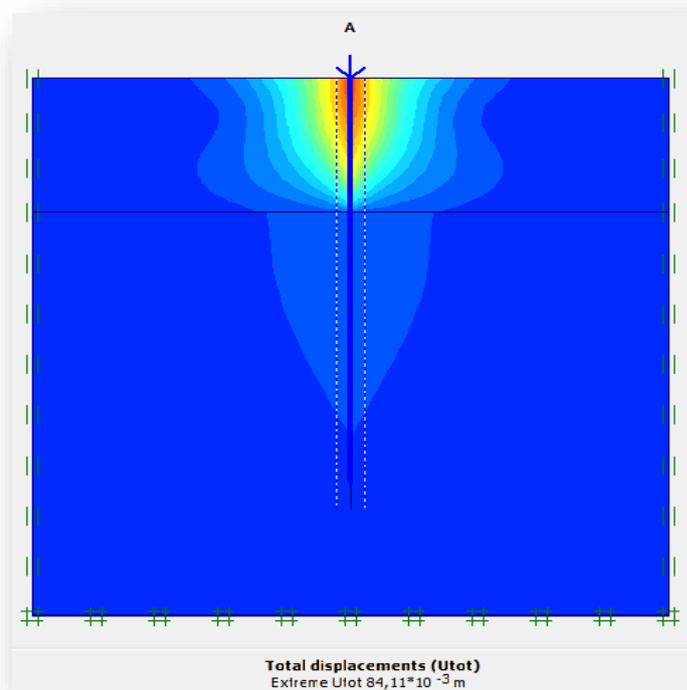


Figure A - 20 : Déplacement totale (3ème cas étudié) pour B = 1.2 m

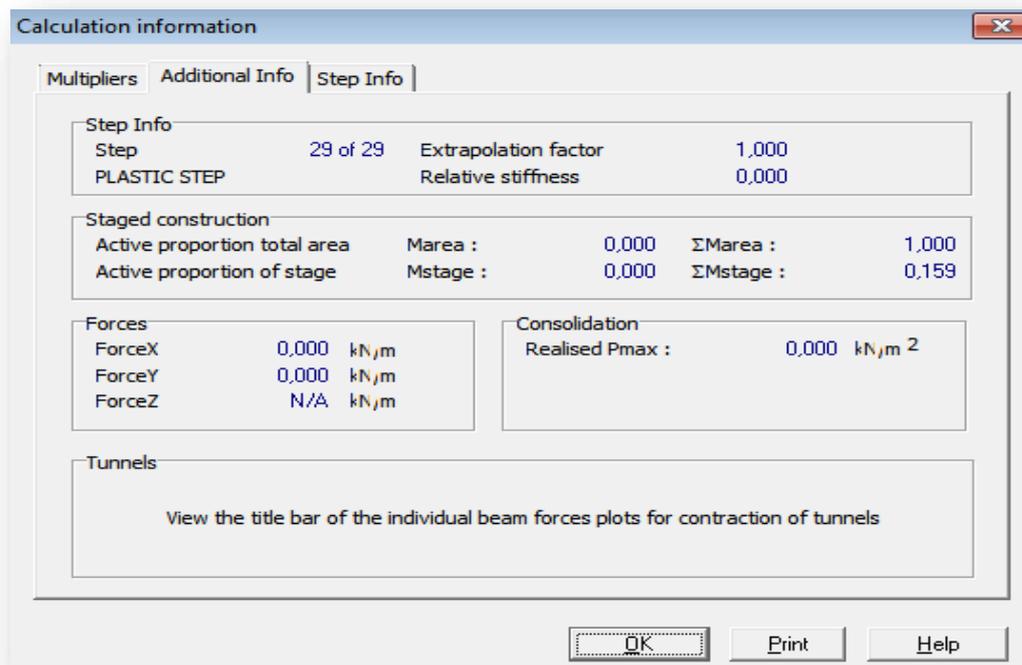


Figure A - 21 : Mécanisme de rupture (3ème cas étudié) pour B = 1.2 m

