

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE**

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche  
Scientifique

**UNIVERSITE CONSTANTINE 1**

**FACULTE DES SCIENCES DE LA TECHNOLOGIE**

**DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



**Présenté pour l'obtention du Diplôme de  
Magister en Génie Civil**

**Option : Mécanique Des Sols**

Intitulé :

**Conception et Modélisation  
d'une Fondation Pour une Eolienne  
On-Shore**

**Présenté par :**

**Berkane Aicha**

Devant le jury composé de :

Pr : Houari Hacene  
Dr : Kouloughli Salim  
Dr : Abdou Kamel  
Dr : Ferkous Salah

Président  
Rapporteur  
Examineur  
Examineur

Université de Constantine  
Université de Constantine  
Université de Constantine  
Université de Constantine

## **Dédicace**

Je dédie ce travail :

A La mémoire de mon père,

A ma chère mère,

A mon marie, mes enfants,

A mes frères et mes sœurs,

A tous ceux qui me sont chers.

## **REMERCIEMENTS**

*Je tiens tout d'abord à remercier le docteur Kouloughli Salim, pour avoir encadré et suivi ma thèse. Sa patience, Ses remarques et ses documentations, m'ont été d'un soutien particulièrement précieux et indispensable pour mener à bien ce travail.*

*J'adresse mes vifs remerciements à Monsieur le professeur H.Houari, Docteur K. Abdou, et Docteur S. Ferkous qui ont accepté de participer au jury de ma thèse.*

*Mes remerciements vont également à l'ensemble des enseignants du département de génie civil de l'université de Constantine.*

*Enfin, je remercie énormément tous ceux qui ont participé de près ou de loin et qui ont contribué à l'élaboration de ce travail.*

## **RESUME**

Le présent travail à caractère théorique et numérique étudie les comportements des différents types des fondations d'éolienne on-shore, en particulier les semelles superficielles et les mono pieux, par la modélisation des ces fondations sous les charges statiques horizontales et verticales dans un sol sableux, a partir d'un modèle de comportement du sol Morh coulomb. Les modèles de références qui sont pris comme base de départ sont des modèles de fondations (semelle superficielle , monopieu) calculées et adoptés selon les charges prévenant d'une éolienne terrestres de 35m de hauteur choisie comme exemple d'étude.

Pour la modélisation numérique des ces modèles des fondations adoptés, on a choisi le code de calcul aux éléments finis Plaxis 2D (modèle bidimensionnel).

Cette simulation numérique nous permet de passer d'un projet réel complexe au modèle numérique à fin d'estimer le tassement admissible et les états des contraintes sous les fondations.

Concernant l'étude paramétrique on prit le modèle du monopieu comme référence. cette étude montre l'effet des paramètres de calcul et des paramètres géotechniques sur les résultats, on utilise le même m avec les mêmes données et on change chaque fois le paramètre, paramètre de calcul et paramètre géotechnique ,la comparaison est présentée sur des diagrammes pour chaque paramètre.

L'étude mis en évidence l'influence importante non seulement des paramètres géotechniques mais également des paramètres de modélisation sur les résultats de calcul .on peut donc expliquer les très différente qui peuvent être obtenus pour le même thème par plusieurs utilisateurs même d'un seul logiciel.

### **Mots-clés :**

Modélisation, monoPieu, semelle superficielle, éolienne on-shore, modèle de Morh Coulomb (M.C), PLAXIS, tassement.

## ABSTRACT

The theoretical and numerical study of the behavior of the different type of the foundations for the wins turbine on-shore, particularly the shallow foundation and the single piles with the modeling of these foundations under vertical and horizontal loading is presented herein in a sand soil. Starting from the morh coulomb soil model.

The refences models which taken like starting base it the foundations models calculated and adopted according to considerate loading from the wind turbine on-shore with the 35m height, we chose it as example of calcul in this study.

For the numerical modeling of the foundations models adopted, we chose the finite element code PLAXIS (two dimension), which allows us to pass a real complex project the numerical model, to consider the settlement acceptable and stress stat below the foundation.

Concern parametric studies we use the single pile model reference for o memory, this study shows the effect of design parameters and geotechnical parameters on the results, we use the same project with the same data every time you change the parameter, parameter calculation and geotechnical parameter. The comparison is made on charts for each parameter.

The study highlighted the important influence not only parameters but also geotechnical modeling parameters on calculation results; we can explain the very different results that can be

achieved for the same subject by several users even for one software.

### Keys words:

Modeling , single pile , shallow foundation, wind turbine on-shore , Morh Coulomb, Plaxis, settlement.

### مخص

ذالكيم ر اطيكي جي طش ي ح نزل ي ح ي ذس ط ي و يا خ م خرف ا و ا ع الاساسات لمش نوي طش ي ح (غش ع في الاض),  
خ صر ص ا الاساع ا ح اعطسي ح ا اضريك فاش ي , مه خالي ر نبي ا كذدي ذ ي الاع اع خ ذس د نقيش اس م لات الايح  
(ز م ش ي ا ذ اس م لات كيم دي ح) ز م اصن ز اذ ي م ش ز ح (دي اس م لات مطيح ت ع طش ي ح س ي ح ا ت ا خ ذ  
و م ر ج ع ن ا ر ش ي ح م س و ن ز ي ي ش ن ط ط ي ك ح ا ر ش ي ح.  
ط م ر ج ا م ش ي ح ا م ا خ ذ ج و ك ل ذ ج ك م د ض ع ر ط ي ك ذ ي ا م ن و ش , ي ي ك ل س ج ك ا ل ع ا ع ا خ ) اع اعطسي , خ اص ر ق  
ف ش دي (ذ م د س ا ع ا و ط ي ا ز ذ د خ ي ك ا ذ ا ز ع ا س م لات ا م ي ح ي ا ك ه ط ش ي ك م ش ز ح ل ط ر ي ح ر ا خ ا س ف ا ع 53  
ك ه ع ط ر الاض ذ ي ا م ش ز ح ا م ش خ و ت ا ي ن ا ع ف ي ذ ي ا ه ر ش ج.  
ف ن ي ا ي خ ص ر ن ب ي ك ل ذ ذ ي م ر ج ا ع ا خ ا م ز و س ج ع ل م ل م ي ت و ا خ ا س ي و ا م ك ي ا م ط ل ش ا ه ر ي ح ا ل و غ ي ط ي ن ا ي  
ا ل ك ي ا د (ر ي ي غ م ر ي ك ك ي ن س م م ه م ش ع ا ل ك ي ا ي و م ر ج ل م ي ذ ا م ه ا ح ذ س ذ ي ذ ا ي ط ا م ه ي , و ز ه م خ ر ف  
ا ل و ا ذ ا خ ذ ش ي ح ا ع ا ع ا خ .  
ف ي م ل ي ك ي ت ن ا ع ا ك ي ا م , ا خ ذ و ا و م ر ج ا خ ا ص و ل ف ش دي و م ر ج م ش خ ك ي ذ ي ا ن ا ع ا ح ي ه ه ي ط ش م خ ر ف ا ك ي ا م ك ي  
ط ي ر ا ي ح ذ ل ت ا ع ك م ل ي و ف ط م م ط غ ل م ش ش ع ي ف ط ا ك ي ا خ و م ف ي و م ش ج ي ش ك ي ا م ا ش ا م م ا س ر ه ي ن ا و ك ي ه  
م ه ا ك ي ا م , ك ا م ا س غ ا ب ك ا م ا د ي ن ي ح م م ا س ر ح م م ذ م ك ي ي س ع ي ل ي ح ي ك ا م .  
خ ا ل ص ح ي ا ن ا ع م ي ي د ت ض ذ ل و ي ش ي ط ف م ط ا ك ي ا م ا ي ن ي ح ي ت ا م س ر ل ذ ك ا م ط ي ا خ ج ك ي و ر ط ا ح  
ا س غ ا ب ا د و غ ط ي غ ي ش ط ل و ط ا ح ر م ط ي ح ا ر ي ي ه ا س ص ي ك ي ل ف ط ل م ش ش ع م ط ش ف ك ذ ج م ك ي م ي و ف ط  
ش و ا م .

### ايم ا خ الاع ا ي ح

ر ن ب ي ك ل ذ ذ ا خ ذ ا ص ر ف ش دي , اع ط ع ط سي , م ش ز ح ل ط ر ي ح و م ر ج ع ن ش ا ت ح ) م س و ن ( , ا ل و غ ي ط , ا ي ط .

## Introduction générale

L'accès à l'énergie est une affaire très importante dans le monde moderne, mais plus important encore c'est comment accéder à cette énergie. Aujourd'hui, on parle beaucoup de l'importance d'avoir un développement durable qui signifie que le changement global doit être progressif sans compromettre l'avenir des générations futures. Un exemple majeur du développement durable, c'est bien sûr l'industrie de l'énergie ; est un challenge important de notre société reste celui de passer de l'énergie fossile non renouvelable à celle des énergies renouvelables celle du vent par exemple. L'utilisation du vent pour produire de l'énergie est une tradition qui remonte à 3000 ans en Chine et au Japon. Des éoliennes étaient utilisées pour moulin des grains, pomper de l'eau et bien d'autres activités quotidiennes. De nos jours, les éoliennes avec des technologies très avancées sont utilisées pour produire de l'électricité. Et pour ce but il faut assurer la stabilité de ces éoliennes par une meilleure implantation de ces dernières dans le sol par l'intermédiaire des différents types de fondations, ces fondations sont choisies et adoptées selon l'importance et la puissance d'énergie produits par ces éoliennes, et selon les sites d'implantations exigés par la nature et la vitesse de la vent maximale.

Dans ce travail on prendra une éolienne de 35m de hauteur comme exemple d'étude et on évaluera les charges verticales provenant de cette éolienne et ainsi les charges ou les forces horizontales agir sur la tour d'éolienne dues aux vents, puis on suppose de mettre cette éolienne soit sur semelle superficielle ou sur un mono pieu ou sur une semelle supportée par un groupe de pieux. Puis on estime les tassements de ces fondations par des méthodes de calcul théorique pour les différents types de fondations choisies.

Depuis 1980 environ, l'utilisation de la méthode des éléments finis a connu un développement très important dans les bureaux et les centres de recherches en géotechnique. Ainsi, il est aujourd'hui courant de réaliser, pour des grands projets. L'objectif d'analyse par éléments finis c'est pour vérifier la stabilité d'un ouvrage en interactions avec son environnement, et pour contrôler les valeurs de déplacements admissibles et d'aider au dimensionnement des fondations des structures.

En pratique, les logiciels de calcul par éléments finis sont devenus des outils pour l'ingénieur, au même titre que les méthodes de calcul traditionnelles de la mécanique des sols.

L'utilisation d'un code de calcul a été rendue très facile par le développement de pré- et post processeurs conviviaux et simple d'emploi.

### Problématique :

Dans notre pays, l'Algérie, la part d'énergie renouvelable dans notre consommation nationale reste dérisoire devant celle des sources dites classiques. Ce schéma reste classique pour beaucoup de pays de notre région.

L'utilisation du vent pour produire de l'énergie est une méthode très vieille. Cette production fait appel à une technologie assez avancée basée sur le principe de base qui consiste à faire tourner les pales d'un rotor pour créer de l'électricité via un générateur.

L'implantation d'une éolienne on shore en Algérie est une opération intéressante, elle est liée par :

la nature et la vitesse de vent, et la bonne qualité de sol du terrain c.à.d. il faut voir un sol ferme pour éviter l'effet défavorable due à la vibration d'éolienne lors de son fonctionnement, et il est rarement d'avoir ces deux conditions au même temps.

Pour cela et pour obtenir une solution de ce problème on standardisant les méthodes de calcul de la fondation d'éolienne selon la nature de sol du terrain et par conséquence adopté le bon terrain d'implantation.

## **Objectifs :**

Les objectifs de ce mémoire, sont :

- ◆ Pour mieux comprendre la fonction des éoliennes
- ◆ Standardiser les méthodes de calcul de fondation pour des éoliennes on shore (terrestres).
- ◆ Afin d'estimer les tassements et les déplacements horizontales des fondations d'éolienne avec une haute précision de calcul, on recourt à la simulation numérique par un des logiciels géotechnique.
- ◆ Le dernier objectif consiste à trouver le terrain le plus convenable pour implanter une éolienne on-shore.

Finalement cette recherche comportait deux buts principaux :

- Proposer des exemples de calcul fiables soit pour la semelle superficielle ou pour le monopieu selon la nature de sol, qui puisse être supporté avec une grande sécurité d'éolienne considéré.
- Evaluer l'influence importante non seulement des paramètres géotechnique, mais également des paramètres de modélisation sur les résultats de calcul.

## **Contenu de la thèse :**

Pour atteindre l'objectif visé, le travail est divisé suivant le plan ci-dessous:

Une introduction générale sur le thème de recherche est présentée

- Le premier chapitre est consacré à la bibliographie sur les éoliennes: la définition et différents types d'énergie renouvelable, historique, et la définition des éoliennes et leurs types, aussi la structure extrême des éoliennes, et l'insertion de la liaison entre la tour et la fondation.
  
- Le deuxième chapitre présente des généralités sur les fondations soit :
  - les fondations superficielles : la définition, et les méthodes de calcul de la capacité portante et le calcul de tassement.
  - les fondations profondes : la définition, la notions de ligne de rupture et fonctionnement d'un pieu et la classification des pieux, ainsi le calcul de la capacité portante des pieux (battu, foré) sous charge axiale, et les méthodes de calcul de tassement d'un pieu isolé, ensuite et le comportement d'un pieu sous charges latérales, la méthode basée sur la théorie de Winkler, aussi la capacité portante de groupe des pieux sous charges axiales, et le tassement d'un groupe de pieux.

- Le troisième chapitre est consacré à l'analyse et le calcul théorique des Fondations des éoliennes : un aperçu sur : Analyse de la tour et de la fondation d'éolienne, et les étapes pratiques de calcul théorique des fondations superficielles, ainsi les exemples de calcul des différents types des fondations d'éolienne.
- Le quatrième chapitre c'est la simulation numérique des exemples de calcul en utilisant le logiciel Plaxis 2D, un aperçu sur la Présentation du code éléments finis PLAXIS, avec une interprétation: introduction, systèmes de coordonnées, choix de la taille du modèle, blocage, entrée des caractéristiques générales.
- Le cinquième chapitre est consacré à l'étude paramétrique : Introduction, effet des paramètres de calculs, effet des paramètres géotechniques, et une synthèse.
- Une conclusion générale avec des recommandations et une bibliographie.



## Notations et abréviations

- A : aire de la section droite de la pointe du pieu en  $[m^2]$   
Af : La surface latérale du pieu en  $[m^2]$   
Ap : Section droite de la pointe  $[m^2]$   
A(z) : l'aire de la section transversale à hauteur z  $[m^2]$   
As : la section des armatures  $[m^2]$   
Aring : C'est l'aire de tube métallique  $[m^2]$   
B : largeur de la semelle superficielle  $[m]$ .  
B : diamètre ou largeur de la fondation  $[m]$   
B : dimension du pieu ou diamètre en  $[m]$   
B' : l'aire effective de la semelle  $[m^2]$   
Bo : distance de référence, égale à 0.60 m en  $[m]$   
B : la largeur de fondation (ou le diamètre s'il est circulaire) en  $[m]$   
B' : la largeur effective en  $[m]$   
Bef : la largeur effective de la semelle en  $[m]$ .  
b(z) : la largeur de la section transversale du matériau à une hauteur z en  $[m]$ .  
bc, bq, by : les facteurs de corrections dépend de l'inclinaison de la base de fondation  
C = cohésion du sol sous la base de la fondation en unité de pression  $[KN/m^2]$   
Co : valeur de la cohésion du sol au niveau de la semelle  $[KN/m^2]$   
Cc : indice de compression [-]  
Cs : indice de gonflement [-]  
Cu : Cohésion apparente  $[KN/m^2]$   
Cf : coefficient de force de résistance de l'air [-]  
Cd : le coefficient de trainé [-]  
D : profondeur de la base de fondation par rapport au terrain naturel  
D : profondeur d'encastrement de la fondation  
D : La longueur de pieu en  $[m]$   
De(z) : diamètre extérieur pour la tour à une hauteur z en  $[m]$   
Df : profondeur d'ancrage de fondation en  $[m]$   
Dm : Le diamètre moyen de tube métallique (ring) en  $[m]$   
DAF : facteur d'amplification dynamique [-]  
de(z) : diamètre extérieur à hauteur z en  $[m]$   
dc, dq, dy : les facteurs de corrections dépend de la profondeur de fondation  
E : module de Young  $[KN/m^2]$   
Em = module pressiométrique  $[KN/m^2]$   
Ep : module de pieu (kPa)  
Eref 50 : Module sécant dans un essai triaxial  $[KN/m^2]$   
E ref oed: Module sécant dans un essai oedométrique  $[KN/m^2]$   
m : puissance (environ 0.58 pour les sables)  
Eur ref : Module en décharge  $[KN/m^2]$   
e : l'excentricité de la charge appliquée aux fondations en  $[m]$   
e : l'enfoncement correspondant au nombre de coups N, en mètre en  $[m]$   
eo : indice de vide initial du sol [-]  
F : le coefficient de sécurité [-]  
F vent : Charges dynamiques de vent  $[KN]$

$F_{hT}$  : la résultante de la charge horizontale au sommet de la tour [KN]  
 $F_{vT}$  : la charge verticale au sommet de la tour [KN]  
 $F_{hF}$  : la résultante des charges horizontales dans la fondation [KN]  
 $F_{vF}$  : la charge verticale dans la fondation [KN]  
 $F_z$  : La force verticale de la tour [KN]  
 $f$ : coefficient d'efficacité [-]  
 $f$ : vecteur forces de volume [-]  
 $f_{yd}$  : la contrainte d'écoulement d'acier [KN/m<sup>2</sup>]  
 $G_e$  : poids propre d'éolienne [KN]  
 $G$  : le module de cisaillement de sol [KN/m<sup>2</sup>]  
 $G_{max}$  : ensemble des actions permanentes défavorables  
 $G_{min}$  : ensemble des actions permanentes favorables.  
 $g$  : Accélération de la pesanteur en [m/s<sup>2</sup>]  
 $g_o$  : gradient de la cohésion  
 $g$  : accélération de la pesanteur en mil  
 $g_c, g_q, g_\gamma$  : les facteurs de corrections dépend de l'inclinaison de la surface de la terre  
 $h$  : hauteur de chute du mouton en [m]  
 $H$  : est le vecteur de la charge horizontale  
 $H_e$  : hauteur d'éolienne en [m]  
 $H'$  : La force horizontale équivalente [KN]  
 $H_b$  : la profondeur de roche en [m]  
 $H_o$  : épaisseur initiale de la couche considérée en [m]  
 $h$  : hauteur de la semelle en [m]  
 $h_c$  : est la hauteur critique en [m]  
 $h_p$  : la hauteur de fondation en [m]  
 $I_o$ :coefficient d'influence pour le tassement  
 $I(z)$  : moment d'inertie de la section transversale à une hauteur  $z$   
 $i_\gamma, i_c, i_q$  : coefficients minorateurs (inférieur à 1) tenant compte de l'inclinaison de la charge.  
 $J(z)$  : moment d'inertie polaire à une hauteur  $z$   
 $k$  = coefficient de réaction (kPa/m)  
 $K$  : coefficient, dit facteur de portance [-]  
 $K_T$  : le facteur lié à la forme du terrain [-]  
 $K_0$  : coefficient des terres au repos pour un sol normalement Consolidé [-]  
 $K^*$  : Indice de gonflement [-]  
 $K_p$  : Coefficient de butée [-]  
 $k_{NC0}$ :  $K_0$ -consolidation [-]  
 $L$ : entraxe des pieux d'une même rangée [m]  
 $M$  : moment fléchissant au dessous de la structure (la tour) [N.m]  
 $M_p$  : Pente de la ligne de l'état critique [-]  
 $M_d$  : Le moment agit sur la section de tube métallique [N.m]  
 $M_{RT}$  : la résultante des moments de flexion au sommet de la tour [N.m]  
 $M_{RF}$  : la résultante des moments de flexion dans la fondation [N.m]  
 $M_z$  : moment de torsion [N.m]  
 $m_f$ : masse de fondation [kg]  
 $m_i$  : la masse de la section  $i$  du tour. [kg]

$m$  : nombre de pieux par rangée  
 $m'$  : est la masse cumulée en [kg]  
 $N$  : nombre de coups nécessaires à l'enfoncement  
 $N_c, N_q, N_\gamma$  : les paramètres de capacité portante dépend de l'angle de frottement  
 $n$  : nombre de rangées de pieux suivant le plus petit côté.  
 $P$  : Le périmètre de la section droite du pieu [m]  
 $P$  : Masse frappée (pieu + casque + accessoire) en [kg]  
 $P_o$  : la pression horizontale des terres au repos au niveau de l'essai pénétrométrique [KN/m<sup>2</sup>].  
 $P_{ref}$  : Contraintes de références [KN/m<sup>2</sup>]  
 $Q_B$  : charges d'exploitation des structures [KN]  
 $Q_{ad}$  : Charge portante admissible du pieu en [N]  
 $Q_p$  : force de pointe sous le pieu [KN]  
 $Q_f$  : force de frottement le long de la surface latérale de pieu [KN]  
 $Q_l$  : Capacité portante ou pression limite du pieu [KPa]  
 $Q(z)$  : le premier moment à une hauteur  $z$  [N.m]  
 $q$  : la charge environnant au niveau de fondation [KN]  
 $q$  : contrainte verticale appliquée par la semelle de fondation en [kPa]  
 $q_o$  : la pression verticale des terres situées au dessus de la base de fondation [KN/m<sup>2</sup>].  
 $q_b$  : c'est la capacité portante de la semelle [KN]  
 $q_d$  : résistance dynamique à la pointe en [kPa]  
 $q_p$  : contrainte limite [KN/m<sup>2</sup>].  
 $q_f$  : Frottement latéral unitaire en [kPa]  
 $q_p$  : Capacité portante (résistance unitaire) du sol sous la pointe en [KPa]  
 $q_i$  : pression du vent à une hauteur  $z$  [KN/m].  
 $R$  : rayon de la semelle [m]  
 $R_b$  : coefficient de correction pour l'effet de portance en pointe  
 $R_f$  : Coefficient à la rupture [-]  
 $R_h$  : coefficient de correction de l'effet de profondeur  
 $R_k$  : coefficient de correction de compressibilité de pieu  
 $R_v$  = coefficient de correction pour le coefficient de Poisson  
 $S_c$  : tassement de consolidation [m]  
 $S_s$  : tassement de compression secondaire [m]  
 $S_n$  : action de la neige pour les bâtiments définie par le fascicule 61 –titre IV  
 $S_c, S_q, S_\gamma$  : les facteurs de corrections dépend de la forme de la semelle  
 $s$  : la largeur de tube [m]  
 $T$  : variation uniformes de la température.  
 $TT$  : le moment de torsion au sommet de la tour [N.m]  
 $TF$  : le moment de torsion dans la fondation [N.m]  
 $t$  : la distance entre la surface du terrain et le point d'application de la charge [m]  
 $t$  : vecteur contrainte ou forces de surface sur la partie  $\Gamma\sigma$  de la frontière  $\Gamma$  de  $\Omega$  (conditions aux limites en contraintes).  
 $U_{bas}$  : est la vitesse de référence [m/s].  
 $u$  : vecteur déplacement réel (petits déplacements).  
 $u^*$  : vecteur déplacement virtuelle.  
 $V$  : volume de la sonde au point d'inflexion de la courbe dans la zone pseudo-élastique [cm<sup>3</sup>]  
 $V$  : charge verticale provenant de la structure comporte le poids propre de fondation [KN]  
 $V$  : est le vecteur de la charge verticale [KN]  
 $V_o$  est le volume au repos de la sonde [cm<sup>3</sup>]

$W$  : action du vent [KN]  
 $W$  : la résistance de flexion pour un cylindre (la forme de tube) [KN/m<sup>2</sup>]  
 $W_{if}$  : poids propre des équipements interne [KN]  
 $Z_o$  : est la « roughness length » [-]  
 $\alpha$  : appelé coefficient rhéologique, lié à la granulométrie du sol et à son état [-].  
 $\lambda_c$  et  $\lambda_d$  : coefficients enfoncement permanent ou refus moyen en [m].  
 $\lambda^*$  : Indice de compression [-]  
 $\gamma$  : La contrainte totale (effective) sous la pointe [KN/m<sup>2</sup>]  
 $\gamma$  : poids spécifique du matériau de tour [KN/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma_1$  : poids volumique du sol sous la fondation [KN/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma_2$  : poids volumique du sol au dessus de la fondation [KN/m<sup>3</sup>]  
 $\gamma^i$  : Densité de la couche  $i$  de fondation traversée, d'épaisseur  $Z^i$  [-].  
 $\gamma_G$  : le facteur de majoration pour le poids propre  
 $\gamma_{vent}$  : le facteur de majoration pour les charges de vent sur la tour [-] .  
 $\gamma'$  : la densité effective du sol [-]  
 $\nu$  : angle de frottement interne du sol [°]  
 $\delta$  : l'angle d'inclinaison de la charge [°]  
 $\psi$  : l'angle de dilatance [°]  
 $\mu$  : coefficient de poisson fixé à 0.33 [-]  
 $\mu^*$  : Indice de fluage [-]  
 $\nu$  : la viscosité dynamique de l'air [m<sup>2</sup>/s]  
 $\xi$  : pseudo- vecteur déformation (réelle).  
 $\xi^*$  : pseudo- vecteur vitesse de déformation virtuelle.  
 $\nu_i$  : la déviation à une section  $i$  [N.m]  
 $\nu_{top}$  : la déviation à sommet de tour [N.m].  
 $\nu$  : Coefficient de poisson de sol [-]  
 $\nu_i$  : la déviation de la section  $i$  du tour sous la charge statique.  
 $\nu_{ur}$  : Coefficient de poisson en décharge recharge [-]  
 $\sigma$  tension : Résistance à la traction [KN/m<sup>2</sup>]  
 $\sigma$  : pseudo- vecteur contrainte (réel).  
 $\sigma^v$  : Contrainte des terres au dessus de la base de fondation [KN/m<sup>2</sup>].  
 $\sigma'_p$  : la pression de consolidation [KPa]  
 $\sigma'^v$  : La pression des terres situées au dessus de la profondeur de calcul de tassement [KPa]

## Abréviations

MC : modèle de Mohr-Coulomb  
HSM : Modèle de sol avec écrouissage (Hardening Soil Model)  
SSM : Modèle pour sols mous (Soft Soil Model)  
SSCM : Modèle pour sols mous avec effets du temps (Soft Soil Creep Model)

## Liste des figures

Figure 1.1 : Schéma montrant les étapes de formation du vent	4
Figure 1.2 : Schéma montrant un parc d'éoliennes on-shore	5
Figure 1.3 (a) : éolienne à axe horizontal	6
(b) : éolienne à axe vertical	6
Figure 1.4 : Schéma d'une fondation superficielle d'éolienne on-shore	7
Figure 1.5 : ferrailage et coulage de fondation superficielle d'éolienne on-shore	7
Figure 1.6 : différents fondations	
(a) : semelle superficielle supporté par des pieux	8
(b) : semelle superficielle ancré jusqu'à la roche de fond	8
(c) : semelle supporté par un mono pieu	8
Figure 1.7 : les différents types de mat (Tour) d'éolienne	8
Figure 1.8 : le détail des trois parties de mat (tour) d'éolienne	9
Figure 1.9 : les constituant d'une éolienne	10
Figure 1.10 : insertion de liaison entre le mat et la fondation	10
Figure 1.11 (a) : la liaison entre la tour et la fondation par la cage boulonnée	11
(b) : la liaison entre la tour et la fondation par le tube métallique	11
Figure 2.1 : Les différents types des fondations superficielles	13
Figure 2.2 : Courbe de tassement	14
Figure 2.3 : Equilibre des terres sous la fondation	15
Figure 2.4 : Différents cas de chargement	18
Figure 2.5 : Courbe pressiométrique	20
Figure 2.6 : Schéma de fonctionnement d'un pieu	23
Figure 2.7 : Force portante d'un pieu	24
Figure 2.8 : Pression et réaction du sol	32
Figure 2.9 : Courbe de réaction du sol	32
Figure 2.10 : Modèle basé sur la théorie de Winkler	33
Figure 2.11 : Courbe (P-y) incluant $P_{ut}$ , et $E_s$ .	33
Figure 2.12 : Frottement sol-pieu est négatif	35
Figure 2.13 : Pieu isolé sous Charges latérales	36
Figure 2.14 : Pieu incliné chargé axialement	36
Figure 2.15 : Dimensions du bloc monolithique	37
Figure 2.16 : Zone d'influence pour tassement:	
a) de groupe de pieux et b) d'un pieu isolé	39
Figure 2.17 Répartition des contraintes pour pieux flottants dans une argile homogène	41
Figure 3.1 : Les composants des forces à 3 dimensions au sommet de tour et dans les Fondations	43
Figure 3.2 : Les résultantes des forces à 2 dimensions au sommet de tour et dans les fondations)	44
Figure 3.3 : les charges assumées de la tour	45
Figure 3.4 : schéma de corps libre pour une section de tour	46
Figure 3.5 : Localisation des points critiques A et B	47
Figure 3.6: les différentes charges agissant sur la semelle	48

Figure 3.7 : la position de tube métallique sur la semelle	51
Figure 3.8 : ancrage des barres d'armature	
(a) : Section moyenne de tube (ring)	52
(b) : collet (ring) avec ancrage des armatures	52
Figure 3.9 : Répartition schématique de la charge de vent	54
Figure 3.10 : application de la résultante de la force de vent sur le mat d'éolienne	54
Figure 3.11 : schéma d'une fondation superficielle d'éolienne	55
Figure 3.12 : l'aire effective pour une fondation carrée	
(a) : le moment fléchissant parallèle aux côtes de la semelle	56
(b) : le moment fléchissant fait un angle de 45° aux côtes de la semelle	56
Figure 3.13 : l'aire effective pour une semelle circulaire	57
Figure 3.14 : les types de rupture : rupture 1 et rupture 2	59
Figure 3.15 : La géométrie principale d'une semelle	
(a) : semelle circulaire	60
(b) : droite : semelle carré	60
Figure 3.16 : différents fondations	
(a) : semelle supporté par un groupe des pieux	64
(b) : Semelle directement ancré dans la roche	64
(c) : semelle supporté par un mono pieu	64
Figure 3.17 : les couches de terrain	64
Figure 3.18 : Détermination de l'angle d'inclinaison	67
Figure 3.19 : la disposition des pieux sous la semelle	67
Figure 4.1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb	72
Figure 4.2 : Figure 4.2: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $c=0$	72
Figure 4.3 : Définition du module à 50 % de la rupture	73
Figure 4.4 : représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte- déformation	75
Figure 4.5 : Forme de surface de charge H.S.M	75
Figure 4.6 : Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol non cohérent	75
Figure 4.7 : définition du module oedométrique tangent.	76
Figure 4.8 : Définition de l'angle de dilatance	77
Figure 4.9 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique	78
Figure 4.10 : Surface de rupture pour un soft soil model SSM	79
Figure 4.11 : effet du temps sur les essais oedométriques	80
Figure 4.12 : schéma présente la géométrie de modèle (semelle superficielle)	83
Figure 4.13 : caractéristiques générales du modèle	83
Figure 4.14 : taille du maillage	83
Figure 4.15: Modèle de référence utilisée pour le calcul d'une Semelle superficielle sous charge verticale et horizontale	84
Figure 4.16 : fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de Sable lâche	85
Figure 4.17 : fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de Sable dense	85
Figure 4.18 : fenêtre de coefficient réducteur d'interaction entre sol- semelle	86
Figure 4.19 : Maillage du problème	86
Figure 4.20 : contraintes initiales	87
Figure 4.21 : Mise en place de la semelle	87
Figure 4.22 : chargement de la semelle	88
Figure 4.23 : les différentes étapes de chargement	89

Figure 4.24 : représentation du maillage déformé sous le chargement	89
Figure 4.25 : contraintes effectives principales	90
Figure 4.26 : représentation de déplacement vertical sous chargement vertical et horizontal	91
Figure 4.27: représentation de déplacement horizontal sous chargement vertical et horizontal	92
Figure 4.28 : représentation de déplacement total sous chargement vertical et horizontal	92
Figure 4.29 : contraintes verticales ( $\sigma_{yy}$ ) effectives	93
Figure 4.30 : contraintes horizontales ( $\sigma_{xx}$ ) effectives	93
Figure 4.31 : contraintes horizontales ( $\sigma_{zz}$ ) effectives	93
Figure 4.32: contraintes tangentielles ( $\sigma_{xy}$ ) relatives	94
Figure 4.33 : représentation de la zone en plasticité	94
Figure 4.34 : courbe charge-tassement de la semelle	95
Figure 4.35 : courbe charge-déplacement horizontal de la semelle	95
Figure 4.36 : courbe charge-déplacement total de la semelle	95
Figure 4.37 : schéma présente la géométrie du monopieu	96
Figure 4.38 : caractéristiques générales du modèle	97
Figure 4.39 : taille du maillage	97
Figure 4.40 : Modèle utilisée pour le calcul d'un mono pieu sous charge verticale et horizontale due à une petite éolienne	97
Figure 4.41 : Maillage du problème	98
Figure 4.42 : contraintes initiales	99
Figure 4.43 : Mise en place du pieu	99
Figure 4.44 : chargement du pieu	99
Figure 4.45 : les différentes étapes de calcul	100
Figure 4.46 : représentation du maillage déformé sous le chargement	100
Figure 4.47 : contraintes effectives principales	101
Figure 4.48 : représentation de déplacement horizontal sous chargement vertical et Horizontal	102
Figure 4.49 : représentation de déplacement vertical sous chargement vertical et horizontal	102
Figure 4.50 : représentation de déplacement total sous chargement vertical et horizontal	103
Figure 4.51 : contraintes verticales ( $\sigma_{yy}$ ) effectives	103
Figure 4.52 : contraintes horizontales ( $\sigma_{xx}$ ) effectives	104
Figure 4.53 : contraintes horizontales ( $\sigma_{zz}$ ) effectives	104
Figure 4.54 : contraintes tangentielles ( $\sigma_{xy}$ ) relatives	104
Figure 4.55 : représentation de la zone en plasticité	105
Figure 4.56 : courbe charge-tassement du pieu	105
Figure 4.57 : courbe charge-déplacement horizontal du pieu	106
Figure 4.58 : courbe charge-déplacement total du pieu	106

Figure 5.1 : Influence du maillage sur la courbe charge-tassement du pieu	108
Figure 5.2 : Influence du maillage sur le déplacement horizontal du pieu	109
Figure 5.3 : Influence de la tolérance de calcul sur la courbe charge-tassement du pieu	110
Figure 5.4 : Influence de la tolérance de calcul sur la courbe le déplacement horizontal du pieu	110
Figure 5.5 : Influence des dimensions du modèle sur la courbe charge-tassement du pieu	111
Figure 5.6 : Influence des dimensions du modèle sur le déplacement horizontal du pieu	111
Figure 5.7 : Influence de la cohésion sur la courbe charge-tassement du pieu	112
Figure 5.8 : Influence de la cohésion sur la courbe charge-déplacement horizontal du pieu	113
Figure 5.9 : Influence de l'angle de frottement sur la courbe charge-tassement du pieu	114
Figure 5.10 : Influence de l'angle de frottement sur la courbe charge-déplacement horizontal du pieu	114
Figure 5.11 : Influence de module de young E sur la courbe charge-tassement du pieu	115
Figure 5.12 : Influence de module de young E sur la courbe charge-déplacement horizontal du pieu	116
Figure 5.13 : Influence du coefficient de poisson sur la courbe charge-tassement du pieu	116
Figure 5.14 : Influence du coefficient de poisson sur la courbe charge-déplacement horizontal du pieu	117
Figure 5.15 : Influence du coefficient réducteur de l'interface sur la courbe charge-tassement du pieu	118
Figure 5.16 : Influence du coefficient réducteur de l'interface sur la courbe charge-déplacement horizontal du pieu	118

## Liste des tableaux

Tableau 2.1 : Valeurs des facteurs de capacité portante dépend de ( $\nu$ )	16
Tableau 2.2 : Valeurs des facteurs de forme de la semelle	17
Tableau 2.3 : Valeurs de $\alpha$ en fonction de $\nu$	28
Tableau 2.4 : Valeurs moyennes de $E_s$ pour pieux battus	30
Tableau 2.5 : Equations des poutres sur appuis élastiques pour l'analyse des pieux sous charges latérales	34
Tableau 2.6 : Valeurs de $C_e$ selon essais de chargement sur pieux flottant en vraie échelle	37
Tableau 2.7 : Valeurs de $C_e$ pour pieu refoulant le sol lors de la mise en place	38
Tableau 2.8 : Calcul de tassement de groupe de pieux SG selon Meyerhof (1976)	40
Tableau 3.1 : les caractéristiques de différentes couches de sol d'implantation	60
Tableau 4.1 : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement $\lambda$ et $K$	77
Tableau 4.2 : valeurs des différents paramètres du sol	84



# SOMMAIRE

Dédicace.....	i
Remerciement.....	ii
Résumé.....	iii
ABSTRACT.....	iv
ملخص .....	iv
Introduction Générale.....	v
Notations et abréviations .....	viii
Liste des figures .....	xii
Liste des tableaux .....	xv
SOMMAIRE.....	xvi

## Chapitre 01 : Généralités sur les éoliennes

1. Energie renouvelables.....	1
1.1 Définition de l'énergie renouvelable.....	1
1.2 Les différents types d'énergies renouvelables.....	1
a) Énergie solaire.....	1
• Énergie solaire thermique.....	1
• Énergie photovoltaïque.....	2
b) Énergie éolienne.....	2
c) Énergie hydraulique.....	2
d) Biomasse.....	3
e) Énergie géothermique.....	3
2. Généralités sur les éoliennes.....	3
2.1 Historique .....	3
2.2 Le vent et leur formation.....	4
Des mouvements verticaux .....	4
Des mouvements horizontaux .....	4
2.3 Définition d'éolienne.....	5
2.4 Les différents types des éoliennes .....	5
a) Le Classement selon leur situation géographique.....	5
• les éoliennes -on shore.....	5
• Les éoliennes off-shore.....	5
b) Classement selon la position de l'axe d'éolienne.....	6
• Les éoliennes à axe horizontal.....	6
• Les éoliennes à axe vertical.....	6
2.5 La structure extrême d'éolienne.....	6
2.5.1 Les fondations.....	6
a) Les fondations des éoliennes on-shore .....	6
b) Les fondations des éoliennes off-shore .....	8

2.5.2 Le mat .....	9
2.5.3 La nacelle .....	9
2.6 L'insertion de la liaison entre la tour et la fondation.....	10

## Chapitre 02 : Généralités sur les fondations

1. Introduction.....	12
2. Les fondations superficielles.....	12
2.1 Définition.....	12
2.2 Notion de capacité portante et de tassement.....	13
2.3 Calcul de la capacité portante des fondations superficielles.....	14
2.3.1 Introduction.....	14
2.3.2 Méthodes de calcul de la capacité portante.....	14
a) Méthode de calcul « C-v ».....	14
• Détermination de la contrainte de rupture $q_d$ et théorie de la capacité portante.....	17
• Influence de la forme de fondation pour le cas d'une charge verticale et concentré.....	17
• Influence de l'inclinaison et l'excentrement de la charge.....	17
• Contrainte admissible.....	18
b) Méthode du pénétromètre dynamique.....	19
• Calcul de la résistance dynamique de pointe $q_d$ .....	19
c) Méthode du pressiomètre Ménard.....	19
• Calcul de la pression limite $q_l$ .....	19
• Module de déformation pressiométrique $E_m$ .....	19
• Pression de fluage ou limite élastique $P_r$ .....	20
• Pression limite $P_l$ .....	20
• Capacité portante des fondations $q_d$ sous charge verticale centrée.....	20
2.4 Calcul des tassements des fondations superficielles.....	21
a) Définition.....	21
b) Calcul des tassements par la méthode œdométrique.....	21
c) Calcul des tassements par la méthode pressiométrique.....	22
3. Les fondations profondes (pieux).....	23
3.1 Définition.....	23
3.2 Notions de ligne de rupture et fonctionnement d'un pieu.....	23
3.3 Classification des pieux.....	24
3.4 Calcul de la capacité portante des pieux.....	24
3.4.1 Introduction.....	24
3.4.2 Méthodes de calcul de la force portante d'un pieu battu sous charge axiale.....	25
a) Définition.....	25
b) Formule des Hollandais.....	25
c) Formule de Crandall.....	25

3.4.3 Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré sous charge axiale.....	25
a) Définition.....	25
b) Formule statique.....	26
• Expression générale de la force portante $Q_l$ .....	26
• Calcul de la pression limite $q_p$ sous la pointe.....	26
- Sol pulvérulent .....	26
- Sol cohérent .....	27
• Calcul du frottement latéral $Q_f$ .....	27
- Milieu pulvérulent .....	27
- Milieu à la fois cohérent et frottant .....	28
• Charge admissible $Q_{ad}$ d'un pieu foré.....	28
c) Calcul à partir de l'essai au pénétromètre.....	29
• Calcul de la pression limite $q_p$ sous la pointe.....	29
• Calcul du frottement latéral $q_f$ .....	29
3.5 Tassement d'un pieu isolé :	
3.5.1 Introduction :	29
3.5.2 Méthodes de calcul de tassement.....	29
a) Méthode basée sur la théorie d'élasticité.....	29
b) Méthode des courbes de transfert de charges.....	30
c) Méthodes empiriques.....	31
3.6 Comportement d'un pieu sous charges latérales .....	31
3.6.1 Introduction.....	31
3.6.2 Méthode basée sur la théorie de Winkler.....	32
a) Introduction.....	32
b) Développement des courbes de réaction (P-y).....	33
3.7 Justification et dispositions constructives.....	34
a) Capacité portante ou force portante.....	34
b) Dimensions – inclinaison.....	35
3.8 Capacité portante de groupe des pieux sous charges axiales.....	36
3.8.1 Comportement d'un groupe de pieux.....	36
3.8.2 Coefficient d'efficacité et capacité portante basée sur $C_e$ .....	36
3.8.3 Groupe de pieux dans les sols cohérents.....	37
3.8.4 Groupe de pieux dans les sols sans cohésion.....	38
3.9 Tassement d'un groupe de pieux.....	38
3.9.1 Méthodes de calcul de tassements.....	39
a) Méthodes empiriques pour le groupe de pieux dans le cas du sable.....	39
b) Méthode empirique de Terzaghi et Peck pour les argiles.....	40

## Chapitre 03 : Analyse et Calcul théorique Des Fondations des éoliennes

1. Conception et Analyse des charges reviennent aux fondations d'éoliennes.....	42
1.1 Conception et aspect général	
a) État limite ultime (ELU).....	42
b) État limite de service (ELS).....	42
1.2 Combinaisons d'actions .....	43
a) Etats –limites ultimes (E.L.U).....	43
b) Etats –limites de service (E.L.S).....	43

2. Analyse des charges dans la tour d'éolienne et les charges dans la fondation .....	43
2.1 Les charges obtenues à partir des documents des charges structurels concernant les éoliennes .....	43
2.2 Le vent, le poids propre, équipements internes.....	44
2.3 Analyse de tour d'éolienne .....	45
a) Les forces internes.....	45
b) La déviation .....	46
c) Les contraintes dans la section transversale .....	47
d) Composantes des contraintes.....	47
e) Les contraintes principales .....	48
2.4. Analyse des fondations.....	48
a) la charge verticale totale .....	49
b) La pression maximale de sol.....	49
• Modèle de Navier.....	49
• Modèle de Meyerhof.....	49
c) La rigidité de fondation .....	49
d) Le renversement de fondation.....	50
2.5 Analyse de fréquence de la tour .....	50
3. L'ancrage de tube métallique dans la fondation d'éolienne.....	50
3.1 Dimensionnement de tube métallique.....	50
3.2 Ancrages des armatures .....	51
4. Les étapes pratiques de calcul théorique des fondations superficielles d'éolienne.....	52
4.1 Evaluation des charges agissant sur la fondation d'éolienne.....	52
a) Introduction.....	52
b) Charges de vent agissant sur la tour.....	53
c) Combinaisons.....	54
4.2 Calcul théorique des fondations superficielles .....	55
4.2.1 analyses de stabilité .....	55
4.2.2 La capacité portante géotechnique.....	55
• Détermination de l'aire effective de fondation.....	56
5. Les exemples de calcul des différents types des fondations d'éolienne.....	60
5.1 Semelle superficielle sous éolienne.....	60
• la méthode manuelle.....	60
a) Analyse de stabilité.....	61
b) capacité portante .....	61
c)Le tassement.....	62
• La méthode numérique .....	62
5.2 Les fondations profondes (les pieux) d'éolienne .....	63
5.2.1 Semelle repose sur un mono pieu.....	64
• la méthode manuelle .....	64
a) Calcul de la capacité portante du pieu.....	64
b) Évaluations de tassement de pieu .....	65
• La méthode numérique.....	65
5.2.2 Semelle repose sur un groupe des pieux.....	66
• La méthode manuelle.....	68
• La méthode numérique .....	68

## Chapitre 04 : Simulation numérique des modèles de référence

1. Présentation du code éléments finis PLAXIS.....	69
1.1 Introduction.....	69
1.2 Le logiciel Plaxis.....	69
1.3. Options par défaut et solutions approchées.....	69
2.4 Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis.....	70
2.4.1 Introduction .....	70
2.4.2 Différents modèles de comportement .....	71
1) Modèle élastique linéaire.....	71
2) Le modèle de Mohr-Coulomb (M.C).....	72
3) Modèle de sol avec écrouissage (Hardening soil Model (H.S.M)) .....	74
4) Modèle pour sols mous (Soft Soil Model (S.S.M)) .....	77
5) Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep (Model S.S.C.M)).....	79
2. Modélisation numérique.....	82
2.1 Introduction.....	82
2.2 Systèmes de coordonnées.....	82
2.3 Choix de la taille du modèle.....	82
2.4 Entrée des caractéristiques générales.....	82
2.4.1 Modèle de la semelle superficielle .....	82
2.4.1.1 données du problème .....	83
2.4.1.2 Paramètres des matériaux.....	84
2.4.1.3 Le Maillage .....	86
2.4.1.5 Conditions initiales .....	87
2.4.1.6. Les étapes de calcul.....	87
2.4.1.7 Premiers résultats .....	89
2.4.2. La modélisation numérique d'un monopieu sous une éolienne .....	
2.4.2.1 données du problème .....	96
2.4.2.2 données du problème .....	98
2.4.2.3 Paramètres des matériaux.....	98
2.4.2.4 Le Maillage .....	98
2.4.1.5 Conditions initiales .....	98
2.4.1.6 Première phase de calcul .....	99
2.4.1.7 Premiers résultats.....	100

## Chapitre 05 : Étude paramétrique

1. Introduction .....	107
2. Effet des paramètres de modélisation.....	107
2.1 Le maillage.....	108
2.2 La précision des calculs.....	109
2.3 Dimensions du modèle de référence.....	111
3. Effet des paramètres géotechniques .....	112

3.1 Effet des paramètres du sol.....	112
a) Influence de la cohésion ( $c'$ ).....	112
b) l'influence de l'angle de frottement ( $\nu'$ ).....	114
c) influence des modules ( E).....	115
d) influence du coefficient de poisson en décharge-recharge ( $\nu_{ur}$ )... ..	116
3.2 Effet de l'interface.....	118
4. Synthèse.....	119
Conclusion générale.....	120
Recommandations.....	120
Références Bibliographiques.....	121

## Chapitre 01 :

# Généralités sur les éoliennes

## 1 Energie renouvelables

### 1.1 Définition de l'énergie renouvelable

Les énergies renouvelables sont des formes d'énergies dont la consommation ne diminue pas la ressource à l'échelle humaine. L'expression énergie renouvelable est la forme courte et usuelle des expressions « sources d'énergie renouvelables » ou « énergies d'origine renouvelable » qui sont plus correctes d'un point de vue physique [26].

### 1.2 Les différents types d'énergies renouvelables

#### a) Énergie solaire

Le Soleil émet un rayonnement électromagnétique dans lequel on trouve notamment les rayons cosmiques, gamma, X, la lumière visible, l'infrarouge, les micro-ondes et les ondes radios en fonction de la fréquence d'émission. Tous ces types de rayonnement électromagnétique émettent de l'énergie. Le niveau d'irradiance (le flux énergétique) arrivant à la surface de la Terre dépend de la longueur d'onde du rayonnement solaire. Deux grandes familles d'énergie solaire à cycle court se distinguent :

- l'énergie solaire thermique qui utilise la chaleur transmise par rayonnement,
- l'énergie photovoltaïque qui utilise le rayonnement lui-même.

#### • Énergie solaire thermique

Dans les conditions terrestres, le rayonnement thermique se situe entre 0,1 et 100 micromètres. Il se caractérise par l'émission d'un rayonnement au détriment de l'énergie calorifique du corps émetteur. Ainsi, un corps émettant un rayonnement thermique diminue son énergie calorifique et un corps recevant un rayonnement thermique augmente son énergie calorifique. Le Soleil émet principalement dans le rayonnement visible, entre 0,4 et 0,8 micromètres. Ainsi, en rentrant en contact avec un corps le rayonnement solaire augmente la température de ce corps. On parle ici d'énergie solaire thermique. Cette source d'énergie est connue depuis très longtemps, notamment par le fait de se positionner à un endroit ensoleillé Pour se réchauffer.

● **Énergie photovoltaïque** : L'énergie photovoltaïque se base sur l'effet photoélectrique pour créer un courant électrique continu à partir d'un rayonnement électromagnétique. Cette source de lumière peut être naturelle (soleil) ou-bien artificielle (une ampoule). L'énergie photovoltaïque est captée par des cellules photovoltaïques, un composant électronique qui produit de l'électricité lorsqu'il est exposé à la lumière. Plusieurs cellules peuvent être reliées pour former un module solaire photovoltaïque ou un panneau photovoltaïque. Une installation photovoltaïque connectée à un réseau d'électricité se compose généralement de plusieurs panneaux photovoltaïques, leur nombre pouvant varier d'une dizaine à plusieurs milliers.

## **b) Énergie éolienne**

L'activité solaire est la principale cause des phénomènes météorologiques. Ces derniers sont notamment caractérisés par des déplacements de masses d'air à l'intérieur de l'atmosphère. C'est l'énergie mécanique de ces déplacements de masses d'air qui est à la base de l'énergie éolienne. L'énergie éolienne consiste ainsi à utiliser cette énergie mécanique. L'énergie éolienne a aussi été vite exploitée à l'aide de moulins à vent équipés de pales en forme de voile, Ces moulins utilisent l'énergie mécanique pour actionner différents équipements. Aujourd'hui, ce sont les éoliennes qui prennent la place des moulins à vent. Les éoliennes transforment l'énergie mécanique en énergie électrique, soit pour l'injecter dans un réseau de distribution soit pour être utilisé sur place (site isolé de réseau de distribution). Pour résoudre le problème d'espace, elles sont de plus en plus souvent placées en mer. L'éolienne se développe également de plus en plus à l'échelle individuelle. En effet, le petit éolienne devient très rentable, les fabricants proposant des génératrices de plus en plus performantes, et de plus en plus abordable.

## **c) Énergie hydraulique**

À l'instar de l'énergie éolienne, les énergies hydrauliques (à l'exception de l'énergie marémotrice) ont leur origine principale dans les phénomènes météorologiques et donc le Soleil. Ces phénomènes prélèvent de l'eau principalement dans les océans et en libèrent une partie sur les continents à des altitudes variables. On parle du cycle de l'eau pour décrire ces mouvements. De l'eau en altitude possède une énergie potentielle de pesanteur. Cette énergie est peut être alors captée et transformée, lors du cycle de l'eau qui retourne vers les océans. Avant l'avènement de l'électricité, les moulins à eau permettent de capter cette énergie mécanique pour entraîner des machines-outils (machines à tisser, moulins à moudre le blé...). Avec l'invention de l'électricité cette énergie mécanique est transformée en énergie électrique. D'autres énergies hydrauliques existent et proviennent généralement de sources Marines :

- Énergie des vagues elle est produite par le mouvement des vagues est captée par les Pélamis, sorte de vers en métal articulés. Leur puissance correspond à celle d'une éolienne.
- Énergie marémotrice elle est produite par le mouvement de l'eau créé par les marées (variations du niveau de la mer, courants de marée),
- Énergie hydrolienne elle est produite par l'utilisation des courants sous marins,
- Énergie thermique des mers elle est produite en exploitant la différence de température entre les eaux superficielles et les eaux profondes des océans.



- Énergie osmotique elle est produite par la diffusion ionique provoquée par l'arrivée d'eau douce dans l'eau salée de la mer est source d'énergie. L'idée remonte déjà aux années 70, c'est une énergie nouvelle, elle consiste à tirer l'énergie du mélange d'eau de mer et d'eau douce. La première centrale osmotique a été ouverte à Hurum en Norvège par la société Statkraft à l'embouchure du Fjord d'Oslo au bord de la Mer du Nord. Il s'agit encore d'un prototype destiné à tester la fiabilité et améliorer le rendement mais l'ouverture de la première centrale industrielle est prévue pour 2015. Une centrale de la taille d'un terrain de football pourrait produire de l'électricité pour 30,000 ménages. D'après l'entreprise, à terme 50 % de la production électrique de l'Union Européenne pourrait être osmotique.

## **d) Biomasse**

Indirectement, il s'agit d'énergie solaire stockée sous forme organique grâce à la photosynthèse. Elle est exploitée par combustion ou métabolisation. Cette énergie est renouvelable à condition que les quantités brûlées n'excèdent pas les quantités produites ; cette condition n'est pas toujours remplie. On peut citer notamment le bois et les biocarburants. Des cyanobactéries modifiées pourraient convertir de l'énergie solaire en carburant et consommer du CO<sub>2</sub>. Cette technique et l'utilisation de ce carburant équilibreraient la production et la consommation de CO<sub>2</sub>. Par génie génétique, une entreprise a créé et améliore peu à peu cette technique.

## **e) Énergie géothermique**

Le principe consiste à extraire l'énergie géothermique contenue dans le sol pour l'utiliser sous forme de chauffage ou pour la transformer en électricité. Dans les couches profondes, la chaleur de la Terre est produite par la radioactivité naturelle des roches qui constituent la croûte terrestre : c'est l'énergie nucléaire produite par la désintégration de l'uranium, du thorium et du potassium. Par rapport à d'autres énergies renouvelables, la géothermie profonde ne dépend pas des conditions atmosphériques (soleil, pluie, vent)

## **2 Généralités sur les éoliennes**

**2.1 Historique :** Durant l'antiquité, l'Homme a cherché à apprivoiser le vent. Il y a environ 5 000 ans, les égyptiens ont été les premiers à capter cette source d'énergie. Ils s'en servaient pour déplacer des bateaux à l'aide de voiles. Pour trouver la trace des premières éoliennes dans l'histoire, il faut remonter jusqu'à 4 000 années en arrière. C'est sous le règne d'Hammourabi, roi de Babylone que sont apparus les premiers systèmes d'irrigation entraînés par le vent. Petit à petit cette énergie qui n'était utilisée qu'au Moyen-Orient et dans l'extrême orient commença à se développer vers l'Europe. Durant le Moyen-âge, les éoliennes connurent un réel essor. Elles s'appelaient "Moulin à vent" , car elles servaient à moudre le grain et à produire de l'huile. On s'en servait aussi pour pomper l'eau. Il existe alors plusieurs types de machines, Jusqu'à la révolution industrielle, le moulin à vent fut le principal moteur de l'activité économique. Au fur et à mesure des siècles, les différentes techniques ont évoluées, se sont perfectionnées et modernisées, jusqu'à ce que l'électricité rende les moulins à vent obsolètes pour un certain temps. C'est le physicien et mathématicien Lord Kelvin qui eut le premier, l'idée en 1802, d'associer une génératrice électrique à un moulin à vent.

Mais les premières Applications ont eu lieu un demi-siècle après, lorsque Zenobe Gramme inventa la dynamo. C'est en 1888, que la première éolienne reliée à un système de stockage du courant fut inventée par le chercheur Américain Charles Brush. Les éoliennes ont évolué grâce à Poul La Cour, qui découvrit en 1891 que le nombre de pales ainsi que leurs formes, ont une influence sur le rendement. Pendant la seconde Guerre mondiale, les danois améliorèrent le principe des éoliennes. C'est ainsi que F. L. Smith a créé une des premières éoliennes tripales selon ce que l'on appelle la "conception danoise". de nos jours, l'aérodynamisme des pales est étudié pour obtenir un meilleur rendement [27].

## 2.2 Le vent et leur formation:

Le vent détient de l'énergie naturelle due à sa vitesse. Cette énergie à jamais grâce aux cycles naturels de l'air sur Terre. Elle peut être transformée par un dispositif spécial c'est l'éolienne. donc il est nécessaire d'avoir comment le vent se formé ?

Dans la troposphère (partie de l'atmosphère la plus proche du sol), on distingue deux types de mouvements des masses d'air [21] :

- **Des mouvements verticaux** : Ils sont dus aux différences de densité de l'air en fonction de la température. En effet, l'air chaud est moins dense que l'air froid. C'est pourquoi, l'air chaud monte, il se crée alors des zones de basse pression au sol (c'est le cas à l'équateur voir schémas), et l'air froid descend et crée des zones de haute pression au sol (c'est le cas dans les tropiques). Il en découle alors des mouvements de masses d'air horizontaux afin d'équilibrer les différentes pressions.

- **Des mouvements horizontaux** : Ils sont la conséquence logique des déplacements verticaux. En effet, les déplacements verticaux créent des zones de basse et de haute pression au sol. Afin d'équilibrer les pressions, il se crée des mouvements d'air des zones de haute pression vers les zones de basse pression. Ce sont ces vents-là qui seront exploitables par les éoliennes. Ci-dessous schémas récapitulatifs

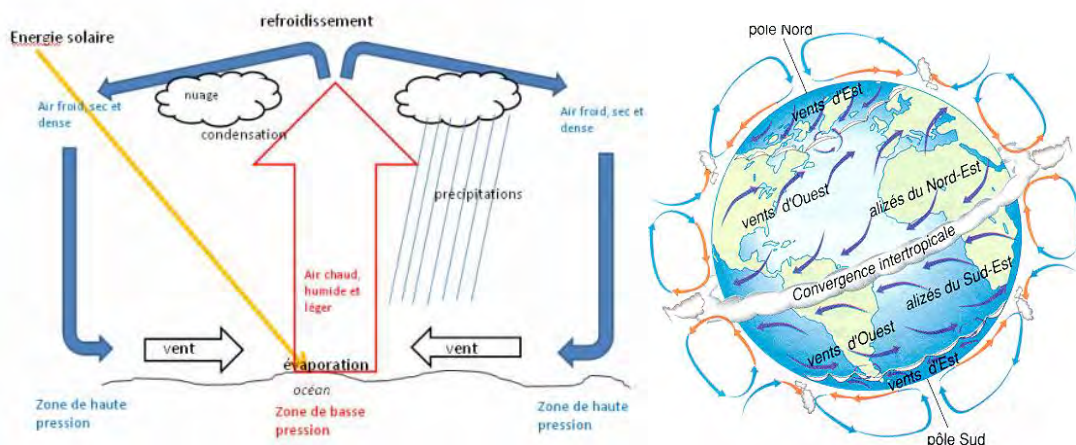


Figure 1.1 schéma montrant les étapes de formation du vent [21]

## 2.3 Définition d'éolienne

Le mot éolien vient du grec « Éole », dieu du vent, signifiant « rapide » « vif » et qui désignait dans l'antiquité grec le dieu du vent. Une éolienne est un dispositif permettant de transformer l'énergie cinétique du vent, en énergie mécanique. Cette dernière produite est facilement exploitable par la suite. En effet autrefois elle pouvait servir pour moudre le blé par exemple tandis que de nos jour elle sert le plus souvent à produire de l'énergie électrique[27].

## 2.4 Les différents types des éoliennes :

### a) Le Classement selon leur situation géographique

Il existe 2 sortes d'installations éoliennes, en fonction de leur situation géographique et de la superficie disponible [27].

- **les éoliennes -on shore** : (terme anglais signifiant sur le sol) qui sont implantées sur la terre (à l'intérieur des cotes) elles sont appelées aussi éoliennes terrestres.

Un parc éolien est un ensemble de plusieurs aérogénérateurs installés sur un site et connectés au même point de livraison au réseau d'électricité. Le parc éolien est aussi appelé "ferme éolienne"("Wind farm") ou centrale éolienne si elle est constituée de 3 à 10 machines distantes entre elles d'au moins 200 m.

Pour optimiser certains frais de construction (chemin d'accès, etc.) et surtout éviter l'éparpillement de ces édifices dans le paysage, les éoliennes sont généralement regroupées sur un même site. Ces différentes éoliennes sont généralement raccordées au réseau électrique moyen tension pour évacuer l'énergie produite. Ce raccordement au réseau de distribution, à la charge du promoteur, est systématiquement enterré. Aucune ligne électrique aérienne n'est donc créée.



Figure 1.2 schéma montré un parc d'éoliennes on-shore [27]

- **Les éoliennes off-shores** : (signifiant pas sur le sol donc sur la mer), et elles présentent des avantages au niveau des nuisances sonores (moins gênantes car elles sont éloignées des

habitations), et des vents marins (plus nombreux et plus forts que les vents continentaux); en revanche elle est beaucoup plus difficile à installer et donc beaucoup plus coûteuse. Concernant le parc d'éolienne off-shore : Il s'agit d'un parc éolien implanté en mer, à environ 10 km des côtes, à des profondeurs allant jusqu'à 25 à 30 m. Il est raccordé au réseau terrestre par un câble sous-marin.

## **b) Classement selon la position de l'axe d'éolienne :**

En fonction de la position de l'axe d'éolienne on trouve deux grandes classes d'éoliennes [27] :

- Les éoliennes à axe horizontal
- Les éoliennes à axe vertical



Figure 1.3 [21]: (a) gauche: éolienne à axe horizontal  
(b) droite: éolienne à axe vertical

## **2.5 La structure extrême des éoliennes :**

Nous traiterons dans l'ordre de construction les différentes parties d'une éolienne :

- Tout d'abord, on distingue [27]:

### **2.5.1 Les fondations :**

Selon les types des éoliennes on-shore ou éoliennes off-shore on distingue les différentes catégories des fondations suivantes :

#### **a) Les fondations des éoliennes on-shore**

Pour les éoliennes on-shore : le type et la dimension de fondation sont en fonction des

conditions géotechniques, la maximum énergie d'éolienne et le type de tour (béton ou acier) d'éolienne.

- Si le sol à une grande capacité portante les charges d'éolienne transmise au sol à l'intermédiaire des fondations superficielles (figure 1.4)

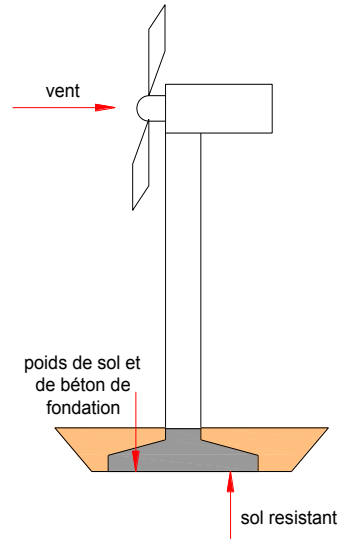


Figure 1.4 schéma d'une fondation superficielle d'éolienne on-shore [20]

- En générale Les fondations superficielles sont composées par des semelles épaisses en béton armé, leurs dimensionnements et leurs profondeurs d'ancrage dépend des hauteurs des éoliennes, et les conditions géotechniques du site d'implantation de ces éoliennes.

Les fondations superficielles sont coulées en deux étapes : (figure 1.5).

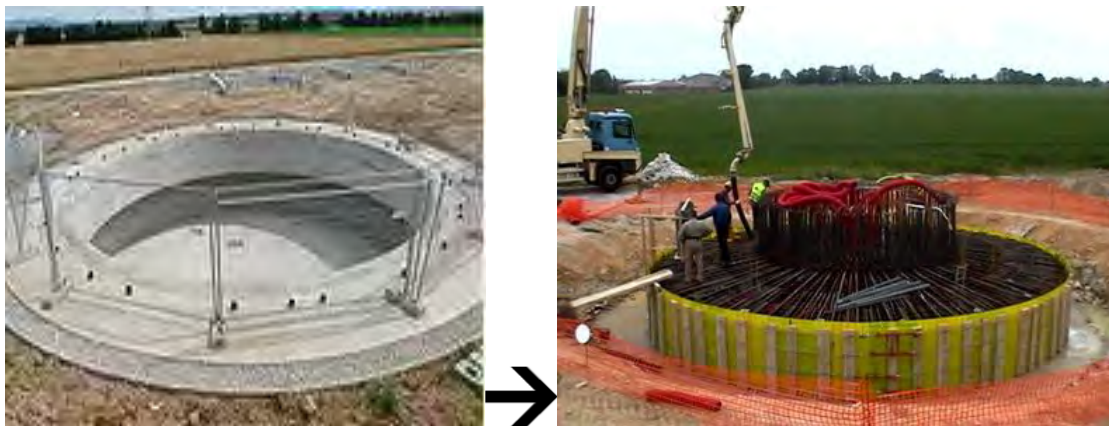


Figure1.5 ferraillage et coulage de fondation superficielle d'éolienne on-shore [18]

- Si le sol à une faible capacité portante dans ce cas on recourt à des pieux à fin d'évité la nécessité et la difficulté de renforcement de sol, la fonction principale des pieux est de supportées les semelles et puis transmises les charges aux couches rigides des sols (par exemple la roche), on distingue : semelles d'éolienne supportés par un groupe des pieux, ou des semelles supportés par un mono pieu. (figure 1.6)

- Les semelles superficielles peuvent aussi posées directement sur la roche, cette dernière qui donne une très bonne résistance à la vibration au niveau de surface. (figure 1.6 b)

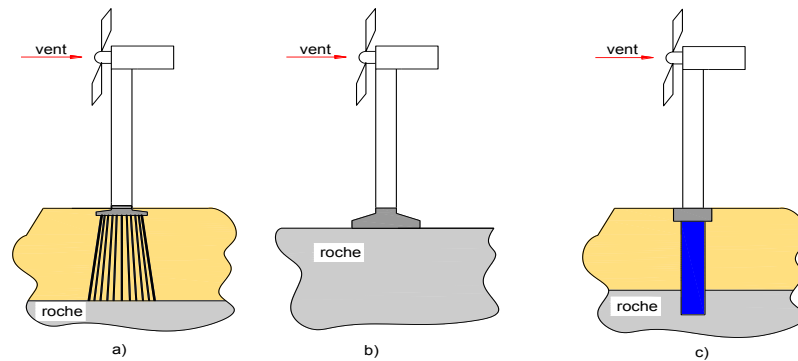


Figure 1.6 – différents fondations [20]:

- a) semelle superficielle supporté par des micropieux,
- b) Semelle superficielle reposant directement sur la roche,
- c) semelle supporté par un mono pieu,

**b) Les fondations des éoliennes off-shore :** Les fondations des éoliennes off-shore sont choisies selon la profondeur de l'eau et la charge hydrodynamique de l'eau. Pour les catégories distinguées selon la profondeur d'eau sont : les fondations à une profondeur d'eau superficielle (0-30m), les fondations à une profondeur d'eau transitoire (30m-50m), et les fondations de très grande profondeur (50 m-200 m) [18]

**2.5.2 Le mat :** Le mât composé de trois parties vient se fixer sur la partie supérieure des fondations prévues à cet effet : en général, le mât est composé de trois parties permettant un transport plus simple. Il est fixé aux fondations part des boulons, partiellement serrés, permettant ainsi une certaine extension de la structure soumise en permanence à de nombreuses forces.

Le mât sert également à protéger les immenses câbles électriques qui passent à l'intérieur, ainsi l'électricité produite est acheminée peu à peu vers le réseau principal d'EDF. Dans le mât se trouve un passage permettant l'accès des agents d'entretien à la nacelle [20].



Figure 1.7 Les différents types de Mat (Tour) d'éolienne (Mat en acier, Mat en treillis, Mat en béton-acier) [20]

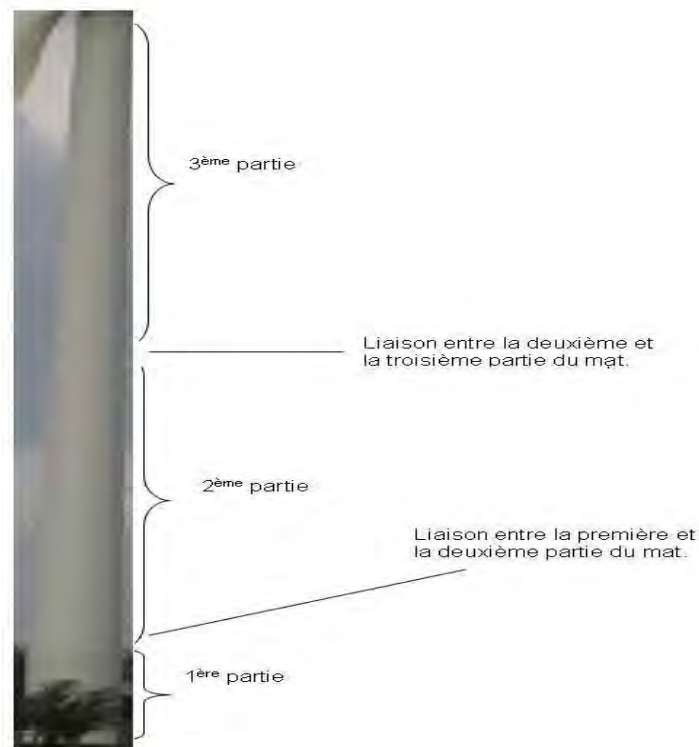


Figure 1.8 le détail des trois parties de mat (tour) d'éolienne [20]

### 2.5.3 La nacelle:

- Enfin la nacelle vient se placer sur le mât :

La nacelle contient tous les éléments mécaniques qui permettent de transformer l'énergie mécanique produite par les pales en énergie électrique : les pales, l'anémomètre et le rotor sont fixés sur la nacelle. A l'intérieur se trouve : la boîte de vitesse, la génératrice, les systèmes de contrôles, le capteur de température, Le capteur de vibration et le capteur de vitesse (une éolienne commence à tourner à partir de 20km/h, et à sa pleine puissance à 60km/h, les pales arrêtent de tourner lorsque le vent dépassé 90Km/h). les principaux éléments de la nacelle sont [13]:

- **Le rotor** : il est constitué des pales et du nez (ou moyeu), ainsi que les nombreux dispositifs de commande situés dans le nez. de nombreuses études en souffleries ont été réalisées afin de déterminer le nombre optimal de pales pour le fonctionnement de l'éolienne.

On a démontré que: moins les pales sont nombreuses, plus l'éolienne met du temps pour démarrer et inversement, de plus, lorsque l'éolienne a deux pales, les vibrations sont très fortes et rendent ainsi l'éolienne fragile. Lorsqu'elle en possède plus de trois, les pales sont perturbées par l'air déplacé par la pale précédente. Le rendement s'en trouve ainsi réduit.

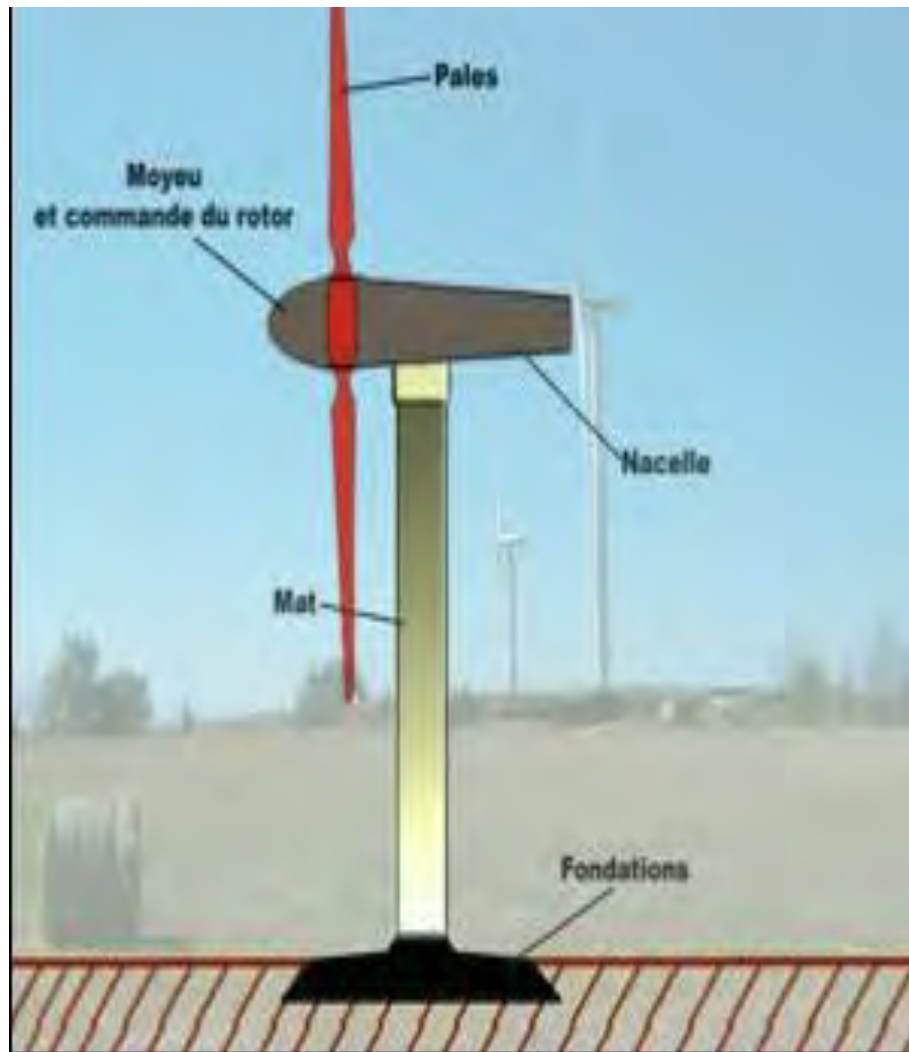


Figure 1.9 les constituent d'une éolienne [27]

## 2.6 L'insertion de la liaison entre la tour et la fondation:

La tour d'éolienne est liée avec la fondation à l'aide de plusieurs méthodes :

- soit par un tube métallique énorme (giant steel pipe) avec collet.
- soit par une cage boulonner (bolt cage) dont les divers boulons sont encastrés dans le béton de la fondation [13].



Figure 1.10 insertion de liaison entre le mat et la fondation [20]



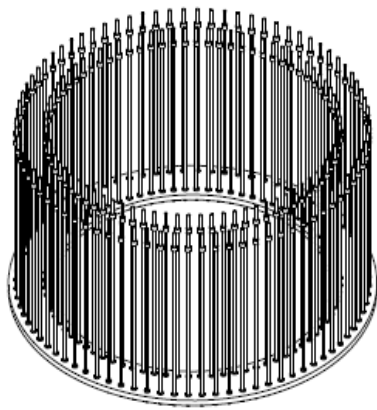


Figure 1.11:

(a) gauche: la liaison entre la tour et la fondation par la cage boulonnée [13]

(b) droite: la liaison entre la tour et la fondation par le tube métallique [13]

## Chapitre 02 :

# Généralités sur les fondations

## 1 Introduction

On appelle fondation la base des ouvrages qui se trouve en contact direct avec le terrain d'assise, et qui a pour fonction de transmettre à celui-ci, le poids de l'édifice, les surcharges normales et accidentelles appliquées sur la construction.

Ces fondations peuvent être de deux sortes, superficielles et profondes. Le choix du type de fondation va dépendre des caractéristiques du sol et de la descente des charges amenées par la superstructure. Nous resterons dans le domaine des hypothèses de la mécanique des sols en comparaison à la mécanique des roches dont la fondation repose sur des roches [24].

## 2 Les fondations superficielles

### 2.1 Définition :

Le principe d'une fondation superficielle peut être retenu si les sols sont assez homogènes et s'ils comportent des couches porteuses assez proches de la surface, sinon il faut s'orienter vers les fondations profondes.

La limite entre ces deux types de fondations est difficile à établir. Nous retiendrons les indications suivantes:

\* Si  $D/B < 4$ , nous sommes dans le cas des fondations superficielles

\* Si  $D/B \geq 10$ , la fondation est profonde

D : profondeur de la base de la fondation par rapport au terrain naturel

B : largeur ou diamètre de la fondation

Lorsque  $4 \leq D/B < 10$ , les fondations seront dites semi-profondes ; dans ce cas le comportement sera intermédiaire entre celui des fondations superficielles et celui des fondations profondes.

Parmi les fondations superficielles, on distingue: (voir Figure 2.1)

- a) Les semelles isolées, de sections carrées, ou circulaires et supportant des charges ponctuelles et sont les semelles le plus utilisées dans le cas des éoliennes terrestres.
- b) Les semelles filantes qui sont des fondations de très grande longueur par rapport à leur largeur et supportant un mur ou une paroi.
- c) Les radiers ou dallage qui sont de grandes dimensions occupant la totalité de la surface de la structure et telle que l'épaisseur H est comprise entre 0.40 et 0.80 m.

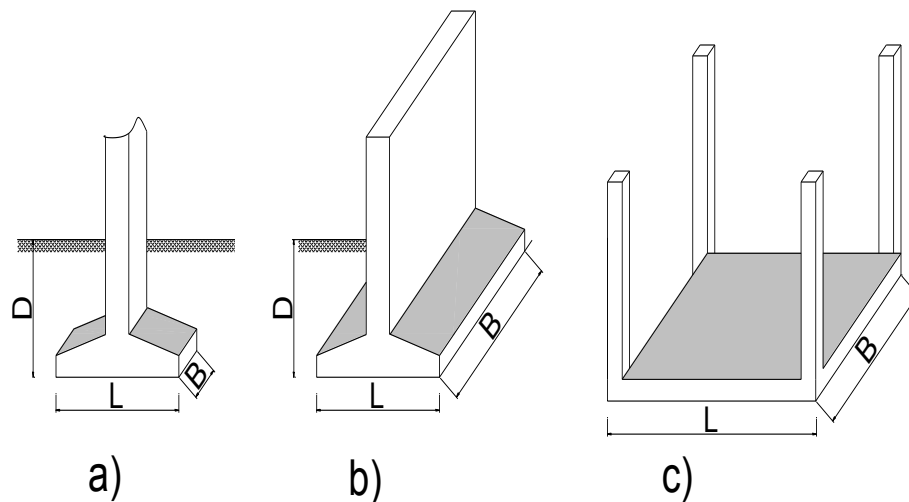


Figure 2.1 : Les différents types des fondations superficielles [24]:  
 (a) fondation isolée, (b) fondation filante, (c) fondation de type radier

## 2.2 Notion de capacité portante et de tassement

La capacité portante et le tassement constituent deux éléments importants à considérer lors du dimensionnement d'une fondation. L'ingénieur géotechnicien devra se préoccuper dans un premier temps de la capacité portante de sa fondation, c'est-à dire vérifier que les couches de sol support peuvent effectivement supporter la charge transmise. Si le résultat est concluant, il doit alors s'assurer que son tassement (déformation verticale à la surface) est dans les limites admissibles.

Les notions de capacité portante et de tassement sont illustrées par la Figure 2.2

La capacité portante d'un sol est définie comme la charge maximale par unité de surface qu'il peut supporter. Au-delà de cette charge, on observe la rupture du sol et l'apparition de surfaces de glissement dans le sol.

Le dimensionnement d'une fondation consistera, notamment, à s'assurer que l'on reste en deçà de cette charge limite que l'on minore par des coefficients de sécurité [9].

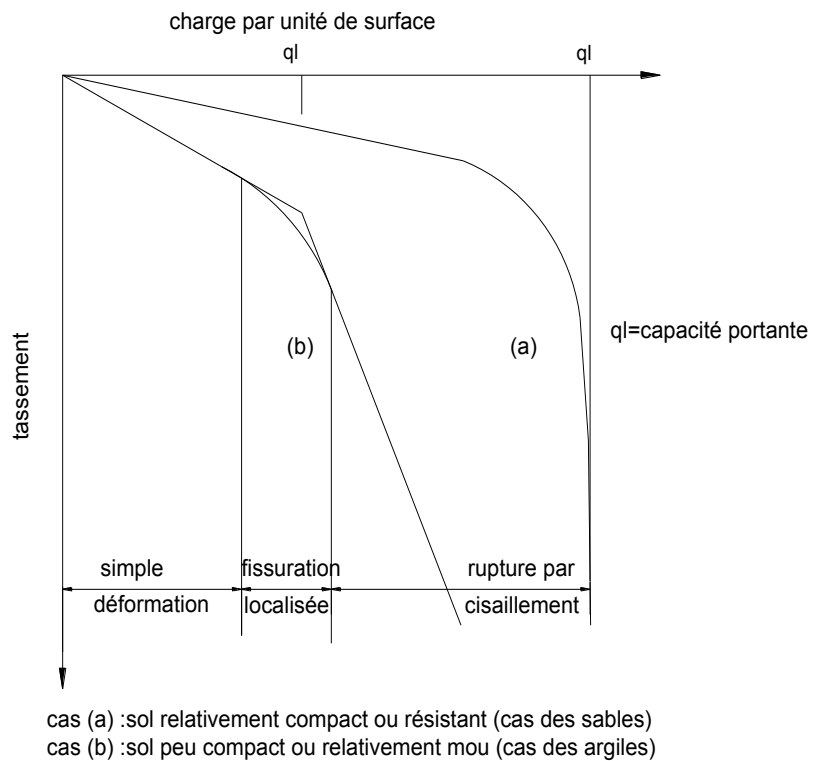


Figure 2.2 : Courbe de tassement [9]

## 2.3 Calcul de la capacité portante des fondations superficielles

### 2.3.1 Introduction

Deux méthodes sont développées dans ce qui suit: les méthodes à partir des essais de laboratoire, c'est-à-dire à partir de la cohésion et de l'angle de frottement (méthodes classiques dites «C- $\phi$ ») et les méthodes à partir des résultats des essais in-situ, c'est-à-dire à partir de la pression limite  $P_l$  du pressiomètre Ménard ou à partir de la résistance de pointe  $q_c$  du pénétromètre dynamique [9].

Mentionnons qu'on effectuera en général le calcul de portance des fondations superficielles vis-à-vis de l'état limite ultime (ELU) de résistance et l'évaluation des tassements se fera vis-à-vis de l'état limite de service (ELS).

### 2.3.2 Méthodes de calcul de la capacité portante

#### a) Méthode de calcul « C- $\phi$ »

##### • Détermination de la contrainte de rupture $q_d$ et théorie de la capacité portante

Nous allons déterminer la capacité portante par l'étude la plus simple, celui d'une semelle filante de largeur  $B$  reposant sur un massif homogène horizontal. On supposera, de plus, que la charge  $Q$  qui agit sur la fondation est verticale, constante, et s'exerce dans l'axe de la semelle. La fondation est enterrée dans le massif à une profondeur  $D$ . On exerce sur la fondation une charge verticale croissante jusqu'à une certaine valeur  $Q$  pour laquelle l'équilibre plastique apparaît dans le sol de fondation (Figure 2.3) [9].

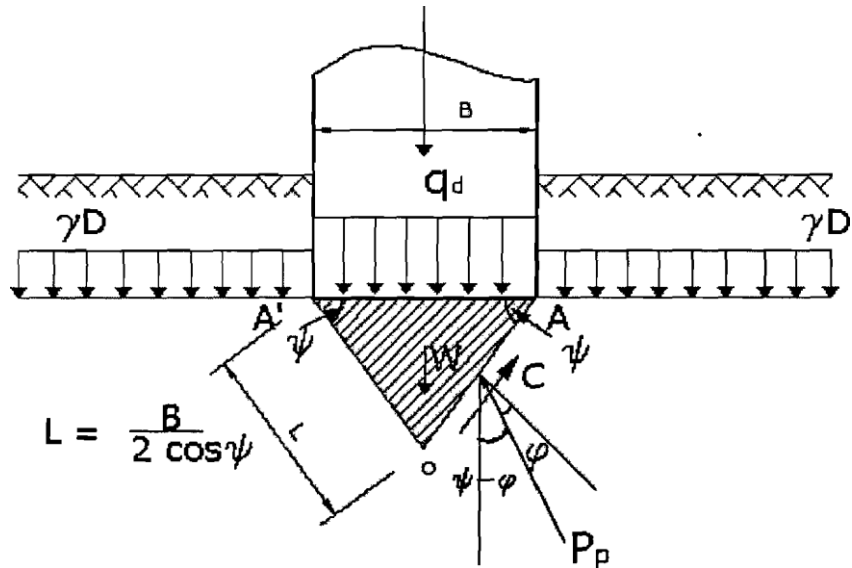


Figure 2.3 : Equilibre des terres sous la fondation [9]

On constate qu'il s'est formé, directement sous la fondation, un coin triangulaire AOA' en équilibre surabondant, solidaire de la fondation dans sa pénétration au sein du massif. Les côtés OA et OA' du coin sont orientés suivant l'angle  $\Psi$  par rapport à l'horizontal.

Ce coin refoule les terres de part et d'autre du massif et les parois OA et OA' de longueur  $l$ , agissent comme de véritables écrans de butées qui doivent équilibrer le poids du coin OAA' noté  $W$  et la charge  $Q$  transmise par la fondation.

La force de butée se décompose en une force de cohésion  $C = C \cdot l$  portée par OA et une force de frottement  $P_p$  d'obliquité  $\nu$ .

On suppose de plus que le sol situé au-dessus de l'horizontale AA' de la base de fondation (surcharge ou remblai) n'agit que comme une surcharge verticale constante, d'intensité  $\gamma d$ . L'équilibre du coin OAA' conduit à écrire l'équation suivante:

$$Q+W= 2P_p \cos (\Psi- \nu ) + 2 C l \sin \Psi \quad (2.1)$$

Où  $W$  représente le poids du coin et  $Q$  la charge de rupture de la fondation.

Après les différentes substitutions dont nous ne jugeons pas nécessaire de présenter, nous obtenons l'expression brute de la capacité portante ultime [9].

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 . B . N \gamma + \gamma_2 . D . N q + C . N c \quad (2.2)$$

$q_l$  : son donnée par la Formule de TERZAGHI

$$q_l = \frac{q}{B \times l} \quad (2.3)$$

$q_l$  : C'est la capacité portante limite (ultime) unitaire.

$D$  = profondeur de la base de fondation par rapport au terrain naturel

$B$  = largeur de la semelle

$\gamma_1$  = poids volumique du sol sous la fondation.

$\gamma_2$  = poids volumique du sol au dessus de la fondation.

On pose :

$$\sigma_v = \gamma . D = \sum \gamma_i . Z_i \quad (2.4)$$

$\sigma_v$  = contrainte des terres au dessus de la base de fondation.

Les trois coefficients  $N_\gamma$ ,  $N_q$ , et  $N_c$  ne dépendent que des angles  $\Psi$  et  $\nu$ . On les appelle les facteurs de capacité portante.

$\gamma 1. \frac{B}{2} N_\gamma$  : est le terme de surface

$\gamma 2. D . N_q$  : est le terme de profondeur

$C. N_c$  : est le terme de cohésion.

Les valeurs de ces trois facteurs de portance sont données par des différentes formules.

$C$  : cohésion du sol sous la base de la fondation en unité de pression

$\nu$ : angle de frottement interne du sol.

La valeur minimale de  $\Psi$  est donnée par :  $\Psi = \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}$  selon Caquot et Kerisel

$C$  et  $\nu$  sont des paramètres intrinsèques du sol et sont déterminés à partir de l'essai triaxial ou l'essai de cisaillement direct à la boîte. Ils dépendent de sa nature, de son degré de saturation et des conditions de drainage à court terme et à long terme.

Prandtl propose pour le calcul des facteurs de portance les formules suivantes:

$$N_q = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \text{tg} \varphi} \quad (2.5)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\text{tg} \varphi} (N_q - 1) \cot \text{tg} \varphi \quad (2.6)$$

Brinch:

$$N_\gamma = 1,8 (N_q - 1) \text{tg} \varphi \quad (2.7)$$

Meyrhof:

$$N_\gamma = (N_q - 1) \text{tg}(1,4\varphi) \quad (2.8)$$

Feda:

$$N_\gamma = 0.01 e^{\varphi/4} \quad (2.9)$$

$\nu$  : est exprimé en degré et valable pour  $25^\circ < \nu < 45^\circ$

Chen:

$$N_\gamma = 2 \left[ 1 + \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) e^{\pi \text{tg} \varphi} \right] \text{tg} \varphi. \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (2.10)$$

Eurocode:

$$N_\gamma = 2 (N_q - 1) \text{tg} \varphi \quad (2.11)$$

Valeurs :  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  selon (D.T.U) :

$\nu$	$N_c$	$N_\gamma$	$N_q$
0	5.14	0	1.00
5	6.50	0.10	1.60
10	8.40	0.50	2.50
15	11.00	1.40	4.00
20	14.80	3.50	6.40
25	20.10	8.10	10.70
30	30.00	18.10	18.40
35	46.00	41.10	33.30
40	75.30	100	64.2
45	134	254	135

(Tableau 2.1) : valeurs des facteurs de capacité portante dépend de ( $\nu$ )

**Remarque:**

- Lorsque le sol porteur est un sol cohérent saturé on doit faire un calcul à court terme en contrainte total.

Dont le sol est caractérisé par sa cohésion non drainé  $C_u$ , on prend  $C=C_u, \nu=0$

Il on résulte  $N_\gamma=0, N_q=1, N_c=5.14$

Pour une semelle filante :

$$q_l = \gamma \cdot D \cdot N_q + C_u \cdot N_c \quad (2.12)$$

- Le calcul a long terme pour le sol cohérent et le calcul pour les sols pulvérulents sont des calculs en conditions drainés avec des contraintes effectives

Donc les paramètres de résistance sont :  $C=C', \nu=\nu'$

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma' 1. B. N_\gamma + \gamma' 2. D \cdot N_q + C' \cdot N_c \quad (2.13)$$

**• Influence de la forme de fondation pour le cas d'une charge verticale et concentré:**

La relation générale et modifié par l'introduction des coefficients multiplicatifs :  $S_\gamma, S_c, S_q$  pour tenir compte de la forme de fondation

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma 1. B. S_\gamma N_\gamma + \gamma 2. D S_q \cdot N_q + C \cdot S_c \cdot N_c \quad (2.14)$$

Les coefficients de forme sont donnés par le tableau suivant selon Terzaghi:

Fondation	rectangulaire	Carré (B/L)	circulaire
$S_\gamma$	$1 - 0.2(B/L)$	0.8	0.6
$S_c$	$1 + 0.2(B/L)$	1.2	1.3
$S_q$	1	1	1

(tableau 2.2) valeurs des facteurs de forme de la semelle

**• Influence de l'inclinaison et l'excentrement de la charge:**

**- Influence de l'inclinaison:**

Lorsque la force agissant a la fondation et concentré et incliné, la perturbation lorsque la force de schéma de rupture sur la fondation se traduit par diminution de la charge limite donc la relation général sera modifié comme suit [9] :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma 1. B. i_\gamma \cdot S_\gamma N_\gamma + \gamma 2. D \cdot i_q \cdot S_q \cdot N_q + C \cdot i_c \cdot S_c \cdot N_c \quad (2.15)$$

$i_\gamma, i_c, i_q$  : coefficients minorateurs (inferieur à 1) tenant compte de l'inclinaison de la charge.

D'après Meyerhof:

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\varphi}\right)^2 \quad (2.16)$$

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{2\delta}{\pi}\right)^2 \quad (2.17)$$

$\delta$  : l'angle d'inclinaison de la charge

**- Influence de l'excentrement (e) de la charge:**

Dans le cas des charges d'excentrement parallèle à B appliquer sur une semelle filante, ce problème est résolu comme le cas d'une charge centrée mais avec une semelle de largeur fictive [9],  $B' = (B - 2 e)$ .

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma 1. B' \cdot N_\gamma + \gamma 2. D \cdot N_q + C \cdot N_c \quad (2.18)$$

$$Q \text{ totale} = q_l \times \text{Aire fictive} = q_l \times B' \quad (2.19)$$

**Remarque:**

- Pour une fondation rectangulaire ou carré :  $Q \text{ totale} = q_l \times \text{Aire fictive} = q_l \times B' \cdot L'$
- Pour une fondation circulaire :  $Q \text{ totale} = q_l \times \text{Aire fictive} = q_l \cdot \pi \cdot B'^2 / 4$

Avec :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B' \cdot S_\gamma \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D \cdot S_q \cdot N_q + C \cdot S_c \cdot N_c \quad (2.20)$$

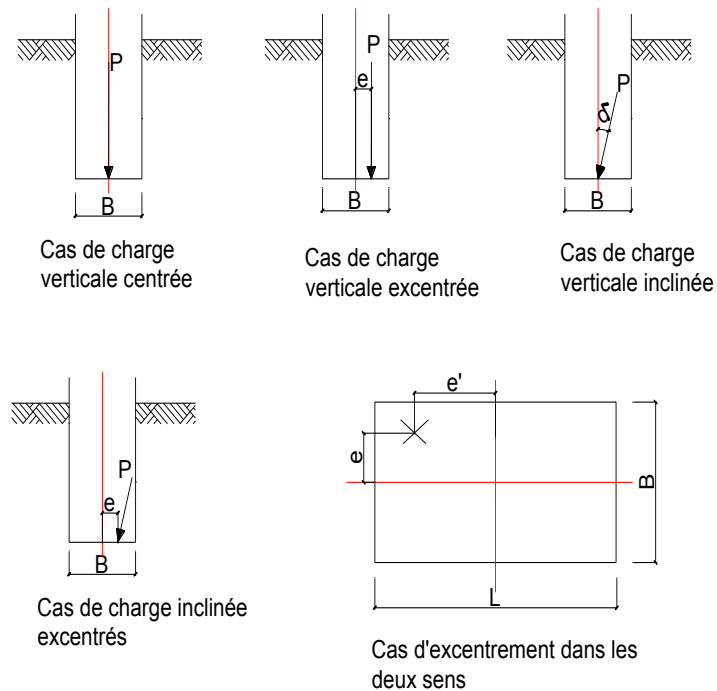


Figure 2.4 : Différents cas de chargement [16]

● **Contrainte admissible:**

Pour limiter les tassements à des valeurs admissibles, il convient d'introduire dans les formules de  $q_l$  un coefficient de sécurité noté  $F$ , et de tenir compte de l'accroissement réel de la charge appliquée au massif dans le plan de fondation

D'après le Fascicule N°62 - Titre V,  $F = 2$  à l'ELU et  $F = 3$  à l'ELS.

On définit une contrainte admissible  $q_{ad}$  qui sera comparée à la contrainte appliquée  $q$ , résultant de la descente de charge [12].

$$q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{F} [q_l - \gamma D] \quad (2.21)$$



## b) Méthode du pénétromètre dynamique

### • Calcul de la résistance dynamique de pointe $q_d$

La résistance à la pointe à la pénétration dynamique est donnée Conventionnellement par l'expression suivante connue sous le nom de «Formule des Hollandais»

$$q_d = \left( \frac{m \cdot g \cdot H}{A \cdot e} \times \frac{m}{m + m'} \right) \times N \quad (2.28)$$

où:

$q_d$  = résistance dynamique à la pointe en Pascal ( $\text{Pa} = \text{N}/\text{m}^2$ )

$m$  = masse du mouton en kilogrammes, (masse frappante)

$g$  = accélération de la pesanteur en  $\text{m}/\text{s}^2$

$H$  = la hauteur de chute libre du mouton en mètre

$A$  = l'aire de la section droite de la pointe en  $\text{m}^2$

$e$  = l'enfoncement correspondant au nombre de coups  $N$ , en mètre (en général  $e$  est constant et égal à 0.20 m)

$N$  = nombre de coups nécessaires à l'enfoncement  $e$

$m'$  = est la masse cumulée, exprimée en kilogramme, de l'enclume et de la tige-guide, si celle-ci est solidaire de l'enclume et du train de tiges (masse frappées)

Les résultats de l'essai sont représentés sur un graphique avec échelles arithmétiques donnant en fonction de la profondeur la résistance dynamique de pointe  $q_d$ .

L'essai est réalisé à plusieurs endroits et la résistance minimale est retenue pour une même profondeur.

A partir de cet instant, on peut prendre approximativement comme contrainte admissible du sol:  $q_{ad} = q_d / 20$  (2.29)

Cependant, il est plus judicieux de comparer cette valeur de  $q_{ad}$  aux valeurs des autres essais qui sont plus précis comme le pressiomètre Ménard ou le pénétromètre statique [9].

## c) Méthode du pressiomètre Ménard

### • Calcul de la pression limite $q_l$

La courbe pressiométrique comprend typiquement trois phases :

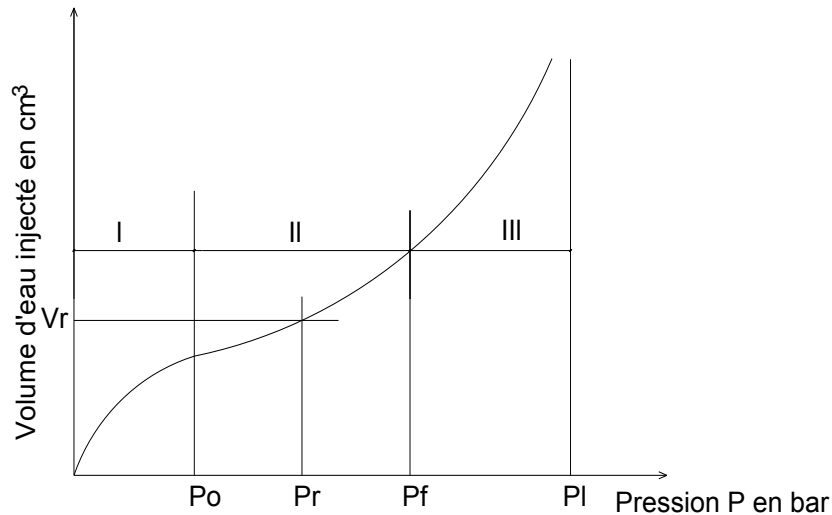
- la phase initiale qui est la phase de mise en contact de la paroi de la sonde avec le sol.

Elle est également appelée la phase de décompactions. A la fin de cette zone, la pression mesurée  $P_0$ , est égale à la pression initiale horizontale au niveau du sol.

- la deuxième phase est la phase pseudo-élastique.

- La troisième phase est la phase des grands déplacements ou phase dite plastique.

La deuxième phase est la phase la plus importante. Au cours de cette phase, le volume augmente progressivement en fonction de la pression exercée. Une relation linéaire entre la pression et le volume peut être trouvée. Dans cette partie quasi-linéaire de la courbe, on détermine le module de déformation pressiométrique  $E_m$  et la pression de fluage  $P_f$



- I : Phase de mise en contact de la paroi de sonde avec le sol
- II : Phase pseudo-élastique
- III : Phase plastique ou des grandes déformations

Figure 2.5 : Courbe pressiométrique [9]

**\* Module de déformation pressiométrique  $E_m$**

$$E_m = 2(1 + \mu) v \cdot \frac{\Delta P}{\Delta V} \quad (2.30)$$

$\mu$  = coefficient de poisson fixé à 0.33

$V$  = volume de la sonde au point d'inflexion de la courbe dans la zone pseudo - élastique.

$$V = V_0 + V_r \quad (2.31)$$

$V_0$  est le volume au repos de la sonde qui en pratique égal à 550 cm<sup>3</sup> et  $V_r$  le volume d'eau injecté au point d'inflexion de la zone pseudo -élastique (volume correspondant au milieu de cette zone)

$\frac{\Delta P}{\Delta V}$  : Pente de la partie linéaire de la courbe dans la zone pseudo-élastique.

**\*Pression de fluage ou limite élastique  $P_r$**

C'est la pression correspondant à la fin de la zone pseudo - élastique.

**\*Pression limite  $P_l$**

C'est la pression correspondant à l'abscisse de l'asymptote de la courbe pressiométrique. Par convention, la pression limite  $P_l$  est la pression qui correspondant au doublement du volume de départ de la sonde  $V_0$ . Il peut être pris égal  $V_0 + 2V_r$ .

**\* Capacité portante des fondations  $q_d$  sous charge verticale centrée**

Dans un terrain homogène Ménard calcule la capacité portante par la formule suivante:

$$q_d = q_0 + k(p_l - p_0)$$

$$\text{avec : } q_{ad} = \gamma D + \frac{1}{F} [q_d - \gamma D] = \gamma D + \frac{1}{F} [K(P_l - P_0)] \quad (2.32)$$

$$q_0 = \gamma D = \sum \gamma_i \cdot Z_i \quad (2.33)$$

$q_0$  : la pression verticale des terres situées au dessus de la base de fondation.

D = profondeur d'encastrement de la fondation

$\gamma_i$  : Densité de la couche i de fondation traversée, d'épaisseur  $Z_i$ .

$P_0$  = la pression horizontale des terres au repos au niveau de l'essai pénétrométrique. Elle correspond à la pression développée à la fin de la phase initiale 1 de l'essai.

K = est un coefficient, dit facteur de portance, qui dépend du type de terrain et de la géométrie de la fondation est compris entre la valeur minimale de 0.8 pour les semelles fondées superficiellement et la valeur 4.5 pour la pointe des pieux battus.

F = le coefficient de sécurité et pris égal à 2 à l'ELU et 3 à l'ELS.

On déduit ensuite la contrainte admissible  $q_{ad}$  qui doit être inférieure à la charge appliquée à la fondation [9].

## 2.4 Calcul des tassements des fondations superficielles

### a) Définition

Le tassement est la composante verticale du déplacement du sol en surface, sous l'effet des charges qui lui sont appliquées. Le tassement est habituellement noté S ou encore  $S_t$ .

Le tassement total ou global S peut être décomposé en trois termes liés chacun à un phénomène différent,  $S_t = S_i + S_c + S_s$

- $S_i$ , tassement immédiat ou instantané pendant l'application de la charge, sans expulsion d'eau.
- $S_c$ , tassement de consolidation mesuré après la dissipation des pressions interstitielles.
- $S_s$ , tassement de compression secondaire qui se poursuit dans le temps après la dissipation de la suppression interstitielle.

L'évaluation des tassements se fera le plus souvent vis-à-vis de l'état limite de service [15].

### b) Calcul des tassements par la méthode œdométrique

$$S_t = H_0 \frac{C_s}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1+e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \quad (2.34)$$

Remarques: Seul le second terme subsiste dans le cas d'un sol normalement consolidé ou qui n'a jamais été chargé. Pour une succession de couches à la verticale, on admet que le tassement total  $S_t$  égal à la somme des tassements calculés pour chaque couche. On décompose également le site en terrains homogènes à l'horizontal.

$H_0$  = épaisseur initiale de la couche considérée

$C_c$  = indice de compression

$C_s$  = indice de gonflement

$e_0$  = indice de vide initial du sol

$\sigma'_p$  = la pression de consolidation

$$\sigma'_v = \sum \gamma'_i \cdot Z_i \quad (2.35)$$

$\sigma'_v$  : la pression des terres situées au dessus de la profondeur de calcul de tassement ( $Z$  = épaisseur des couches situées au dessus du point de référence des contraintes).

Le point de référence des contraintes est en général le centre de la couche dont on calcule le Tassement [15].

$\Delta\sigma_v = \Delta\sigma_v(z) = Iq$ , accroissement de contrainte apporté par la semelle à la côte z repérée à partir de la base de la semelle.