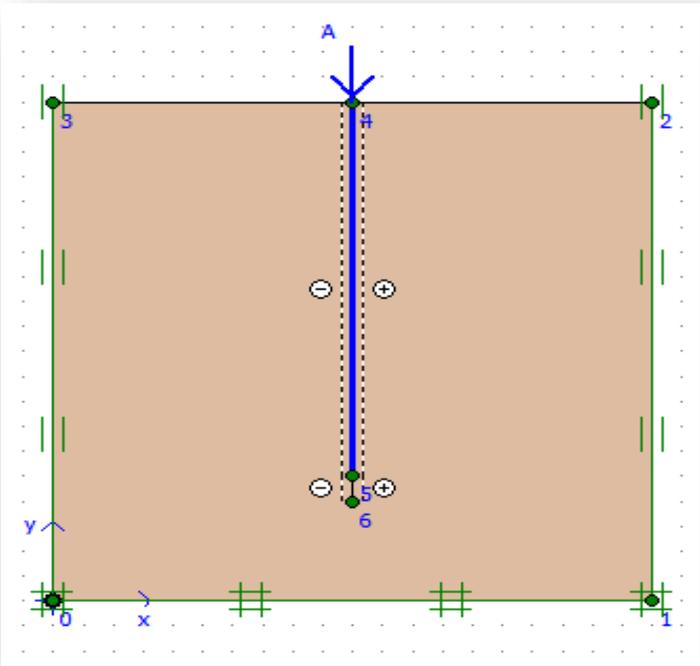


Figure A - 22 : Modèle géométrique 2D du 4ème cas

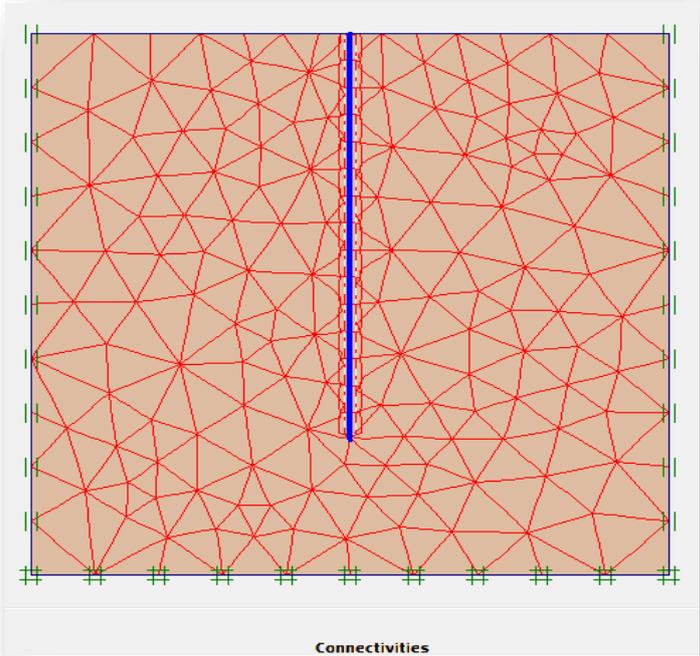


Figure A - 23 : Maillage du modèle (4ème cas)