$I$  = le coefficient d'influence fonction des dimensions de la semelle et de la profondeur  $z$ .

$q$  = est la pression uniforme ou contrainte appliquée par la semelle.

NB : Tous ces paramètres sont déterminés à partir des résultats de l'essai oedométrique.

Pour le cas d'une semelle isolée rectangulaire de largeur  $B$  et de longueur  $L$ ,  $\Delta\sigma_v(z)$

Peut être approchée par :

$$\Delta\sigma_v(z) = \frac{q \times B \times L}{(B+z) \times (L+z)} \quad (2.36)$$

### c) Calcul des tassements par la méthode pressiométrique

Le tassement d'une couche de sol chargée en surface par une fondation de diamètre  $\varnothing$  ou de largeur  $B$  est défini comme la somme de deux termes:

$S_t = S_d + S_c$  ( $S_d$ = tassement déviatorique et  $S_c$  = tassement volumique) égaux à:

$$S_c = \frac{\alpha}{9 \cdot E_m} (q - \gamma D) \cdot \lambda_c \cdot B \quad (2.37) \quad , \text{ le tassement volumique}$$

$$S_d = \frac{2}{9 \cdot E_m} (q - \gamma D) \cdot B_0 \cdot \left( \lambda_d \cdot \frac{B}{B_0} \right) \quad (2.38) \quad , \text{ le tassement déviatorique}$$

avec:  $E_m$  = module pressiométrique.

$q$  = contrainte verticale appliquée par la semelle de fondation en unité de pression

$B_0$  = distance de référence, égale à 0.60 m

$B$  = diamètre ou largeur de la fondation en m

$$q_0 = \gamma \cdot D = \sum \gamma_i \cdot Z_i \quad (2.33)$$

$q_0$  : contrainte verticale totale des terres avant travaux, situées au dessus de la base de fondation ou de la profondeur de calcul du tassement.

$\lambda_c$  et  $\lambda_d$  = coefficients de structure fonction de la forme et des dimensions de la fondation

$\alpha$  = appelé coefficient rhéologique, lié à la granulométrie du sol et à son état [24].

### 3. Les fondations profondes (pieux)

#### 3.1 Définition

Lorsque le terrain superficiel sur lequel repose une fondation n'est plus capable de résister aux sollicitations qui lui sont transmises, on a recours à une fondation profonde qui permet d'atteindre le substratum (le "bed rock") ou un sol plus résistant et de mobiliser le frottement latéral des couches traversées.

Ce cas se présente souvent lorsque les couches superficielles sont peu résistantes, molles et compressibles, par exemple le cas des vases, des tourbes, des argiles, et dans le cas où il serait impossible d'améliorer la portance de ces couches.

Si la fondation était exécutée directement sur ces couches compressibles, des tassements incompatibles à la stabilité de l'ouvrage se produiraient.

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 effort de pointe lorsqu'il est impossible de descente sur une couche suffisamment résistante.
- par frottement latéral seul dans le cas de pieux flottants c'est -à-dire des pieux fichés dans une couche cohérente : argile par exemple [24].

#### 3.2 Notions de ligne de rupture et fonctionnement d'un pieu

Les lignes de glissement qui règnent autour d'un pieu divisent le milieu en quatre zones (Figure 3.3).

- La zone I, limitée par la ligne de glissement EF'G' correspondant au frottement latéral le long du fût. Dans cette zone, le milieu est en équilibre de quasi-butée et les lignes de rupture se comportent comme celles des fondations superficielles.
- La zone II, limité par la ligne de glissement OCFE correspondant à l'effort de pointe. Dans cette zone, le milieu est également en équilibre de butée et les lignes de rupture se retournent sur le fût lui-même.
- Les zones III et IV sont situées au-delà des lignes de glissement. Dans ces zones, le milieu n'est pas en équilibre plastique, mais pseudo-plastique.

Les formules des fondations profondes s'appliqueront lorsque le point E, limite de la profondeur critique  $D_c$ , se trouve au-dessous du niveau du sol (Figure 2.9).

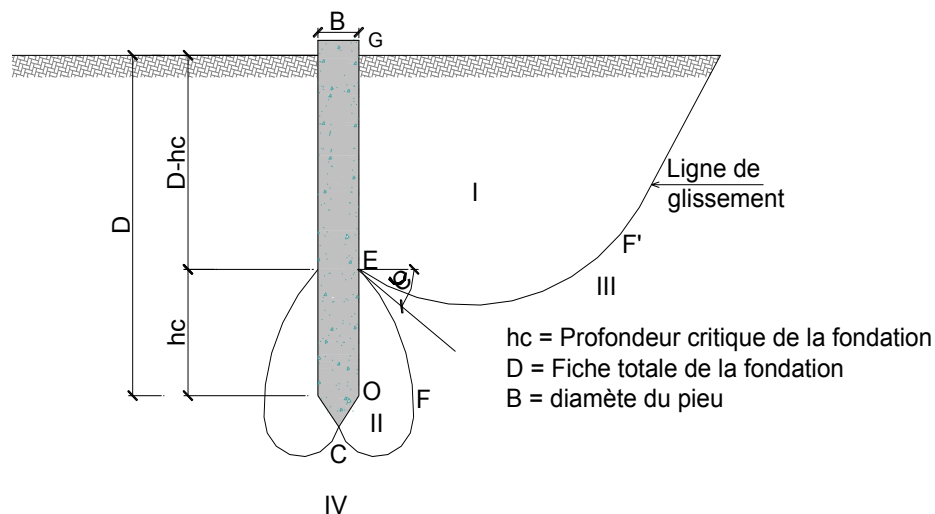


Figure 2.6 : Schéma de fonctionnement d'un pieu [9]

### 3.3 Classification des pieux

Les fondations profondes sont constituées par les puits et les pieux. La différence fondamentale entre les pieux et les puits est le diamètre qui est plus grand pour les puits, supérieur à 1m. Dans la catégorie des pieux, on distingue les micros-pieux qui ont un diamètre inférieur ou égal à 250 mm.

Mais par soucis de simplification, on désignera par le nom de pieu l'ensemble des fondations profondes.

Traditionnellement, on classe les pieux suivant:

- La nature du matériau constitutif: bois, métal ou béton.
- Le mode de fabrication et de mise en place: pieux battus et forés

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

- Pieux refoulant le sol à la mise en place
- Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place (excavation de sol) [24].

### 3.4 Calcul de la capacité portante des pieux

#### 3.4.1 Introduction

La force portante d'un pieu est définie comme la charge maximale  $Q_l$  qu'il peut supporter, au-delà de cette charge se produit la rupture du sol. La capacité portante maximale  $q_l$  sera la charge par unité de surface, encore appelée pression.

Pour le cas des fondations profondes, on sépare la résistance verticale limite  $Q_l$  supportée par le pieu en deux composantes: la résistance de pointe  $Q_p$  et la résistance au frottement  $Q_f$ .

$$Q_l = Q_p + Q_f \quad (2.39), \text{ (Figure 2.10)}$$

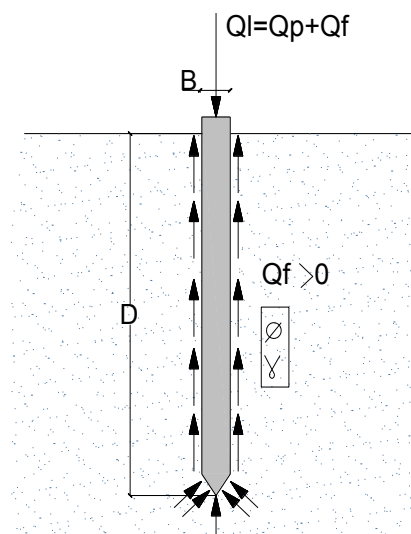


Figure 2.7 : Force portante d'un pieu [9]

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour la détermination de la force portante d'un pieu dont:

- La formule dynamique déduite du résultat de battage,
- La formule statique basée sur la théorie des fondations superficielles.
- L'interprétation des résultats des essais exécutés au pénétromètre ou au pressiomètre.
- Les interprétations des essais de mise en charge d'un ou plusieurs pieux.

Dans la suite, nous nous contenterons d'exposer les trois premières méthodes.

### 3.4.2 Méthodes de calcul de la force portante d'un pieu battu sous charge axiale

#### a) Définition

Ces pieux sont préfabriqués et fichés dans le sol par battage à l'aide d'un mouton et d'une sonnette.

Les essais de battage de pieux donnent des résultats plus fiables dans le cas d'un massif pulvérulent relativement compact et perméable. Par contre, les résultats sont trop faibles pour le cas d'un milieu cohérent peu perméable, Il est d'usage de mesurer l'enfoncement moyen du pieu, mesuré sous un certain nombre de coups en général 10 coups. On désigne par refus, l'enfoncement du pieu correspondant au dernier coup de mouton. Mais il est plus difficile à exprimer, c'est pourquoi on exprime en général un refus moyen observé au cours de la dernière volée de 10 coups de moutons. Ainsi l'obtention d'un certain refus est généralement une condition nécessaire mais non suffisante pour arrêter le battage. Il arrive, en effet, que le refus soit incertain à cause de la présence d'un obstacle [9].

#### b) Formule des Hollandais

On l'utilise de préférence pour des refus importants supérieurs à 5 millimètres.

$$Q_{ad} = \frac{1}{F} \cdot \frac{M^2 \cdot H}{e(M+P)} \cdot g \quad (2.40)$$

$Q_{ad}$  = Charge portante admissible du pieu en N

H = hauteur de chute du mouton

M = masse du mouton en kg

P = Masse frappée (pieu + casque + accessoire) en kg

e = Enfoncement permanent ou refus moyen en m.

g = Accélération de la pesanteur en m/s<sup>2</sup>

F = Coefficient de sécurité pris égal à 6 en pratique.

#### c) Formule de Crandall

On l'utilise pour des refus inférieurs à 5 millimètres.

$$Q_{ad} = \frac{1}{F} \cdot \frac{M^2 \cdot H}{\left(e + \frac{e^2}{2}\right)(M+P)} \cdot g \quad (2.41)$$

Le refus est mesuré cette formule n'est autre que celle des Hollandais pour laquelle on tient compte du raccourcissement élastique  $e_l$  du pieu exprimé en m [9].

On prend dans ce cas  $F = 4$ .

### 3.4.3 Méthodes de calcul de la capacité portante d'un pieu foré sous charge axiale

#### a) Définition

L'utilisation des pieux forés nécessite l'exécution préalable d'un forage aux moyens mécaniques (tarière, benne, etc.). Le forage qui peut être tubé est rempli de béton.

Pour la détermination de la charge portante totale  $Q_I$  du pieu, il y a lieu de distinguer ici le terme de pointe  $Q$ , qui est la force limite supportée en résistance de pointe et le terme de frottement latéral  $Q_f$  qui est le frottement des parois latérales du pieu contre le terrain.

En général le terme  $Q$ , est peu influencé par le type de pieu, ce qui n'est pas le cas pour le terme  $Q_f$  qui est fonction du matériau constitutif du sol, du pieu et de son mode de mise en place. D'ailleurs, il est le plus difficile à évaluer et on s'attache à la détermination de la force portante verticale  $Q_p$ .

Plusieurs méthodes ont été élaborées soit à la base des calculs théoriques (formule statique) ou à la base d'interprétation des résultats d'essais in-situ (pénétromètre ou pressiomètre)

Pour le calcul de la charge admissible  $Q_{ad}$ , comparer avec la charge résultante des descentes de charges, les termes  $Q_p$ , et  $Q_f$  seront minorés par des coefficients dits coefficients de sécurité [9].

## b) Formule statique

### • Expression générale de la force portante $Q_l$

Cette méthode nécessite la connaissance des caractéristiques mécaniques ( $C$  et  $\nu$ ) du sol, qui sont déterminés au laboratoire [9].

$$Q_l = Q_f + Q_p = q_f A_f + q_p A_p \quad (2.42)$$

$Q_l$  : Capacité portante ou pression limite du pieu en unité de force, soit en kN.

$q_f$  : Frottement latéral unitaire en kPa.

$A_f$  : La surface latérale du pieu en  $m^2$

$q_p$  : Capacité portante (résistance unitaire) du sol sous la pointe en kPa.

$A_p$  : Section droite de la pointe en  $m^2$

### • Calcul de la pression limite $Q_p$ sous la pointe

La méthode la plus ancienne pour déterminer la pression limite est fondée sur les formules de Terzaghi pour la capacité portante des fondations superficielles (titre déjà détaillé au dessus) Ainsi pour le cas des semelles circulaire de rayon  $r$ , ancrée à une profondeur  $D$ , l'expression de la capacité portante devient:

$$\text{Forme carré (section de pieu carré)} : q_p = 0,4 \gamma B N_q + \gamma D \cdot N_q + 1,2 C \cdot N_c \quad (2.43)$$

Comme la largeur de la section du pieu est relativement petit alors le terme  $0,4 \gamma B N_q$  devient nul.

$\sum_{i=1}^n \gamma_i D_i \cdot N_q$ : peut remplacer le terme  $\gamma D \cdot N_q$  dans le cas des plusieurs couches.

Forme circulaire (section de pieu circulaire) :

$$q_p = 0,3 \gamma B N_q + \gamma D \cdot N_q + 1,3 C \cdot N_c \quad (2.44)$$

### • Sol pulvérulent :

On a pour le sol pulvérulent  $C=0$  donc  $q_p = \gamma D \cdot N_q \quad (2.45)$

Si le sol émergé :  $q_p = \gamma' D \cdot N_q \quad (2.46)$

$\gamma$  : La contrainte totale (effective) sous la pointe

$D$  : La longueur de pieu

$N_q$  : est variable selon les auteurs

Caquot et Kerisel ont proposés pour le calcul des fondations profondes la valeur  $N_q$  donné par l'expression suivant :

$$N_q = 10^{3,04 \text{tg} \varphi} = e^{7 \text{tg} \varphi} \quad (2.47)$$

- pour les fondations superficielles :

$$N_q = \text{tg}^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) e^{\pi \text{tg} \varphi} \quad (2.48)$$

**Nota :**

la formule :  $N_q = 10^{3,04 \text{tg} \varphi} = e^{7 \text{tg} \varphi}$  est valable à condition que les lignes de rupture de sol sous la pointe se referme dans la couche d'assise, le point (c) son situe dans cette couche, se qui suppose un engagement dans cette couche donné par la relation :

$$h_c = \frac{B}{4} N(q)^{2/3} \quad (2.49)$$



$h_c$  : est dite la hauteur critique  
 $B$  : Le diamètre ou le coté du pieu

$$Nq = 10^{Ntg\varphi} \quad (2.50)$$

Avec :

$N = 3,7$  Pour le petit diamètre  $\sigma=20$  cm

$N = 2,7$  Pour le petit diamètre voisin de 32 cm

Pour les pieux des diamètres très supérieur à 32 cm on adoptera pour  $Nq$  les coefficients des fondations superficielles.

• **Sol cohérent :**

Ce fait a court terme  $v=0$ ,  $C=Cu$

$$q_p = q_0(\gamma D)Nq + C Nc \quad (2.51)$$

$Nc$  : Souvent pris égale à 9

$Nq=1$  : sol cohérent

• **Calcul du frottement latéral  $Q_f$**

C'est la résistance au cisaillement (contrainte tangentielle) qui peut être mobilisée au contact du pieu et du sol pendant leur déplacement relatif. Il est pris en compte seulement sur la hauteur  $(D - h_c)$ , le frottement latéral et comprendra l'action du sol comme un milieu à la fois frottant et cohérent.

• **Milieu pulvérulent :**

En s'enfonçant dans le sol, le pieu refoule le terrain on engendrant dans le massif une réaction du buté inclinée d'un angle  $(\delta)$  avec l'horizontal tel que :

$$q_f = \gamma Z \cdot K_p \sin \delta \quad (2.52)$$

$K_p$  : Coefficient de butée correspondant à un écran vertical, un terrain plein horizontal et une oblique  $(\delta)$ .

Selon la formule on voit que le frottement unitaire est proportionnel à la profondeur.

Si l'on désigne ces forces élémentaires tout le long de la surface du pieu, on trouve finalement :

$$Q_f = K_p \sin \delta \cdot \gamma \frac{D^2}{2} \cdot P \quad (2.53)$$

$P$  : Le périmètre de la section droite du pieu.

On peut d'ailleurs mettre en évidence le frottement unitaire moyen :

$$Q_{fm} = \frac{Q_f}{PD} = K_p \sin \delta \cdot \gamma \frac{D}{2} \quad (2.54)$$

$$\text{si: } \alpha = K_p \sin \delta \text{ donc } Q_{fm} = \alpha \cdot \gamma \frac{D}{2} \quad (2.55)$$

$\alpha$  : est donnée par des tableaux en fonction de  $(v)$ .

Dans la pratique il est conseillé d'adopter :

$\delta = (2/3) \nu$  pour les milieux peu dense  $\nu = 28^\circ - 34^\circ$ ,  $\gamma = 1,7$  à  $1,8 \text{ t/m}^3$   
 $\delta = -\nu$  pour les milieux dense  $\nu = 34^\circ - 42^\circ$ ,  $\gamma = 1,8$  à  $1,9 \text{ t/m}^3$

$\nu$ (°)	$\alpha$ pour $\delta = -\nu$	$\alpha$ pour $\delta = (2/3) \nu$
10	0.285	0.186
15	0.567	0.364
20	1.03	0.641
25	1.81	1.1
30	3.21	1.88
35	5.85	3.27
40	11.3	5.9
45	23.7	11.4

(tableau 2.3) : valeurs de  $\alpha$  en fonction de  $\nu$

• **Milieu à la fois cohérent et frottant**

Il faut dans ce cas ajouter au frottement unitaire calculé précédemment ( $\alpha \cdot \gamma \frac{D}{2}$ ) un terme de cohésion.

La composante tangentielle due à la cohésion a pour expression :

$$q_f = Kp (ctg\varphi) \sin\delta \cdot C \quad (2.56)$$

si  $\beta = Kp (ctg\varphi) \sin\delta$  donc le frottement unitaire s'écrit:  $q_f = \beta \cdot C$  (2.57)

pour  $\delta = -\nu$  on a :

$$Kp = \frac{\cos\varphi}{1-\sin\varphi} e^{2tg\varphi(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} \quad (2.58)$$

et :  $\beta = (1 + \sin\varphi) e^{2tg\varphi(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})}$  (2.59)

dans un terrain à la fois cohérent et frottant, on peut prendre en compte le long de pieu un

frottement unitaire moyen de la forme :  $Q_f = \alpha \cdot \gamma \frac{D}{2} + \beta \cdot C$  (2.60)

$\alpha, \beta$  : des coefficients dépend de  $(\nu, \delta)$ , lorsque  $\nu = 0$  cette formule simplifier radicalement puisque  $\alpha = 0, \beta = 1$

l'expérience montre que cette formule est assez optimiste et que les argiles sans frottement le coefficient ( $\beta$ ) peut être inférieur à 1.

Caquot et Kerisel proposent la relation expérimentale:  $q_f = Cu \cdot \frac{1+Cu^2}{1+7Cu^2}$  (2.61)

$Cu$  : Cohésion apparente exprimé en bars.

• **Charge admissible Qad d'un pieu foré**

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

$$Q_{ad} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2} = \frac{q_p A_p}{3} + \frac{q_f A_f}{2} \quad (2.62)$$

Selon la règle des contraintes admissibles, la charge Q appliquée à la fondation, résultant de

la descente de charge aux états limites, doit rester inférieure à la force portante admissible  $Q_{ad}$  du sol de fondation définie plus haut:  $Q \leq Q_{ad}$

### c) Calcul à partir de l'essai au pénétromètre

L'essai de résistance pénétrométrique le plus fiable pour les fondations profondes est l'essai au pénétromètre statique. L'enfoncement des tiges dans le sol se fait à vitesse constante et lente au moyen de vérins. Mais il n'est quasi pratiqué dans la sous région.

Quant à l'essai de pénétration dynamique que nous avons présenté dans le cas des fondations superficielles, il donne essentiellement des indications qualitatives sur les caractéristiques du sol. On effectue au voisinage de l'emplacement du futur pieu un ou plusieurs essais au pénétromètre [16].

#### • Calcul de la pression limite $q_p$ sous la pointe

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

L'effort total mobilisable sous la pointe est donnée par  $Q_c = A \cdot q_p$  (2.63)

avec:

$A$  : aire de la section droite de la pointe du pieu

$q_p$  : contrainte limite donnée par la relation:  $q_p = k_c \cdot q_c$ , (2.64)

où  $k_c < 1$ , les valeurs du coefficient  $k_c$  sont données par des tableaux.

#### • Calcul du frottement latéral $q_f$

Le frottement latéral le long du pieu est difficile à évaluer partir du frottement mesuré lors de l'essai pénétrométrique. C'est pourquoi on préfère relier le frottement latéral aux caractéristiques de résistance de cisaillement du sol. A partir des résultats de l'essai au

pénétromètre, on détermine :  $q_f = \frac{q_c \alpha}{\alpha}$  (2.65)

$\alpha = 100$  (sables denses)

$\alpha = 75$  (sables lâches)

$\alpha = 60$  (sols intermédiaires)

$\alpha = 50$  (argiles)

Il existe des tables plus complètes pour déterminer le coefficient " $\alpha$ ".

L'effort total mobilisable par frottement latéral est donné par la formule [8]:

$$Q_f = \sum_i^n (h_i q_i) \quad (2.66)$$

## 3.5 Tassement d'un pieu isolé :

### 3.5.1 Introduction :

Contrairement aux fondations superficielles, les tassements dans les fondations profondes sont causés par le tassement en pointe et le tassement le long du fût. Moretto (1971) a estimé le mouvement relative entre le sol et le pieu pour que la résistance le long du fût atteint la rupture à environ 0.5 pouces (12.5 mm), et environ 5 à 10 mm (MCIF, 1994). Par contre, la résistance en pointe est mobilisée pour 5 à 10‰ du diamètre du pieu (MCIF, 1994). Par conséquent, la réponse réelle charge-déplacement d'un pieu isolé est en fonction non seulement des deux résistances citées plus haut, mais aussi en fonction des conditions de sols et des méthodes d'installation. Plusieurs méthodes empiriques et théoriques ont été développées. Nous présentons quelques-unes d'entre elles plus bas [2]:

### 3.5.2 Méthodes de calcul de tassement :

#### a) Méthode basée sur la théorie d'élasticité

Poulos et Davis (1980) ont développé des relations pour l'estimation des tassements

instantanés pour les pieux isolés flottants ou porteurs en pointe [2]:

• **pour les pieux flottant :**

$$S = Q.I / Es.b \quad (2.67)$$

$$I = I_o.R_k.R_h.R_v \quad (2.68)$$

• **pour les pieux porteurs en pointe :**

$$S = Q.I / Es.b$$

$$I = I_o.R_k.R_b.R_v \quad (2.69)$$

où :

S : tassement du pieu (m); Q : chargement axial (kN); Es=module du sol (kPa);  
 Ep : module de pieu (kPa); I<sub>o</sub> : coefficient d'influence pour le tassement ; R<sub>k</sub> : coefficient de correction de compressibilité de pieu ; R<sub>h</sub> : coefficient de correction de l'effet de profondeur finie de la couche dans laquelle le pieu flotte ; R<sub>v</sub> = coefficient de correction pour le coefficient de Poisson ; R<sub>b</sub> : coefficient de correction pour l'effet de portance en pointe sur une couche plus raide ; h = profondeur de la couche du sol.

$$K = \text{rapport de compressibilité} \quad K = RA \times EP / Es \quad (2.70)$$

RA = rapport de la section du pieu à la surface limitée par la périphérie extérieure du pieu ;

$$RA = A_{\text{pieu}} / (\pi d^2/4) \quad (2.71)$$

(L/d) : rapport longueur par diamètre de la base du pieu; et v : coefficient de Poisson.

Tous les coefficients sont donnés sous forme d'abaques et ainsi les valeurs de S sont facilement calculables.

La difficulté de cette relation réside dans le choix de Es. Idéalement la détermination de Es se fait par essai de chargement ou bien à partir de corrélations existantes entre la cohésion non drainée (Cu) dans le cas des argiles, et de la densité relative (DR) dans le cas des sables (tableau 2.4) (Kezdi, 1975; Poulos et Davis, 1980; Frank, 1995).

Densité (sable)	DR	Es (MPa)
lâche	< 0.4	27.5-55
moyenne	0.4-0.6	55-70
dense	> 0.6	70-110

(Tableau 2.4) des valeurs moyennes de Es pour pieux battus (D'après Poulos et Davis ,1980)

### b) Méthode des courbes de transfert de charges

Le tassement en tête d'un pieu isolé soumis à une charge axiale peut être calculé à partir de la méthode des courbes de transfert de charges, si les lois de mobilisation du frottement (τ) et de l'effort de pointe (qp) en fonction du déplacement vertical (s) du pieu sont connues.

Les courbes de mobilisation du frottement et de l'effort de pointe sont déterminées à l'aide des résultats d'essais géotechniques in situ (SPT, CPT, PMT, etc.) et en laboratoire.

Plusieurs auteurs ont contribué au développement de cette méthode, on peut citer parmi eux [2]:

#### 1) Modèle de Coyle et Reese :

Coyle et Reese (1966) ont développé un modèle type de courbes de transfert pour les pieux tubulaires installés dans l'argile qui relie le rapport d'adhérence à la résistance au cisaillement du sol en fonction du déplacement du pieu. Ces courbes sont valables pour des pieux tubulaires dont la profondeur d'encastrement n'excède pas 100 pieds (30 m)

## 2) Modèle de Coyle et Sulaiman :

Un autre modèle a été développé mais cette fois pour les pieux installés dans les sables par Coyle et Sulaiman (1967).

## 3) Modèle de Frank et Zhao :

Le modèle de Frank et Zhao (1982) pour les courbes de mobilisation du frottement ( $\tau$ ) et de l'effort de pointe ( $q_p$ ). Il est basé sur le module pressiométrique (EM). Les résultats de quelques essais de chargement de pieux forés indiquent pour les paramètres ( $K_l$  et  $K_p$ ) les valeurs moyennes suivantes où  $b$  est le diamètre de pieu :

$$K_l = \frac{2 EM}{b} \quad K_p = \frac{11 EM}{b} \quad (\text{sols fins}) \quad (2.72)$$

$$K_l = \frac{0.8 EM}{b} \quad K_p = \frac{4.8 EM}{b} \quad (\text{sols granulaires}) \quad (2.73)$$

Ces formules sont applicables uniquement pour les charges n'excédant pas 70% de la charge de fluage.

## c) Méthodes empiriques

Ce sont des méthodes basées sur des corrélations empiriques. Parmi celles-ci, on peut citer la méthode de Meyerhof (1959) qui propose la formule suivante dans le cas des pieux battus dans le sable [2]:  $S = b_b / F_s$

où :  $b_b$  : diamètre de la base de pieu et  $F_s$  : facteur de sécurité (>3).

## Remarque

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

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

Ainsi on définit une valeur limite du tassement noté  $S_{ref}$  sous la charge de référence [9]:

• Pour les pieux forés:

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

• Pour les pieux battus:

$S_{ref} = 0.009 B$  (avec les valeurs extrêmes de 0.003 et 0.010 B)

## 3.6 Comportement d'un pieu sous charges latérales :

### 3.6.1 Introduction

Un pieu soumis à un chargement latéral en tête, résiste à ces charges soit en subissant un déplacement d'ensemble sans se déformer, soit en fléchissant, ce qui entraîne dans le sol des réactions qui vont équilibrer ce chargement (voir figure 2.8). Dans le premier cas, le pieu est dit rigide, alors que dans le cas contraire, le plus fréquent, il est dit souple.

Ainsi, le comportement d'un pieu sous chargement latéral passe par le développement d'une famille de courbe (P-y), définissant la réaction du sol (P) en fonction de la déflexion

latérale du pieu ( $y$ ) (Figure 2.9). On définit le module de réaction du sol par la pente [2]:

$$E_s = P/y \quad (2.74)$$

où :  $p$  = force répartie sur le pieu (kN/m);  $y$  = déplacement du pieu (m).

Le module de réaction du sol est donné par (Frank, 1984) :

$$E_s = k B \quad (2.75)$$

où:  $k$  = coefficient de réaction (kPa/m) donné par  $k = P/y$  ; avec  $p = P/B$  (kPa);  $B$  = largeur frontale ou diamètre du pieu.

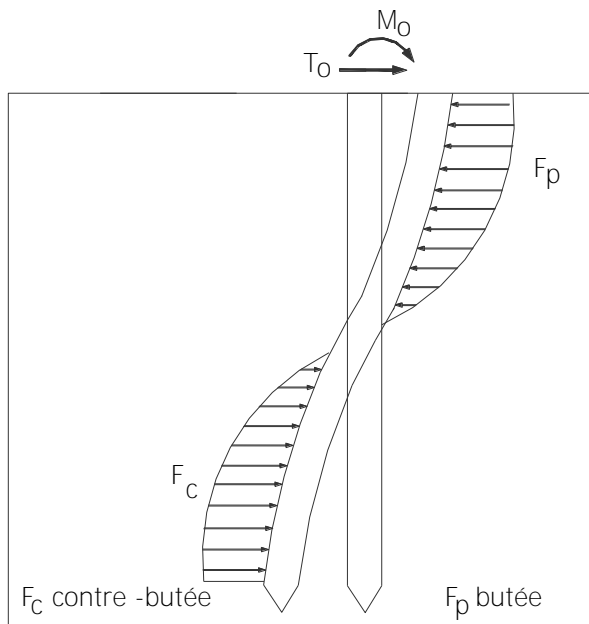


Figure 2.8 Pression et réaction du sol.  
(Tiré de Frank 1995)

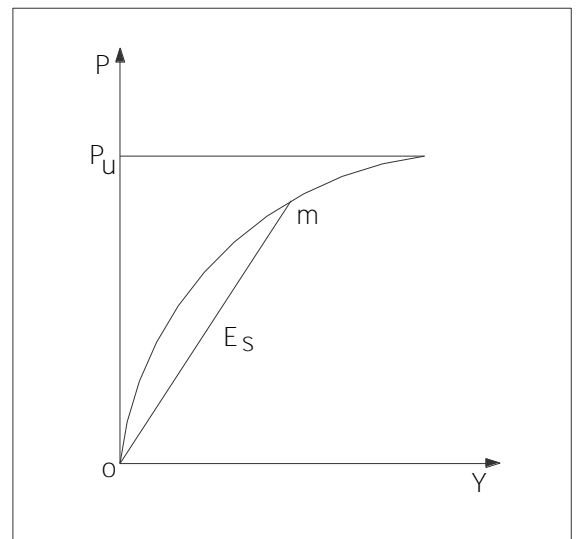


Figure 2.9 Courbe de réaction du sol.  
(Tiré de Frank 1995)

Les méthodes de calcul actuelles s'appuient sur trois principaux modèles mécaniques du sol de fondation :

- \* la théorie de l'équilibre limite (poussée butée),
- \* la théorie de l'élasticité,
- \* la théorie des déformations locales (coefficients de réaction), fondée sur les idées de winkler.

Il suffit de exposer le principe de comportement de pieu sous charge horizontale par une des ces théories [2]:

### 3.6.2 Méthode basée sur la théorie de Winkler

#### a) Introduction

La méthode de Broms (1964) est simple pour estimer la capacité latérale ultime mais ne convient pas pour évaluer les déplacements de pieux. Le recours aux ressorts élastiques pour modéliser le comportement du sol peut présenter cet avantage. La méthode des ressorts assimile le comportement d'un pieu à celui d'une poutre élastique reposant sur une série de ressorts rapprochés découplés (Figure 2.10). Cette méthode relie le comportement du sol (réaction du sol ( $P$ )) au comportement du pieu (déplacement ( $y$ )) sous un chargement avec un coefficient de proportionnalité dit le module de réaction ( $E_s$ ) [2].

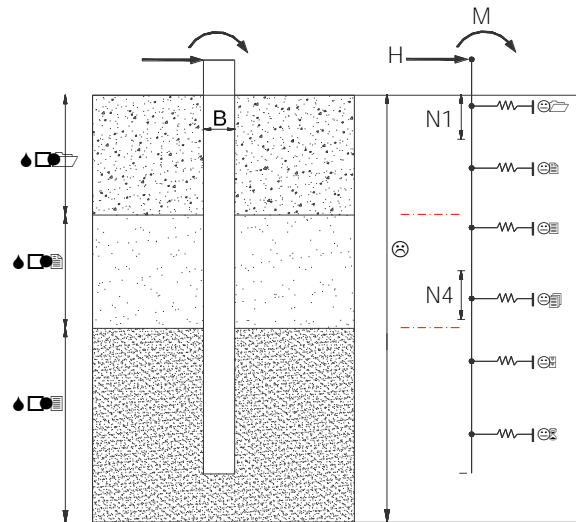


Figure 2.10 Modèle basé sur la théorie de Winkler

### b) Développement des courbes de réaction (P-y)

Le problème majeur pour calculer un pieu sous charges horizontales est la prévision des courbes de réaction (P-y) à chaque profondeur. Des courbes (P-y) ont été développées par de nombreux chercheurs avec plusieurs approches comme par exemple: essais sur modèle réduit ou en vraie grandeur ou par des équations empiriques (MCIF, 2006). Deux éléments importants caractérisent les courbes (P-y) :  $E_s$  et  $P_{ult}$ . (Figure 2.11). En général, ces courbes sont non linéaires et varient avec la profondeur. Par ailleurs, elles sont en fonction de type du sol et des caractéristiques de pieux. Même, dans un continuum élastique linéaire, parfaitement plastique, la courbe (P-y) ne se présente pas réellement comme une droite qui représente la réponse linéaire puis à un palier (limite élastique et début de la plastification autour du pieu) [2].

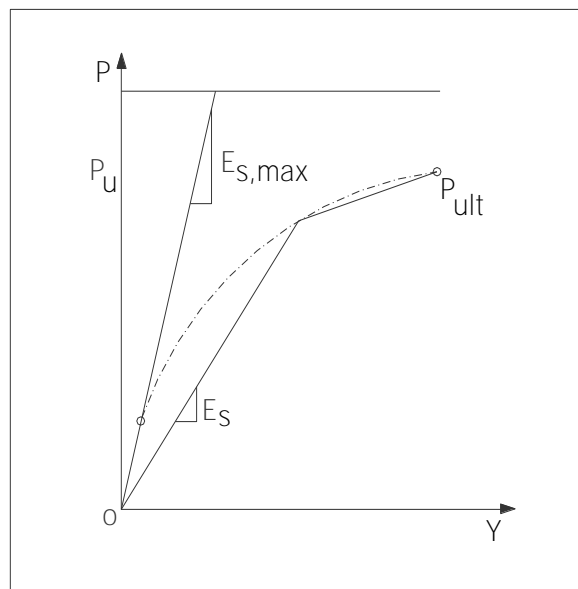


Figure 2.11 Courbe (P-y) incluant  $P_{ult}$ , et  $E_s$ .  
Adapté de Reese et al, 2006)

La résolution des équations des poutres sur des appuis élastiques (Tableau 2.5) (Timoshenko, 1955; Hetenyi, 1946) donne les efforts tranchants, les moments fléchissants, les déplacements et la réaction du sol à toutes les profondeurs dans le cas où le module de réaction ( $E_s$ ) est constant (Reese et al, 2006; Frank, 1984; 1995). Par contre, dans les cas tels que le module de réaction du sol et la rigidité ( $EI$ ) de pieux forés sont non linéaires, le pieu soumis à des poussées latérales du sol et pour les différentes conditions aux limites de pieu (tête et pointe), on doit avoir recours à des logiciels spécialisés (ex : LPILE).

Paramètre	Équation
équation différentielle de 4eme ordre	$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P \frac{d^2 y}{dx^2} + E_s \cdot y$
rotation de la section de pieu	$S_p = \frac{dy}{dx}$
moment fléchissant	$M_p = EI \frac{d^2 y}{dx^2}$
effort tranchant	$V_p = \frac{dM_p}{dx} = EI \frac{d^3 y}{dx^3}$
réaction du sol (*)	$P = -\frac{dV_p}{dx} = -EI \frac{d^4 y}{dx^4}$

Tableau 2.5 Équations des poutres sur appuis élastiques pour l'analyse des pieux sous charges latérales (Adapté de Reese et Van Impe, 2001)

**Note** :  $x$  = coordonnée (origine en tête de pieu),  $y$  = déplacement latéral de pieu,  $E_s$  = module du sol,  $P$  = charge axiale (compression) et  $EI$  = rigidité à la flexion du pieu.  
 (\*) : Le signe de la réaction du sol est contraire de signe de l'effort tranchant

### 3.7 Justification et dispositions constructives

#### a) Capacité portante ou force portante

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

- Lorsque le frottement latéral le long du pieu est positif (le pieu tasse plus que le sol et c'est le cas le plus général), le frottement latéral est dirigé vers le haut et participe à la résistance du pieu. On dit que le frottement latéral est positif et :  $Q_l = Q_p + Q_f$

- Lorsque le frottement latéral est négatif (le sol tasse plus que le pieu et surcharge le pieu au lieu de le soutenir), le frottement latéral est dirigé vers le bas et la force portante est égale à l'effort de pointe diminué du frottement latéral: on dit que le frottement latéral est négatif et  $Q_l = Q_p - Q_f$ .

On peut choisir d'annuler l'effet du frottement négatif en rendant lisse la paroi du pieu par un enduit comme le bitume (Figures 2.12) [2].



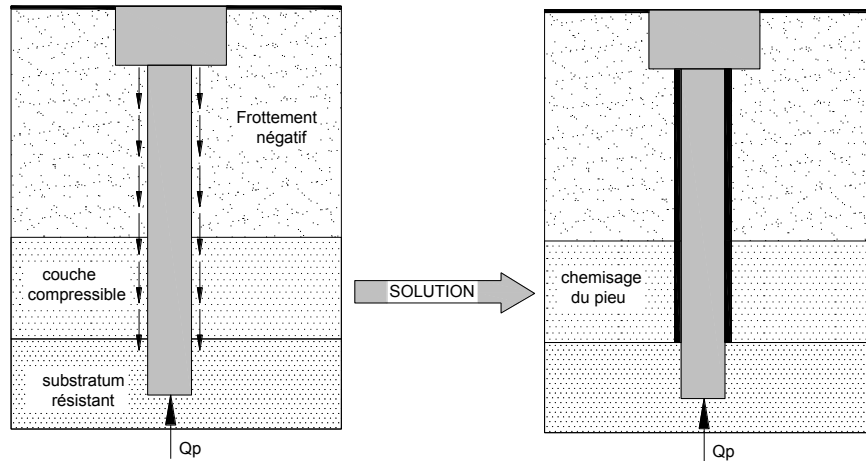


Figure 2.12 : Frottement sol-pieu est négatif [20]

## b) Dimensions - inclinaison

### • Diamètre

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

Les gros pieux forés ou puits ( $B > 1.00\text{m}$ ) sont en règle général, réservés aux grands ouvrages. Les pieux forés, non tubés sur toute leur longueur, ont une dimension transversale minimale de  $0.60\text{ m}$ .

Les petits pieux ne sont adaptés qu'aux ouvrages modestes, d'appuis modérés.

Plus particulièrement les micros-pieux ont un diamètre inférieur ou égal à  $250\text{ mm}$

Si les efforts horizontaux sont faibles les pieux de faibles diamètre ( $B \leq 0.60\text{ m}$ ) peuvent convenir, quitte à les incliner, alors que ceux de grands diamètres ont rarement besoin d'être inclinés.

Le choix du diamètre du pieu peut être conditionné par sa longueur [9].

### • Longueur

La longueur des pieux dépend:

- de l'épaisseur des couches de sols résistants devant être traversées par le pieu pour mobiliser un frottement latéral suffisant.

- de la profondeur du substratum résistant et de l'encastrement prévu dans le substratum si l'étude montre qu'il est nécessaire de l'atteindre.

Remarques: Dans le cas où le substratum n'existe pas où se trouve à grande profondeur, on cherchera à profiter au maximum de la résistance au frottement latéral. Les pieux sont alors dits flottants, car l'effort de pointe est très faible [9].

### • Inclinaison

Il arrive que les pieux soient soumis en plus de la charge verticale axiale, à des efforts horizontaux ou à un moment (cas des forces de freinage, poussées des terres...).

Lorsque le moment ou la force horizontale sont importants, le pieu doit être fortement armé.

Nous n'aborderons pas ici les calculs des pieux soumis à des charges horizontales qui se font en utilisant un module de réaction du sol en déterminant les déformations du pieu.

Néanmoins des dispositions constructives sont prises lorsque le cas se présente.

En général, on reprend les efforts horizontaux par des pieux inclinés. L'angle d'inclinaison  $\alpha$  du pieu est fixé en fonction du matériel de forage (Figures 2.13, Figures 2.14) :

- Pour des pieux battus, l'angle est limité à  $20^\circ$ .
- Pour des pieux forés de diamètre supérieur à 1.20 m, l'inclinaison est-déconseillée. Pour des pieux forés de diamètre inférieur à 0.80 m, l'inclinaison est limitée à  $12^\circ$  si le terrain est aquifère et pouvant atteindre  $18^\circ$  si le terrain est non aquifère. Des poutres ou tirants reliant les pieux en tête, servent également à reprendre les efforts de traction - compression développés par les efforts horizontaux et moments.
- Pour des pieux forés de diamètre compris entre 0.80 et 1.20 m,  $\alpha < 12^\circ$ .
- Pour des pieux forés de diamètre inférieur à 0.80 m, l'inclinaison est limitée à  $12^\circ$  si le terrain est aquifère et pouvant atteindre  $18^\circ$  si le terrain est non aquifère. Des poutres ou tirants reliant les pieux en tête, servent également à reprendre les efforts de traction - compression développés par les efforts horizontaux et moments [9].

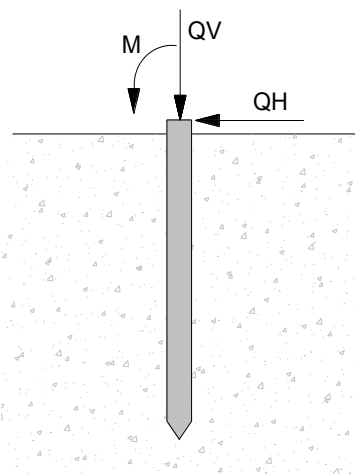


Figure 2.13 : Pieu isolé sous Charges latérales [9]

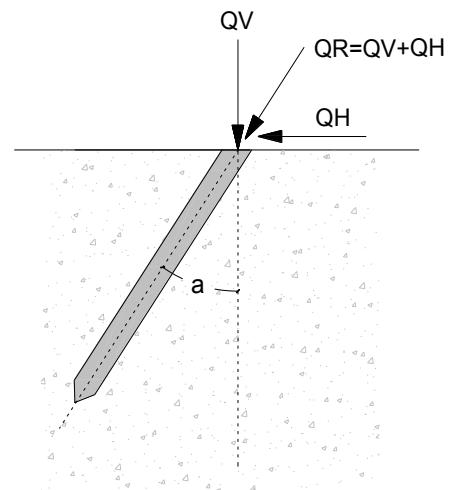


Figure 2.14 : Pieu incliné chargé axialement [9]

### 3.8 Capacité portante de groupe des pieux sous charges axiales

#### 3.8.1 Comportement d'un groupe de pieux

Dans la pratique, les pieux sont très souvent installés en groupe. Les pieux isolés sont également utilisés notamment pour des structures spéciales comme les tours de transmissions et les poteaux électriques. Le comportement d'un pieu faisant partie d'un groupe est différent de celui d'un pieu isolé. Cette différence s'explique par l'effet de l'installation et celui de l'interaction entre les pieux. En effet, le battage des pieux provoque une altération des paramètres du sol qui est différent de celui qui est produit dans le cas d'un pieu isolé. La charge appliquée sur un pieu a une influence directe sur le comportement des autres pieux en termes d'efforts et de déplacements. Cette interaction peut être évaluée à partir de méthodes théoriques, semi-empiriques, ou à partir de la méthode numérique (MEF). L'application de cette dernière doit tenir compte des lois de comportement du sol qui sont souvent mal connus et de l'état initial du sol après l'installation des pieux [2].

#### 3.8.2 Coefficient d'efficacité et capacité portante basée sur $C_e$ :

La théorie et les essais ont montré que la charge limite du groupe  $Q_G$  peut être inférieure à la somme des charges limite  $Q_a$ , pour les pieux flottants installés dans l'argile.

On peut définir le coefficient d'efficacité  $C$ , d'un groupe de  $n$  pieux comme suit :

$$C_e = \frac{QG}{n \times Q_a} \quad (2.76)$$

Le coefficient  $C_e$  permet de calculer la capacité portante de l'un des pieux du groupe. Parmi les formules de calcul de celui-ci on trouve la formule de Converse-Labarre, soit :

$$C_e = 1 - \frac{\arctan\left(\frac{b}{S_e}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} + \frac{1}{nc}\right) \quad (2.77)$$

où :  $b$  = diamètre d'un pieu;  $S_e$  = entre-axes des pieux (espacement entre deux pieux centre à centre) et  $m$  et  $nc$  = nombre de lignes et de colonnes du groupe, respectivement.

Le coefficient  $C_e$  dépend des paramètres du sol, de la taille et de la forme du groupe, de la longueur du pieu et des entre-axes (Whitaker, 1957).

### 3.8.3 Groupe de pieux dans les sols cohérents

Les règles présentées au tableau 2.6 sont plus souvent utilisées (Whitaker, 1957).

Entre axe	$C_e$	QG
$S_e = 3b$	70%	$0.7 \cdot n \cdot Q_a$
$S_e = 4b$	75%	$0.75 \cdot n \cdot Q_a$
$S_e = 5b$	85%	$0.85 \cdot n \cdot Q_a$
$S_e = 6b$	90%	$0.90 \cdot n \cdot Q_a$
$S_e = 8b$	100%	$1 \cdot n \cdot Q_a$

Tableau 2.6 Valeurs de  $C_e$  selon essais de chargement sur pieux flottant en vraie échelle

Pour des valeurs de l'entre-axes  $S_e < 3b$ , la capacité portante est calculée en assimilant le groupe de pieux à un bloc monolithique ayant pour périmètre celui du groupe et pour longueur la longueur des pieux (voir figure 2.15) (Meyerhof, 1976).

La capacité portante limite du groupe est donnée par :

$$QG = B \cdot G \times LG \times q_{pl} \times (BG + LG)L \times q_{fl} \quad (2.78)$$

$$q_{pl} = 5.14 C_u \times \left(1 + 0.2 \frac{L}{BG}\right) \left(1 + 0.2 \frac{BG}{LG}\right) \quad (2.79)$$

$$q_{fl} = C_u \quad (2.80)$$

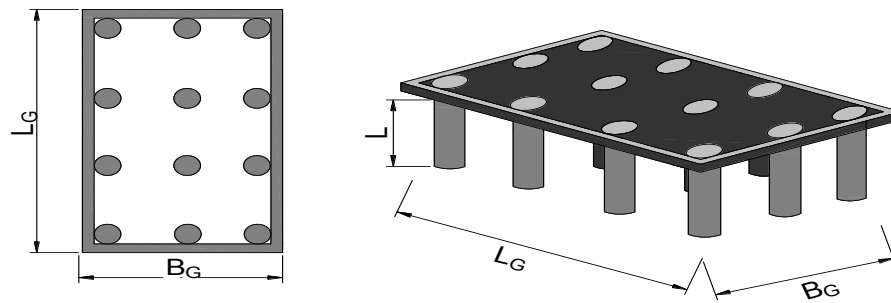


Figure 2.15 Dimensions du bloc monolithique [2]

où :  $q_{pl}$  et  $q_{fl}$  sont les résistances unitaires de pointe et le long du fût du bloc monolithique. La capacité limite à retenir pour le groupe est la plus petite valeur entre la capacité du bloc monolithique et le produit de  $n$  fois la capacité d'un pieu isolé. Cette méthode doit être néanmoins vérifiée dans le cas de pieux installés dans une couche compressible reposant elle-même sur une couche rigide [2].

### 3.8.4 Groupe de pieux dans les sols sans cohésion

Selon Vesic (1977) l'effet de groupe est considéré pour des entre-axes tels que  $3b \leq S_e \leq 7b$ . À partir de  $S_e > 7b$ , les pieux sont considérés comme isolés. Selon Vesic  $C_e = 1$  pour la capacité en pointe de groupe, ce qui implique que  $(Q_p)_G = 1 \times n \times Q_p$ . Par ailleurs, bien que la résistance limite de frottement de groupe est supérieure à la somme des résistances de frottement de pieux isolés, elle reste difficile à quantifier sauf par des essais sur le terrain. De ce fait, il est conseillé de prendre  $Q_G = 1 \times n \times Q_a$  pour la plupart des cas de sable (lâche ou dense) (Prakash et Sharma, 1990). De plus, il est recommandé de pourvoir des entre-axes supérieurs à  $2.5b$ .

Des études sur une charge centrée appliquée sur un groupe de pieux verticaux ont conduit aux résultats présentés au tableau 2.7 et qui s'appliquent essentiellement aux pieux refoulant le sol (Frank, 1995).

Groupe de pieux	Entre-axes	Densité (sable)	$C_e$	$Q_G$
petit groupe pieu court	$S_e = 2b$	Lâche	150%	$1.5 \times n \times Q_a$
	$S_e = 4b$	Lâche	100%	$1 \times n \times Q_a$
groupe important pieu long	$S_e = 2b$	Lâche	200%	$2 \times n \times Q_a$
	$S_e = 6b$	Lâche	100%	$1 \times n \times Q_a$
	$3b \leq S_e \leq 6b$	Dense	70%	$0.7 \times n \times Q_a$
	$S_e = 8b$	Dense	100%	$1 \times n \times Q_a$

Tableau 2.7 Valeurs de  $C_e$  pour pieu refoulant le sol lors de la mise en place

### 3.9 Tassement d'un groupe de pieux

Le tassement d'un groupe de pieux  $S_c$  est plus important que le tassement d'un pieu isolé  $s$  pour une même charge par pieu, compte tenu de la zone d'influence mobilisée par le groupe versus un pieu isolé. En effet, les dimensions globales d'un groupe de pieux ont une influence sur le tassement. Les pressions transmises par le groupe de pieux sont importantes et entraînent des mouvements non négligeables au niveau de la pointe des pieux [2] (Figure 2.16).

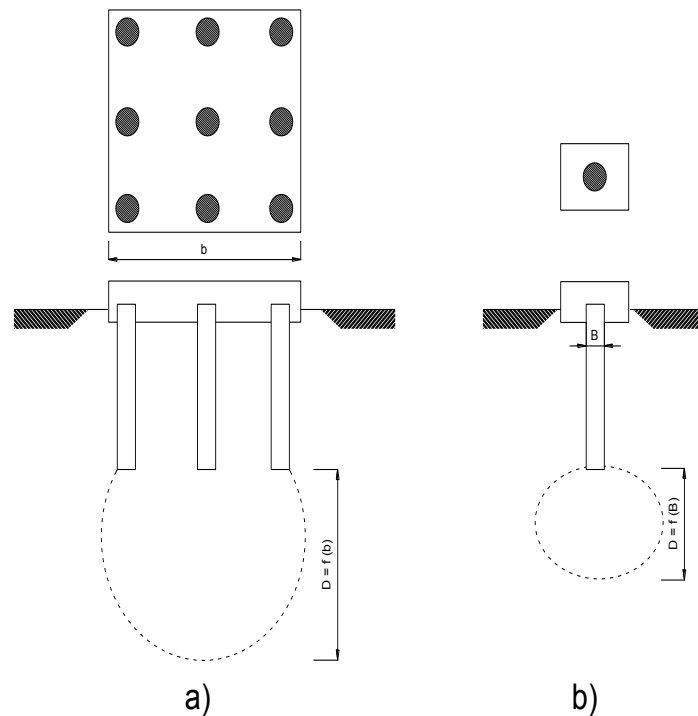


Figure 2.16 Zone d'influence pour tassement :  
a) de groupe de pieux et b) d'un pieu isolé  
(Tiré de Prakash et Sharma, 1990) [2].

### 3.9.1 Méthodes de calcul de tassements

#### a) Méthodes empiriques pour le groupe de pieux dans le cas du sable

Ces méthodes sont utilisées dans le cas d'absence des données d'essais de chargement sur le groupe de pieux. Ce sont des méthodes conservatrices [2].

##### • Méthode de Vesic

Une méthode simple de calcul est celle recommandée par (Vesic, 1977) :

$$S_G = S \times \sqrt{\frac{B}{b}} \quad (2.81)$$

où :  $B_G$  : largeur de groupe de pieux (en plan) ; et  $b$  : diamètre de pieu isolé.

##### • Méthodes de Meyerhof

Le tableau ci-dessous présente les méthodes de Meyerhof (1976) :

Tassement	fondement	Source
$S_G = 0.92 \cdot q \cdot \frac{\sqrt{B}}{N} \cdot I$ avec : $q = \frac{Q}{L \times B}$ (en KPa) (L <sub>G</sub> x B <sub>G</sub> sont les dimensions de groupe de pieux) N : indice de pénétration standard moyen corrigé (pris au-dessous de la pointe d'une valeur B <sub>G</sub> ) I = coefficient d'influence variant de 0.5 à 1.0 Pour (s en mm)	basée sur SPT	Meyerhof, 1976 ; MCIF, 1994
$S_G = 42 \cdot q \cdot B_G \cdot \frac{1}{(q_c)}$ q <sub>c</sub> = valeur moyenne de la résistance au cône statique (KPa) (pris au- dessous de la pointe d'une valeur B <sub>G</sub> )	basée sur CPT	Meyerhof, 1976; Hannigan et al, 1998

Tableau 2.8 Calcul de tassement de groupe de pieux SG selon Meyerhof (1976)

### b) Méthode empirique de Terzaghi et Peck pour les argiles

Terzaghi et Peck ont proposé les méthodes suivantes pour prédire le tassement d'un groupe de pieux flottants dans l'argile. La méthode est basée sur les hypothèses suivantes (Prakash et Sharma, 1990) :

- la contrainte admissible est égale à  $q_{adm} = \frac{(Q_G)_{adm}}{L_G \times B_G}$  et est transférée au 2/3 de la longueur des pieux ( $L$ ), le tassement est supposé négligeable au-dessus de cette valeur.

- $q_{adm}$  est calculé en considérant une semelle fictive et le tassement de cette semelle est calculé en prenant une répartition de contrainte en profondeur 1 pour 2.

- $q_{adm}$  est appliquée sur une couche d'épaisseur de  $(H-2/3L)$ , avec  $H$  = épaisseur de la couche (Figure 2.17).

Enfin, le calcul se fait [2]:

- soit par la méthode oedométrique si l'argile est molle et la consolidation est importante;

- soit par la méthode pressiométrique, si l'argile est raide et surconsolidée.

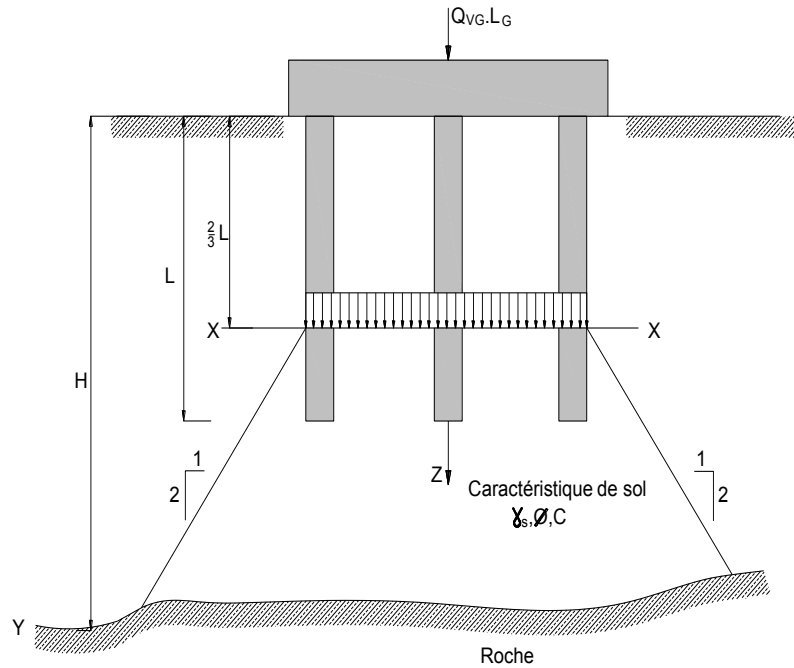


Figure 2.17 Répartition des contraintes pour pieux flottants dans une argile homogène. (Tiré de Prakash et Sharma, 1990)

Il convient de noter que la charge  $Q_v G$  pourrait augmenter en présence du frottement négatif sur les pieux. Cette méthode peut être utilisée dans le cas des pieux flottants dans un sable lâche par sécurité. Si les pieux sont encastrés dans une couche du sol sableux et par crainte de tassements sous la pointe des pieux, on peut calculer ces tassements en plaçant la semelle fictive au niveau de la pointe de ceux-ci.

## Chapitre 03 :

# Analyse et Calcul théorique Des fondations des éoliennes

## 1. Conception et Analyse

### 1.1 Conception et aspect général

La conception des éléments et de structure désire à trouvé les dimensions et le type des structures convenable pour une situation actuel et maintenir durant la vie.

On appelle l'état limite, un état particulier dans lequel une condition requise pour une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite et cesserait de l'être en cas de modification défavorable des efforts agissant sur elle. On distingue [17] :

#### a) État limite ultime (ELU) :

Il met en jeu la sécurité des biens et des personnes.

Ils correspondent à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments avant dépassement par :

- perte d'équilibre statique
- rupture de sections par déformation excessive.
- instabilité de forme (flambement).
- transformation de la structure en un mécanisme.

Critères de calcul :

- déformation relatives (ou courbure) limites.
- calcul de type « rupture » avec lois contraintes-déformations des matériaux.

#### b) État limite de service (ELS) :

Il est lié aux conditions normales d'exploitation et de durabilité.

Ils correspondent aux phénomènes suivants :

- ouvertures excessives des fissures.
- compression excessive du béton.
- déformations excessives des éléments porteurs.
- vibrations excessives et/ou inconfortables.

Critères de calcul :

- contrainte (déformations) limites
- calcul de type élastique (loi de Hook, coefficient d'équivalence,.....).



## 1.2 Combinaisons d'actions :

### \* Notations

On désigne par :

G<sub>max</sub> : ensemble des actions permanentes défavorables.

G<sub>min</sub> : ensemble des actions permanentes favorables.

Q<sub>B</sub> : charges d'exploitation des structures

W : action du vent

S<sub>n</sub> : action de la neige pour les bâtiments définie par le fascicule 61 –titre IV

T : variation uniformes de la température.

Pour les combinaisons d'actions, il faut prendre la combinaison la plus défavorable

#### a) Etats –limites ultimes (E.L.U)

$$1.35(G_{max}+G_{min})+1.5(Q_b+W+S_n)+1.35T. \quad (3.1)$$

#### b) Etats –limites de service (E.L.S)

$$(G_{max}+G_{min})+(Q_b+W+S_n+T). \quad (3.2)$$

## 2. Analyse des charges dans la tour d'éolienne et les charges dans la fondation

Les charges agissant sur la tour sont : le vent, poids propre de la tour, les charges dues à des équipements internes d'éolienne.

Les charges d'éolienne lesquels agit au sommet de tour sont généralement obtenus à partir des documents qui concerne les charges de structure donnés par le fabricant de l'éolienne. Le vent, poids propre, les équipements internes sont obtenus par l'utilisation adéquate des formules. Aussi les charges revenant des fondations à partir des différentes charges de tour sont obtenus par ces documents, les charges supplémentaires provenant des fondations comprend le poids propres des celles-ci [18].

### 2.1 Les charges obtenues à partir des documents des charges structurels concernant les éoliennes :

Pour déterminer les charges au sommet de la tour d'éolienne et les charges sur les fondations, qui sont obtenues à partir de document des charges données par le fabricant d'éolienne.

Dans le cas d'exécuté une analyse a 2 dimensions, et à 3 dimensions par prendre les composants des forces qui sont données par ce document (figure 3.1) sont résolue en 2 dimensions à partir de mettre les forces résultantes qui agissent le long de système des coordonnées définir par (figure3.2) [18].

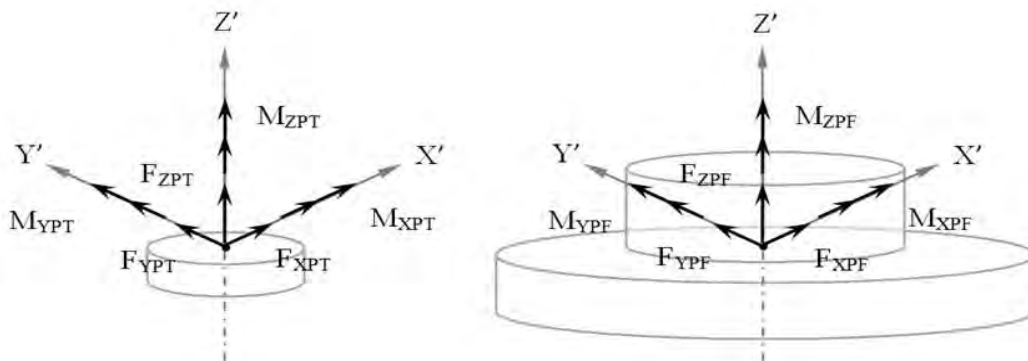


Figure 3.1 Les composants des forces à 3 dimensions au sommet de tour et dans les fondations [18]

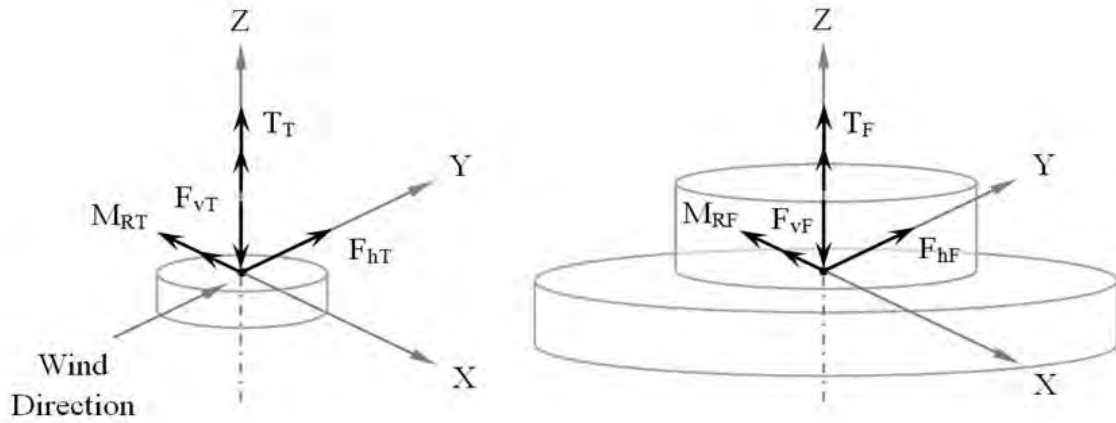


Figure 3.2 Les résultantes des forces à 2 dimensions au sommet de tour et dans les Fondations) [18]

La résultante de charges agissant au sommet de tour (le système des coordonnées à 2 dimensions) [18] :

$$F_{hT} = \sqrt{(F_{xpT}^2 + F_{ypT}^2)} \quad (3.3)$$

$$F_{vT} = F_{zpT} \quad (3.4)$$

$$M_{RT} = \sqrt{(M_{xpT}^2 + M_{ypT}^2)} \quad (3.5)$$

$$T_T = M_{zpT} \quad (3.6)$$

$F_{hT}$  : la résultante de la charge horizontale au sommet de la tour

$F_{vT}$  : la charge verticale au sommet de la tour

$M_{RT}$  : la résultante des moments de flexion au sommet de la tour

$T_T$  : le moment de torsion au sommet de la tour

Les forces résultantes agissent sur les fondations:

$$F_{hF} = \sqrt{(F_{xpF}^2 + F_{ypF}^2)} \quad (3.7)$$

$$F_{vF} = -F_{zpF} \quad (3.8)$$

$$M_{RF} = \sqrt{(M_{xpF}^2 + M_{ypF}^2)} \quad (3.9)$$

$$T_F = M_{zpF} \quad (3.10)$$

$F_{hF}$  : la résultante des charges horizontales dans la fondation

$F_{vF}$  : la charge verticale dans la fondation

$M_{RF}$  : la résultante des moments de flexion dans la fondation

$T_F$  : le moment de torsion dans la fondation

## 2.2 Le vent, le poids propre, équipements internes

Il est nécessaire de considérer ces charges pour l'analyse de la tour d'éolienne donc on a [18]:

- Pour la charge horizontale distribuée due au vent :

$$W_h = C_f q_i DAF de(z) \quad (3.11)$$

Avec :

- Cf : coefficient de force de résistance de l'air
- qi : pression du vent à une hauteur z
- DAF : facteur d'amplification dynamique
- de(z) : diamètre extérieur à hauteur z

La charge verticale distribuée due au poids propre de la tour et des équipements internes :  
 $W_v = W_{if} + A(z) \gamma$  (3.12)

- Avec  $W_{if}$  : poids propre des équipements interne
- $A(z)$  : l'aire de la section transversale à hauteur z
- $\gamma$  : poids spécifique du matériau de tour

Les charges assumées de la tour montrée dans la figure 3.3

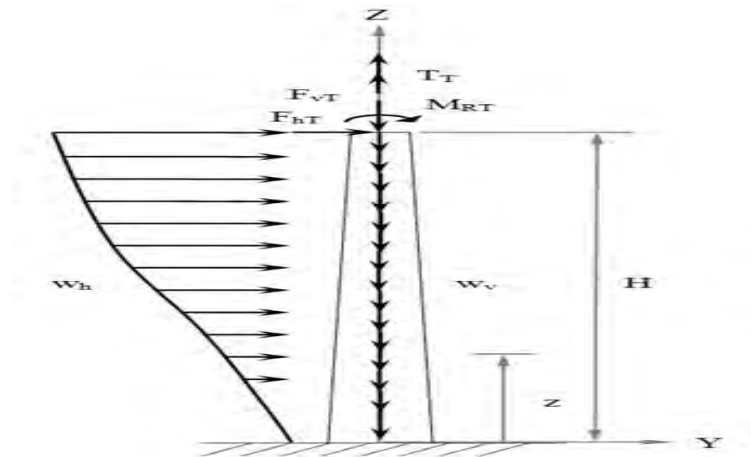


Figure 3.3 les charges assumées de la tour [18]

Pour l'analyse des fondations, on doit additionner les charges qui sont obtenues à partir de documents cité précédemment, les forces dues aux poids propre de fondations, celles-ci agissent au centre de gravité et dans la direction négative de l'axe Z.

La charge verticale due au poids propre de fondation :

$$W_f = m_f \cdot g \quad (3.13)$$

Ou :

$m_f$ : masse de fondation et  $g$  : le constant de gravité

### 2.3 Analyse de la tour de l'éolienne :

Il est impossible de passé à l'analyse des fondations sans passé à l'analyse de tour d'éolienne, L'analyse de tour consiste à calculer les forces internes, déviation, le moment du 2eme ordre due à la déviation, composantes des contraintes, et les contraintes principales.

Les composants de contrainte et les contraintes principales correspondantes sont obtenus à un point critique et après l'étude des contraintes la contrainte principale maximale est prise [18].

#### a) Les forces internes

Pour déterminer les forces internes agissantes dans la tour, la section de tour est coupée à une distance à partir de sommet de tour. un schéma adéquat de corps libre est dessiné (figure 3.4) et les forces internes dans cette section sont calculées [18].

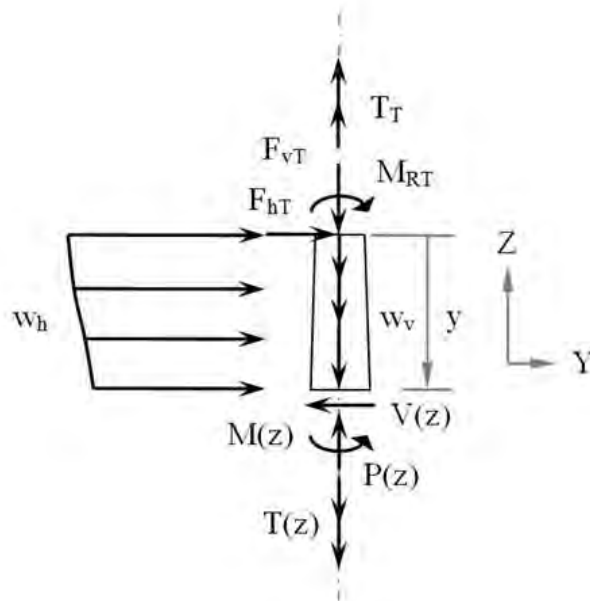


Figure 3.4 schéma de corps libre pour une section de tour [18]

Les forces internes aussi en fonction de l'hauteur  $z$  :

$$P(z) = F_{vT} + \int_0^{H-z} d(y) \quad (3.14)$$

$$V(z) = F_{hT} + \int_0^{H-z} W h d(y) \quad (3.15)$$

$$T(z) = T_i \quad (3.16)$$

$$M(z) = M_i + F_{hT}(H-z) + \int_0^{H-z} W h (H-z-y) dy + M(z) \quad (3.17)$$

Le moment de 2eme ordre, lequel résulte à partir de déviation, est déterminé par l'utilisation d'un procédé itérative (équation 3.18)

$$M(z)_{2^{nd} \text{ order}} = P(z) \cdot 0,75 \cdot (v_{top} - v_i) \quad (3.18)$$

Ou  $v_i$  : la déviation à une section  $i$

$v_{top}$ : la déviation à sommet de tour.

### b) La déviation

La déviation est déterminée par l'exécution d'un procédé d'intégrale numérique, lequel utilise la règle trapézoïdal, en fonction de l'équation différentielle de ligne élastique (doublement), il est important de noter que cette équation est supposé pour un comportement linéaire et élastique pour la structure [18].

$$EI(z) v''(z) = -M(z) \quad (3.19)$$

$$\ddot{v}_i = - \frac{M(z)}{EI(z)} \quad (3.20)$$

$$v'_i = v'_{i-1} + \frac{v''_i + v''_{i-1}}{2} h \quad (3.21)$$

$$v_i = v_{i-1} + \frac{v'_i + v'_{i-1}}{2} h \quad (3.22)$$

avec :

$E$  : module de Young

$I(z)$  : moment d'inertie de la section transversale à une hauteur  $z$  et  $h = z_i - z_{i-1}$

**c) Les contraintes dans la section transversale :**

Au moment où les forces internes agissant sur la tour sont déterminés, les composantes des contraintes internes et les contraintes principales à deux points critiques montrés dans la figure 3.5 sont calculées. La contrainte principale maximale est prise par une étude des contraintes [18].

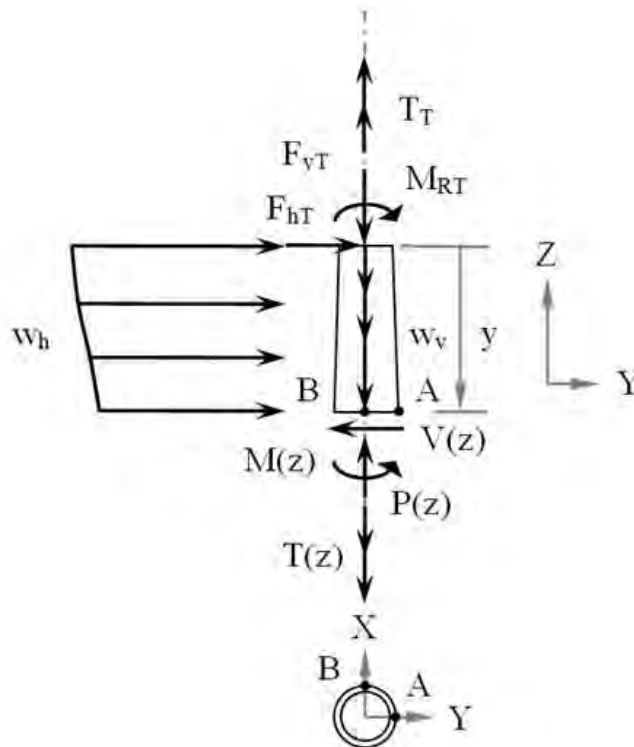


Figure 3.5 Localisation des points critiques A et B [18]

**d) Composantes des contraintes**

Les composantes des contraintes internes au point critique A [18]:

$$\sigma_Z = \frac{P(z)}{A(zI)} + \frac{M(z)(de(z))/2}{I(z)} \quad (3.24)$$

$$\tau_{ZX} = \frac{T(z)(de(z))/2}{J(z)} \quad (3.25)$$

Les composantes des contraintes internes au point critique B:

$$\sigma_z = \frac{P(z)}{A(z)} \quad (3.26)$$

$$\tau_{zy} = \frac{T(z)(de(z))/2}{J(z)} + \frac{V(z)Q(z)}{I(z)b(z)} \quad (3.27)$$

Avec :  $A(z)$  : l'aire de la section transversale à hauteur  $z$        $De(z)$  : diamètre extérieur pour la tour à une hauteur  $z$

$J(z)$  : moment d'inertie polaire à une hauteur  $z$

$Q(z)$  : le premier moment à une hauteur  $z$

$b(z)$  : la largeur de la section transversale du matériau à un hauteur  $z$ .

### e) Les contraintes principales

Les contraintes principales ( $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ , et  $\sigma_3$ ) dans les points critiques A et B ont des valeurs propres ( $\sigma_p$ ) sur le tenseur des contraintes, lesquelles on peut les trouver par la résolution d'équation (équation 3.28), dans chaque point critique [18] :

$$\begin{vmatrix} \sigma_x - \sigma_p & \tau_{xz} & \tau_{xy} \\ \tau_{xy} & \sigma_y - \sigma_p & \tau_{yz} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z - \sigma_p \end{vmatrix} = 0 \quad (3.28)$$

Avec :  $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$

## 2.4. Analyse des fondations

L'analyse des fondations consiste à calculer la charge verticale totale, la pression maximale de sol, les valeurs de rigidité des fondations, et le renversement des fondations, et le moment résistant, ces valeurs sont exigées pour assurer la satisfaction d'exigences de conception des fondations [18].

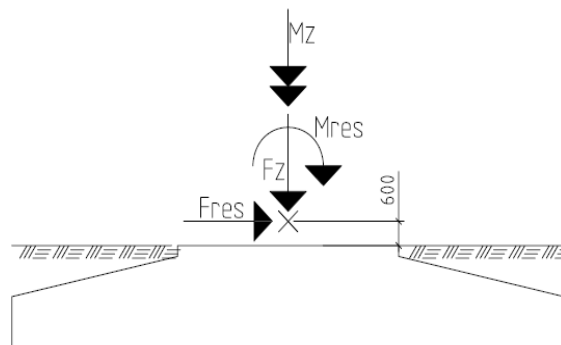


Figure 3.6: les différentes charges agissant sur la semelle [18]

### a) la charge verticale totale

La charge verticale totale est la somme de la force vertical sur la fondation défini à partir de document des charges structurels et le poids propre de fondation (équation 3.29).

$$Q = F_{Vf} + w_f \quad (3.29)$$

### b) La pression maximale de sol

Les pressions maximales de sol sont calculées en fonction de 'e' (l'excentricité de la charge appliquée aux fondations) sont données par les formules suivantes:

#### • Modèle de Navier:

a) Si :  $e < B/6$

$$q_{ref} = \frac{3q_{max}(\sigma_1) + q_{min}(\sigma_2)}{4} \leq q_{ad}(\sigma_a) \quad (3.30)$$

$$q_{max} = \frac{Q}{A} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \quad (3.31)$$

$$\text{et } q_{min} = \frac{Q}{A} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \quad (3.32)$$

$$\text{Donc: } q_{ref} = \frac{Q}{A} \left(1 + \frac{3e}{B}\right) \leq q_{ad}(\sigma_a) \quad (3.33)$$

$$\text{b) Si : } e = B/6 ; q_{ref} = \frac{2Q}{A} \leq 1,33 q_{ad}(\sigma_a) \quad (3.34)$$

$$\text{c) Si : } e > B/6 ; q_{ref} = \frac{4Q}{3L(B-2e)} \leq 1,33 q_{ad}(\sigma_a) \quad (3.35)$$

$$\text{Sauf s'il ya un moment due au vent dominant (permanant): } q_{ref} \leq q_{ad}(\sigma_a) \quad (3.36)$$

#### • Modèle de Meyerhof:

$$q_{ref} = \frac{Q}{(B-2e)} \quad (3.37)$$

ou :

$$q_{ref} = \frac{Q}{(L-2e)(B-2e)} \quad (3.38)$$

Avec : B et L sont les dimensions de fondation.

### c) La rigidité de fondation

La valeur de la rigidité de fondation dépend des propriétés de sol, dimensions des fondations, profondeur de base, la rigidité de rotation. et celle-ci est le rapport entre le moment de renversement et l'angle de rotation. La rigidité horizontale est le rapport entre la force horizontale et le déplacement horizontal, Les valeurs de rigidité de rotation et la rigidité horizontale pour une semelle circulaire encastrée dans une roche sont données par équations (3.39 et 3.40) respectivement [18].

$$K_R = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + \frac{R}{6H_b}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{R}\right) \left(1 + 0.7 \frac{D_f}{H_b}\right) \quad (3.39)$$

$$K_H = \frac{8GR}{(1-\nu)} \left(1 + \frac{R}{2H_b}\right) \left(1 + \frac{2D_f}{R}\right) \left(1 + \frac{5}{4} \frac{D_f}{H_b}\right) \quad (3.40)$$

Avec :  $G$ ,  $R$ ,  $\nu$ ,  $D_f$  et  $H_b$  sont le module de cisaillement de sol, rayon de fondation, Coefficient de poisson de sol, profondeur de fondation, et la profondeur de roche respectivement.

#### d) Le renversement de fondation

Le moment résistant (équation 3.41) et le moment renversant (équation 3.42) sont des moments utilisés pour déterminer le facteur de sécurité. Le renversement est calculé à un point sous le bout de fondation ou la rotation traduit le renversement. Le moment résistant total c'est la charge verticale total multiplié par un demi-diamètre de fondation. Le moment de renversement total c'est la somme de moment résultant et de la force résultante horizontale multiplié par la hauteur de fondation [18].

$$\sum M_R = Q \cdot \frac{B}{2} \quad (3.41)$$

$$\sum M_o = F_h f \times (D_f + h_p) + M_{RF} \quad (3.42)$$

Avec :  $D_f$  et  $h_p$  sont : la profondeur d'ancrage et la hauteur de fondation respectivement.

### 2.5 Analyse de fréquence de la tour

La fréquence naturelle  $f_n$ , pour la tour et la combinaison entre la tour et système de fondation est obtenue par l'utilisation de la méthode de masse équivalente qui provient par la méthode de Raleigh. Cette méthode suppose que la masse de la tour est formée d'une série des points et cette déviation sous la charge statique est terminée à un mode fondamental de forme. La méthode est appliquée par le calcul de la rigidité effective (equ 3.44) et la masse effective (equ 3.43) (equ 3.44), la valeur de la fréquence  $f_n$  est donnée par (equ 3.43) [18].

$$f_n = \frac{1}{2\pi} \frac{\sqrt{k}}{m} \quad (3.43)$$

$$k = g \sum_{i=1}^n m_i v_i \quad (3.44)$$

$$m = g \sum_{i=1}^n m_i v_i^2 \quad (3.45)$$

Avec  $m_i$  : la masse de la section  $i$  du tour.

$v_i$  : la déviation de la section  $i$  du tour sous la charge statique.

## 3. L'ancrage de tube métallique dans la fondation d'éolienne:

### 3.1 Dimensionnement de tube métallique

Rappeler dans le chapitre 01 que la tour d'éolienne est liée avec la fondation à l'aide d'un tube métallique énorme avec un collet voir (figure 3.7) [13].

les dimensions de ce tube est en fonction des dimensions de la semelle sont données par le



fabriquant d'éolienne, par exemple pour une semelle de 13m de diamètre et 3m de hauteur exige les dimensions de tube suivantes :

- la hauteur de 2.3m débordé de 550mm par rapport à la semelle

- la largeur de 330m avec une épaisseur de 75 mm

Il existe aussi dans la partie supérieure de tube métallique un nombre de 60 trous elliptique pour que les barres d'armatures puissent traverser.

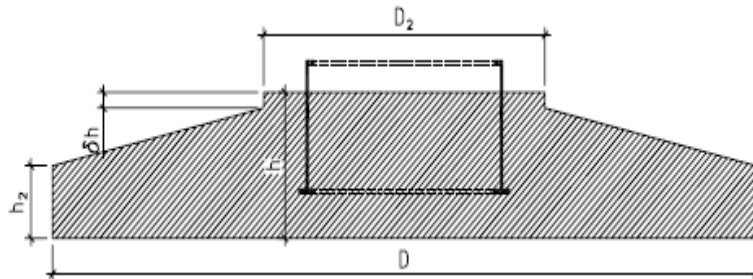


Figure 3.7 : la position de tube métallique sur la semelle [13]

### 3.2 Ancrages des armatures

Les forces et les charges de la tour sont transmises à la fondation à l'intermédiaire de tube métallique, ces charges produisent de moment fléchissant qui provoque des contraintes de compression et de traction au-dessous et au-dessus de collet (ring), cette contrainte de compression ne doit pas être dépassée la contrainte admissible de béton, il faut aussi vérifier que la quantité des armatures doit satisfaire et peut reprendre l'effort de traction.

La contrainte maximale qui se produit dans le tube métallique peut être calculé par la formule suivante [13]:

$$\text{Avec : } \sigma_{max} = \frac{-Fz}{A_{ring}} \pm \frac{Md}{W} = \frac{-Fz}{\pi D m s} \pm \frac{4Md}{\pi D^2 m s}$$

(3.46)

F z : La force verticale de la tour

$A_{ring} \sim \pi D m s$  : C'est l'aire de tube métallique

Dm : Le diamètre moyen de tube métallique (ring)

s: la largeur de tube

M d : Le moment agit sur la section de tube

$$W \approx \frac{\pi D^2 m s}{4} \quad (3.47)$$

W : la résistance de flexion pour un cylindre (la forme de tube)

Le signe (-) dans l'équation 1 qui donne le maximum contrainte de compression, et

le signe (+) permet de donner le maximum contrainte de traction

le contrainte de compression ne doit pas être dépassé la contrainte admissible de béton. et

la détermination de la quantité des armatures (dont la contrainte de traction est transformée à une force de traction autour de périmètre de tube) se fait par la multiplication à A ring:

$$F = \frac{-Fz \cdot \pi D^2 m s}{\pi D m s} \pm \frac{4Md}{\pi D^2 m s} = -Fz + \frac{4Md}{Dm} \quad (3.48)$$

La quantité ou la section d'armature nécessaire pour reprendre la force de traction dans le

tube est donné par la formule suivante:  $A_s = \frac{F}{f_{yd}}$  (3.49)

As : la section des armatures

f yd : la contrainte d'écoulement d'acier

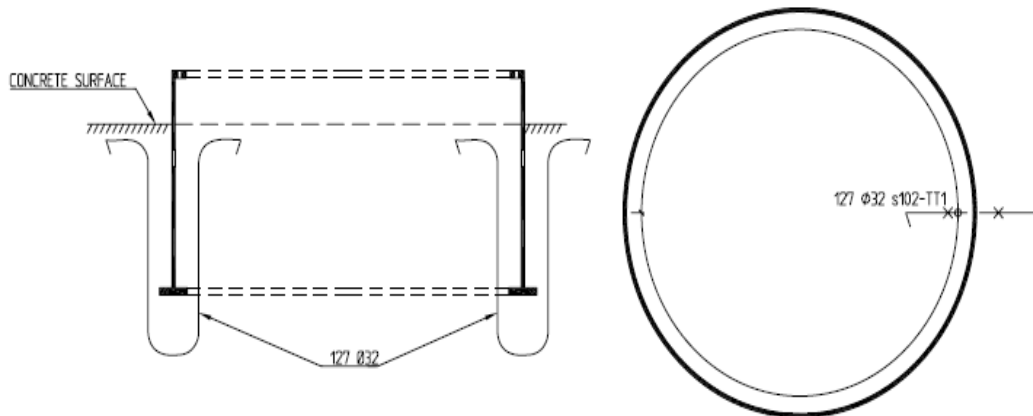


Figure 3.8 : ancrage des barres d'armature [13]

- a) Gauche: Section moyenne de tube (ring)
- b) Droite: collet (ring) avec ancrage des armatures

## 4. Les étapes pratiques de calcul théorique des fondations superficielles d'éoliennes :

### 4.1 Evaluation des charges agissant sur la fondation d'éolienne

#### a) Introduction

- Pour dimensionner une fondation d'éolienne, nous devons d'abord nous intéresser au vent, car la nature et la vitesse du vent est très importante au point de vue économique de limiter l'extraction de l'énergie éolienne à certaine vitesse de vent maximum. Au dessus de cette valeur, la taille de la colonne doit être plus importante pour résister à des sollicitations accrues. Cette vitesse maximum est appelée « cut off speed » est définie dans la littérature comme étant la vitesse maximum à partir de laquelle l'éolienne arrête de produire de l'énergie [14].

Dans les applications rurales, comme pomper de l'eau par exemple, il est souvent désirable que la turbine commence à tourner pour des vitesses de vents incidents aussi faibles que possible. Du point de vue de la production annuelle d'énergie, une aussi basse « cut in speed » n'est pas nécessaire comme cela peut être aisément constaté, donc en considérant, trois modes de fonctionnement peuvent être définis :

- Avant la « Cut in speed » :3,5m/s et après la « cut off speed » :27m/s, les pales sont placées en position d'arrêt, parallèles au vent incident. De cette manière, elles ne sont que très peu soumises aux charges de vent, mais ne produisent aucune énergie.
- Entre la « cut in speed » et la « rated speed »:5m/s, le rotor tourne à faible vitesse et commence à extraire de l'énergie.
- Entre la « rated speed » et la « cut off speed », le rotor atteint sa vitesse de rotation maximum prévu lors de la conception. C'est le régime de fonctionnement optimal de l'éolienne. Elle est maintenue constante malgré l'augmentation de vitesse du vent incident grâce à l'utilisation d'une boîte de vitesse, ainsi que d'un système de régulation des charges. Les charges de vent sont directement liées au carré de la vitesse [25].

La vitesse du vent peut être décrite comme la somme de 2 composantes:

- La vitesse « moyenne » du vent correspondant à la composante permanente
- Une vitesse turbulente

Dans notre étude on s'intéresse seulement à la vitesse du vent moyenne. Les pratiques météorologiques internationales, sont utilisées pour déterminer la vitesse moyenne du vent une période d'observation de 10 minutes. Durant cette période, le vent peut être considéré comme stationnaire et sa vitesse ne sera fonction que de l'altitude.

### b) Charges de vent agissant sur la tour :

Dans notre étude, pour évaluer la force du vent agissant sur l'éolienne on choisit comme exemple de calcul une éolienne de hauteur  $H=35\text{m}$  avec un diamètre de tour égale à  $3.00\text{m}$  et un poids total d'éolienne égale à  $327\text{KN}$ .

On ce qui concerne le site d'implantation de cette éolienne, C'est la vitesse de vent qui va donner un cadre géographique à l'étude. Dans notre cas la vitesse de calcul du vent choisit, est égale à  $10\text{ m/s}$ , c'est la vitesse de référence.

L'eurocode 1 considère que la valeur moyenne du vent au dessus du terrain horizontal varie avec l'altitude  $Z$  comme suit [23] :

$$U(z) = U_{bas} \cdot K_T \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (3.50)$$

-  $U_{bas}$  : est la vitesse de référence.

-  $z_0$  est la « roughness length » (peut être interprété comme la taille caractéristique d'un vortex dont la formation résulterait de la friction entre l'air et la surface du sol).

Le terme « roughness length » traduit au dessus du sol ou la vitesse du vent serait théoriquement zéro

-  $K_T$  est le facteur lié à la forme du terrain.

Donc on a les données suivantes :

$U_{bas}=10\text{m/s}$  ,  $z_0=0.05$  ,  $K_T=0.19$  (selon la référence [11])

La vitesse de vent incident à  $35\text{m}$   $U(z=35\text{m})=12.44\text{ m/s}$

Selon l'Euro code 1 la charge de vent est proportionnelle au diamètre de la tour est donnée par la formule suivante [23] :

$$F = \int \frac{1}{2} C_d \cdot \rho \cdot D \cdot U^2(z) dz \quad (3.51)$$

$$\rightarrow F = \lambda \int (\ln(z/0.05))^2 dz = \lambda \cdot [(20z)^2 \cdot z - 2 \ln(20z) \cdot z + 2z] \text{ avec : } \lambda = 1/2 \cdot c_d \cdot \rho \cdot D \cdot (U_{bas})^2 \cdot (K_T)^2.$$

$C_d$  : le coefficient de trainé. L'obtention du coefficient de trainé est subordonnée à l'obtention de la valeur du nombre de Reynolds [22]

$$Re = \rho \cdot D \cdot U / \nu \quad (3.52)$$

On pose:  $\rho = 1.225\text{ kg/m}^3$  (la masse volumique de l'air).

$$U(Z_{ref}) = U(Z_{ref}) = U(0,6 \cdot h) = 11.47\text{ m/s}$$

$\nu$  : la viscosité dynamique de l'air égale à  $15.09 \times 10^{-5}\text{ m}^2/\text{s}$  , et le diamètre de la tour d'éolienne égale à  $D=3.00\text{ m}$  .

On obtient  $Re=2.33 \times 10^6$  , En accord avec la référence [10],  $C_D=0,8$

Finalement  $F=6.50\text{ KN}$  est la résultante est appliqué à  $Z=23.34\text{m}$ , (voir fig. 3.10)

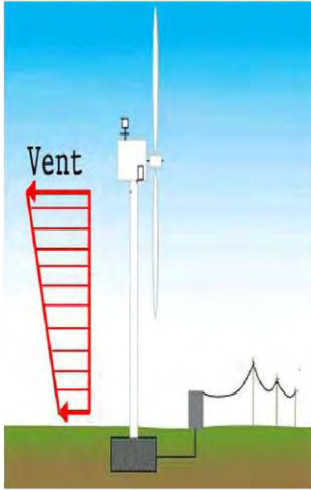


Figure 3.9 : Répartition schématique de la charge de vent [25]

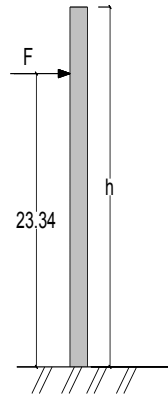


Figure 3.10 : application de la résultante de la force de vent sur le mat d'éolienne [22]

Dont le moment est déterminé par la formule suivante [25]:

$$M_z(z) = \int_z^h F_z(z) \cdot (x - z) \cdot dx \quad (3.53)$$

Donc  $M=151.72 \text{ KN.m}$

### c) Combinaisons

Les combinaisons utilisées pour effectuer les vérifications sont les suivantes :

- Combinaison de charges à l'E.L.U [17]

$$\gamma G \times G + \gamma \text{ vent} \times F \text{ vent}. \quad (3.54)$$

Avec G : poids propre d'éolienne

F vent : Charges dynamiques de vent

$\gamma G$ : 1.35 facteur de majoration pour le poids propre

$\gamma \text{ vent}$ : 1.50 facteur de majoration pour les charges de vent sur la tour.

- Combinaison de charges de vent à l'E.L.S :

$$G + F \text{ vent}. \quad (3.55)$$

## 4.2 Calcul théorique des fondations superficielles :

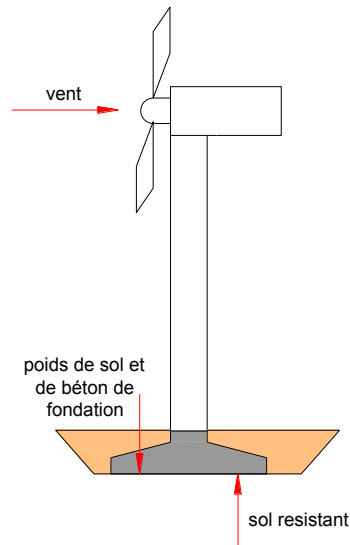


Figure 3.11 : schéma d'une fondation superficielle d'éolienne [20]

La conception géotechnique d'une fondation superficielle exige les critères suivants:

### 4.2.1 analyse de stabilité :

Pour assurer que la construction ne se tourne pas, l'excentricité de la charge appliquée sur la semelle doit être à l'intérieur de périmètre de fondation :  $e = M/V < B/2$  (3.56)

Avec : M : moment fléchissant au dessous de la structure (la tour)

V : charge verticale provenant de la structure comporte le poids propre de fondation

B : la largeur de fondation (ou le diamètre s'il est circulaire) [13].

### 4.2.2 analyse de capacité portante :

La capacité portante du sol, est calculée à l'ELU, et calculer à partir de la formule générale de la capacité portante :

- On à la relation générale qui prendre en compte l'excentricité et l'inclinaison de la charge appliquée sur la semelle est donnée par la formule suivante [13]:

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B' \cdot i_y \cdot S_y N_y \gamma + \gamma_2 \cdot D \cdot i_q \cdot S_q \cdot N_q + C \cdot i_c \cdot S_c \cdot N_c \quad (3.57)$$

B' : la largeur effective égale à (B - 2 e).

La formule générale et les facteurs de capacité portante ( $N_i$   $i=c,q, \gamma$ ) et ( $S_i$   $i=c,q, \gamma$ ) et ( $i_i$   $i=c,q, \gamma$ ), sont donnée au chapitre précédent avec détaillé pour les différents cas.

- On à aussi une autre formule générale qui prendre en compte nom seulement l'excentricité et l'inclinaison de la charge verticale appliquée sur la semelle mais aussi la profondeur de fondation, l'existence de la charge horizontale (H), l'inclinaison de la surface de la terre adjacente, et l'inclinaison de la base de semelle, son donnée par la formule suivante selon [13]:

$$q_b = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5 \gamma' B e f N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (3.58)$$

ou :

$q_b$ : c'est la capacité portante de la semelle  
 $c$  : c'est la cohésion  
 $q$  : la charge environnant au niveau de fondation  
 $\gamma'$  : la densité effective du sol  
 $B_{ef}$  : la largeur effective de la semelle.  
 $N_c, N_q, N_\gamma$ : les paramètres de capacité portante dépend de l'angle de frottement  
 $S_c, S_q, S_\gamma$  : les facteurs de corrections dépend de la forme de la semelle  
 $d_c, d_q, d_\gamma$  : les facteurs de corrections dépend de la profondeur de fondation  
 $i_c, i_q, i_\gamma$  : les facteurs de corrections dépend de l'inclinaison de la charge  
 $g_c, g_q, g_\gamma$  : les facteurs de corrections dépend de l'inclinaison de la surface de la terre adjacente  
 $b_c, b_q, b_\gamma$  : les facteurs de corrections dépend de l'inclinaison de la base de fondation

### - Détermination de l'aire effective de fondation

L'aire effective de fondation c'est l'aire quand la pression de la terre est supposée uniformément distribuée sur la surface de la semelle.

- Pour les fondations carrées avec un moment fléchissant parallèle aux côtes de semelle.

$$B' = B_{ef} = B - 2e$$

$$L_{ef} = B_{ef}$$

$$A_{ef} = B_{ef} \cdot L_{ef}$$

- Et pour les fondations carrés avec un moment fléchissant qui fait un angle de 45° avec les côtes de la semelle.

La largeur effective et la longueur effective de la semelle sont :

$$B_{ef} = B - e\sqrt{2} \tag{3.59}$$

$$L_{ef} = B - e\sqrt{2}$$

$$A_{ef} = B_{ef} L_{ef}$$

Avec  $e$ : la distance entre le point d'application de la charge actuelle et la résultante de la force calculée par l'équation (3.58), (fig 3.12) [13]

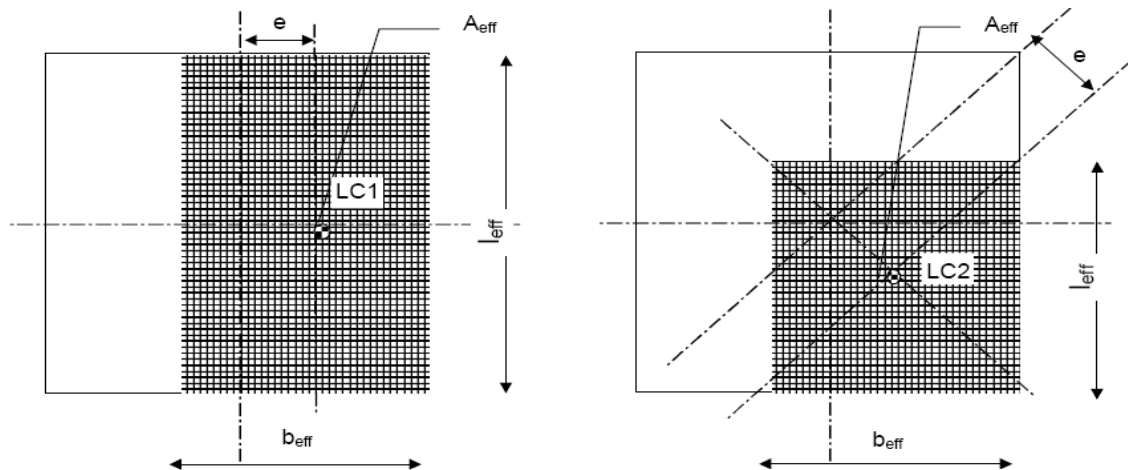


Figure 3.12 [13] : l'aire effective pour une fondation carrée

a) Gauche : le moment fléchissant parallèle aux côtes de la semelle

b) droite : le moment fléchissant fait un angle de 45° aux côtes de la semelle

- ainsi dans le cas d'une semelle circulaire l'aire effective peut être exprimée par la formule suivante selon [13] par:

$$A_{ef} = 2 [R^2 \arccos (e/R) - e\sqrt{(R^2 - e^2)}] \quad (3.60)$$

Avec l'axe elliptique majeure :  $b_e = 2(R - e)$  et  $L_e = 2R\sqrt{1 - (1 - (b_e/2R))}$  (3.61)

et les dimensions équivalentes effectives :

$$L_{ef} = \sqrt{A_{ef}} (L_e / b_e) \text{ et } B_{ef} = (L_{ef} / L_e) b_e \quad (3.62), (3.63)$$

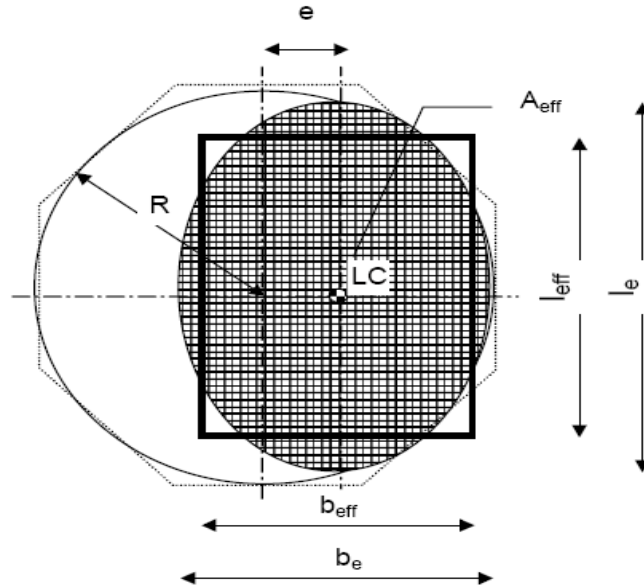


Figure 3.13 : l'aire effective pour une semelle circulaire [13]

- Les facteurs de capacité portante ( $N_i$   $i=c,q, \gamma$ ) peut être calculer par [13]:

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \tan \varphi} \quad (3.64)$$

$$N_c = \pi + 2, \varphi = 0 \quad (3.65)$$

$$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan \varphi}, \varphi > 0 \quad (3.66)$$

$$N_\gamma = F(\varphi) \left[ \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\left(\frac{3}{2} \pi \tan \varphi\right)} - 1 \right] \quad (3.67)$$

$$\text{Ou } F(v) = 0.08705 + 0.3231 \sin(2v) - 0.04836 \sin^2(2v) \quad (3.68)$$

- Les facteurs de forme sont définis par:

$$S_c = 1 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}, \varphi = 0 \quad (3.69)$$

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{B_{ef}}{L_{ef}}, \varphi > 0 \quad (3.70)$$

$$S_q = 1 + (\tan \varphi) \frac{B_{ef}}{L_{ef}} \quad (3.71)$$

$$S_\gamma = 1 - 0.4 \frac{B_{ef}}{L_{ef}} \quad (3.72)$$

- Les facteurs de correction concernant la profondeur de fondation sont données par:

$$dc = dq = 1 + 0,35 \frac{d}{B_{ef}} ; dc, dq \leq 1,7 \quad (3.73)$$

$$dy = 1 \quad [13]$$

- Les facteurs de correction concernant l'inclinaison de la charge sont définis par [13] :

$$iq = \left(1 - \frac{H}{V + B_{ef} L_{ef} c \cot \varphi}\right)^m \quad (3.74)$$

$$ic = \left[ 1 - \frac{mH}{B_{ef} L_{ef} c N_c} \right], \varphi = 0 \quad (3.75)$$

$$\left[ iq - 1 - \frac{mH}{B_{ef} L_{ef} c N_c} \right], \varphi > 0 \quad (3.76)$$

$$iy = \left(1 - \frac{H}{V + B_{ef} L_{ef} c \cos \varphi}\right)^{m+1} \quad (3.77)$$

Ou H : est le vecteur de la charge horizontale

V: est le vecteur de la charge verticale

$$\left\{ mB = \frac{2 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}}{1 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}} \right. \quad (3.78)$$

$$m = \left\{ mL = \frac{2 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}}{1 + \frac{B_{ef}}{L_{ef}}} \right. \quad (3.79)$$

Dont la 1ere équation est utilisé ou (H) agit dans la direction de la largeur de semelle, et la 2eme est appliquée ou (H) agit dans la direction de la longueur de semelle selon [10].