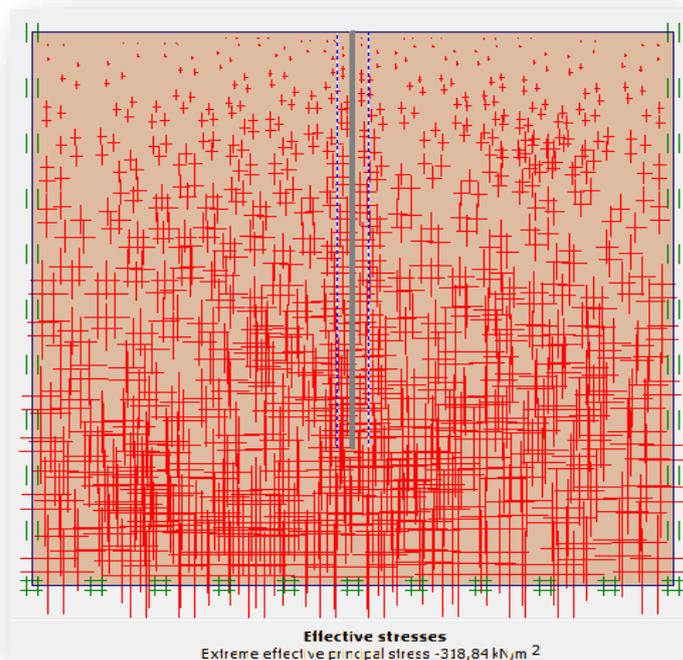


Figure A - 24 : Contrainte effectives du 4^{ème} cas

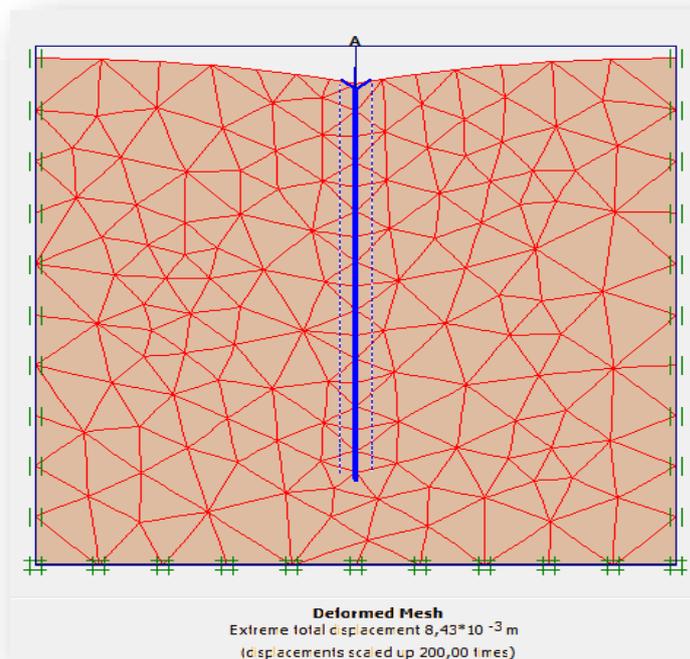


Figure A - 25 : Maillage déformé (4^{ème} cas)

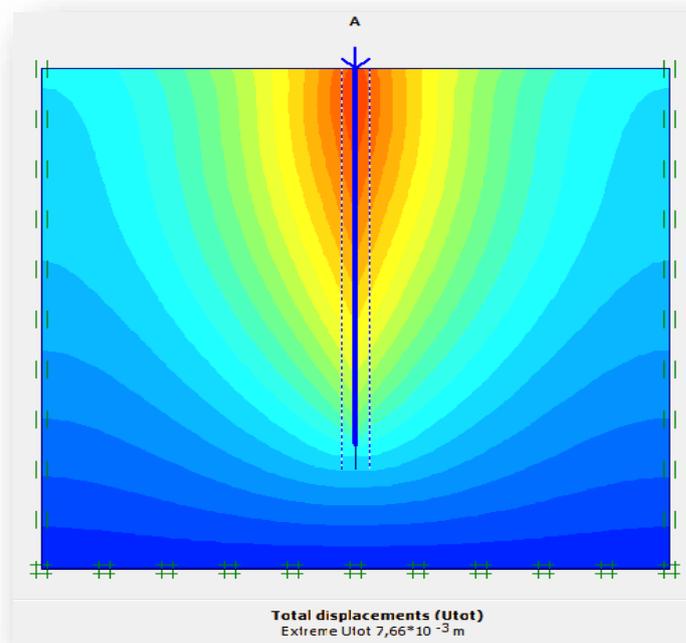


Figure A - 26 : Déplacement totale (4ème cas étudié)