- Concernant les facteurs de corrections dépendent de l'inclinaison de la surface de la terre adjacente sont définis par :

$$gc = \left[ 1 - \frac{2B}{N_c} \right], \varphi = 0 \quad (3.80)$$

$$\left[ e^{-2\beta \tan \varphi} \right], \varphi > 0 \quad (3.81)$$

$$gq = g\gamma = 1 - \sin 2\beta \quad (3.82)$$

- les facteurs de corrections dépendent de l'inclinaison de la base de fondation sont définis par :

$$bq = b\gamma = (1 - \alpha \tan \varphi)^2 \quad (3.83)$$

$$\left[ 1 - \frac{2\alpha}{\pi + 2} \right], \varphi = 0 \quad (3.84)$$

bc =

$$\left[ bq - \frac{1 - bq}{N_c \tan \varphi} \right], \varphi > 0 \quad (3.85)$$



**Remarque:**

Dans le cas où l'excentricité de la charge est extrêmement supérieure 30% de la largeur de fondation, donc le calcul de la capacité portante est nécessairement exprimée par une autre formule (3.86), cette capacité correspond à la rupture 2, (voir figure 3.14), ou il existe une rupture de sol sous la fondation, La capacité portante réelle est prise égale aux faibles valeurs de la capacité calculée pour la rupture 1 et rupture 2.

le calcul de la capacité portante pour la rupture 2 est donné par l'expression suivant selon [10] :

$$q_b = c N_c s_c d_c i_c g_c b_c (1,05 + \tan^3 \alpha) + \gamma' B e f N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (3.86)$$

ou les paramètres qui sont définis sont les même comme pour la rupture 1 à l'exception des facteurs de correction concernant l'inclinaison des charges déterminées par :

$$i_q = \left(1 + \frac{H}{V + B e f L_{ef} c \cot \varphi}\right)^m \quad (3.87)$$

$$i_c = \left[1 + \frac{mH}{B e f L_{ef} c N_c}, \varphi = 0\right] \quad (3.88)$$

$$i_q = \left[1 - \frac{mH}{B e f L_{ef} c N_c}, \varphi > 0\right] \quad (3.89)$$

$$i_\gamma = \left(1 + \frac{H}{V + B e f L_{ef} c \cos \varphi}\right)^{m+1} \quad (3.90)$$

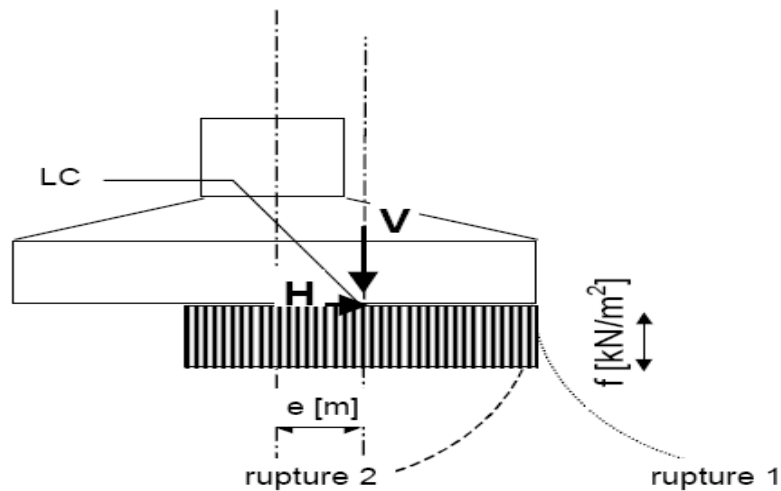


Figure 3.14: les types de rupture : rupture 1 et rupture 2 [13]

Si le moment de torsion (Mz) agit à la fondation ceci peut être justifié par le remplacement de la force horizontale (H) dans le calcul par un légèrement grande force horizontale équivalente (H') laquelle déterminée par l'expression suivante [10]:

$$H' = \frac{2M_z}{L_{ef}} + \sqrt{\left(\frac{2M_z}{L_{ef}}\right)^2 + H^2} \quad (3.91)$$

Dans le cas d'un chargement horizontal sur la semelle il faut vérifier la suffisance de la condition de résistance de glissement, cette condition est définie par la formule suivante

$$\frac{Ae_{fc} + V \tan(\varphi)}{H} > 1 \quad (3.92)$$

Il faut aussi satisfaire l'expression suivante [13] :

$$H/V < 0.4 \quad (3.93)$$

## 5. Les exemples de calcul des différents types des fondations d'éolienne:

dans cette thèse on évalue le tassement et la capacité portante des différents types des fondations d'une éolienne de 35m de hauteur par la méthode manuelle et par la méthode numérique.

-La méthode manuelle de l'évaluation de la capacité portante est déjà détaillée au Chapitre 2.

- La méthode numérique consiste à modéliser les fondations par un logiciel PLAXIS. Elle sera définie dans le prochain chapitre.

Les fondations de cette éolienne sont implantées sur un terrain constitué de 2 couches de sable avec des caractéristiques différentes données dans le tableau ci- dessous :

matériau	Cohésion(KPA)	$\varphi(^{\circ})$	E(MPa)	$\nu$	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )
Sable lâche	1	25°	13	0.30	18
Sable dense	1	35°	30	0.30	20

Tableau 3.1 : les caractéristiques de différentes couches de sol d'implantation

### 5.1 Semelle superficielle sous éolienne:

#### • la méthode manuelle :

##### - prédimensionnement des fondations

Le dimensionnement des fondations est dirigé par le moment renversant, les conditions à l'E.L.U et les conditions géotechniques locales. Pour notre cas on adopte une semelle superficielle sous une éolienne de 35m de hauteur.

On a les données suivantes :  $M_{res}=151.72\text{KN.m}$ ,  $G=327\text{ KN}$  et  $e=M/G=0.46\text{m} < B/2$  donc  $B > 0.93\text{m}$

On adopte :  $B=7.00\text{m}$ , avoir une marge de sécurité suffisante.

$$h > ((B-b)/4) + 0.10 > 1.10\text{m} \rightarrow h=1.50\text{m}$$

$$h=1,50\text{m}, h_1=0.75\text{m}, \delta h=0.25\text{m}, b=3.00\text{ m}$$

#### Remarque :

$B=7.00\text{m}$  pour une semelle carré, si la semelle est circulaire donc la section équivalente de la section carré devient:  $S_{\text{carré}} = S_{\text{circulaire}} \rightarrow B^2 = \pi.R^2 \rightarrow R = \sqrt{(B^2/\pi)} = 3.95\text{m} \rightarrow D=7.9\text{m}$  donc pour une semelle circulaire on adopte les dimensions suivantes :

$$D=8.00\text{m}, h > ((D-D_2)/4) + 0.10 = 1.40\text{m} \rightarrow h=1,50\text{m}, h_1=0.75\text{m}, \delta h=0.25\text{m}, d=3.00\text{ m}$$

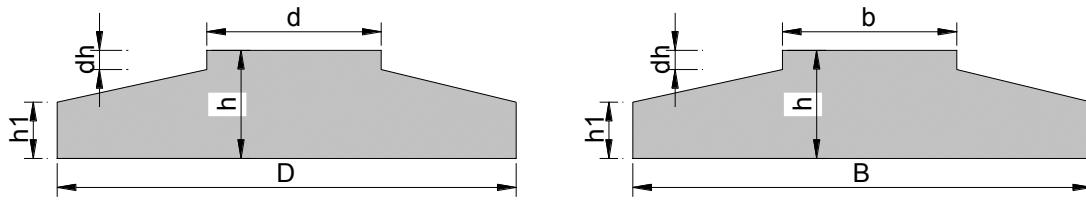


Figure 3. 15 : La géométrie principale d'une semelle

a) gauche : semelle circulaire

b) droite : semelle carré

### - évaluation de poids de semelle et le poids de sol au dessus de fondation

Notre calcul basé sur le cas d'une semelle superficielle carré donc on à :

- le poids de la fondation :

$$G_c = [ (B^2 \cdot h_1) + (b^2 \cdot \delta h) + (1/2) \cdot ((B^2 - b^2) \cdot (h - h_1 - \delta h)) ] \cdot \gamma_c$$

$$G_c = 1225 \text{ KN}$$

- Le poids de sol au dessus de fondation :

$$G_s = [(B^2 - b^2) \cdot \delta h + 1/2 \cdot (B^2 - b^2) \cdot (h - h_1 - \delta h)] \cdot \gamma_s$$

$$G_s = 360 \text{ KN} \quad \text{avec un volume de } V = 20 \text{ m}^3$$

$$G_{\text{tot}} = G_s + G_c = 1585 \text{ KN}$$

$$\text{Avec } \gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$\gamma_s = 18 \text{ KN/m}^3$$

La conception géotechnique d'une semelle superficielle exige les critères suivants:

- l'analyse de stabilité
- la capacité portante
- le tassement

#### a) Analyse de stabilité

Pour assuré que la tour ne se renverse pas, l'excentricité de la charge ultime doit être à l'intérieur du périmètre de fondation. l'excentricité est calculé par la formule suivante :

$$e = M/V < B/2$$

M : moment à la base de la fondation est calculé par la somme du moment fléchissant + la force (Fres) multiplié par la distance au dessous de la fondation

V : la charge verticale appliquée sur la semelle est la somme de poids d'éolienne + le poids de fondation + le poids de sol au dessus de fondation.

$$e = (M_{\text{res}} + F_{\text{res}} \cdot (h+t)) / (F_z + G_{\text{tot}})$$

avec :

h : la hauteur de fondation

t : la distance entre la surface du terrain et le point d'application de la charge  $t=0.60\text{m}$

$F_z=327 \text{ KN}$ , (poids propre d'éolienne)

$F_{\text{res}}=6.50 \text{ KN}$ , (la force horizontale du vent)

$M_{res}=151.72\text{KNm}$ , (moment due à la force horizontale du vent)

$V_{tot}=F_z + G_{tot}=1912\text{ KN}$

$e = 0.08\text{m} < B/2$  (largeur de fondation)  $=3.50\text{m}$  ; donc la condition de stabilité est vérifiée.

### b) capacité portante :

La capacité portante du sol, est calculée à partir de la formule générale de la capacité portante qui prend en compte l'excentricité et l'inclinaison de la charge appliquée sur la semelle est donnée par la formule suivante:

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma_1 \cdot B' \cdot i_y \cdot S_y N_y \gamma + \gamma_2 \cdot D \cdot i_q \cdot S_q \cdot N_q + C \cdot i_c \cdot S_c \cdot N_c \quad (3.57)$$

Pour une semelle carré de largeur  $B=7.00\text{m}$ ,  $h=1.50\text{m}$  soumis à 2 charges extérieurs  
L'une verticale  $V=1912\text{KN}$  et une force horizontale  $H=3.72\text{KN}$ .

$\text{tg}\alpha=V/H=584.7 \rightarrow \alpha=89.90^\circ$ , et  $F=\sqrt{(V^2+H^2)}=1912\text{KN}$

donc on peut négliger l'inclinaison de cette charge c'est à dire que la semelle supporté seulement une charge verticale, la formule devient :

$$q_l = \frac{1}{2} \gamma' \cdot B' \cdot S_y N_y \gamma + \gamma' \cdot D \cdot S_q \cdot N_q + C \cdot S_c \cdot N_c$$

Les facteurs de capacité portante :  $\nu=25^\circ$ ,  $\delta=-(2/3)\nu$

$N_y = 8.10$                        $N_c = 20.7$                        $N_q = 10.70$

$S_y = 0.8$                          $S_c = 1.2$                          $S_q = 1$

- l'aire effective  $B'$  :  $B'=B - 2e=6.4\text{m}$

$q_l = 319.12\text{KPa}$ ,  $\gamma' \cdot D = 12\text{KPa}$ ,  $V_{tot} = 1912\text{ KN}$

il faut :  $q_{ref} < q_{ad}$ , avec :  $q_{ad} = \gamma' D + \frac{1}{F_s} [q_l - \gamma' D] = 114.37\text{KPa}$

et  $q_{ref} = V_{tot}/B'^2 = 1912/(6.4)^2 = 46.68\text{KPa}$ .

donc :  $q_{ref} < q_{ad} = 114.37\text{KPa}$ , avec un facteur de sécurité  $F_s=3$

La condition  $q_{ref} < q_{ad}$  est vérifié donc les dimensions de la semelle sont adéquates.

- Dans le cas d'un chargement horizontal sur la semelle il faut vérifier la suffisance de la condition de résistance de glissement, cette condition est défini par la formule suivante

$$\frac{A_{efc} + V \tan(\varphi)}{H} > 1 \rightarrow (6.4^2 + 1912 \tan(25^\circ)) / 3.72 = 223.8 \gg 1$$

Il faut aussi satisfaire l'expression suivante :

$H/V < 0.4 \rightarrow 3.72 / 1912 = 0.020 < 0.4$

### c) Le tassement:

Le tassement différentiel et le tassement uniforme doit être respecté pour assurer la stabilité d'éolienne.

-Pour une tour d'éolienne de 35m de hauteur, le tassement différentiel est évalué de 1mm/m donc il résulte que le tassement différentiel de cette éolienne à évaluer de 3.5cm. Le calcul manuel est non préférable pour le tassement différentiel, le tassement est actuellement déterminé par des logiciels de géotechnique (par exemple PLAXIS, FLAC,.....).

- ainsi que pour le tassement uniforme il est déterminé par des logiciels, mais on peut calculer manuel par des formules empiriques déjà détaillé précédemment au chapitre 02.

#### - Calcul de tassement uniforme de la semelle superficielle :

La semelle est implantée dans un terrain constitué de sable lâche normalement consolidé avec des caractéristiques suivantes :

$\gamma_s=18\text{KN/m}^3$ ,  $C=1\text{KPa}$ ,  $\nu=25^\circ$   $e_0 = 0,81$ ,  $E=13\text{MPa}$ ,  $C_c = 0.024$

$$St = H_0 \left( \frac{C_s}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{v0}} + \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \right)$$

$C_s$  : indice de gonflement ( $C_s=0$ ) car le sol n'est pas gonflé donc la formule devient :

$$St = H_0 \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p}$$

$\sigma'_p$  : la pression de consolidation, dans ce cas  $\sigma'_p = \sigma'_v$  (car on suppose que le sol est normalement consolidé)

$\sigma'_v$  : la pression des terres situées au dessus de la profondeur de calcul de tassement ( $Z$ = épaisseur des couches situées au dessus du point de référence des contraintes).

Le point de référence des contraintes est en général le centre de la couche ou on calcule le tassement.

$$\sigma'_v = \sum \gamma_i' \cdot Z_i = 18 \times 3.00 = 54\text{KPa}$$

$\Delta\sigma_v$  : accroissement de contrainte apporté par la semelle à la côte  $z$  repérée à partir de la base de la semelle.  $\Delta\sigma_v = (G \text{ éolienne} + G \text{ fondation}) / A \text{ fondation} = (327+1225)/7^2 = 31.67\text{KPa}$

Donc le tassement :

$$St = H_0 \cdot \frac{C_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_p} \rightarrow S = 4.39 \text{ mm.}$$

• **La méthode numérique** : on peut aussi déterminer la valeur de tassement sous la semelle par la modélisation de cette semelle du monopieu par le logiciel PLAXIS, le détail de modélisation de cette fondation sera fait dans les prochains chapitres.

## 5.2 Les fondations profondes (pieux) d'une éolienne :

Pour les fondations profondes on distingue deux types des fondations profondes :

- la semelle d'éolienne supportée par un mono pieu
- la semelle d'éolienne supportée par un groupe des pieux

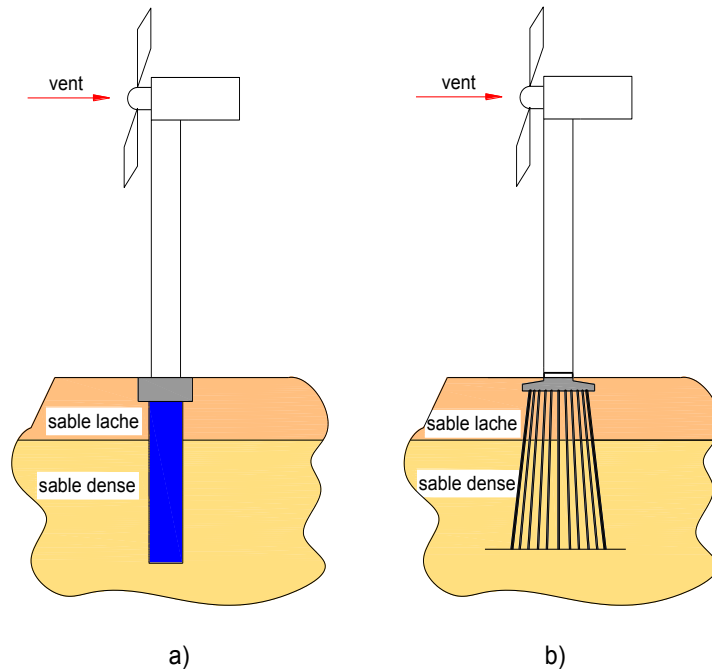


Figure 3.16 : différents fondations profondes

a) semelle supporté par un mono pieu

b) semelle supporté par un groupe des pieux

### 5.2.1 Semelle reposant sur un mono pieu:

Dans ce cas l'éolienne est implantée sur un mono pieu

- la méthode manuelle :

Après la prédimensionnement de ce type de fondation on adopte un pieu en béton de 1.00m de diamètre et 11.50m de longueur, refoule dans le sol de terrain donnée précédemment ( figure 3.17)

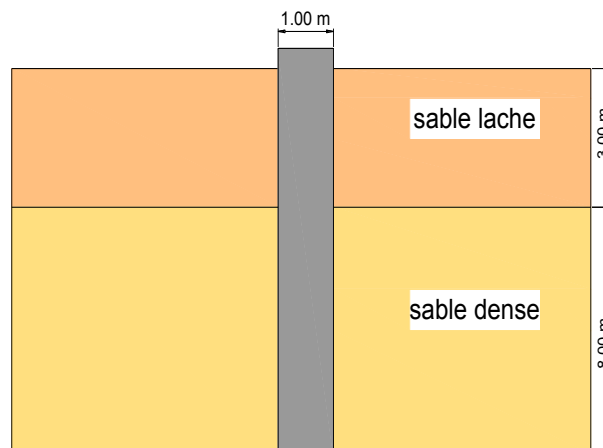


Figure 3.17: les couches de terrain

**a) Calcul de la capacité portante du pieu:**

$$Q_l = Q_f + Q_p = q_f A_f + q_p A_p$$

- Le terme de pointe :

$$q_p = q_o \cdot N_q \quad \text{avec : } q_o = \sum \gamma_i \cdot D_i$$

$$q_o = (18 \times 3) + (20 \times 8) = 102 \text{ KN/m}^2$$

Lorsque le diamètre  $B=1\text{m} \gg 32\text{cm}$ ,  $\nu=35^\circ$  donc  $N_q=33.3$ ,  $\delta = - (2/3) \nu$

$$h_c = \frac{B}{4} N(q)^{2/3} = 2.60 \text{ m}$$

$$q_p = 102 \times 33.3 = 3396.6 \text{ KPa}$$

$$Q_p = q_p \cdot A_p = 3396.6 \cdot \pi \cdot (1.5)^2 / 4 = 2666.33 \text{ KN}$$

- le terme de frottement:

Le frottement se calcul sur la hauteur ( $D-h_c=11-2.60=8.40\text{m}$ )

$$Q_f = \gamma' \cdot Z \cdot K_p \cdot \sin \delta = \alpha \cdot \gamma' \cdot Z$$

Le frottement le long de sable lâche :

$$Q_{f1} = P \int_0^4 \alpha \cdot \gamma' \cdot Z \cdot dz = P \cdot \alpha \cdot (\gamma' \cdot 1 \cdot Z^2) \cdot Z^1 \quad \text{avec } \nu=25^\circ \rightarrow \alpha=1.1 \text{ et } \delta = - (2/3) \nu$$

$$\text{Et: } P = \pi \cdot D = 3.14 \text{ m (perimeter), } \sigma = \int_0^4 \gamma' \cdot Z \cdot dz = 32 \text{ KPa}$$

$$Q_{f1} = 442.11 \text{ KN}$$

$$Q_{f2} = P \int_4^{8.4} \alpha \cdot \gamma' \cdot Z \cdot dz$$

$$\sigma = \int_0^{8.4} \gamma' \cdot Z \cdot dz = 76 \text{ KPa}, \quad \text{avec } \nu=35^\circ \rightarrow \alpha=3.27 \text{ et } \delta = - (2/3) \nu$$

$$Q_{f2} = 3433.55 \text{ KN}$$

$$Q_f = Q_{f1} + Q_{f2} = 3875.66 \text{ KN}$$

- la charge admissible :

$$Q_{ad} = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_f}{2} = 3271 \text{ KN}$$

$$Q_{ref} = 327 \text{ KN} < Q_{ad} = 3271 \text{ KN}$$

Donc le diamètre adopté pour le pieu est adéquate.

### b) Évaluations de tassement de pieu :

Le pieu adopte dans cet exemple à des caractéristiques suivantes :

la longueur  $L=11.5\text{m}$ , le diamètre  $D=1.00\text{m}$ , le matériau est en béton.

Le tassement de pieu généralement n'excède pas 1cm.

On peut estimer le tassement de référence selon la force de pointe de référence ( $0,7Q_p$ ) et le diamètre de pieu.

le tassement de pieu peut évaluer conventionnellement par la formule suivante :

$S_{ref} = 0,006B=0,6\text{cm}$  avec des valeurs extrêmes entre ( $0,003B=0.30\text{cm}$  et  $0,01B=1.00\text{cm}$ ).

• **La méthode numérique** : consiste à modéliser la fondation du monopieu par le logiciel PLAXIS, le détail de modélisation de cette fondation sera fait dans les prochains chapitres.

### 5.2.2 Semelle reposant sur un groupe des pieux :

Quand le sol à des faibles caractéristiques, on à recourt à cette solution dont les charges sont transmises à la couche de bed-rock.

Dans ce cas on supposer que notre éolienne doit implanter sur une semelle supporté par un groupe des pieux cette semelle à des mêmes dimensions que la semelle circulaire superficielle adopté précédemment. Donc on à une semelle de 8.00m de diamètre reposé sur un groupe des pieux ancré dans le bed-rock qui se trouve à 20m de profondeur.

Les liaisons qui se trouvent entre la semelle et les pieux sont:

- soit encastrés (camped support)
- ou articulés (hinged support)

Le deuxième cas c'est le plus utilisé car elle s'annuler un grand moment dans les pieux et aussi la difficulté de prendre les pieux réellement encastrés.

On place un nombre de 4 pieux verticaux placés à une distance de 4m par rapport au centre de la semelle, et de 16 pieux inclinés à l'extérieur se répartir sur le périmètre de la surface de la semelle. Le raison d'emplacement des pieux de cette façon c'est pour reprendre les moments fléchissant aux têtes des pieux dues à la force horizontale de vent.

L'angle d'inclinaison est donné par :

$$\alpha = \arctang \left( \frac{R/2}{(H+h)} \right) \quad (3.94)$$

Avec :

R : rayon de la semelle

H : hauteur d'éolienne

h : hauteur de la semelle

donc :  $\alpha = 5.47^\circ$



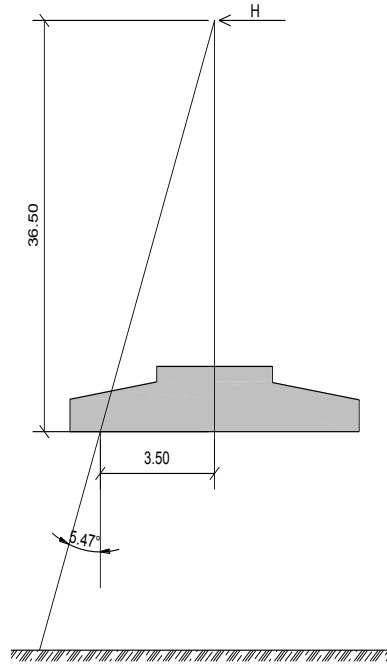


Figure 3.18 : Détermination de l'angle d'inclinaison [13]

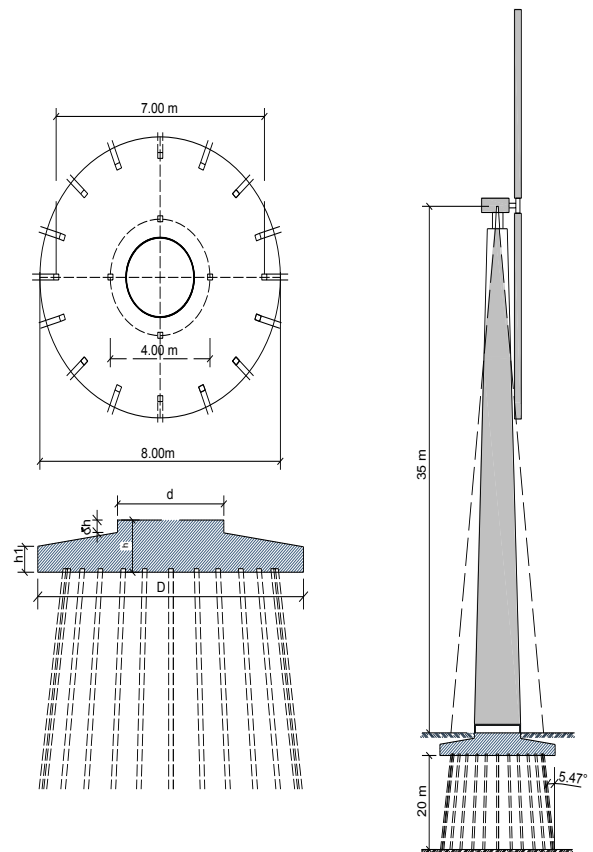


Figure 3.19 : la disposition des pieux sous la semelle [13]

\* **La méthode manuelle :** L'évaluation de la capacité portante et le tassement d'un pieu isolé, ou d'un groupe des pieux peuvent être déterminés avec des formules précédemment détaillées.

\* **La méthode numérique :**

Les inconnues de l'état des déformations et l'état des contraintes au niveau des fondations peuvent être déterminés par la modélisation de la semelle à l'intermédiaire d'un logiciel géotechnique (PLAXIS), la modélisation de ce type de fondation n'est pas abordée dans ce mémoire.

## Chapitre 04 :

### Simulation numérique

## 1. Présentation du code éléments finis PLAXIS

### 1.1 Introduction

L'analyse des projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettant le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le code éléments finis est parfois rebutant il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien [4].

### 1.2 Le logiciel Plaxis

Le code éléments finis Plaxis représente certainement un optimum actuel sur le plan scientifique et pratique. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles, doté des méthodes de résolution, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique. Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options simplifiées (initialisation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller au but (prévoir le comportement d'un ouvrage) [4].

### 1.3. Options par défaut et solutions approchées

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui est un des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassants, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple. Les options par défaut commencent par [5] :

- **Le Maillage** : l'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent de détail des éléments, agencés de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds, avec contrôle permanent à l'écran.
- **Les conditions aux limites en déplacement** : si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.
- **Les contraintes initiales dues au poids des terres** : peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état  $k_0$  donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre  $k_0$  et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de

de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité L'option k0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

- **Les pressions interstitielles** : ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles , Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

- **Le coefficient de sécurité** : est une notation très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

Un calcul par éléments finis fournit une masse imposante de résultats : résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect.

## 2.4 Les modèles de comportements intégrés dans Plaxis

### 2.4.1 Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux ; depuis le modèle élastique plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans les calculs par éléments finis. La modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. 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 différents chemins de sollicitation (colloque de Villard de l'an (1984), colloque de Cheveland (1987)...). La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes de calcul par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important [5].

La démarche suivie dans le développement du code Plaxis est différente. Un des objectifs de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, Plaxis peut apparaître comme une « règle de calcul » de l'ingénieur géotechnicien. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans Plaxis sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés. Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élastoplastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élastoplastiques de

coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'écroutissement. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le Soft Soil Model qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élastoplastique peut être justifié

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- Quel est le comportement principal à modéliser ?
- Utiliser un modèle qui décrive ce comportement.
- Interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

### **\* Contraintes totales, effectives et pressions interstitielles**

Le comportement des sols est régi par les propriétés du squelette ; il est donc nécessaire d'utiliser des contraintes effectives et d'écrire des lois de comportement en contraintes effectives. La pression interstitielle générée dans les ouvrages est une conséquence du non variation de volume celle ci est elle même dépendante de la perméabilité du sol. Un sable peut être non drainé in situ sous des sollicitations sismiques (rapides) de même qu'une argile est toujours non drainée à court terme. Les variations de volumes empêchées par les perméabilités créent des pressions interstitielles ; en fait, celles ci dépendent des variations de volume.

Des calculs en contraintes totales sont possibles. Ils permettent par exemple, des calculs de tassements et de stabilité de remblai après construction. Ces calculs ignorent la génération de pressions interstitielles. Ils présentent l'avantage d'être simples et de se recalculer par rapport à des calculs plus classiques de stabilité à court terme.

Leur inconvénient majeur est d'ignorer les pressions interstitielles, quand on connaît leur rôle majeur sur la stabilité de remblai [6].

Les modèles de comportement utilisés dans plaxis sont:

## **2.4.2 Différents modèles de comportement**

### **1) Modèle élastique linéaire**

Le modèle élastique utilisé dans Plaxis est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de poisson  $\nu$ , l'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_v = G$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module de Young non drainé est supérieur au module de Young drainé.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de  $G$  à  $E$  par la relation :  $E = 2 G (1 + \nu)$

Le modèle élastique de Plaxis peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol.

### **2) Le modèle de Mohr-Coulomb (M.C)**

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

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

Où  $\sigma n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\nu$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure 4.1).

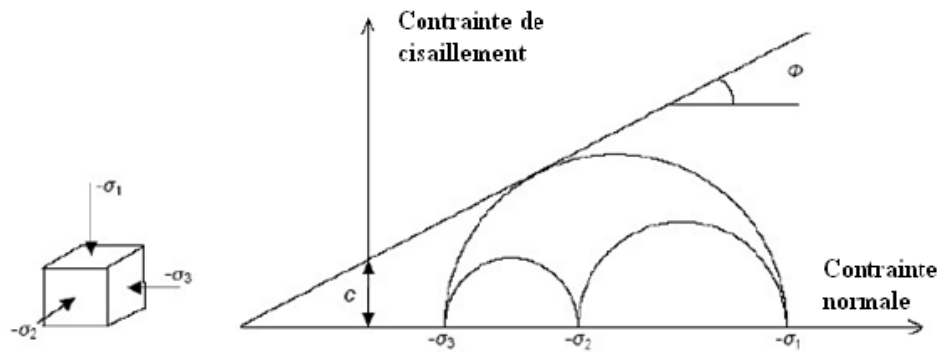


Figure 4.1 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice

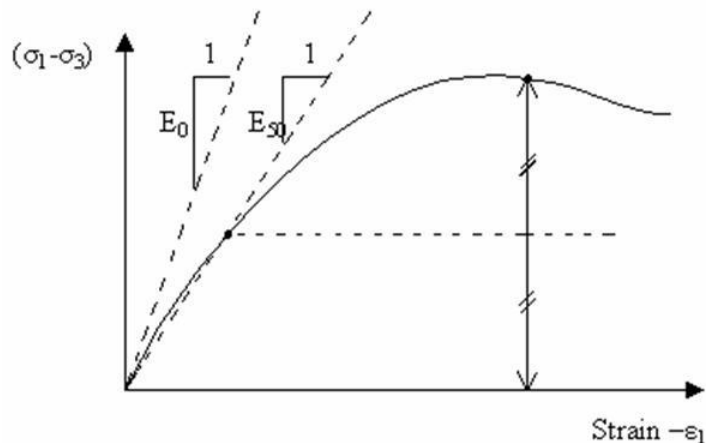


Figure 4.2: Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $c=0$

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure 4.1). Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont  $c$  et  $\phi$ , respectivement. Ce sont des

**a) le module de Young**

paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité.

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de Young varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module de déformation est constant. Ce module nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module « moyen », par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (Figure 4.3).

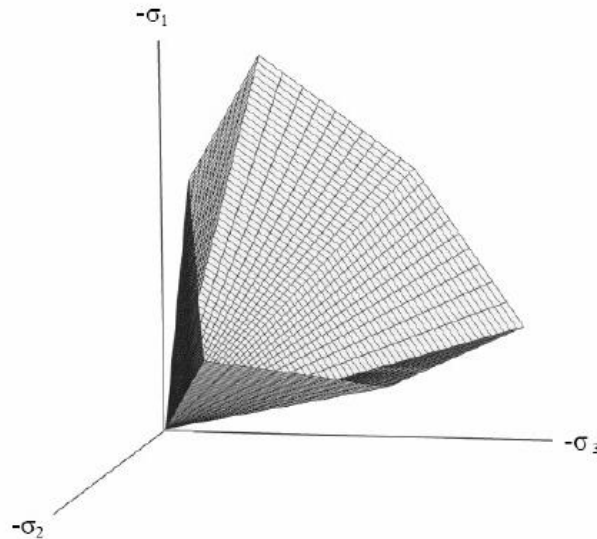


Figure 4.3 : Définition du module à 50 % de la rupture.

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

**b) Le coefficient de poisson**

On conseille une valeur de 0.2 à 0.4 pour le coefficient de poisson. Pour des sols incompressibles, le coefficient de poisson s'approche de 0.5 sans que cette valeur soit utilisable.

**c) L'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 « de pic » soit l'angle de frottement de palier.

**d) La cohésion**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0.2 à 1kpa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec  $u=0$ , 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. Cette option est réalisée avec le paramètre C-depth.

**e) L'angle de dilatance**

Le dernier paramètre est l'angle de « dilatance » noté  $\psi$  ; c'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle (grossière) suivante :

$$\begin{aligned} \psi &= \nu - 30^\circ && \text{pour } \nu > 30^\circ \\ \psi &= 0 && \text{pour } \nu < 30^\circ \end{aligned}$$

- Les cas où  $\psi < 0$  correspondent à des sables très lâches.
- La valeur  $\psi = 0$  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.

### 3) Modèle de sol avec écouissage (Hardening soil Model (H.S.M))

Le modèle de sol avec écouissage (H.S.M) a pour objet d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb sur différents points, il s'agit essentiellement :

- De prendre en compte l'évolution du module de déformation lorsque la contrainte augmente : les courbes oedométriques en contraintes-déformation ne sont pas des droites.
- De prendre en compte l'évolution non linéaire du module de déformation lorsque le cisaillement augmente : le module  $E_{50}$  n'est pas réaliste : il y a une courbure des courbes effort-déformation avant d'atteindre la plasticité.
- De tenir compte de la dilatance qui n'est pas indéfinie.

On pourrait dire que ce modèle est un dérivé du modèle hyperbolique de Duncan-Chang car il en reprend et améliorant les formulations hyperboliques des courbes effort-déformation[26]

#### a) Courbes effort-déformation

$$-\xi_1 = \frac{1}{2 E_{50}} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{Pour } q < q_f$$

Et avec  $q_f = (C \cot \varphi - \sigma'_3) \frac{2 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$  et  $q_a = q_f / R_f$

#### b) Les modules

$$E_{50} = E_{50 \text{ ref}} \left( \frac{C \cot \varphi - \sigma'_3}{C \cot \varphi + P_{\text{ref}}} \right) \quad \text{avec } P_{\text{ref}} = 100 \text{ (KPa)}$$

Le paramètre  $R_f$  est analogue a celui introduit par Duncan.

Pour la décharge on prend :

$$E_{ur} = E_{ur \text{ ref}} \left( \frac{C \cot \varphi - \sigma'_3}{C \cot \varphi + P_{\text{ref}}} \right)$$

La figure 4.4 redonne ces définitions :

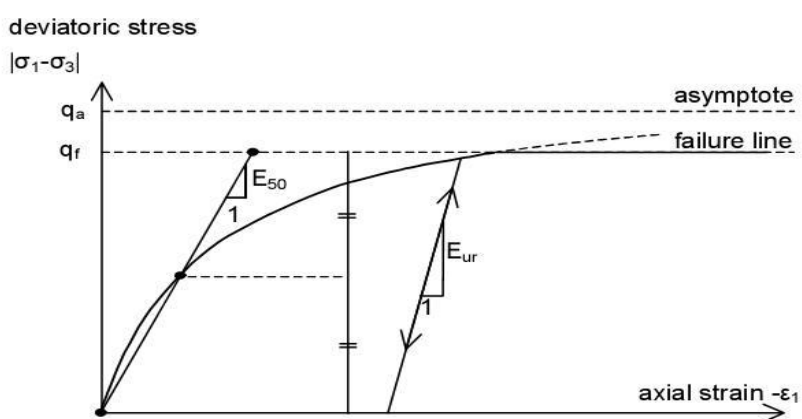


Figure 4.4 : représentation du Hardening Soil Model dans le repère contrainte- déformation



**c) La surface de charge**

En fonction du paramètre d'écroissage, on obtient alors dans le plan q-p la forme des surfaces de charge (figure 4.5).

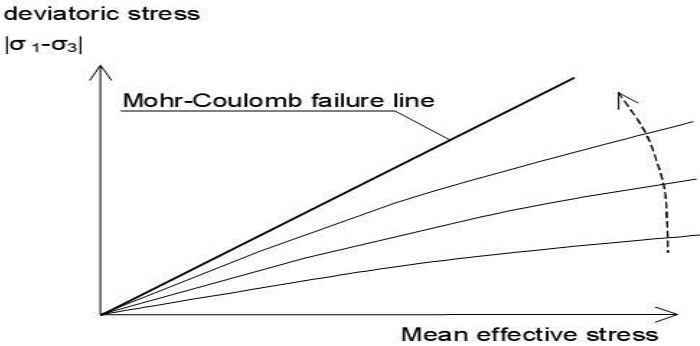


Figure 4.5 : Forme de surface de charge H.S.M

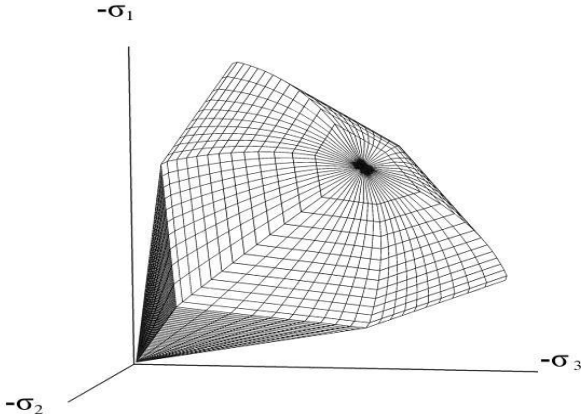


Figure 4.6 : Surface de rupture pour le Hardening soil model cas d'un sol non cohérent

### -Paramètres de Mohr-Coulomb

$C$  : Cohésion (effective) [KN/m<sup>2</sup>]

$\nu$  : Angle de frottement effectif [°]

### -Paramètres avancés

$\psi$  : Angle de dilatation [°]

### -Paramètres de rigidité

$E_{50}^{ref}$  : Module sécant dans un essai triaxial [KN/m<sup>2</sup>]

$E_{oed}^{ref}$  : Module sécant dans un essai oedométrique [KN/m<sup>2</sup>]

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

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

$\nu_{ur}$  : Coefficient de poisson en décharge recharge [-]

(Par défaut  $\nu_{ur} = 0.2$ )

$P_{ref}$  : Contraintes de références (par défaut  $P_{ref} = 100$ ) [KN/m<sup>2</sup>]

$k^{NC}_0$  :  $K_0$ -consolidation (par défaut  $k^{NC}_0 = 1 - \sin \nu$ ) [-]

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

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

$C_{incrément}$  : par défaut  $C_{incrément} = 0$  [KN/m<sup>2</sup>]

La définition du module oedométrique tangent est donnée sur la (figure 4.5) et celle de la dilatance (éventuellement) sur la figure 4.7).

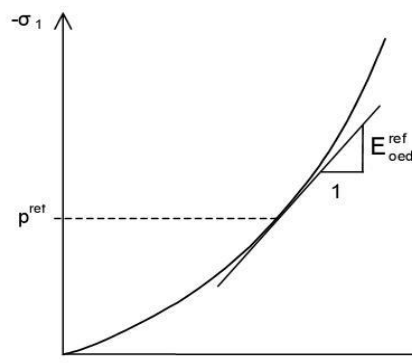


Figure 4.7 : définition du module oedométrique tangent.

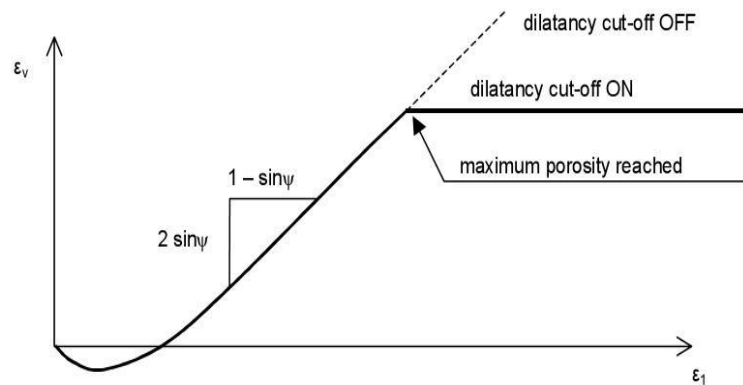


Figure 4.8 : Définition de l'angle de dilatance

#### 4) Modèle pour sols mous (Soft Soil Model (S.S.M))

Ce modèle est un modèle dérivé du modèle de Cam-Clay. Historiquement le modèle de Cam-Clay a été développé à Cambridge dans les années 60 par Roscoe, Schoffield et al. L'idée de base de ce modèle est de prendre en compte l'effet d'écrouissage que provoque sur les argiles. Sous l'effet d'une pression moyenne, la teneur en eau diminue et l'argile devient plus résistante. Il s'agit d'un modèle élasto-plastique avec une surface de charge. Sous la surface de charge, le matériau reste élastique [8].

##### a) Les paramètres de compressibilité

Les deux paramètres  $C_c$  et  $C_s$  décrivent le comportement oedométrique ou isotrope observé dans des essais de laboratoire : ce seront les deux paramètres de base réglant la position des lignes de consolidation. L'axe des contraintes est tracé en logarithme naturel, ce qui conduit à modifier la définition de  $C_c$  et  $C_s$  en  $\lambda$  et  $K$  dans ce cas, l'axe des ordonnées est l'indice des vides. Il peut être judicieux de remplacer l'indice des vides par la déformation volumique (identique à la déformation axiale dans l'essai oedométrique).

On utilise alors  $\lambda^*$  et  $K^*$ . Dans ce cas, l'indice des vides variable apparaît dans les expressions du tableau (4.1). Il peut dans la majorité des cas être pris constant, et égal à la valeur initiale. Les relations avec les paramètres du modèle de Cam-Clay sont indiquées dans le tableau (4.1).

Relation avec l'indice des vides.	(1) $\lambda^* = \lambda / (1+e)$	(2) $K^* = K / (1+e)$
Relation avec les paramètres « Hollondais »	(3) $\lambda^* = 1/C_p$	(4) $K^* = (1-v_{ur}) / (1-v_{ur}).3/C_p$
Relation avec les indices des compressibilités et de gonflement.	(5) $\lambda^* = C_c / 2,3(1+e)$	(6) $K^* = 1,3(1-v_{ur}) / (1-v_{ur}).C_s / (1+e)$

Tableau (4.1) : Valeurs des paramètres de compressibilité et de gonflement  $\lambda$  et  $K$

La figure ci-dessous résume les différentes définitions des paramètres.

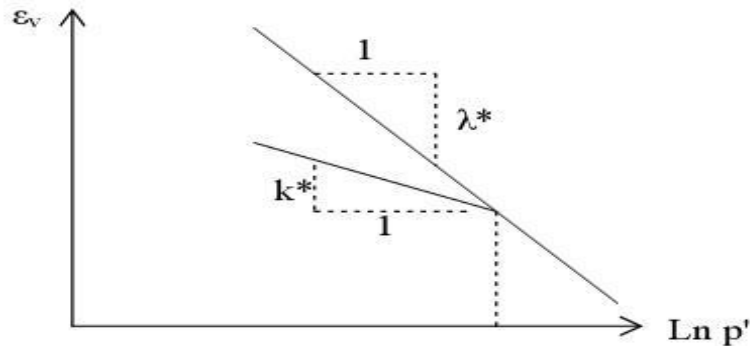


Figure 4.9 : Différentes représentations lors d'un essai oedométrique

**b) La cohésion**

Une cohésion effective peut être introduire dans le S.S.M. Elle peut être nulle.

**c) Paramètre de frottement**

On rentre directement les valeurs de cohésion et d'angle de frottement.

**d) Paramètre de dilatance**

Il est calculé automatiquement à partir de l'angle de dilatance : normalement, dans les sols mous celui-ci est faible et la valeur nulle est proposée par défaut.

**e) Paramètre de contrainte  $K_0$**

Le paramètre M est calculé à partir de  $K_0$  par la formule ci-dessous :

$$M = 3\sqrt{\left[ \frac{(1 - k^{NC_0})^2}{(1 + 2k^{NC_0})} + \frac{(1 - k^{NC_0})(1 - 2\nu_{ur})(\lambda^*/k^* - 1)}{(1 + k^{NC_0})(1 - 2\nu_{ur})\lambda^*/k^* - (1 - k^{NC_0})(1 + \nu_{ur})} \right]}$$

$$M = 3,0 - 2,8 \frac{NC}{K_0}$$

Ceci permet de définir la forme de la surface d'écroutissage dans le plan p-q.

**f) Coefficient de poisson**

Dans les modèles de Cam-Clay et dérivés (dont le SSM), le coefficient de poisson est un paramètre élastique important. Dans une charge-décharge oedométrique, c'est ce paramètre qui fait que les contraintes horizontales diminuent moins vite que les contraintes verticales. Ce n'est donc pas le coefficient de Poisson qui pourrait être relié à une valeur de  $K_0$  mais une valeur plus faible, typiquement 0,1 ou 0,2.

$$\frac{\nu_{ur}}{(1 - \nu_{ur})} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}}$$

Dans Plaxis la valeur de  $v_{ur}$  est prise de 0,15.

### g) Prise en compte de la surconsolidation

Plaxis calcule la pression de préconsolidation  $p_c$  à partir des données. Si un matériau est surconsolidé, il est possible de prendre en compte le degré de surconsolidation (OCR) ou le poids des terres de préconsolidation (POP) (Pre Overburden Pressure).

#### - Les paramètres nécessaires au SSM

$\lambda^*$  : Indice de compression

$K^*$  : Indice de gonflement

$C$  : Cohésion

$\nu$  : Angle de frottement

$\Psi$  : Angle de dilatance

#### - les paramètres avancés

$v_{ur}$  : Coefficient de poisson en charge décharge

$K_{0NC}$  : Paramètre de contrainte

$M$  : Paramètre lié à  $K_0$

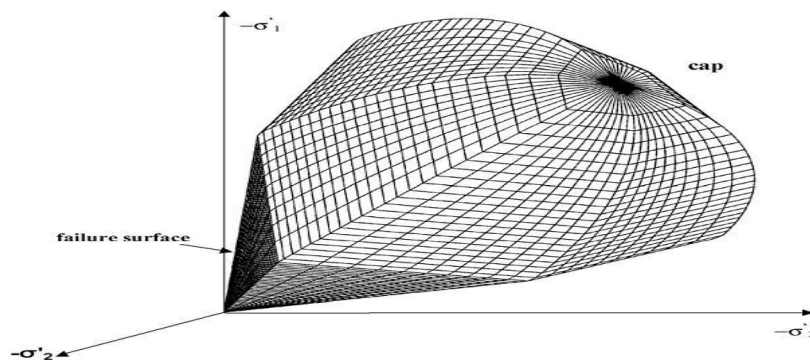


Figure 4.10 : Surface de rupture pour un soft soil model SSM

## 52 Modèle pour sols mous avec effet du temps (Soft Soil Creep Model (S.S.C.M))

Le SSCM, permet de prendre en compte l'érouissage des argiles molles mais pas la consolidation secondaire : celle-ci se traduit par une évolution de la déformation axiale dans un essai oedométrique en fonction du temps, après la fin de la consolidation primaire. Cette

déformation évolue en fonction du logarithme du temps. Elle est caractérisée par le paramètre  $C_\alpha$ . Elle génère ce qui est appelé la quasi-préconsolidation dans des sols déposés depuis longtemps.

La figure 4.11 résume ce phénomène. Ces déformations secondaires se rencontrent dans les tassements différés, notamment sur sols argileux mous.

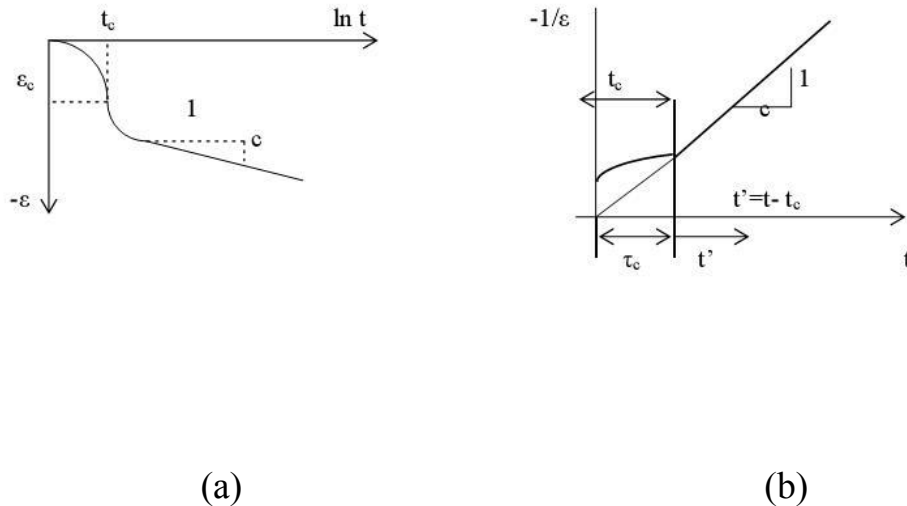


Figure 4.11 : effet du temps sur les essais oedométriques

Le soft soil creep model élargit ces résultats dans le plan p-q en introduisant des surfaces de charges qui « s'appuient » sur l'évolution observée en consolidation secondaire sur l'axe isotrope.

Avec les définitions suivantes des paramètres :

$$M = \frac{6 \sin \phi_{cr}}{3 - \sin \phi_{cr}}$$

$$P_{eq} = \sigma' \left[ \frac{1 + 2 K_o \alpha C}{3} + \frac{3(1 - K_o \alpha C)}{M^2(1 + 2 K_o \alpha C)} \right]$$

### - Les paramètres du SSCM

Le paramètre de fluage est  $\mu^*$  défini par :

$$\mu^* = \frac{C_{\infty}}{2,3(1+e)}$$

### - Paramètre du modèle de Mohr-Coulomb

C : cohésion [KN/m<sup>2</sup>]

$\nu$  : Angle de frottement [°]

$\psi$  : Angle de dilatance [°]

### - Paramètre de consolidation

$K^*$  : Indice de gonflement [-]

$\lambda^*$  : Indice de compression [-]

$\mu^*$  : Indice de fluage [-]

### - Les paramètres avancés

$\nu_{ur}$  : Coefficient de poisson en charge-décharge (par défaut 0,15) [-]

*NC*

$K_0$  :  $\sigma'_{xx} / \sigma'_{yy}$  coefficient des terres au repos pour un sol normalement Consolidé [-]

M : Pente de la ligne de l'état critique

#### **Remarque :**

Les différents modèles utilisés dans Plaxis montre qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre la simulation numérique. La détermination des paramètres géotechniques à entrer concerne dans Plaxis n'est pas différent d'un choix de paramètre de calcul « manuel » pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le choix du modèle de comportement dépend du problème posé

## 2. Modélisation numérique

### 2.1 Introduction

Dans le cadre toujours de la modélisation des fondations d'éolienne on-shore, le logiciel Plaxis nous a permis d'obtenir une estimation des déformations qui sont produit, sous les fondations. Les résultats présents sont des résultats de modélisation en déformation plane. Leur justesse et leur précision dépendent étroitement des hypothèses choisies pour la représentation de modèle étudié et distribution de ses caractéristiques mécaniques.

On s'intéresse ici au comportement d'une semelle superficielle sous les charges verticales et horizontales dues à une éolienne de 35m de hauteur. Que ainsi le comportement d'un mono pieu sous la même éolienne.

### 2.2 Systèmes de coordonnées

Le système de coordonnées utilisé par le logiciel Plaxis pour les calculs des contraintes, est le système de coordonnées cartésiennes. Dans une analyse en déformation plane, la coordonnée  $Z$  représente la direction perpendiculaire au plan et  $\sigma_{zz}$  est la contrainte suivant cette direction.

### 2.3 Choix de la taille du modèle

La détermination des dimensions du modèle global, par rapport à celles de la zone d'étude, a été le point de départ de notre analyse. La taille de la région modélisée doit être suffisamment importante pour éviter les effets d'interaction avec les limites si celles-ci sont trop proches de la zone d'étude, mais relativement petite afin de minimiser les temps de calcul.

### 2.4 Entrée des caractéristiques générales

#### 2.4.1 Modèle de la semelle superficielle

Il s'agit d'une semelle superficielle carré avec des dimensions déjà déterminés au chapitre 3 :  $B=7.00\text{m}$ , et  $h=1.50\text{m}$ ,  $b=3.00\text{m}$ ,  $h_2=0.75\text{m}$ ,  $\delta h=0.25\text{m}$ , (voir figure 5.1)

La semelle est soumise à une charge verticale  $V$  (poids propre d'éolienne) et une force horizontale ( $H$ ) due au vent.

La définition géométrique retenue pour la semelle présentée sur la figure (4.12).

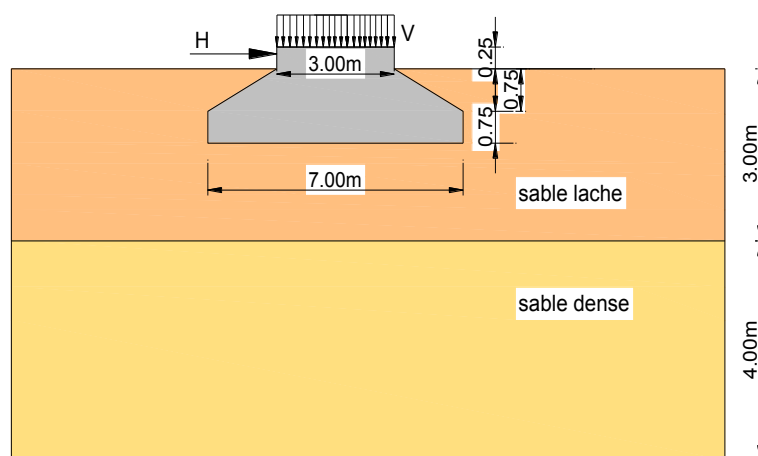


Figure 4.12 : schéma présente la géométrie de modèle (semelle superficielle)



### 2.4.1.1 données du problème :

Le modèle de référence est limité à un espace total. Il présente une extension latérale de 20 m, depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 10 m au-dessous de la surface du sol. On choisit dans le menu « général setting »

- Plane strain ;
- 15 Nœuds ;
- Maillage de 20\*10 m.

On peut alors rentrer les différents points :

- La coordonnée x ;
- La coordonnée y.

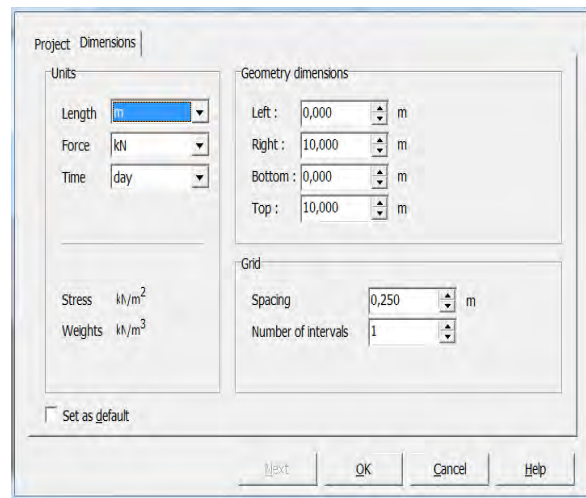
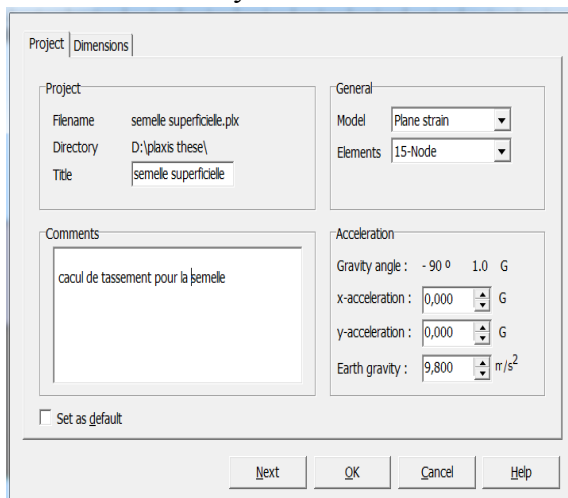


Figure 4.13 : caractéristiques générales du modèle

Figure 4.14 : taille du maillage

Les différentes couches du terrain de modèle sont données sur la figure 5.4, cette figure représenté aussi une vue du modèle de référence utilisée pour le calcul de la semelle.

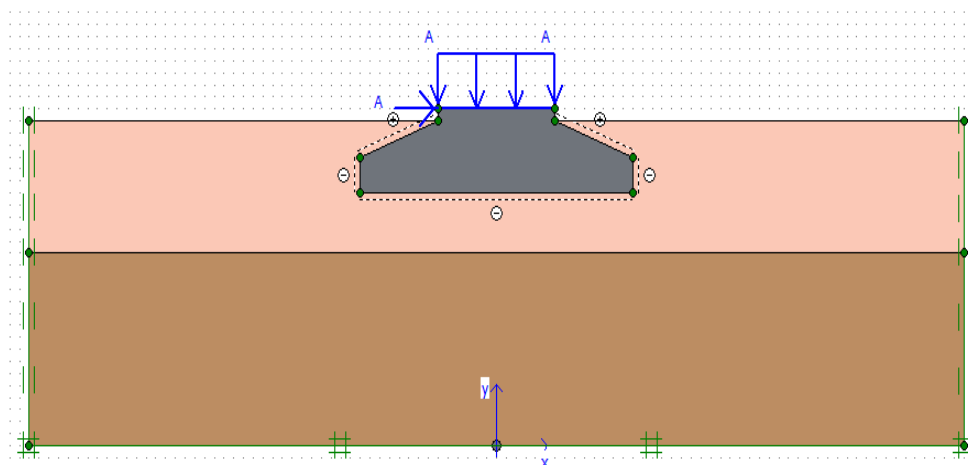


Figure 4.15: Modèle de référence utilisée pour le calcul d'une Semelle superficielle sous charge verticale et horizontale

Et on applique :

- Les interfaces au tour de la semelle.

- Les conditions aux limites standards :

- Le déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ( $U_x = 0$ ) ;

- Le déplacement vertical nul suivant la base du modèle ( $U_y = 0$ ).

Le chargement est défini par une charge A vertical concentré sur la semelle. On placera aussi une charge A horizontale concentrée voir (figure 5.4) au dessus.

### 2.4.1.2 Paramètres des matériaux

Les propriétés des matériaux ou l'éolienne est implantée sont :

- pour la semelle en béton,  $E = 3.107 \text{ kpa}$ ,  $\nu = 0.3$ ,  $\gamma = 25 \text{ KN/m}^3$ .

- Pour le sol, on utilisera un modèle de sol élasto-plastique dite Modèle de Mohr -coulomb, et on précisera que le sol est (drainé). Les paramètres du sol sont donnés dans le tableau (4.2).

paramètres	valeurs
$\gamma$ sable lâche	$18 \text{ KN/m}^3$
$\gamma$ sable dense	$20 \text{ KN/m}^3$
$C'$ sable lâche et dense	$1 \text{ KN/m}^2$
$\nu'$ sable lâche	$25^\circ$
$\nu'$ sable dense	$35^\circ$
$\Psi'$	$5^\circ$
$\nu_{ur}$	0,3
$E_{50}^{\text{ref}}$ sable lâche	1,3KPa
$E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$ sable lâche	1,75KPa
$E_{50}^{\text{ref}}$ sable dense	3KPa
$E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$ sable dense	4,03KPa
$m$	0,5
$p^{\text{ref}}$	100KPa
$R_{\text{inter}}$	0,7

Tableau (4.2) : valeurs des différents paramètres du sol.

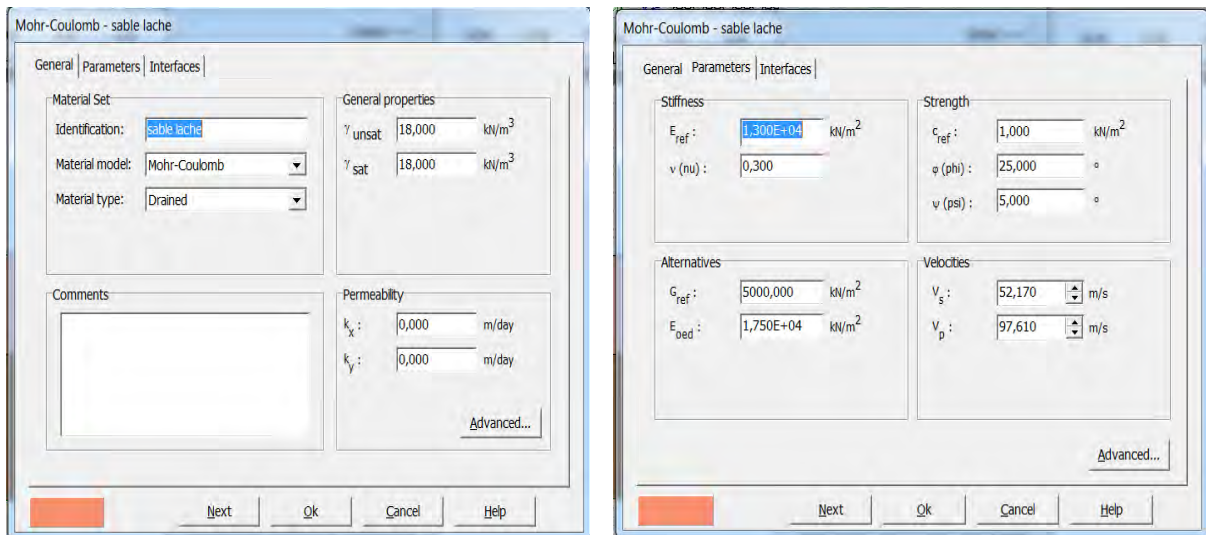


Figure 4.16 : fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de Sable lâche.

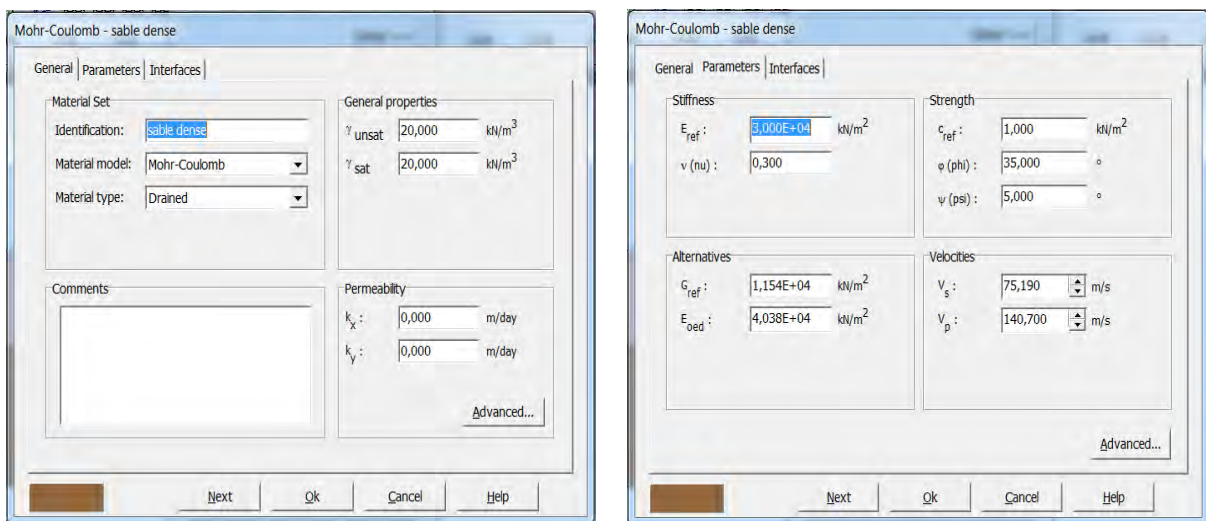


Figure 4.17 : fenêtre des caractéristiques générales relative à la couche de Sable dense.

La loi retenue pour le contact entre sol- semelle, est de l'adhérence parfaite. Les calculs ont été menés en élasto-plasticité en retenant une loi de comportement élastique linéaire pour la semelle. Dans l'onglet « interface » on choisira un coefficient réducteur de 0,7 par défaut ; Voir figure 4.18

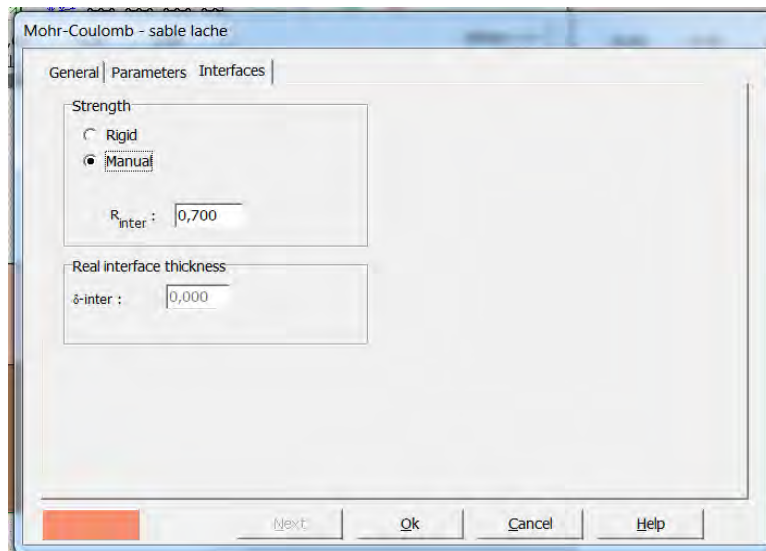


Figure 4.18 : fenêtre de coefficient réducteur d'interaction entre sol- semelle

### 2.4.1.3 Le Maillage

On peut alors lancer le génération automatique du maillage (Figure 4.19) : on raffiner le maillage une fois dans le cluster voisin du semelle et ensuite deux fois dans la semelle.

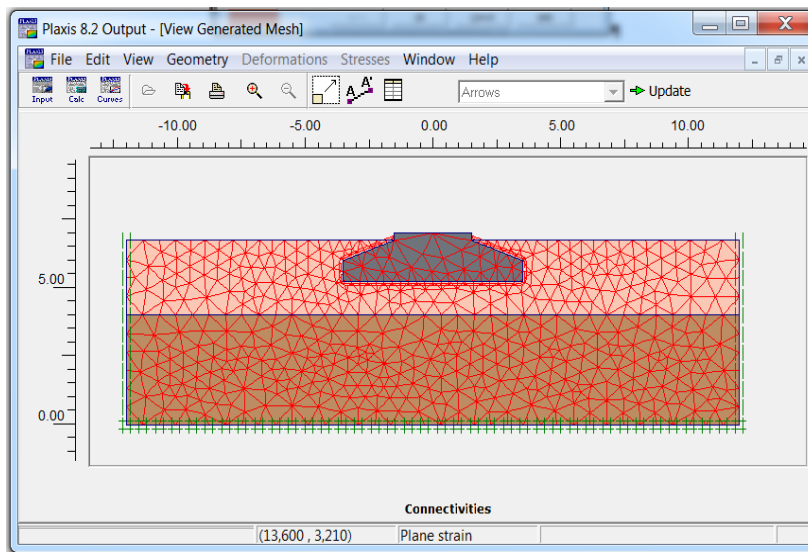


Figure 4.19 : Maillage du problème.

### 2.4.1.5 Conditions initiales

Validez le poids volumique de l'eau.

L'initialisation des contraintes de ce sol peut se faire en conditions  $K_0$ . Plaxis propose par défaut un  $K_0$  selon la formule de Jaky ( $K_0 = 1 - \sin \varphi$ ). Dans cette phase d'initialisation des contraintes, il faut placer le sol initial à la place du semelle avant de lancer le calcul. On obtient la figure ci-dessous (Figure 4.20).

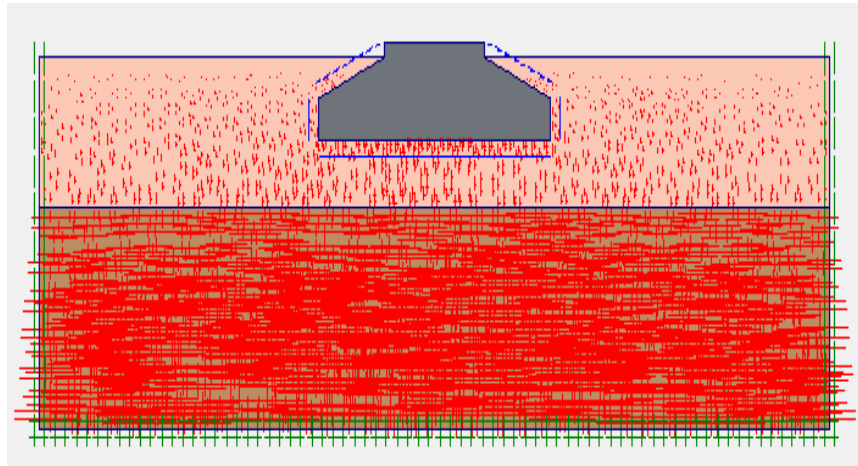


Figure 4.20 : contraintes initiales

#### 2.4.1.6. Les étapes de calcul

Après la définition d'un modèle aux éléments finis, les calculs proprement dits peuvent être effectués.

- **Général**

On choisit un calcul plastique.

- **paramètres**

On choisit la construction par étape (staged construction) qui va permettre de revenir sur les écrans de dessin en cliquant sur le bouton « Définir » On obtient alors une vue du massif avec uniquement le sol. Il faut alors remplacer le sol initial (figure 4.21) par le béton de la semelle et aussi réactiver les deux interfaces. La semelle est maintenant mise en place. On procède ensuite, dans la même phase de calcul à la validation des charges appliquées sur la semelle (la charge A vertical de  $185\text{KN/m}^2$  et la charge horizontale sur la semelle à de  $6.5\text{KN/m}$ ) (figure 4.22).

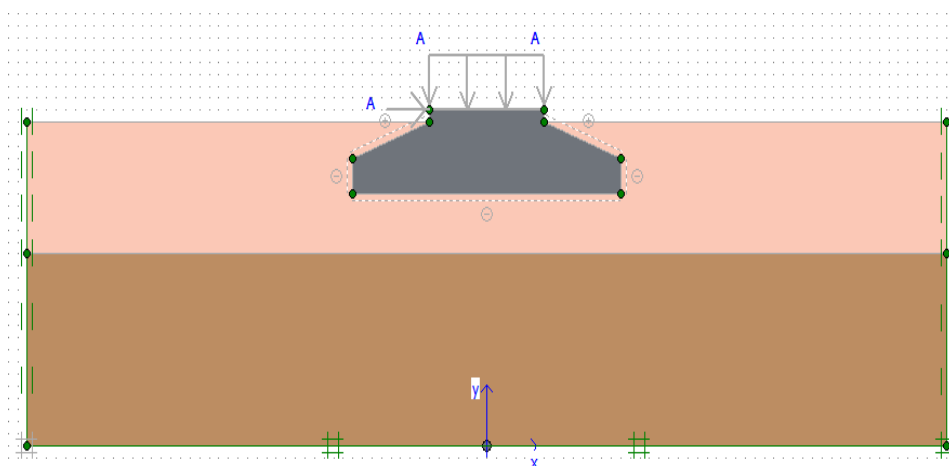


Figure 4.21 : Mise en place de la semelle

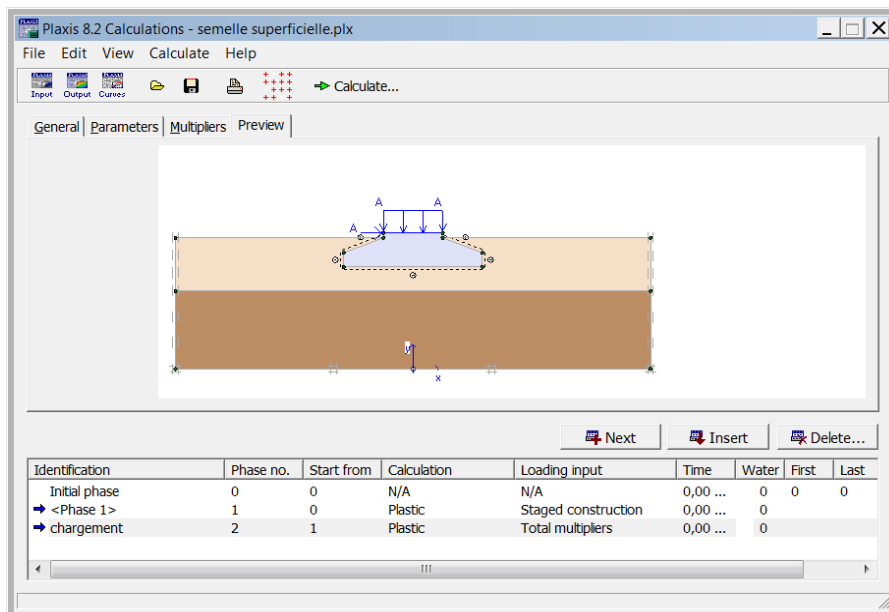


Figure 4.22 : chargement de la semelle

### • Points de contrôle

Après la définition des phases de calcul, et avant de lancer le calcul, il est possible de sélectionner des points pour tracer des courbes effort-déplacement et des chemins de contraintes. Pendant les calculs, les résultats relatifs aux points sélectionnés sont stockés dans un fichier à part. Après le calcul, le programme de tracé des courbes (Curves) permet de générer des courbes effort-déplacement et des chemins de contraintes. La génération de ces courbes repose sur les informations placées dans le fichier spécifique.

Il n'est donc pas possible de générer des courbes pour des points qui n'ont pas été sélectionnés avant le calcul.

Et comme il est nécessaire de choisir les points où l'on veut visualiser les données, tant en déplacement (des nœuds) qu'en contraintes (des points de gauss). On propose de suivre 3 points deux points directement sous le bout de la base de semelle A (-3.50, 15), B (3.50, 15), et un point sur le milieu de la base C (0.00, 15) et aussi pour les déplacements.

### • Calcul

On peut alors lancer le calcul. des différentes étapes de chargement, Pendant celui-ci, une fenêtre d'information apparaît donnant l'évolution du calcul (figure 4.23).

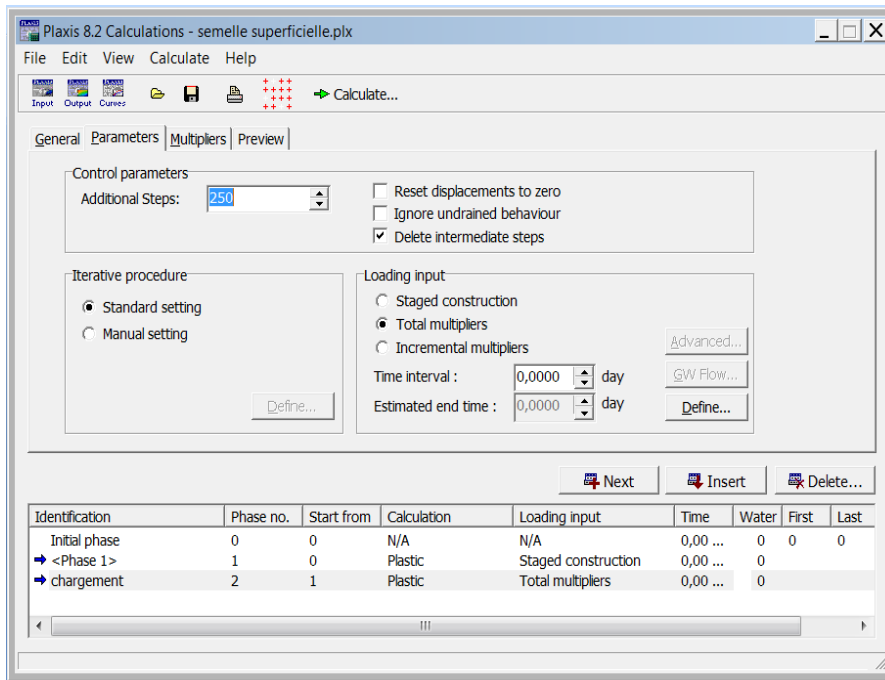


Figure 4.23 : les différentes étapes de chargement

### 2.4.1.7 Premiers résultats

On peut obtenir le maillage déformé sous la sollicitation de chargement (figure 4.24): le tassement de la semelle est de 4.33 mm.

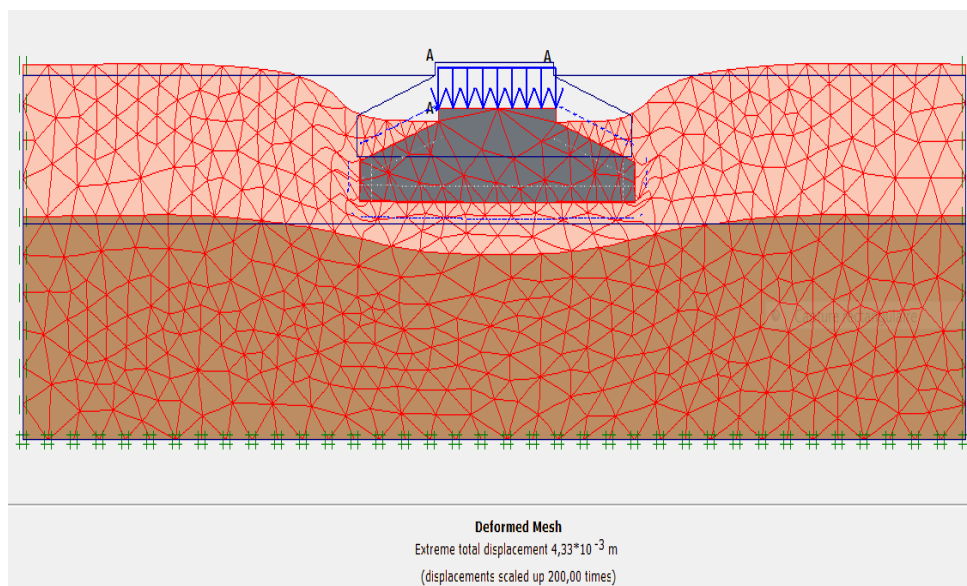


Figure 4.24 : représentation du maillage déformé sous le chargement

Les principaux résultats d'un calcul d'éléments finis sont les déplacements aux nœuds et les contraintes aux points de contraintes.

Pour voir ce résultat, il est nécessaire d'aller dans le menu « output », et cliquer sur « déformations » et définir les différentes valeurs des déplacements : (déplacements verticales ou appeler aussi le tassement, déplacements horizontales et déplacement totales).

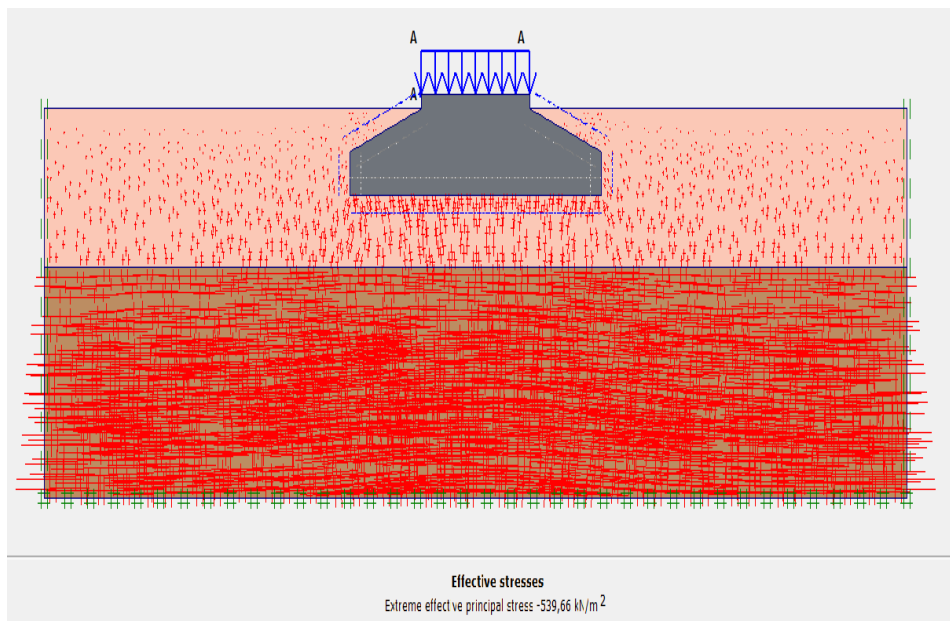
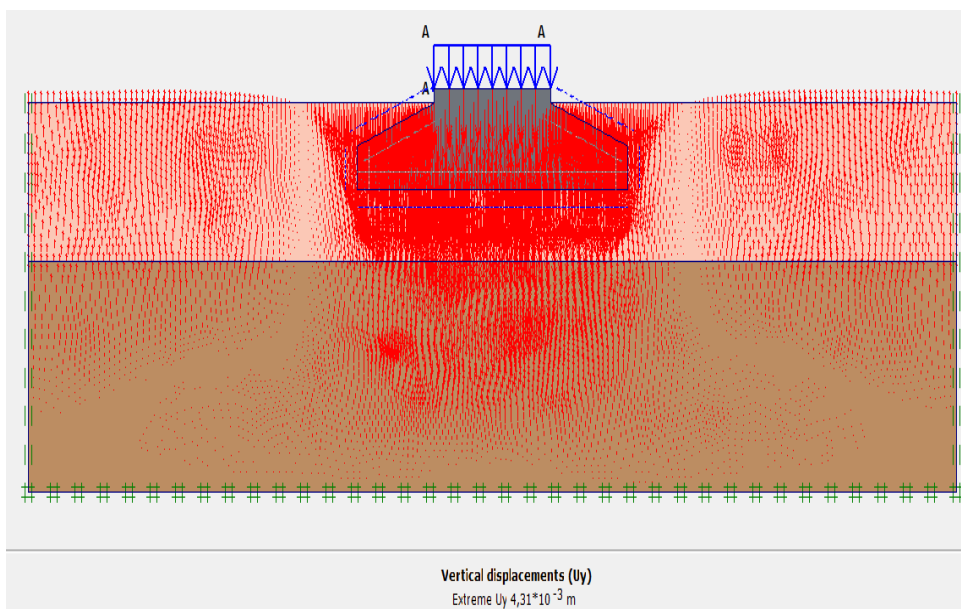


Figure 4.25 : contraintes effectives principales





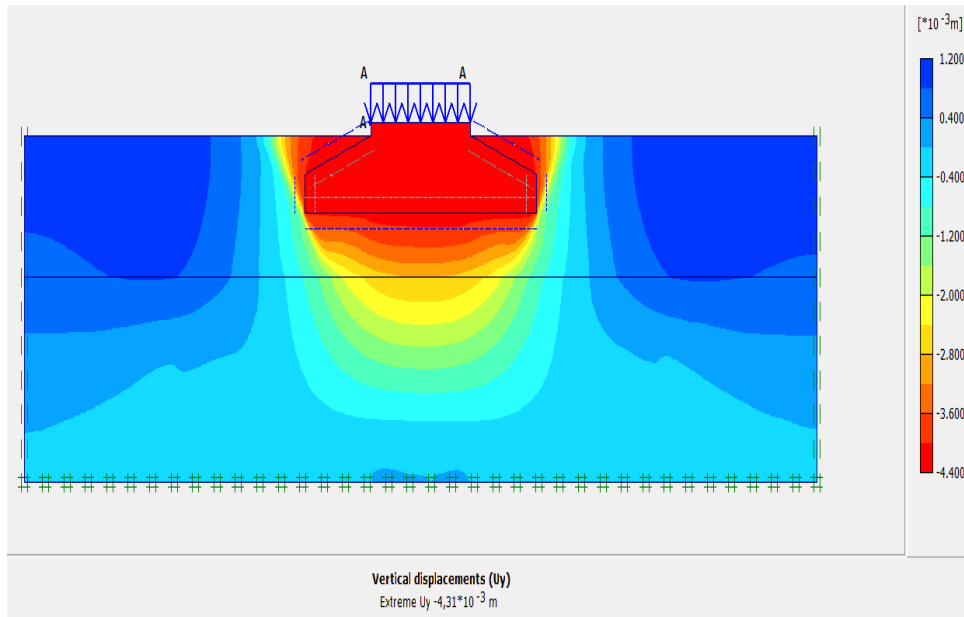
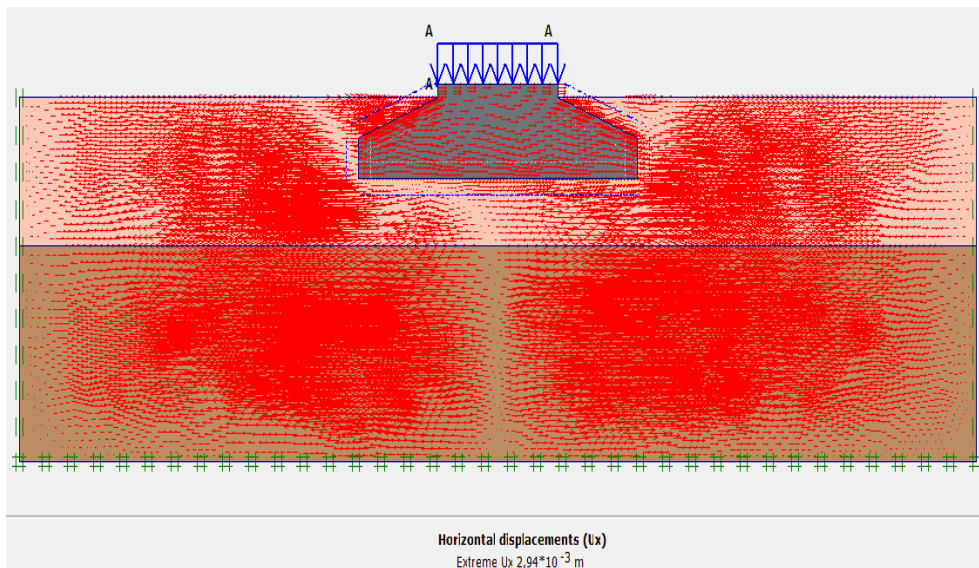


Figure 4.26 : représentation de Tassement sous Chargement vertical et horizontal



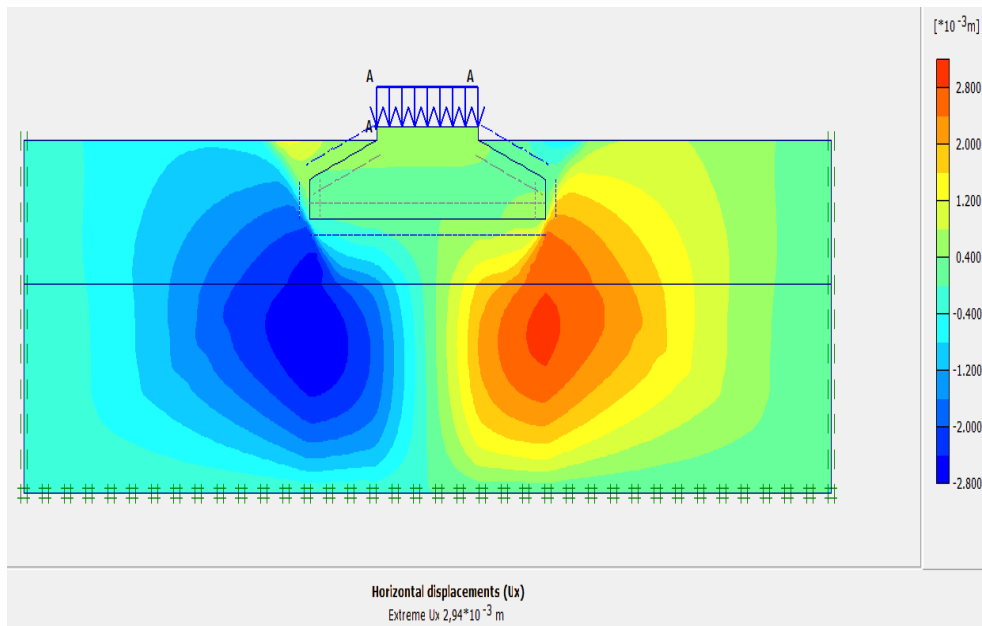


Figure 4.27 : représentation de déplacement horizontal sous chargement vertical et horizontal

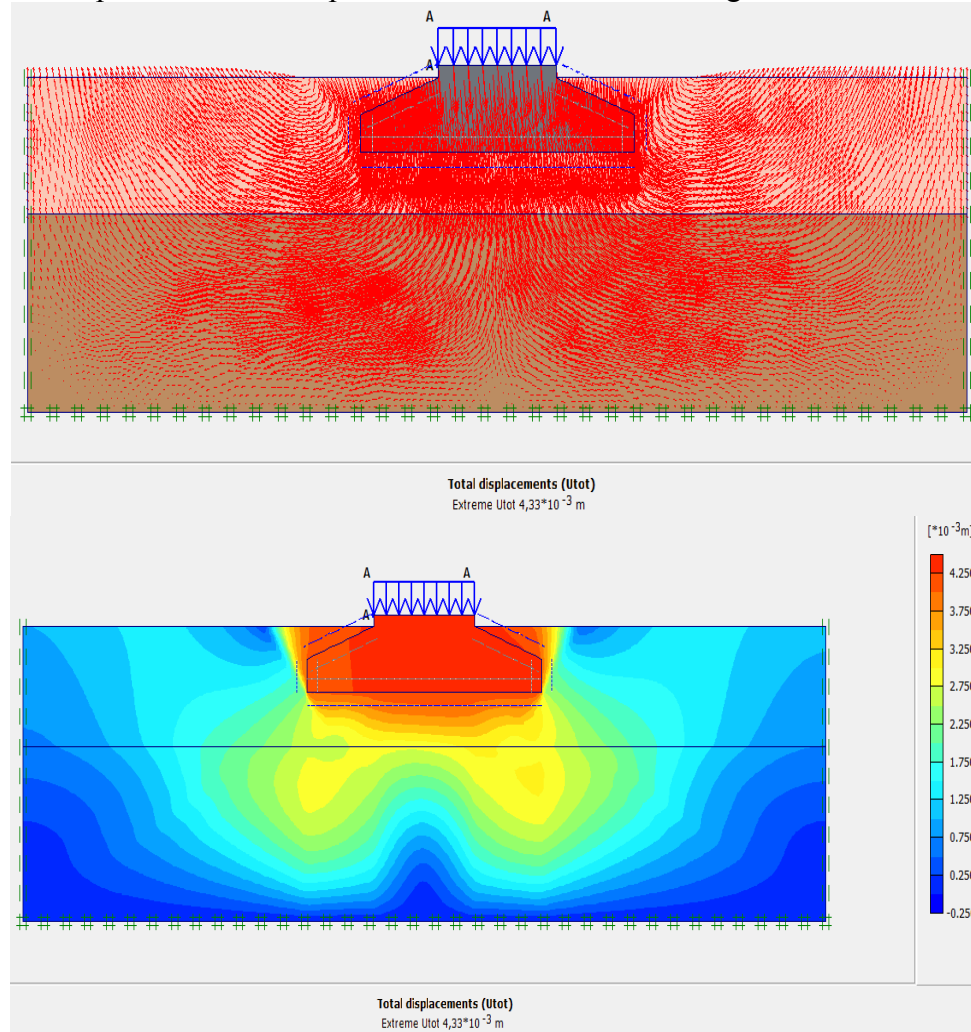


Figure 4.28 : représentation de déplacement total sous chargement vertical et horizontal

Ainsi pour définir et représenter les contraintes maximales effectives on aller dans le menu « output »,et cliquer sur « stresses» et définir les différentes valeurs des contraintes maximales : (Contraintes verticales maximales ( $\sigma_{yy}$ ) effectives, contraintes horizontales maximales ( $\sigma_{xx}$ ) effectives, contraintes horizontales maximales ( $\sigma_{zz}$ ) effectives, contraintes tangentiels maximales ( $\sigma_{xy}$ ) relatives).

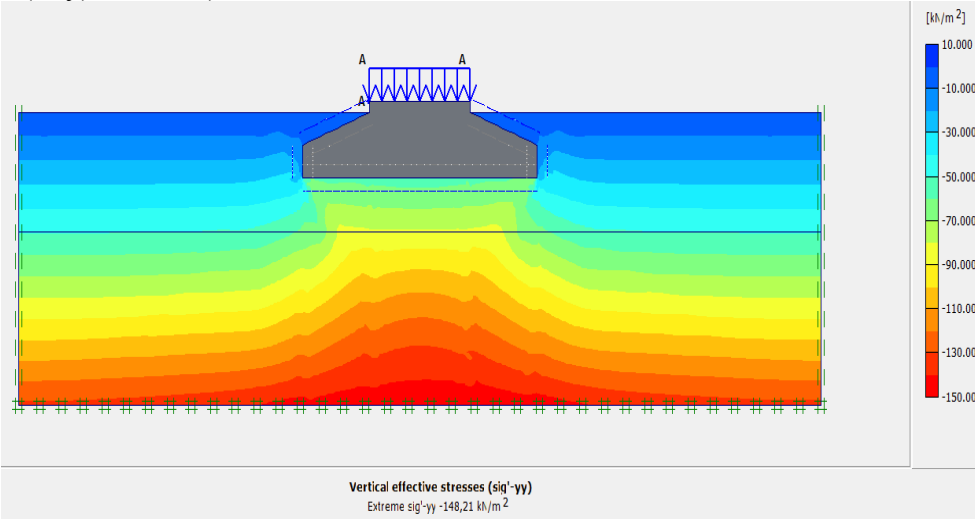


Figure 4.29 : contraintes verticales ( $\sigma_{yy}$ ) effectives

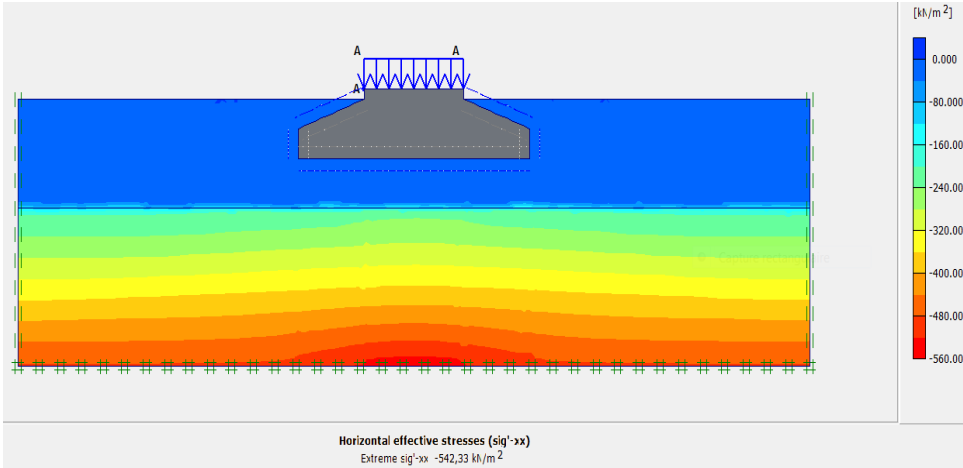


Figure 4.30 : contraintes horizontales ( $\sigma_{xx}$ ) effectives

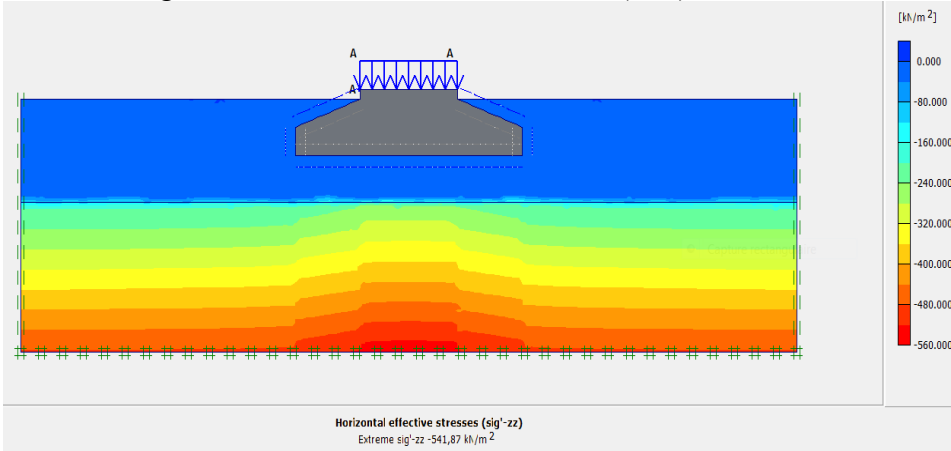


Figure 4.31 : contraintes horizontales ( $\sigma_{zz}$ ) effectives

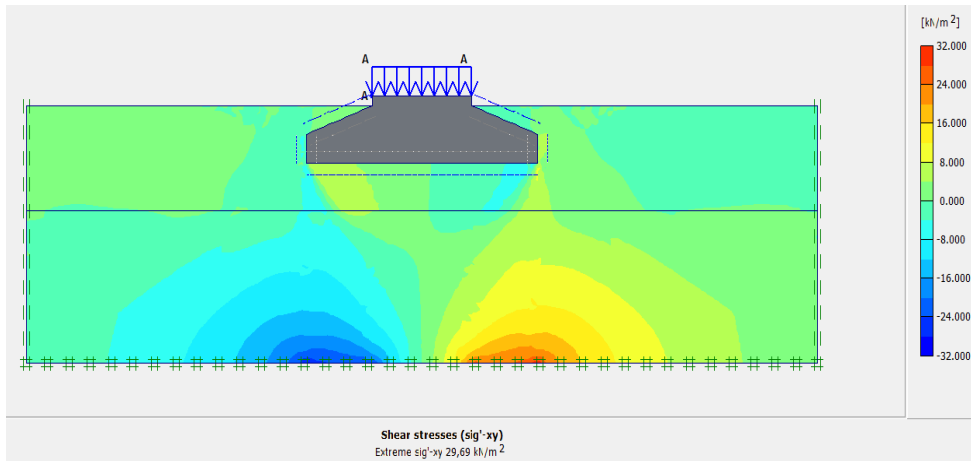


Figure 4.32: contraintes tangentielles ( $\sigma_{xy}$ ) relatives

- la représentation de la zone plastique ce trouve dans le même menu de « Déformations».

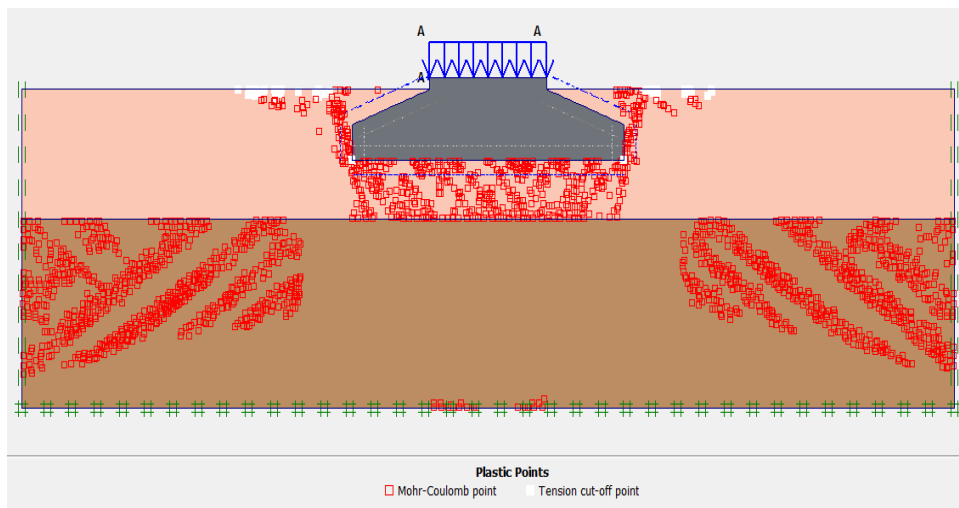


Figure 4.33 : représentation de la zone en plasticité

Pour interpréter ce résultat, il est nécessaire d'aller dans le menu « curve » et de définir une « nouvelle courbe ». On va alors tracer en axe des "X" le step de chargement  $\Sigma$ load A et en axe des ordonnée "Y" le déplacement ( $u_y$ ) des points A, obtient les figures (4.34, 4.35, 4.36) Les 3 courbes correspondent ici au point A (-3.50, 15.00) à la base de la semelle : le tassement, le déplacement horizontale et le déplacement total.

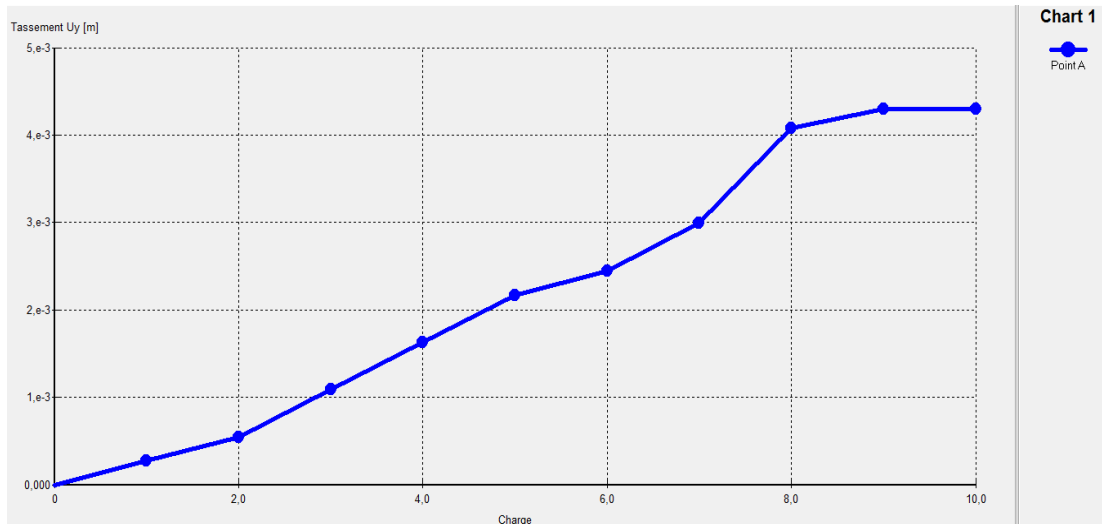


Figure 4.34 : courbe charge-tassement de la semelle

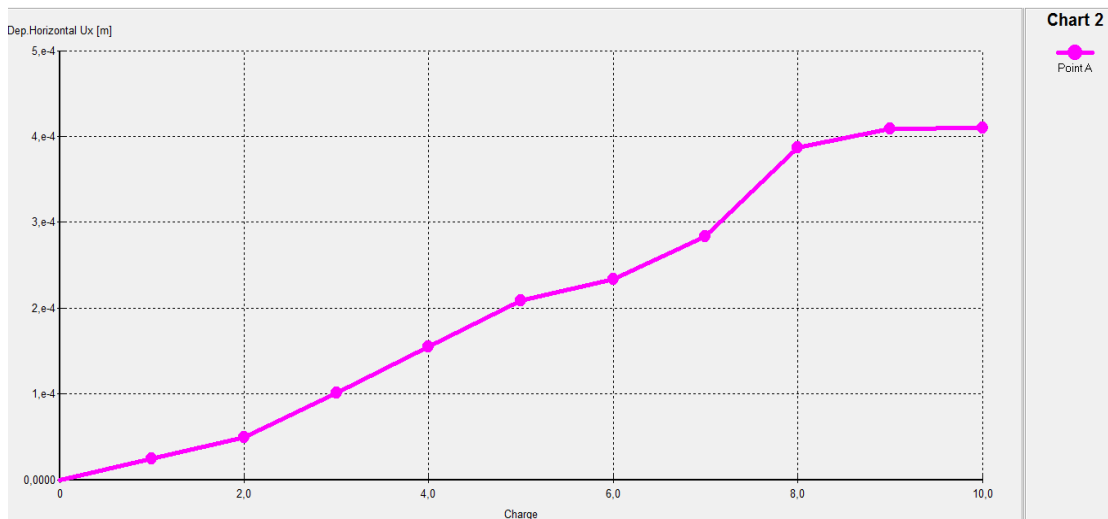


Figure 4.35 : courbe charge-déplacement horizontal de la semelle

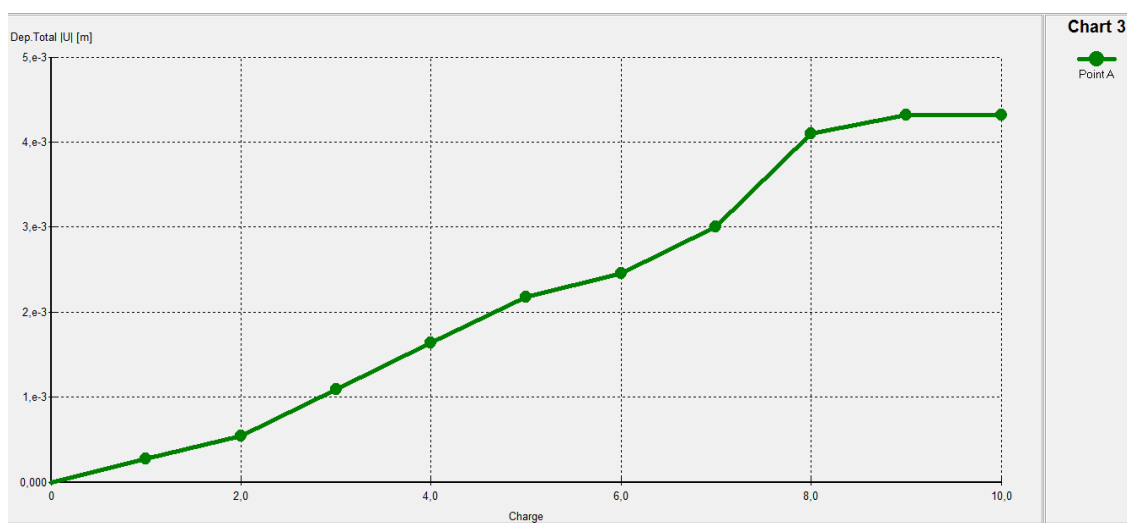


Figure 4.36 : courbe charge-déplacement total de la semelle

## 2.4.2. La modélisation numérique d'un monopieu sous une éolienne :

Il s'agit d'un mono pieu sous une éolienne avec des dimensions sont déjà déterminés au chapitre 03 .Le pieu est soumis à une charge verticale  $V$  (poids propre d'éolienne) et une force horizontale ( $H$ ) due au vent. La définition géométrique retenue pour le pieu présentée sur la figure (4.37).