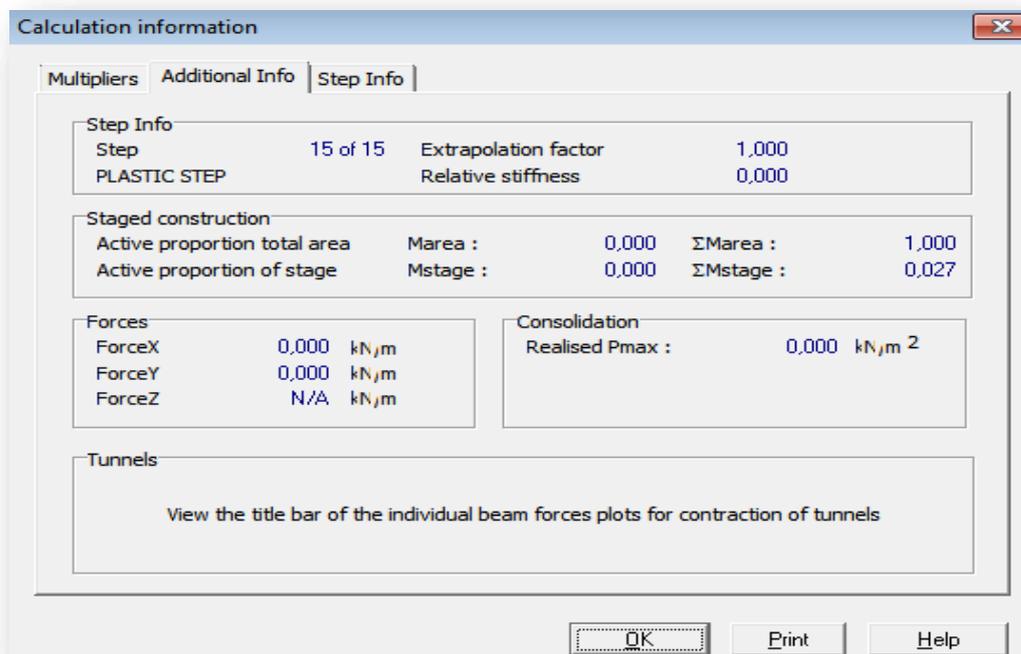


Figure A - 27 : Information de calcul pour le 4ème cas étudié

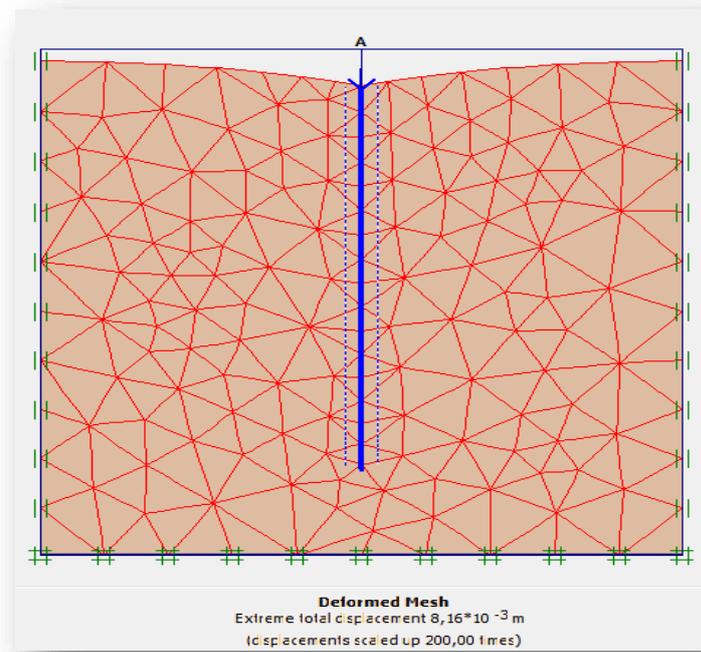


Figure A - 28 : Maillage déformé du 4ème cas étudié (pour B = 1.2 m)