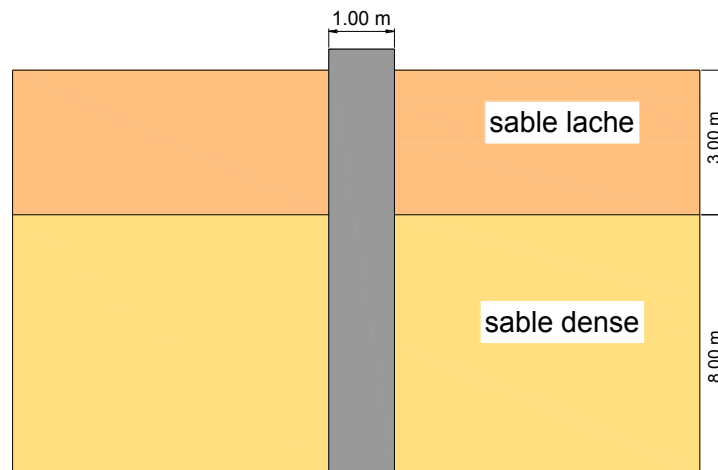


Figure 4.37 - schéma présente la géométrie du monopieu

### 2.4.2.1 données du problème :

Le modèle de référence est limité à un espace total. Il présente une extension latérale de 25 m, depuis l'axe de l'ouvrage et descend verticalement jusqu'à 25 m au-dessous de la surface du sol. On choisit dans le menu « general setting »

- Plane strain ;
- 15 Nœuds
- Maillage de 25\*25 m.

On peut alors rentrer les différents points :

- La coordonnée  $x$
- La coordonnée  $y$

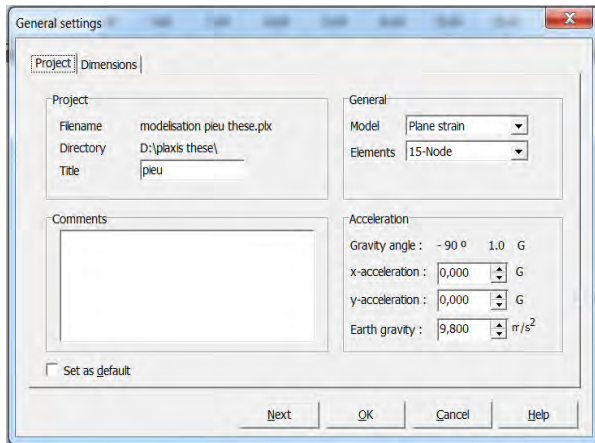


Figure 4.38 : caractéristiques générales du modèle

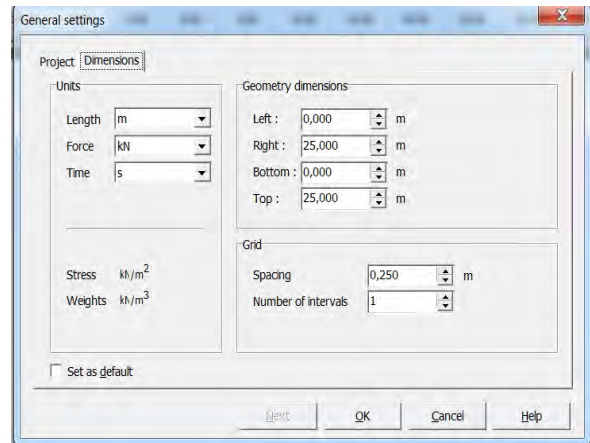


Figure 4.39 taille du maillage

Les différents couches du terrain de modèle sont données ci dessous (figure 4.40)

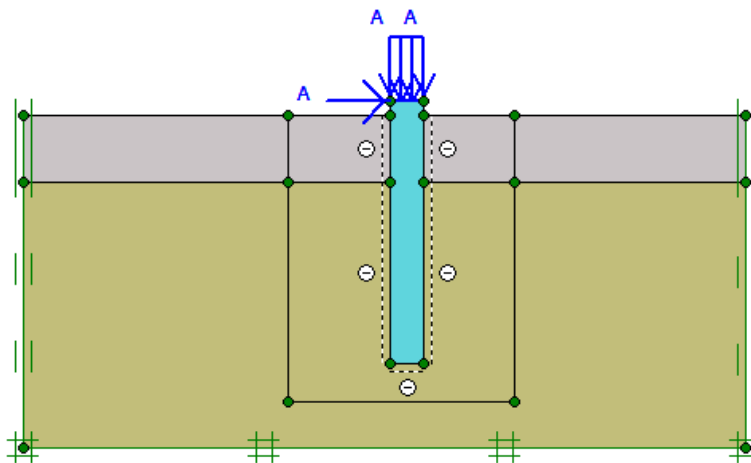


Figure 4.40: Modèle utilisée pour le calcul d'un mono pieu sous charge Verticale et horizontale due à une petite éolienne

Pour pouvoir raffiner le maillage au tour de pieu, on crée un nouveau « cluster »  
( $x_1 = 4.75$  ;  $x_2 = -4.75$  ;  $y = 14.00$ )

Et on applique :

- Les interfaces au tour de pieu.
- Les conditions aux limites standards :
  - Le déplacement horizontal nul suivant les limites latérales du modèle ( $U_x = 0$ ) ;
  - Le déplacement vertical nul suivant la base du modèle ( $U_y = 0$ ).

Le chargement est défini par une charge A vertical concentré sur le pieu. On placera aussi une charge A horizontale concentrée voir (figure 4.40) au-dessus.

### 2.4.2.2 Paramètres des matériaux

Les propriétés des matériaux sont données sur le tableau (4.2) et détaillé sur la figure (4.16.) et (4.17) ,la loi retenue pour le contact entre sol- pieu, est de l'adhérence parfaite. Les calculs ont été menés en élasto-plasticité en retenant une loi de comportement élastique linéaire pour le pieu. Dans l'onglet « interface » on choisira un coefficient réducteur égale à 0,7 (par exemple). Voir figure 4.18

### 2.4.2.3 Le Maillage

On peut alors lancer le génération automatique du maillage (Figure 4.41) : on raffinerà le maillage une fois dans le cluster voisin du pieu et ensuite deux fois dans le pieu.

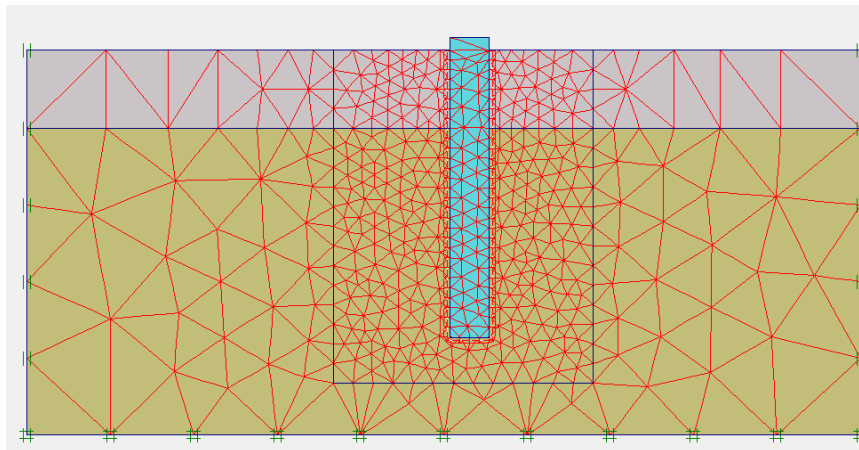


Figure 4.41 : Maillage du problème.

### 2.4.2.4 Conditions initiales

Validez le poids volumique de l'eau. L'initialisation des contraintes de ce sol peut se faire en conditions  $K_0$ . Plaxis propose par défaut un  $K_0$  selon la formule de Jaky ( $K_0 = 1 - \sin \varphi'$ ) que l'opérateur peut modifier. Dans cette phase d'initialisation des contraintes, il faut placer le sol initial à la place du pieu avant de lancer le calcul.

On obtient la figure ci-dessous (Figure 4.42).



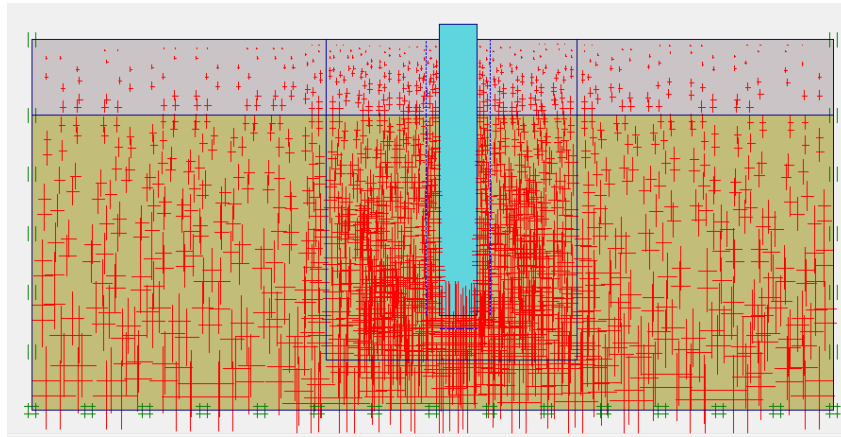


Figure 4.42 : contraintes initiales

### 2.4.2.5 Première phase de calcul

Dans la fenêtre calcul, on choisit pour la première phase les options et dans l'onglet paramètres, on prend l'option « construction par étapes » puis on clique sur le bouton « Définir ». On obtient alors une vue du massif avec uniquement le sol. Il faut alors remplacer le sol initial (figure 4.43) par le béton de la semelle et aussi réactiver les deux interfaces.

La semelle est maintenant mise en place. On procède ensuite, dans la même phase de calcul à la validation des charges appliquées sur la semelle (la charge A vertical de  $185\text{KN/m}^2$  et la charge horizontale sur la semelle à de  $6.50\text{ KN}$ ) (figure 4.44).

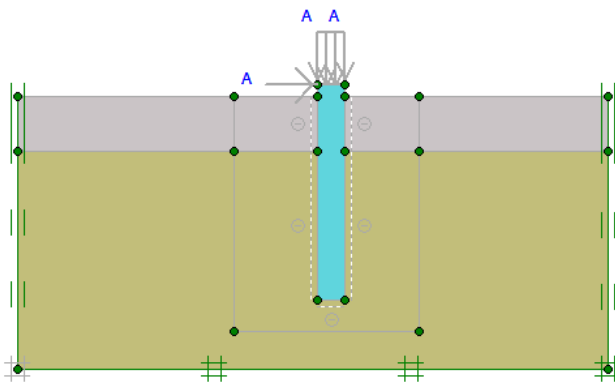


Figure 4.43 : Mise en place du pieu

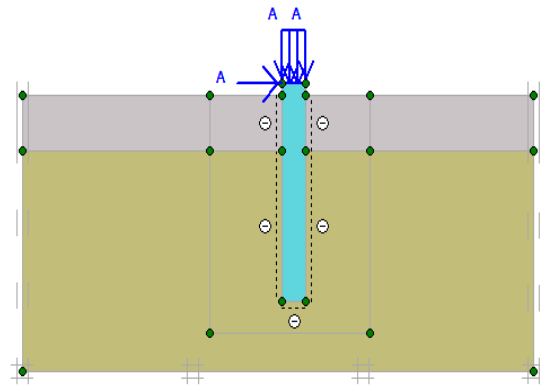


Figure 4.44 : chargement du pieu

Il est nécessaire de choisir les points où l'on veut visualiser les données, tant en déplacement (des nœuds) qu'en contraintes (des points de gauss). On propose de suivre un point en surface sur la tête de pieu A (9.75, 20.50), un point sur la base de pieu B (9.75, 9.00) pour le déplacement et le tassement et pour les contraintes.

On peut alors lancer les différentes étapes de calcul (figure 4.45).

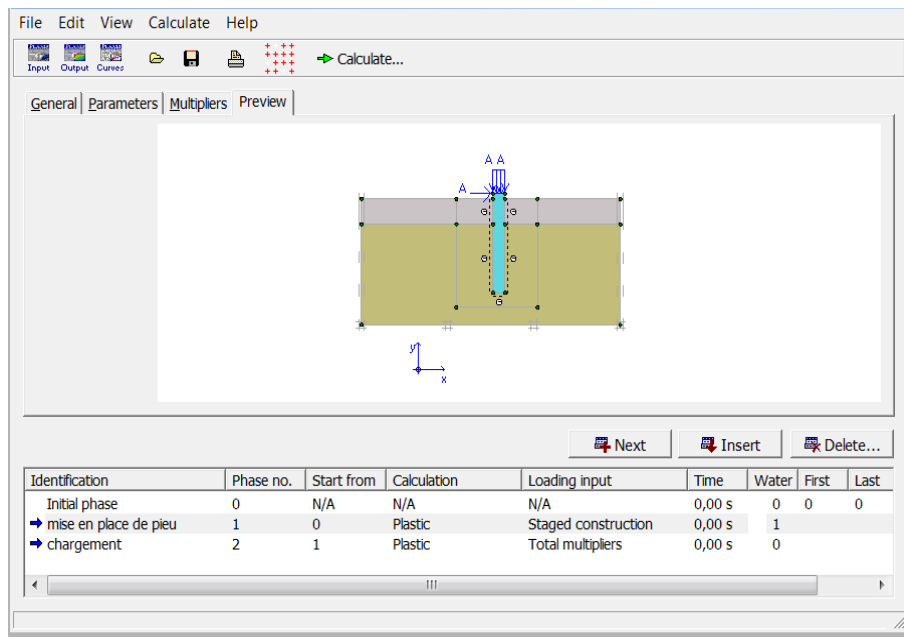


Figure 4.45 : les différentes étapes de calcul

### 2.4.2.6 Premiers résultats

On peut obtenir le maillage déformé sous la sollicitation de chargement de (figure 4.46), le tassement de pieu est de 42.35 mm.

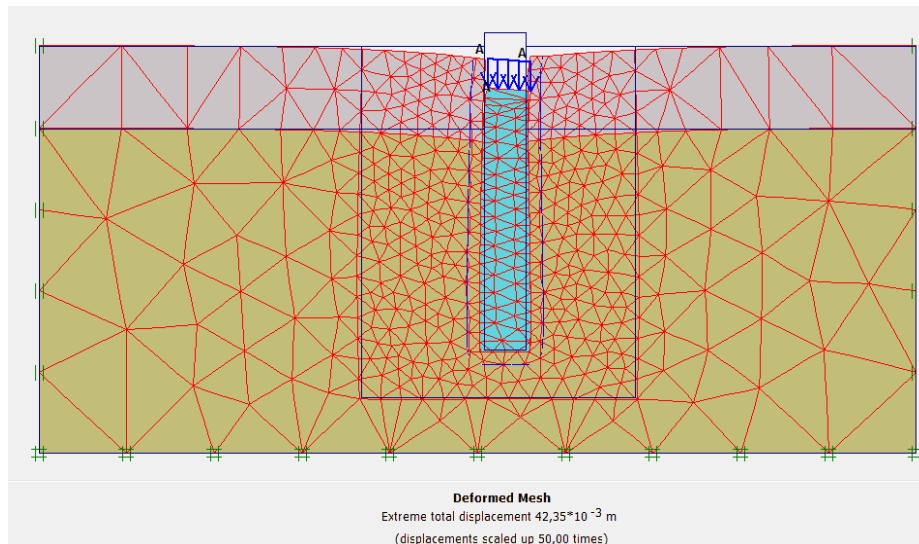


Figure 4.46 - représentation du maillage déformé sous le chargement

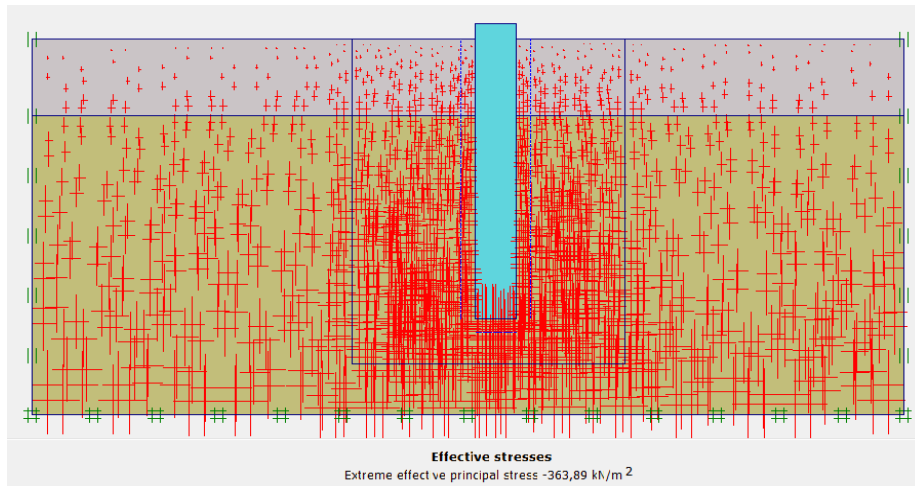
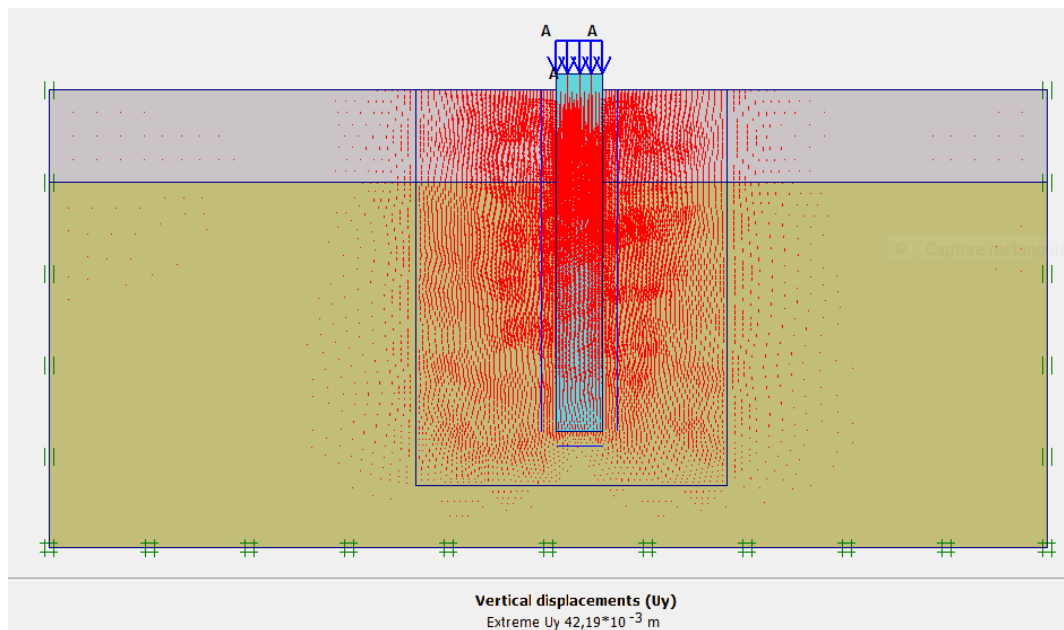


Figure 4.47 : contraintes effectives principales

Pour voir ce résultat, il est nécessaire d'aller dans le menu « output », et cliquer sur « déformations » et définir les différentes valeurs des déplacements : (déplacements verticales ou appeler aussi le tassement, déplacements horizontales et déplacement totales).



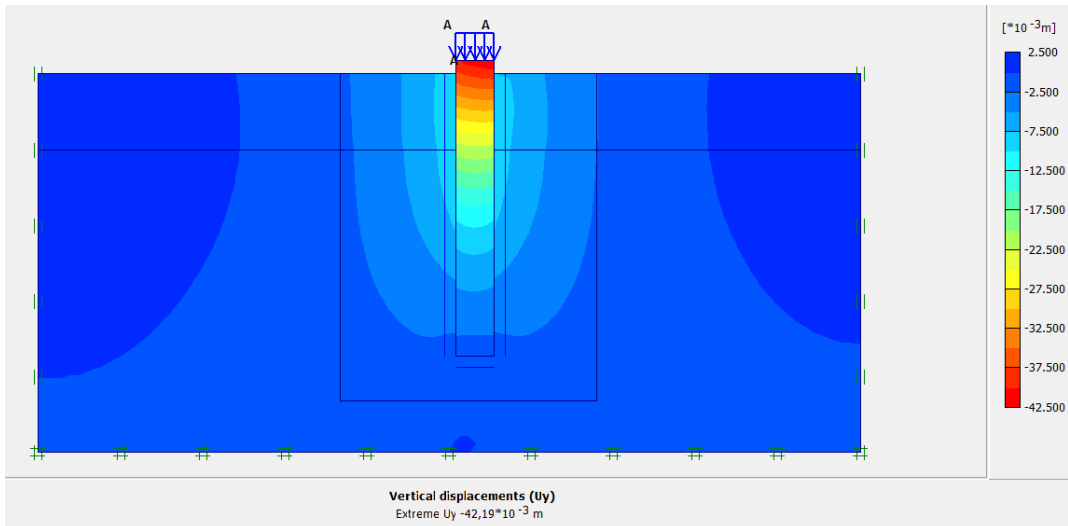


Figure 4.48 : représentation de déplacement vertical sous Chargement vertical et horizontal

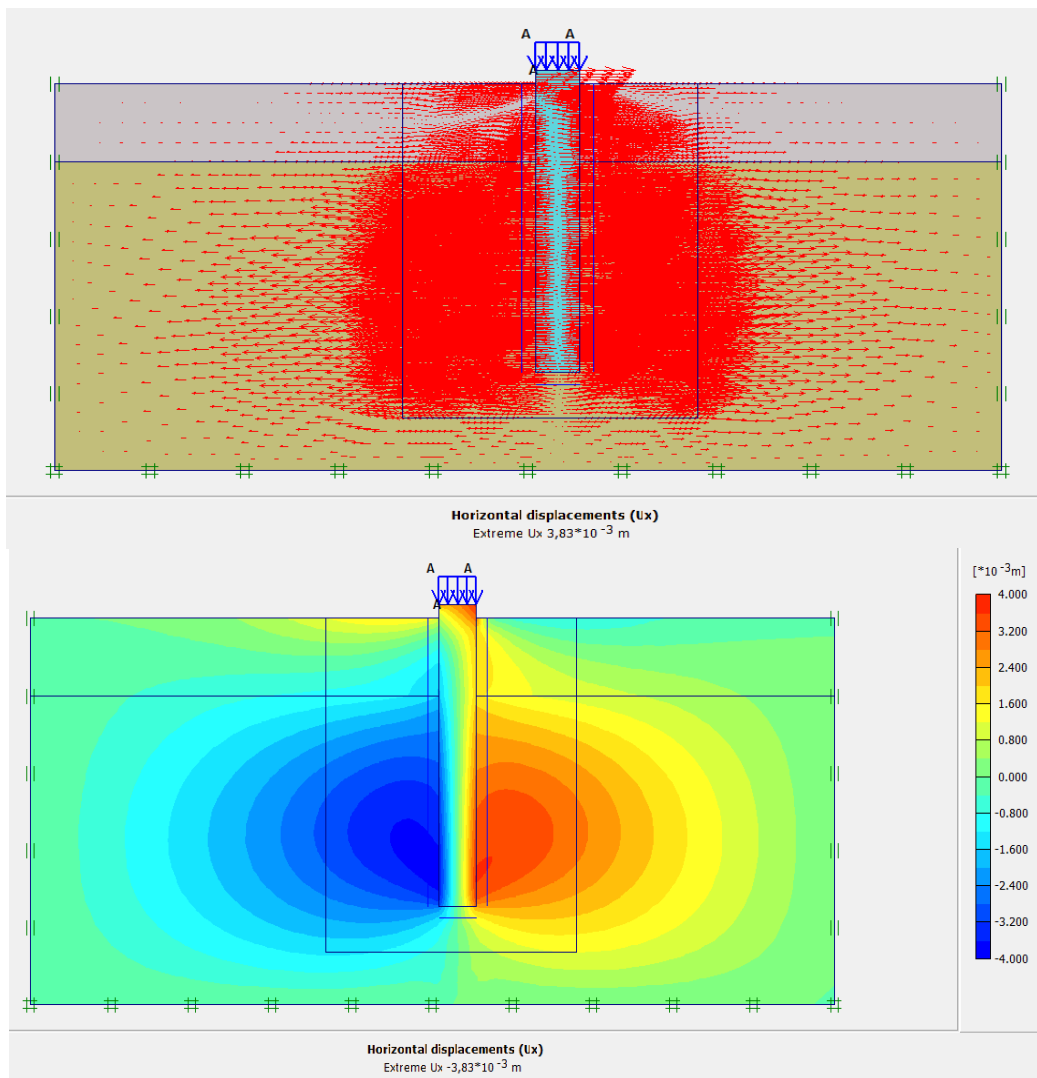


Figure 4.49 : représentation de déplacement horizontal sous chargement vertical et horizontal

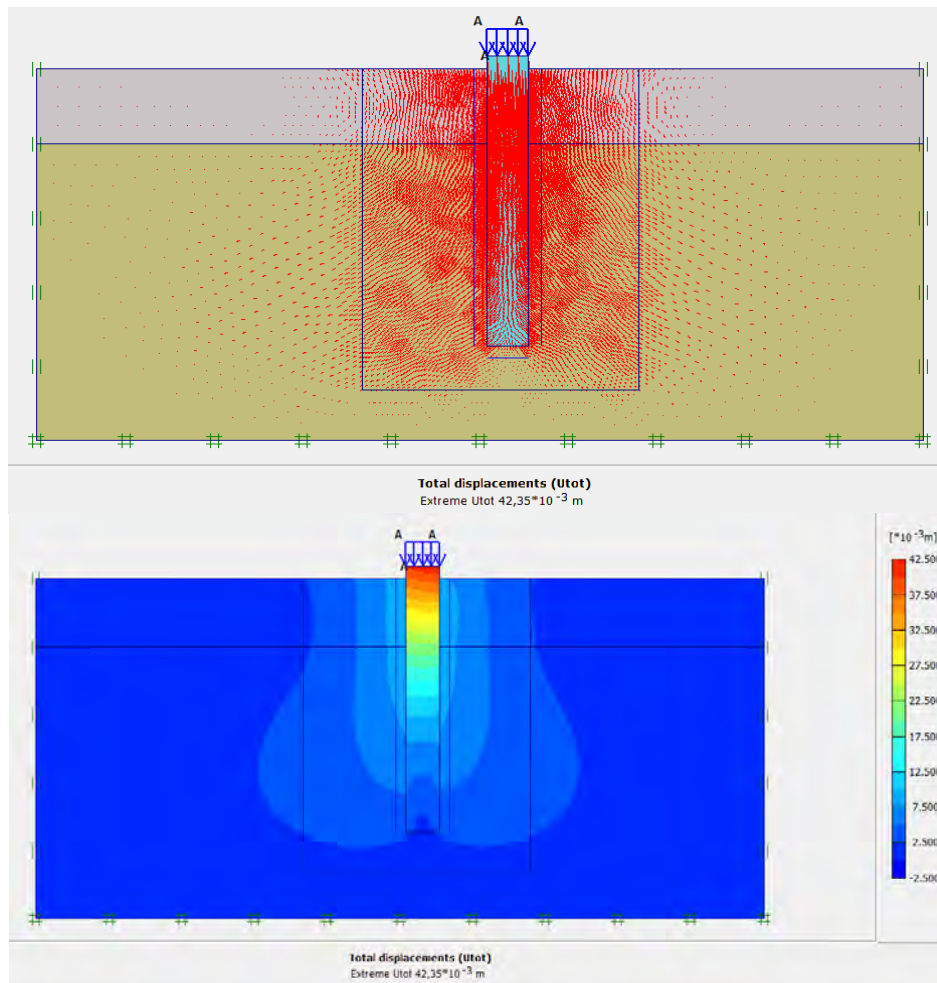


Figure 4.50 : représentation de déplacement total sous chargement vertical et horizontal

Ainsi pour définir et représenter les contraintes maximales effectives on aller dans le menu « output », et cliquer sur « stresses » et définir les différentes valeurs des contraintes maximales : (Contraintes verticales maximales ( $\sigma_{yy}$ ) effectives, contraintes horizontales maximales ( $\sigma_{xx}$ ) effectives, contraintes horizontales maximales ( $\sigma_{zz}$ ) effectives, contraintes tangentielles maximales ( $\sigma_{xy}$ ) relatives).

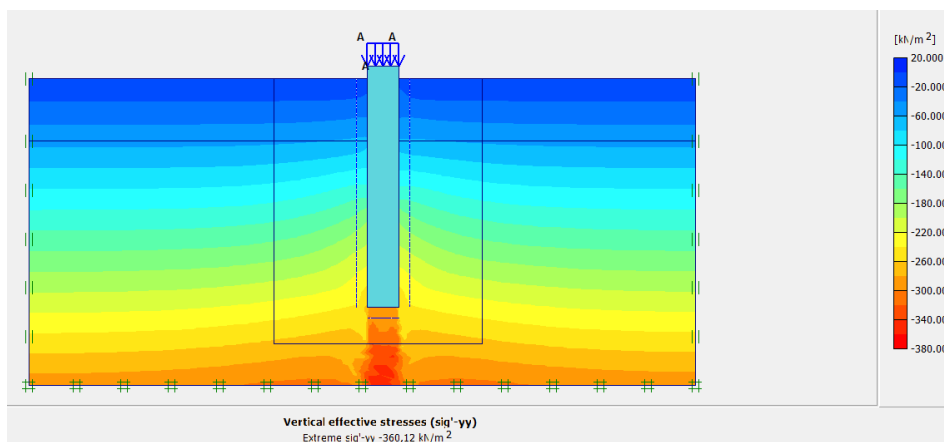


Figure 4.51 : contraintes verticales ( $\sigma_{yy}$ ) effectives

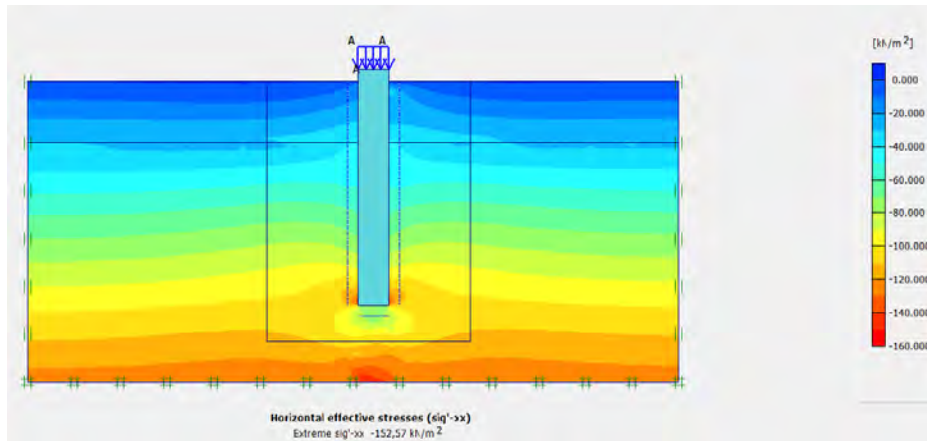


Figure 4.52 : contraintes horizontales ( $\sigma_{xx}$ ) effectives

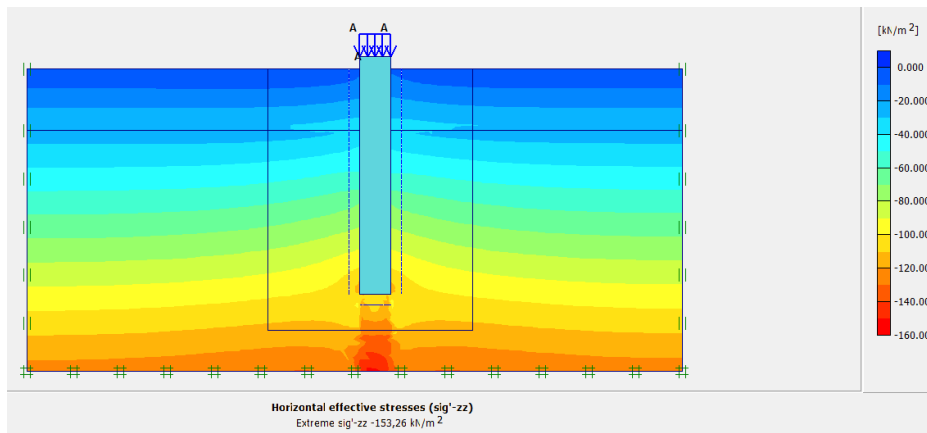


Figure 4.53 : contraintes horizontales ( $\sigma_{zz}$ ) effectives

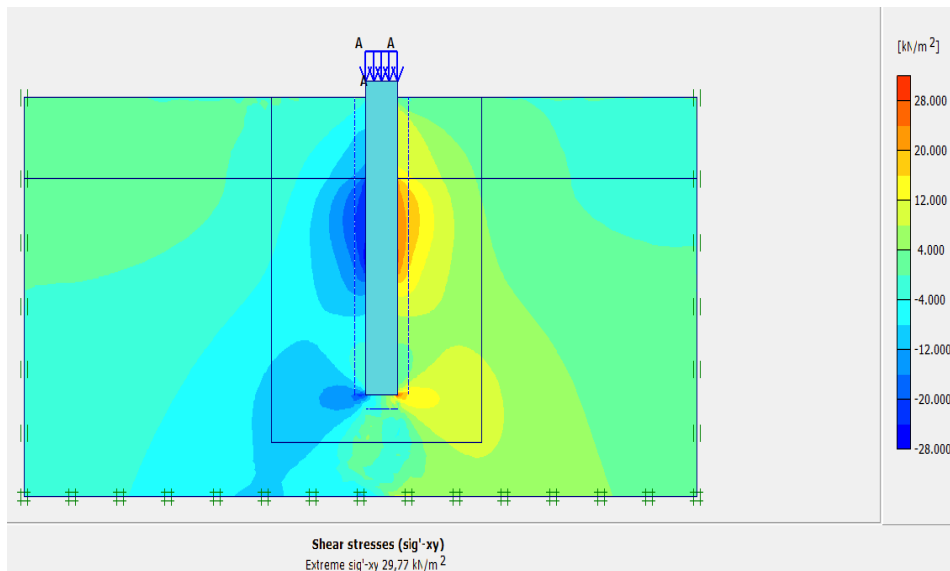


Figure 4.54 : contraintes tangentielles ( $\sigma_{xy}$ ) relatives

- la représentation de la zone plastique ce trouve dans le même menu de « Déformations».

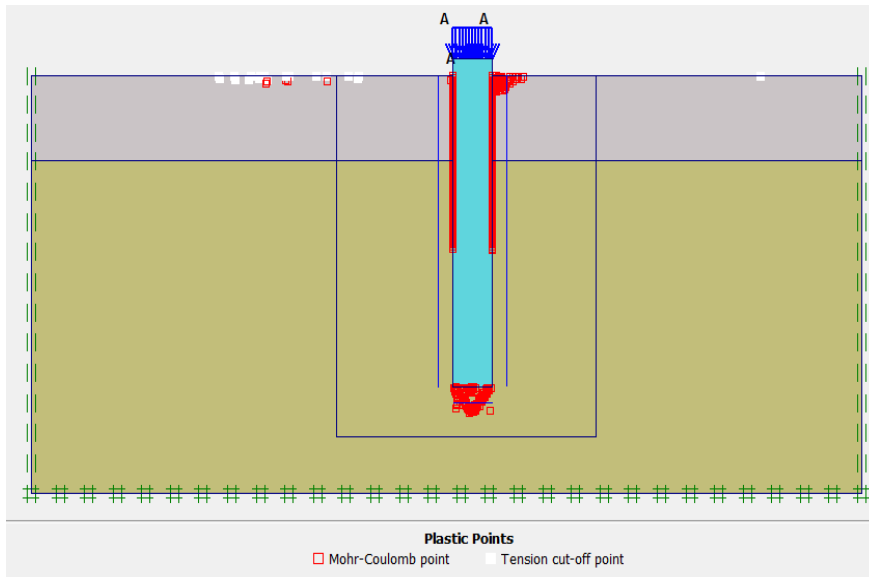


Figure 4.55 : représentation de la zone en plasticité

Pour interpréter ce résultat, il est nécessaire d'aller dans le menu « curve » et de définir une « nouvelle courbe ». On va alors tracer en axe des "x" le step de chargement  $\Sigma$ load A et en axe des ordonnées le déplacement ( $u_y$ ) de points A, on obtient les figures (4.56, 4.57, 4.58)

Les 3 courbes correspondent ici aux point A en surface sur la tête de pieu A (9.75, 20.50) et, un point sur la base de pieu B (9.75, 9.00) pour le déplacement et le tassement.

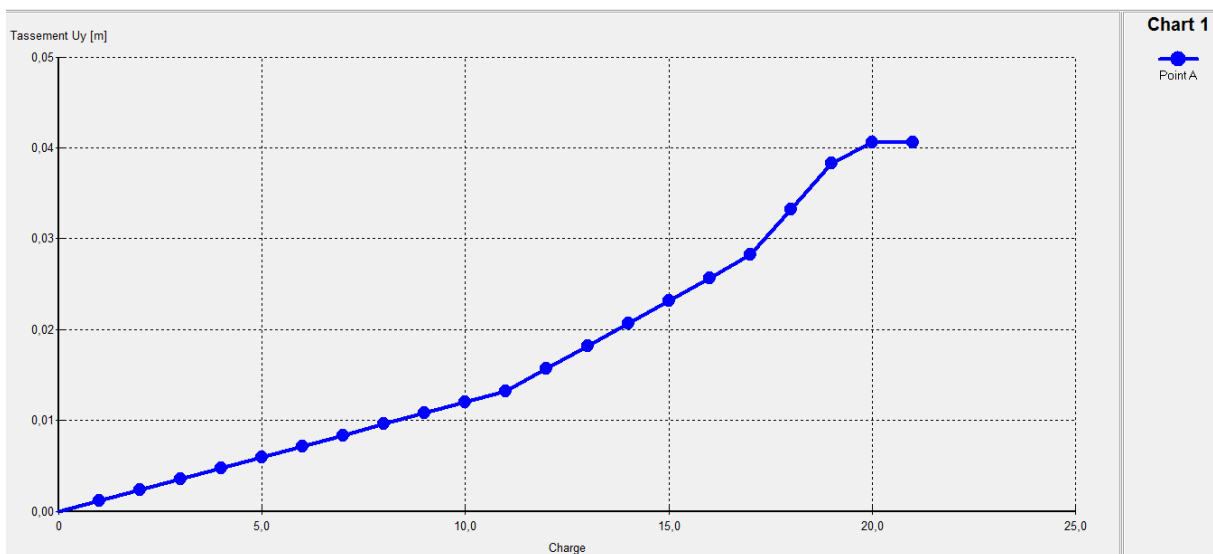


Figure 4.56 : courbe charge-tassement du pieu

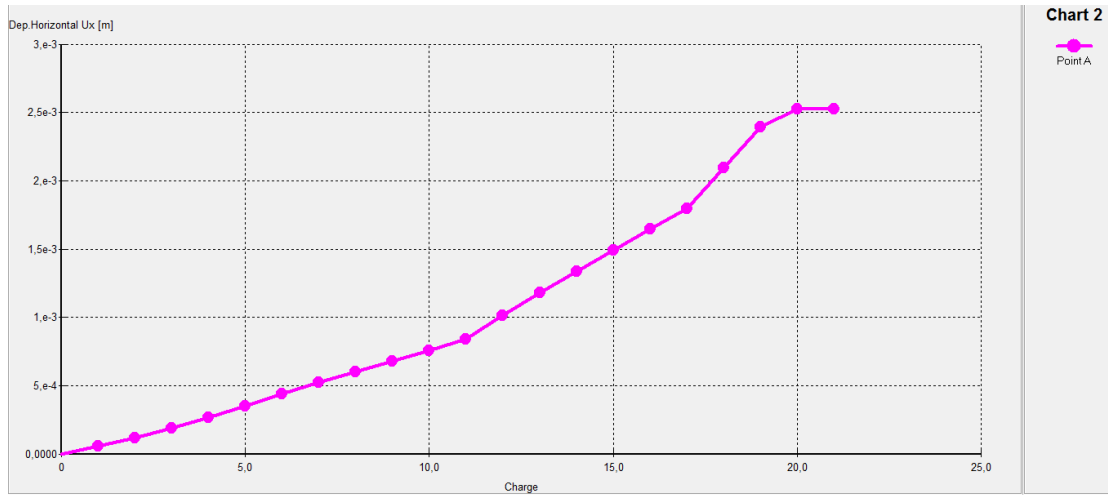


Figure 4.57 : courbe charge-déplacement horizontal du pieu

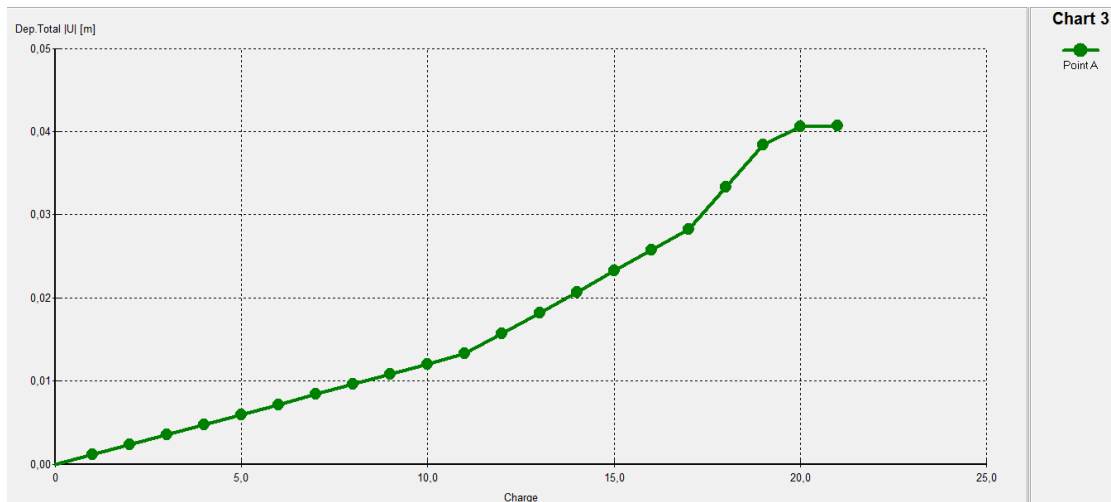


Figure 4.58 : courbe charge-déplacement total du pieu



## Chapitre 05 :

# Étude paramétrique

## 1 Introduction

L'importance de l'étude paramétrique consiste dans l'obtention des résultats très variables pour un même projet par la modélisation ce dernier l'intermédiaire des logiciels différents d'où la nécessité de procéder à des études paramétrique.

Pour notre cas après l'établissement des modèles des références (semelle superficielle et pieu) et les résultats obtenus, l'étude paramétrique sera effectuée seulement sur le modèle du pieu. On va montrer l'effet des paramètres sur le comportement du pieu et du sol, On utilise la même coupe du projet, avec les mêmes données et on change à chaque fois le paramètre à comparer (les paramètres ont été modifiés un par un), et toujours dans des fourchettes raisonnables.

On a deux types de paramètres :

- Les paramètres de modélisation ;
- Les paramètres géotechniques.

La comparaison sera faite sur les résultats de deux types de courbes :

- Charge-tassement du pieu
- Déplacement horizontale du pieu

## 2 Effet des paramètres de modélisation

Parmi les paramètres de modélisation, on propose l'étude de l'effet des trois paramètres Suivants :

- Le maillage ;
- Dimensions du modèle de référence.
- Tolérance de calcul

### 2.1 Le maillage

L'utilisateur de Plaxis doit sélectionner des éléments triangulaires à 6 ou 15 noeuds pour modéliser les couches de sol et autres éléments de volume. L'élément par défaut de Plaxis est le triangle à 6 noeuds Il fournit des interpolations du second ordre pour les déplacements. La matrice de rigidité des éléments est évaluée par intégration numérique en utilisant au total trois points de Gauss (points de contrainte). Pour le triangle à 15 noeuds, l'interpolation est d'ordre quatre, et l'intégration nécessite douze points de contrainte. Le type d'éléments pour les éléments de structure est automatiquement compatible avec le type d'éléments de sol choisi [27].

Le triangle à 15 noeuds est un élément très précis qui a produit des résultats en contraintes de haute qualité sur différents problèmes, comme par exemple le calcul de la rupture de sols incompressibles. L'utilisation des triangles à 15 noeuds implique une consommation de mémoire assez élevée, et les calculs et la manipulation sont donc un peu ralentis. C'est pour cela qu'un type d'éléments plus simple est également disponible.

Le triangle à 6 noeuds est un élément relativement précis donnant de bons résultats pour les analyses standard en déformation, à condition d'utiliser un nombre suffisant d'éléments. Cependant, il faut être prudent dans le cas de modèles axisymétriques ou dans des situations où une rupture (possible) est à prendre en compte, comme un calcul de capacité portante ou le calcul de coefficient de sécurité selon la méthode de phi-c réduction. Les charges à la rupture et les coefficients de sécurité sont généralement surévalués avec des éléments à 6 noeuds. Pour ces calculs, il convient d'utiliser plutôt des éléments à 15 noeuds.

On change le maillage des éléments à 06 noeuds et on compare les résultats obtenus aux résultats du modèle de référence (15 noeuds).

La comparaison des résultats est présentée par les courbes sur les figures 5.1 à 5.2 suivantes :

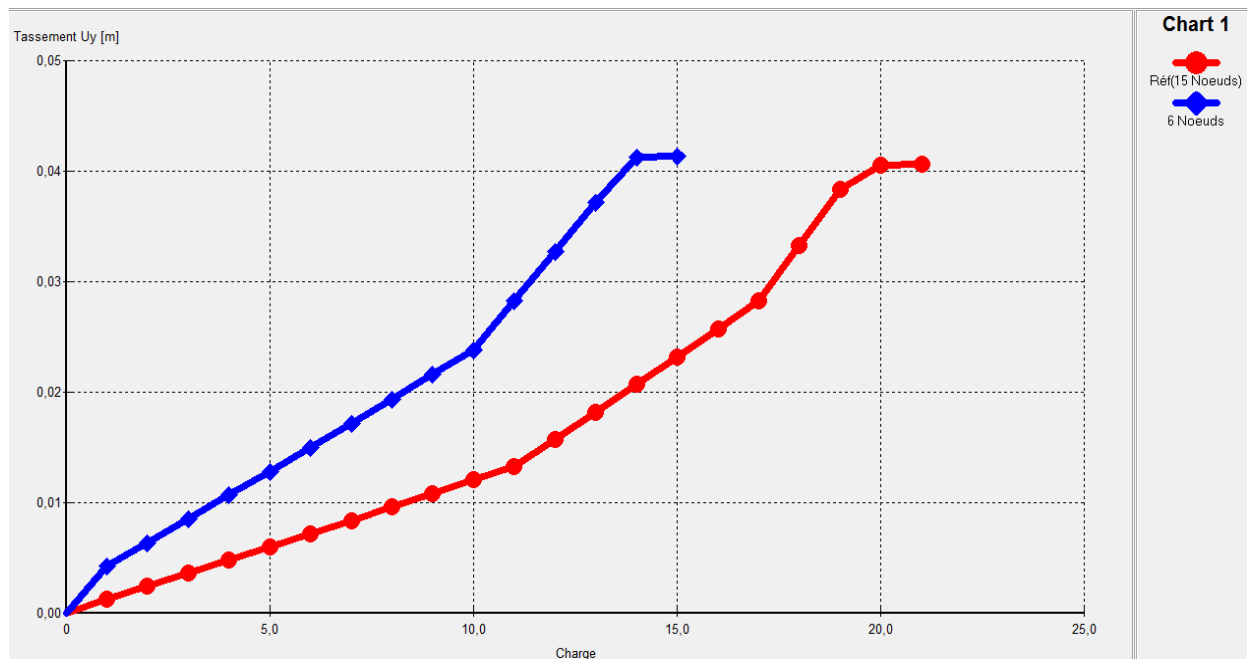


Figure 5.1 : Influence du maillage sur la courbe charge-tassement du pieu

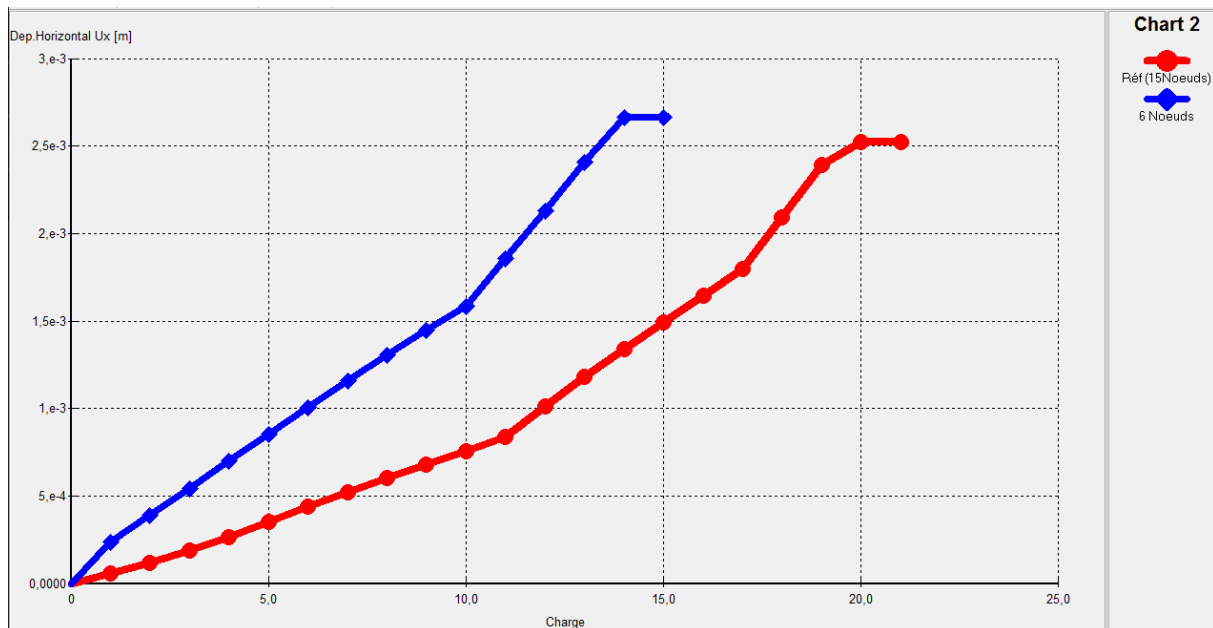


Figure 5.2 : Influence du maillage sur le déplacement horizontal du pieu

- La variation du maillage de modèle d'un élément de 15 nœuds à un élément de 6 nœuds provoque une augmentation de la pente des courbes c.à.d. (la courbe de tassement, et la courbe de déplacement horizontal), qui entraîne par la suite une stabilité de cette pente sur un palier constant appelé le palier d'écoulement plastique ou le palier de rupture, sur ce palier les valeurs de tassements et de déplacement horizontal pour les deux modèles avaient des variations sensibles.