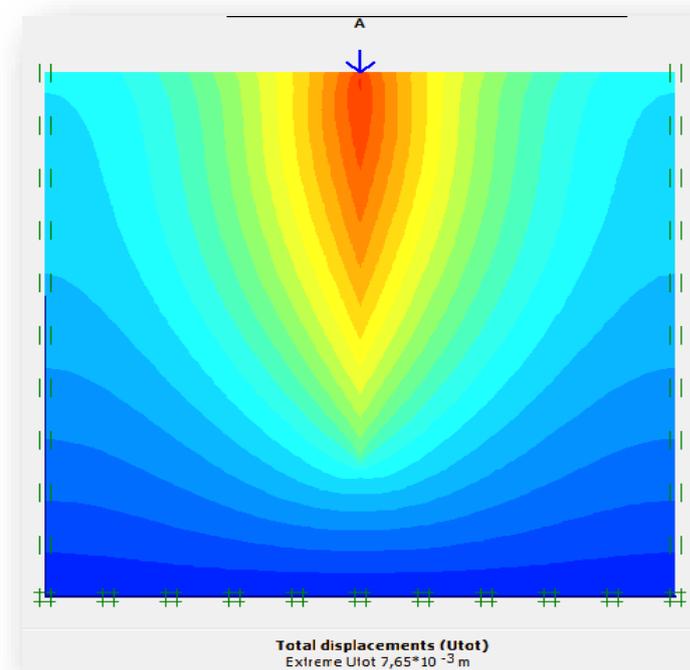


Figure A - 29 : Déplacement totale (4ème cas étudié) pour B = 1.2 m

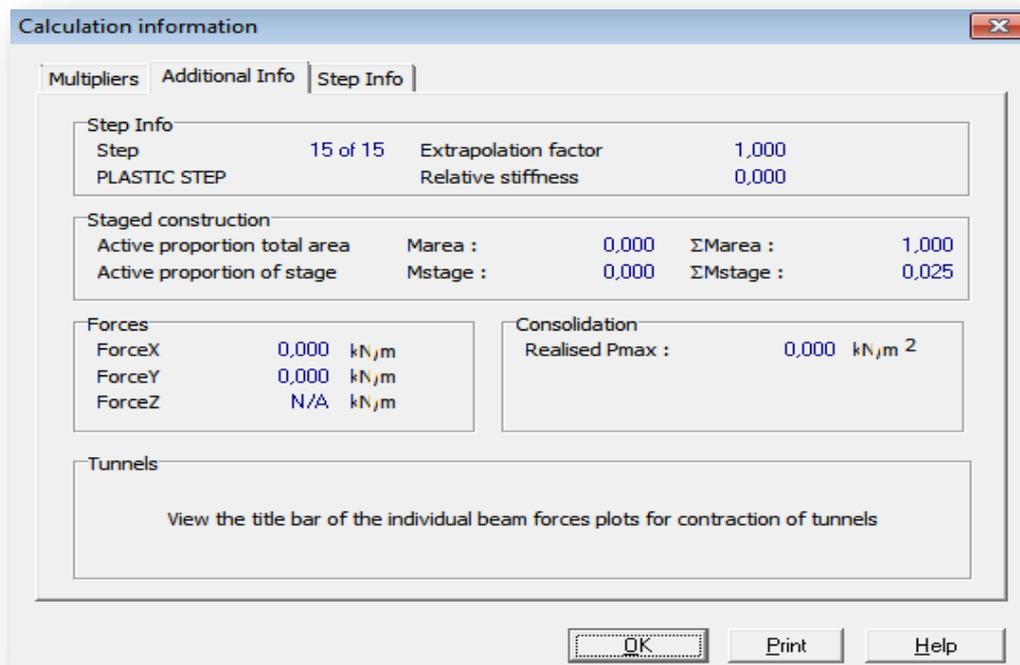


Figure A - 30 : Information de calcul pour le 4ème cas étudié (pour B = 1.2 m)