## 2.2 La précision des calculs

Dans toutes les analyses non linéaires où un nombre défini de pas de calcul est utilisé, un décalage avec la solution exacte apparaît. Un algorithme de résolution doit s'assurer que les erreurs d'équilibre restent localement et globalement dans des limites acceptables. Les seuils d'erreur adoptés par Plaxis sont liés directement à la valeur spécifiée de l'erreur tolérée (tolerated error) [27].

A l'intérieur de chaque pas, le programme de calcul continue les itérations jusqu'à ce que les erreurs calculées soient inférieures à la valeur spécifiée. Si l'erreur tolérée est réglée sur une valeur élevée, le calcul sera relativement rapide mais peut s'avérer inexact ; si elle est petite, le temps de calcul peut être très long. En général, le réglage standard de 0,03 est acceptable dans la plupart des calculs.

La précision des calculs est définie par la tolérance sur la convergence des calculs. Par défaut avec Plaxis V.08, la tolérance est de 1%, celle utilisée pour le calcul du modèle de référence.

Pour étudier l'effet de ce paramètre on fait le calcul pour :

- Une tolérance de 3% ;
- Une tolérance de 6%.

Les résultats des calculs obtenus sont présentés par les courbes sur les figures 5.3 à 5.4 suivantes :

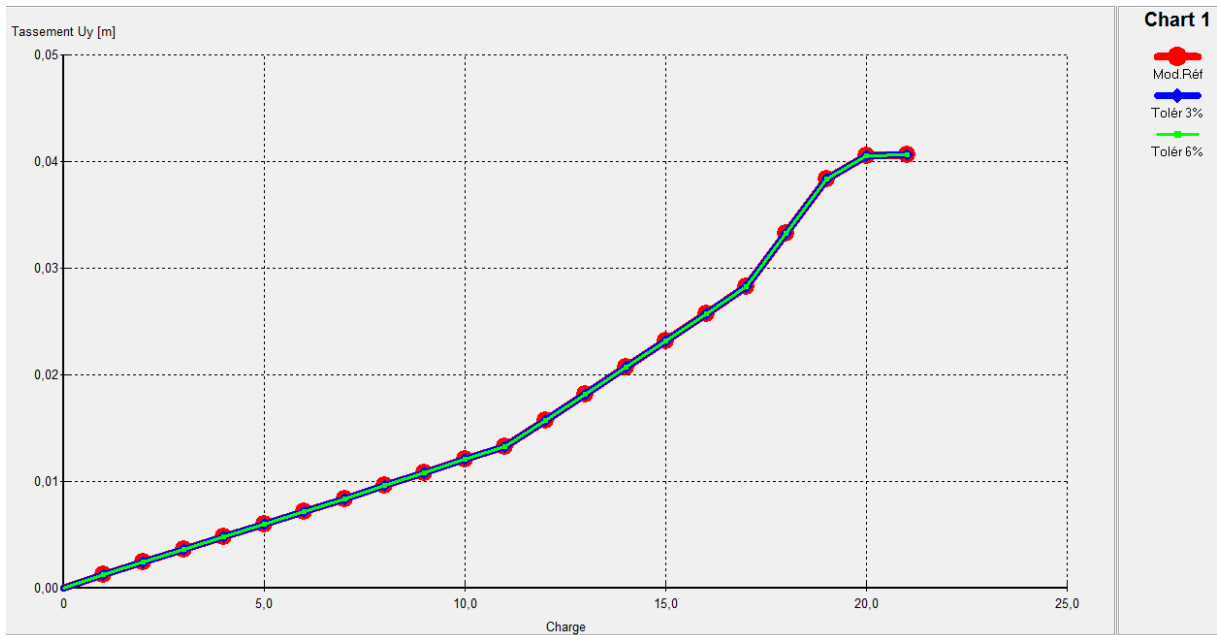


Figure 5.3 : Influence de la tolérance de calcul sur la courbe charge-tassement du pieu

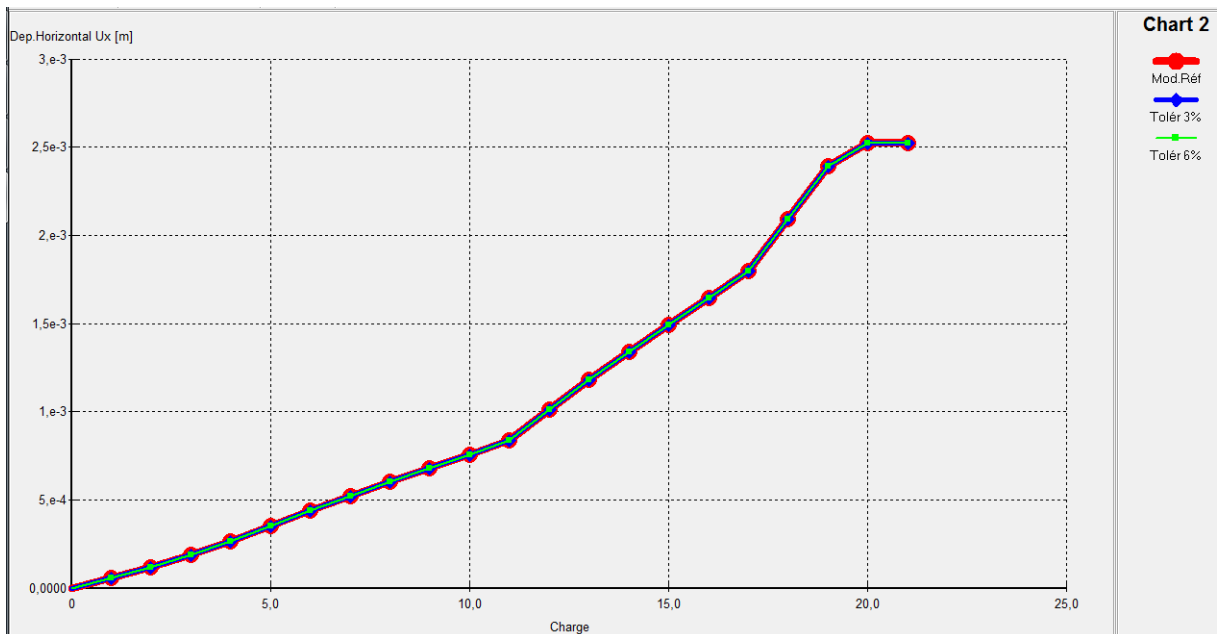


Figure 5.4 : Influence de la tolérance de calcul sur la courbe le déplacement horizontal du pieu

- l'effet de variation de la tolérance de calcul (précision de calcul) passant de 1% à 3% jusqu'à 6% est négligeable sur les résultats obtenus.

### 2.3 Dimensions du modèle de référence

On change les dimensions du modèle, on prend (la profondeur du terrain = 30m, et la largeur du terrain = 15 m).

Les résultats des calculs obtenus sont présentés par les courbes sur les figures 5.5 à 5.6 suivantes :

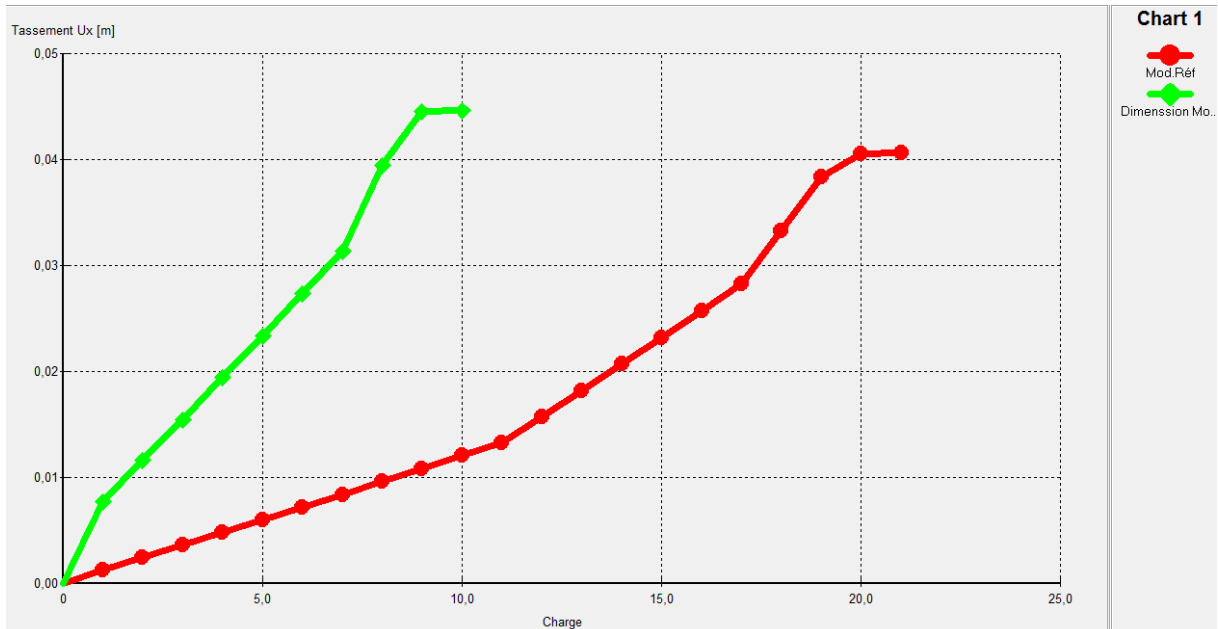


Figure 5.5 : Influence des dimensions du modèle sur la courbe charge-tassement du pieu

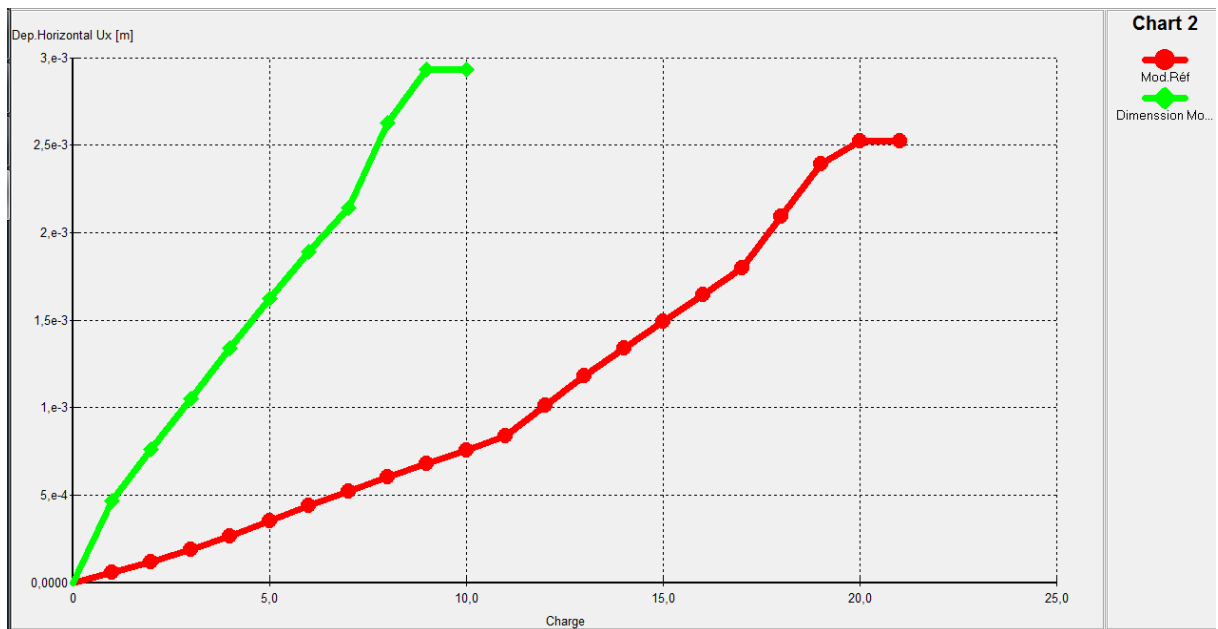


Figure 5.6 : Influence des dimensions du modèle sur le déplacement horizontal du pieu

- On observe que le changement des dimensions du modèle, provoque une augmentation de la pente de courbe de tassement et de la pente de courbe de déplacement horizontal au début et au cours de chargement, cette variation se manifeste par une augmentation remarquable et importante sur les incréments de tassement du pieu et de déplacement horizontal.
- Les deux courbes de tassement et de déplacement horizontal sont terminent par un palier d'écoulement plastique qui traduit la rupture de sol à la base du pieu sous l'effet de charge minimale par rapport à la charge provoque la rupture dans le modèle initiale (référence) dans ce cas on peut dire que la rupture produite a court terme.

### 3 Effet des paramètres géotechniques

Pour ce qui concerne les paramètres géotechniques on va étudier l'influence de 03 types de paramètres définis ci-après :

#### 3.1 Effet des paramètres du sol

Les paramètres du sol sont : la cohésion ( $c$ ), l'angle de frottement ( $\nu$ ), le module d'Young (module d'élasticité) et le module de Poisson ( $\nu_{ur}$ ).

##### 8.3.1.1. Cohésion

###### a) Influence de la cohésion ( $c$ )

Dans le modèle de référence la cohésion est de  $c = 1$  Kpa dans tout le sol. Pour l'étude paramétrique on fait les calculs pour :

- $c = 0$  Kpa ;
- $c = 5$  Kpa.

###### Remarque

Plaxis peut manipuler des sables sans cohésion ( $c = 0$ ), mais certaines options ne fonctionneront pas bien. Pour ne pas avoir de complication, il est conseillé d'adopter une valeur très proche mais supérieur à zéro par exemple ( $c = 0,01$  kPa). Les résultats des calculs obtenus sont présentés par les courbes sur les figures 5.7 à 5.8 suivantes :

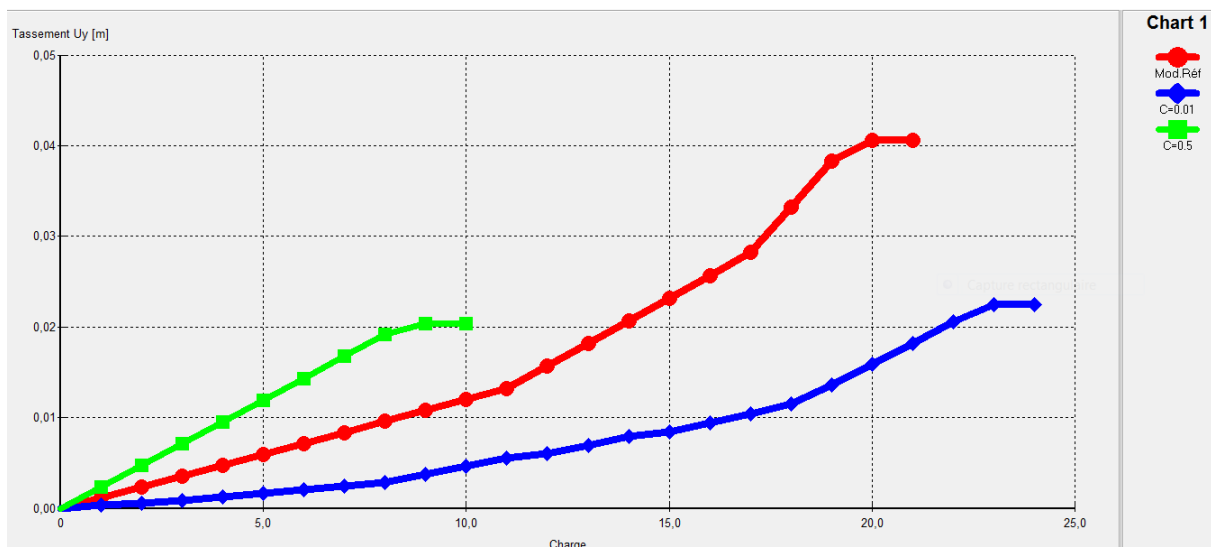


Figure 5.7 : Influence de la cohésion sur la courbe charge-tassement du pieu

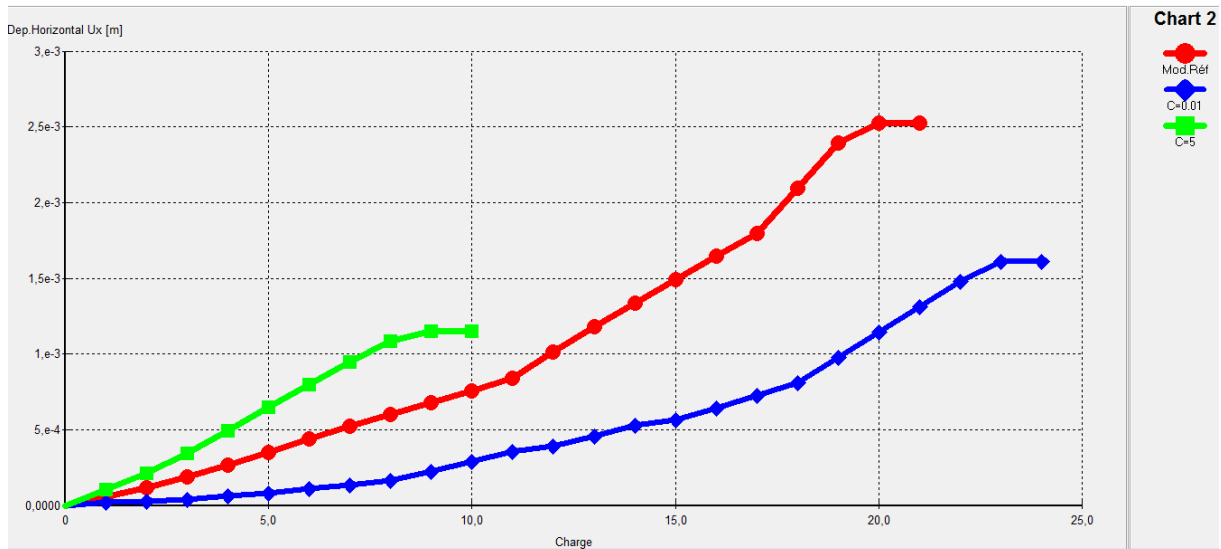


Figure 5.8 : Influence de la cohésion sur la courbe charge-déplacement horizontal du pieu

- Pour la variation de ce paramètre géotechnique, l'attention a été portée d'abord sur l'influence de la diminution de ce paramètre sur les résultats, qui se traduit par :
  - Une diminution importante sur les incréments de tassement et de déplacement horizontale à la tête du pieu au début et au cours de chargement, puis on observe que la rupture se produit à un temps plus long et sous une charge plus grande que le temps et la charge du modèle de référence.
- Pour l'influence de l'augmentation de ce paramètre sur les résultats, qui se traduit par : une augmentation de la pente de courbe de tassement et de déplacement horizontal au cours de chargement, la pente se termine par un palier d'écoulement de plasticité, qui favorise une diminution importante sur les incréments de tassement et de déplacement horizontal, la rupture se produit à un temps plus petit et sous une charge plus petite que le temps et la charge du modèle de référence.

#### b) l'influence de l'angle de frottement ( $\phi$ )

Dans le modèle de référence l'angle de frottement est pris égal à  $35^\circ$ .  
 Pour l'étude paramétrique, on fait les calculs pour :

- $\phi' + 5^\circ$  ;
- $\phi' - 5^\circ$ .

Les résultats des calculs obtenus sont présentés par les courbes sur les figures 5.9 à 5.10 suivantes :

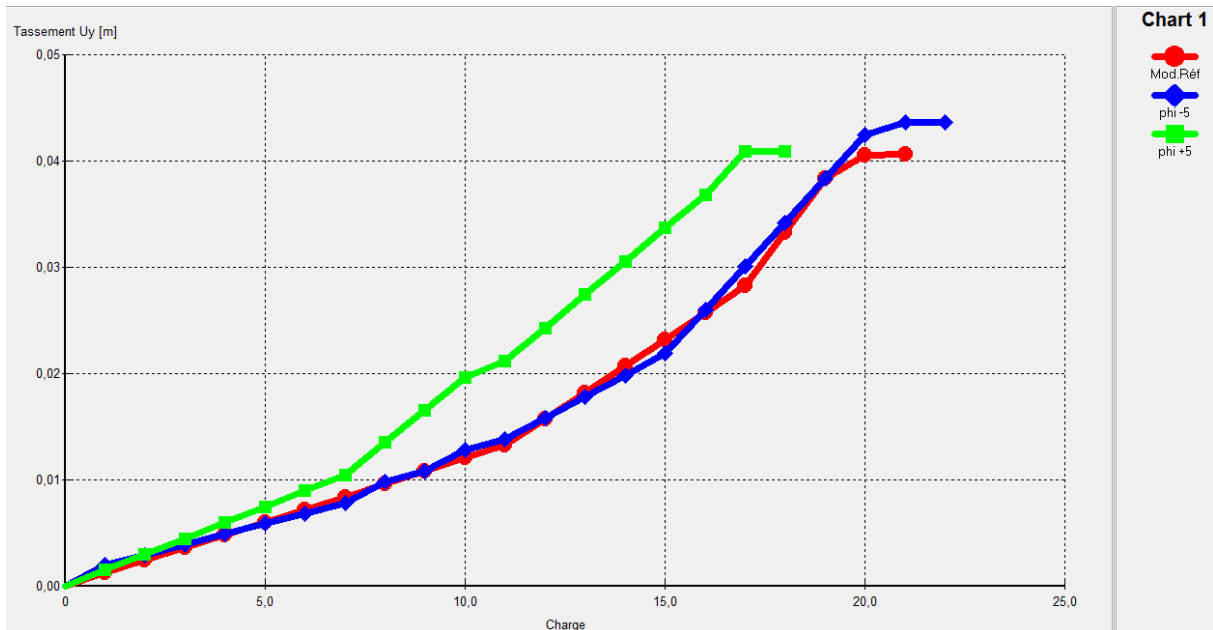


Figure 5.9 : Influence de l'angle de frottement sur la courbe charge-tassement du pieu

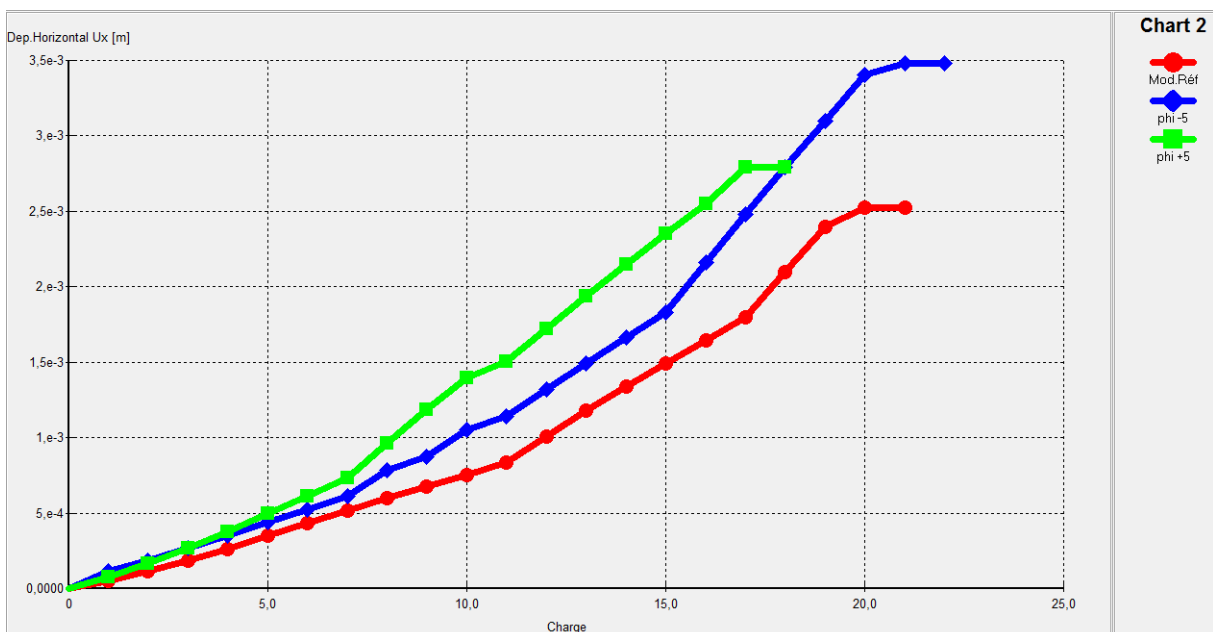


Figure 5.10 : Influence de l'angle de frottement sur la courbe charge-déplacement horizontal du pieu

- l'influence de la diminution de ce paramètre provoque:
- une stabilité de la pente des courbes de tassement au début et au cours de chargement, mais sur le palier de rupture il y a une augmentation sensible des incréments de tassement, la même chose pour les courbes de D.H qui sont presque confondues au début de chargement, puis il y a un accroissement très important des incréments des D.H à la fin de chargement.



- l'augmentation de l'angle de frottement ( $\phi$ ) sur les résultats se traduit par : une augmentation de la pente des courbes de tassement et de D.H au cour de chargement ,puis une stabilité des incréments de tassement ,et un accroissement important sur les incréments de D.H sur le palier de rupture.

### c) l'influence de module de young ( E):

Plaxis utilise le module d'Young comme module de déformation de référence dans le modèle élastique et le modèle de Mohr-Coulomb, mais d'autres modules de déformation sont également considérés. Un module de déformation a la dimension d'une contrainte (force par unité de surface). Les valeurs de raideur adoptées dans un calcul demandent une attention particulière parce que la plupart des géomatériaux présente un comportement non linéaire dès le début du chargement [27].

En mécanique des sols, la pente initiale est appelée E0 et le module sécant à 50% de la résistance en compression est noté E50 . Pour des argiles très surconsolidées et quelques roches avec un large domaine élastique, il est réaliste d'utiliser E0 alors que pour les sables et les argiles normalement consolidées, il est préférable de prendre E50.

Pour les sols, le module initial et le module sécant tendent à augmenter avec la pression de confinement. Par conséquent, les couches de sol en profondeur ont souvent une raideur plus élevée que les couches en surface. De plus, la raideur apparente dépend du chemin de contrainte suivi. La raideur durant les cycles charge-décharge est supérieure à celle durant un chargement primaire. En outre, la raideur observée pour un sol en terme de module d'Young est généralement plus petite pour des compressions drainées que pour du cisaillement. Donc, en choisissant un module de déformation constant pour représenter le comportement du sol, l'utilisateur devra retenir une valeur qui prenne à la fois en compte le niveau de contrainte et le chemin de contrainte. Remarquons que des comportements de sols dépendant des contraintes sont pris en compte dans les modèles avancés de Plaxis. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, Plaxis propose une option spéciale pour définir une rigidité variable avec la profondeur (voir Paramètres avancés).

Dans notre modèle de référence on a pris le module pour le sol : Eoed.

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise les mêmes pourcentages pour tous les modules simultanément :

- E +25 % ;
- E - 25 %.

Les résultats des calculs obtenus sont présentés par les courbes sur les figures 5.11 à 5.12 suivantes:

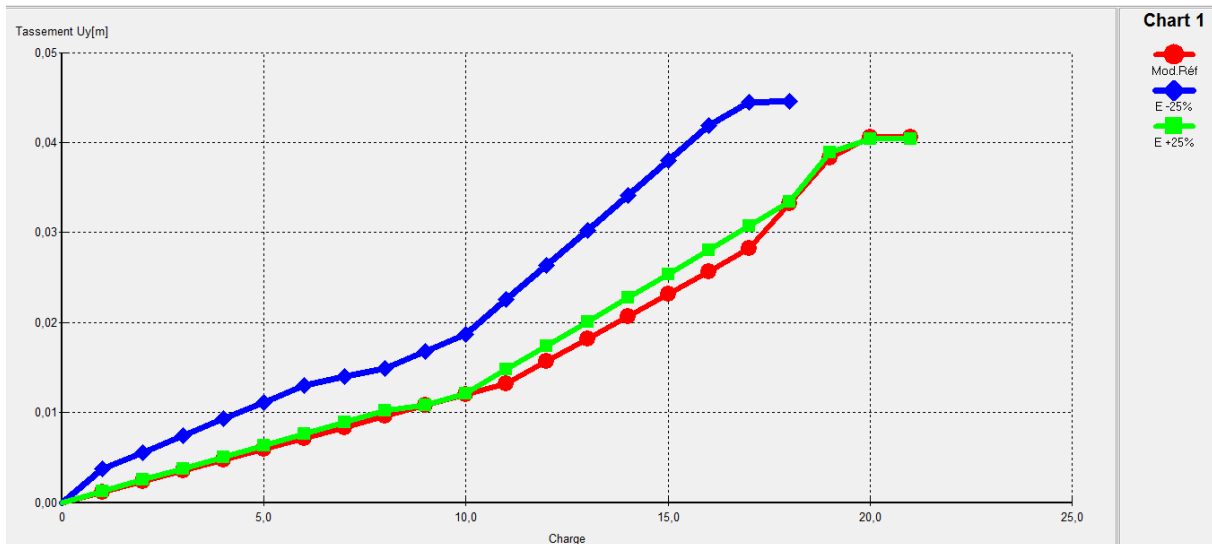


Figure 5.11 : Influence de module Eoed sur la courbe charge-tassement du pieu

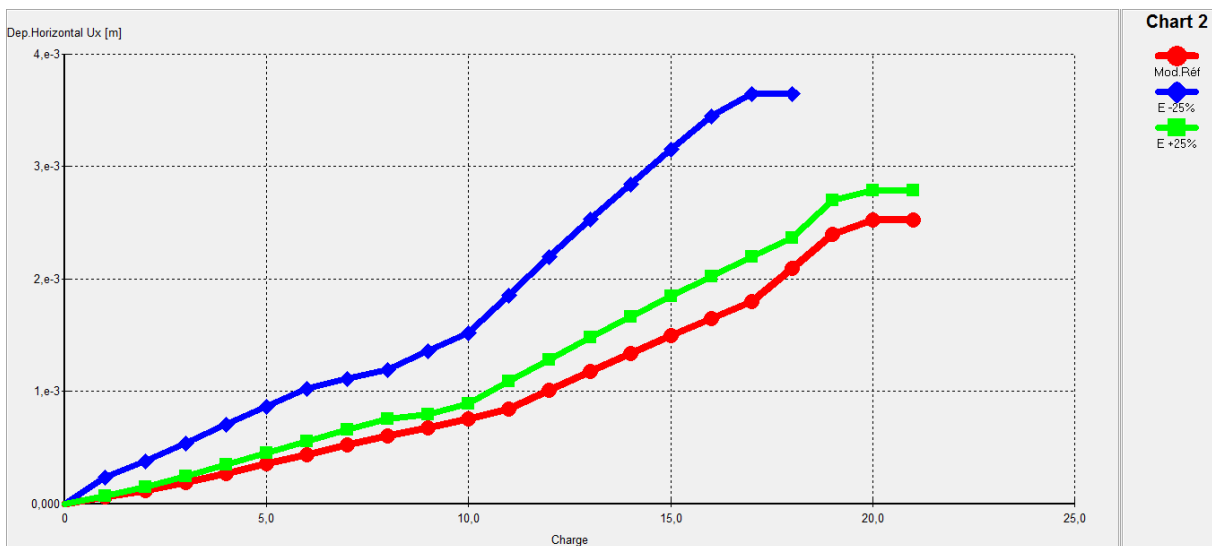


Figure 5.12 : Influence des modules Eoed sur la courbe charge- déplacement horizontal du pieu

- Pour l'influence de l'augmentation de la valeur de  $E_{oed}$  sur les résultats, on remarque que :
- les deux courbes de tassement sont presque confondues au début et au cour de chargement et a la fin de chargement, donc il ya une stabilité des valeurs de Tassement, la même chose pour la D.H il ya une stabilité des valeurs de D.H au début de chargement suivi par un accroissement considérable.
- Une augmentation très importante de la pente des courbes de tassement et de déplacement horizontal au cour de chargement due a la diminution de la valeur de  $E_{oed}$ , la pente ce termine par un palier d'écoulement de plasticité , qui favorise un accroissement très importante sur les incréments de tassement et de D.H

#### d) influence du coefficient de poisson en décharge-recharge ( $\nu$ )

Dans le modèle de référence le coefficient de poisson pour chaque couche est pris égal à  $\nu = 0.3$ .

Pour l'étude paramétrique, on fait les calculs pour :

- $\nu + 0.1$  ;
- $\nu - 0.1$ .

Les résultats des calculs obtenus sont présentés par les courbes sur les figures 5.13 à 5.14 Suivantes :

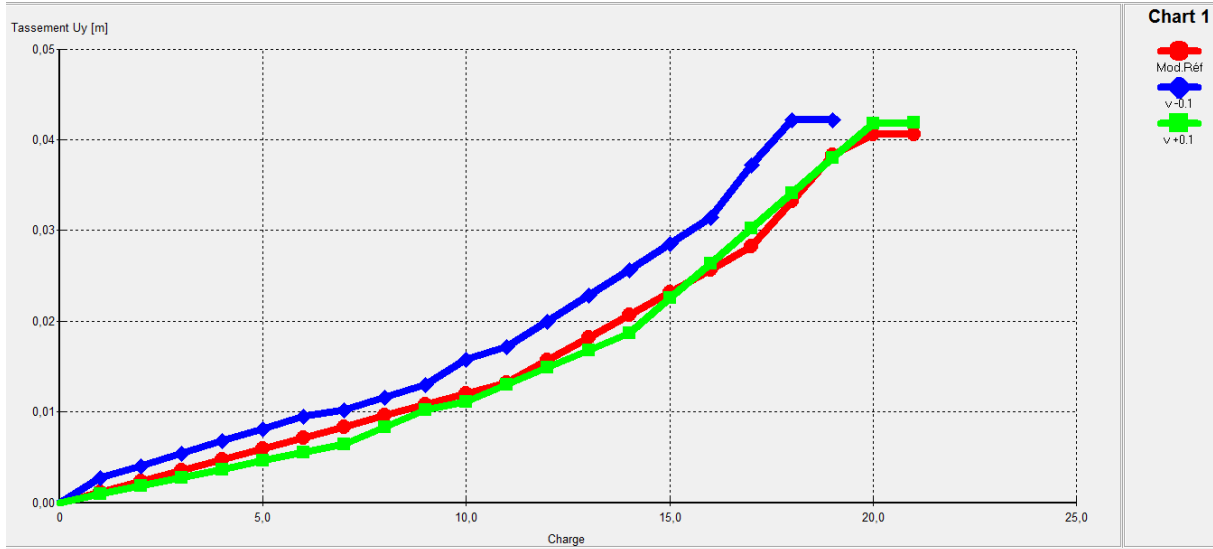


Figure 5.13- Influence du coefficient de poisson sur la courbe charge-tassement du pieu

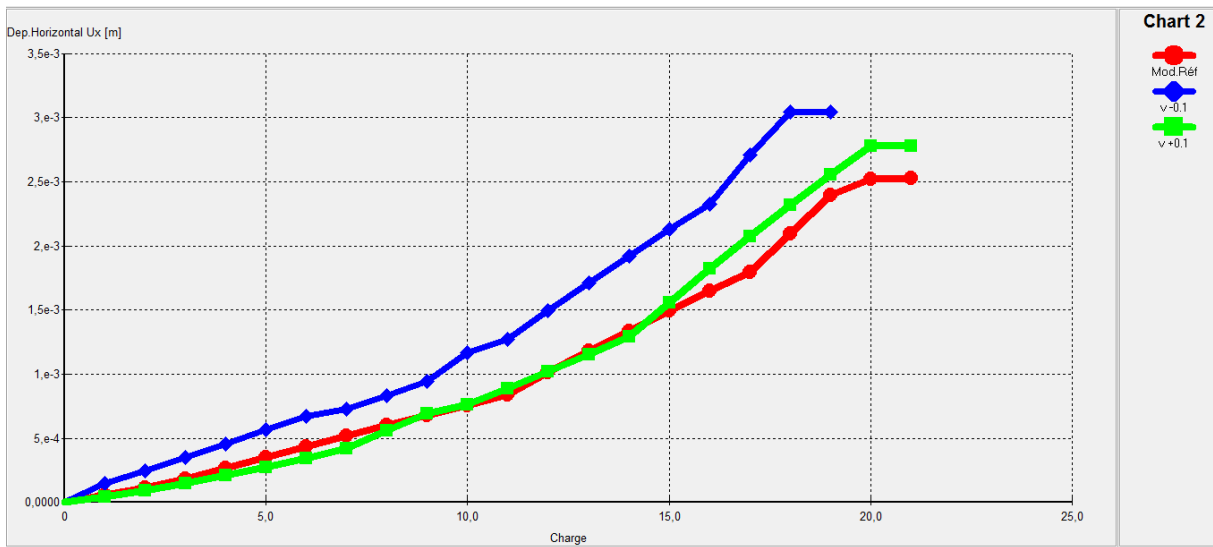


Figure 5.14 : Influence du coefficient de poisson sur la courbe charge-déplacement horizontal du pieu

- Pour l'influence de l'augmentation de la valeur de coef de poisson ( $\nu$ ) sur les résultats, on observe que :

- les deux courbes de tassement sont presque confondues au cours de chargement donc il ya une stabilité des valeurs de Tassement, la même chose concernant le déplacement horizontal il ya une stabilité des ces valeurs au début de chargement suivi par un accroissement sensible.
- La diminution de coef de poisson ( $\nu$ ) sur les résultats obtenues traduit par: Une augmentation très importante de la pente des courbes de tassement et de déplacement horizontal au cours de chargement, ensuite la pente ce termine par un palier d'écoulement de plasticité, qui favorise un accroissement sensible sur les incréments de tassement et très importante sur les incréments de déplacement horizontal

### 3.2 Effet de l'interface

Dans le modèle de référence, la définition d'une interface de part et d'autre du pieu, Avec  $R_{int} = +0.7$ .

Pour les calculs de l'étude paramétrique on utilise :

- $R_{int} = +1$ ;
- $R_{int} = +0.5$

Les résultats des calculs obtenus sont présentés par les courbes sur les figures 5.15 à 5.16 suivantes :

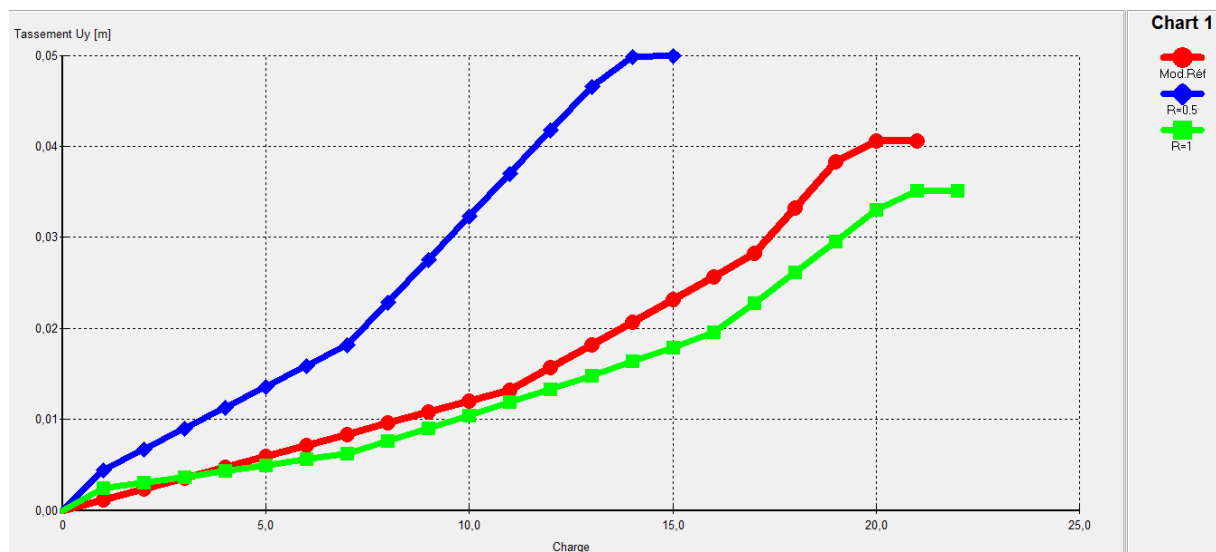


Figure 5.15 : Influence du coefficient réducteur de l'interface sur la courbe charge-tassement du pieu

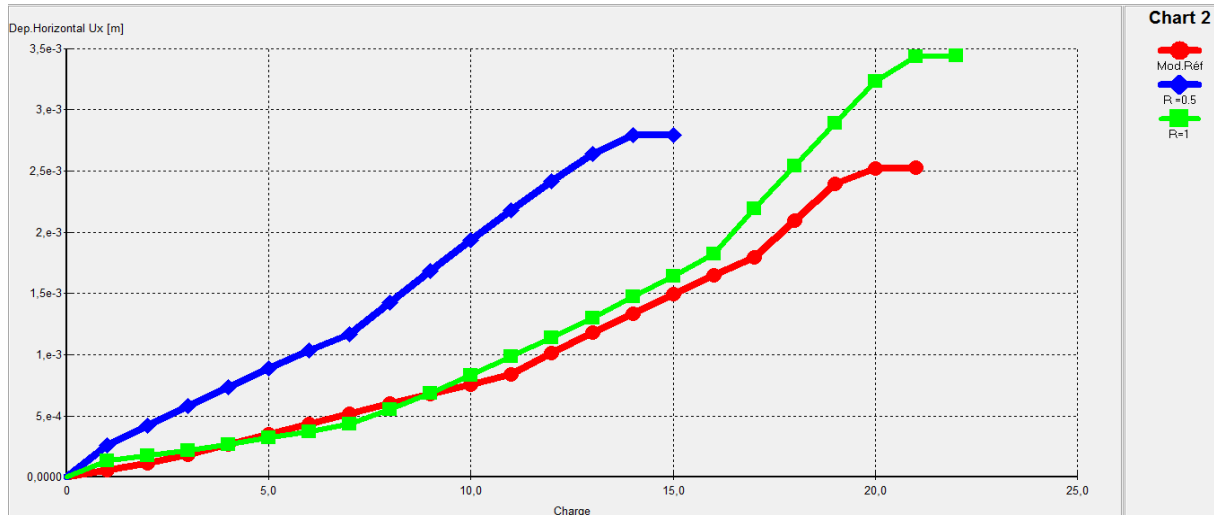


Figure 5.16 : Influence du coefficient réducteur de l'interface sur la courbe charge-déplacement horizontal du pieu

- La variation du coefficient d'interface ( $R_{int}$ ), a montré que l'influence de ce paramètre est considérable lorsque ce valeur est plus grande. L'effet de ce paramètre est exprimé par :
  - une diminution très sensible sur le tassement du pieu.
 un accroissement important sur le déplacement horizontal à tête du pieu.
- et si la valeur de ce paramètre est diminuée, La variation exprimé par :
  - un accroissement très important sur le tassement et le déplacement horizontal du pieu.

#### 4. Synthèse

L'étude paramétrique nous a permis d'étudier l'effet des différents paramètres sur les résultats obtenus :

Ces résultats montrent que la variation des paramètres de calcul ou les paramètres géotechnique ont une influence considérable sur les résultat d'étude. Mais le plus important ce sont les paramètres géotechniques. c.à.d. que:

- l'augmentation des valeurs de la cohésion du sol, et le coefficient de l'interface entraînent une diminution importante des incréments de tassement.
- par contre une augmentation considérable des incréments de tassement dues à la diminution des valeurs des paramètres suivants : l'angle de frottement interne ( $\nu$ ), le module oedometrique ( $E_{oed}$ ), le coefficient de poisson ( $\nu$ ), et coefficient d'interface ( $R_{int}$ ).

On ce qui concerne le déplacement horizontal on remarque:

- Une diminution importante des incréments de déplacement horizontal due à :

L'augmentation de valeur de cohésion du sol ( $c$ ).

- Une augmentation considérable des valeurs de déplacement horizontal due à: la diminution des valeurs suivant: la cohésion du sol ( $c$ ), l'angle de frottement interne ( $\nu$ ), le module oedometrique ( $E_{oed}$ ), le coefficient de poisson ( $\nu$ ), et coefficient d'interface ( $R_{int}$ ) entre le pieu et le sol.

## Conclusion générale

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le comportement de sol de nature sableux (sous les différents types des fondations superficielle et profonde) portées des Éoliennes on shore (terrestres).

et comme les éoliennes sont des constructions (ou des équipements) métalliques exposées selon leur fonction à une charge horizontale due à la force de vent, et une charge verticale due à son poids propre d'éolienne, ces charges sont transmises au sol par l'intermédiaire des fondations qui sont dans notre cas soit des semelles superficielles ou des pieux. Donc la fondation d'une éolienne on shore est sollicitée d'une combinaison des charges statiques horizontales et verticales.

- On a choisi de planter une éolienne de 35m de hauteur dans un terrain de sol sableux, pour étudier le comportement de ce sol sous les différents types des fondations considérés.

A ce sujet on a appliqué des modèles de calcul des fondations (semelle superficielle et Pieu) qui sont déjà prédimensionnés et calculer théoriquement dans les chapitres précédents.

L'établissement d'un calcul des modèles exemplaire par la méthode numérique a pour objectif de faciliter l'évaluation des tassements et permettre de faire une étude paramétrique des modèles étudiés.

L'étude paramétrique a mis en évidence l'influence importante non seulement des paramètres de modélisation mais aussi des paramètres géotechniques sur le comportement de sol des fondations.

Cette étude paramétrique permet de choisir le bon terrain d'implantation qui a des meilleures caractéristiques mécaniques de sol et par conséquent l'amélioration de la capacité portante de sol, afin d'assurer la stabilité de l'éolienne on-shore par la limitation de tassement du sol

### Recommandations

A la fin de notre travail de recherche nous recommandons :

- l'implanter une éolienne en Algérie, nécessite d'avoir une répartition des zones (carte graphique de zonage) selon la vitesse de vent existante en Algérie.
- l'idée de modélisation numérique de fondation d'une éolienne sur un groupe des pieux est important.
- La modélisation numérique présentée dans ce mémoire par le PLAXIS 2D (bidimensionnel), il est intéressant de modéliser ces mêmes fondations (semelle superficielle, mono pieu) par le logiciel PLAXIS 3D (3 dimensions).
- L'influence de la combinaison des plusieurs paramètres (qui n'a pas été étudiée dans cette mémoire), peut être encore plus importante.
- Ce travail a abordé seulement les fondations des éoliennes on shore sous les sollicitations des charges monotones, l'étude des fondations des éoliennes offshore sous les sollicitations cycliques est un axe de recherche également important.

# RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1]: AWEA American wind energy association (May 2011), Recommended Practice for Compliance of Large Onshore Wind Turbine Support Structures, Committee Draft (CD). American society of civil engineers
- [2]: Bakour, Azzedine : Ecole de Technologie Supérieure université Québec : comportement aspects Structuraux et Géotechnique, mémoire de magistère en Génie de la construction à l'école de Technologie Supérieure, Montréal 2008
- [3]: BoulonM., Flavigny E., Malecot Y. « Pratique éclairée des éléments finis en géotechnique », document 1, Laboratoire 3S et Terrasol, décembre 2004
- [4]: Brinkgreve, R. B. J. , P. A. Vermeer (2002) Plaxis: Finite Element Code For Soil and Rock Analysis, Version 8. Balkema.
- [5]: Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. : « PLAXIS Version 8, manuel de référence », DELFT University of Technology & PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [6]: Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. « PLAXIS version 8, material model manual », DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [7]: Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. « PLAXIS version 8, scientific manual », DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003.
- [8]: Brinkgereve R.B.J. et Vermeer P.A. « PLAXIS version 8, validation manual », DELFT University of Technology and PLAXIS BV, Pays-Bas, 2003
- [9]: Coffi Blaise Kogonsa (Juillet 2004), Méthodologie de dimensionnement des fondations d'ouvrages d'art en béton armé: Projet de fin d'études en vue d'obtention du diplôme d'ingénieur de conception, école supérieur polytechnique centre de Thies, Senegal
- [10]: Claës DYRBYE & Svend O. HANSEN (1999), Wind Loads on Structures.
- [11]: det.Norske Veritas (Denmark 2002), Guidelines for-design of wind turbines 2nd edition, Copenhagen (wind turbine.certification@dnv.com) and Wind energy department, Riso National laboratory (certification@riso.dk) Printed by jydske centraltrykkeri
- [12]: Fascicule 62 - Titre V, Règles techniques de conception des fondations des ouvrages de génie civil (France 1993 - 182 pages). Par le Ministère de l'Équipement et du logement et du Ministère des Transports.
- [13]: Henrik Svensson (December, 2010), Design of foundations for wind turbines, " master' Thesis, University of Lund, Sweden

- [14]: Imbert J.F., Analyse des structures par éléments finis, Edition SEPADUES, 1979.
- [15]: Jean COSTET et Guy SANGLERAT, 3ème édition, Dunod, (1975 - 283 Pages) : Cours pratiques de mécanique des sols Tome 1 : Plasticité et calcul des tassements
- [16]: Jean COSTET et Guy SANGLERAT, 2è édition, Dunod, (1975 - 351Pages) : Cours pratiques de mécanique des sols Tome 2 : Calcul des Ouvrages
- [17]: Jean PERCHAT et Jean ROUX, 4ème édition, Eyrolles, (2002 - 466 pages) : Pratique du BAEL 91. Cours et exercices corrigés.
- [18]: John Corbett Nicholson (2011), Design of wind turbine tower and foundation systems, optimization approach " master' thesis, University of Iowa, 2011.
- [19]: Kirk.Morgan, Eric Ntambakwa, Garrad Hassan america, Inc (june 2008) , Wind Turbine Foundation behavior and Design considerations, AWEA WIND POWER, conference Houston
- [20]: Manouchehr Hassanzadeh (January 2012), Cracks in onshore wind power Foundations Causes and consequences, Elforsk rapport 11:56,
- [21]: Marc Laune et Xavier Vidon , les éoliennes
- [22]: Marc Lefranc Head (Juin 2008), Conception d'éoliennes, Projet de fin d'études en vue d'obtention du diplôme d'ingénieur en Génie civil, Département Hans Jorgen MIKKELSEN Project Manager INSA de Strasbourg
- [23]: Organised by European Commission: DG Enterprise and Industry, Joint Research Centre with the support of CEN/TC250, CEN management Centre and Member States en 1991 – Eurocode 1: Actions on structures Part 1-6 General actions .Actions during execution.
- [24]: Roger FRANK, (Juin 2003), calcul des fondations superficielles et profondes edition technique de l'ingénieur
- [25]: Sébastien Werling (France 2010), Étude de la faisabilité de tours en béton pour des éoliennes de grande envergure, Projet de fin d'études en vue d'obtention du diplôme d'ingénieur en Génie civil, université INSA de Strasbourg.
- [26]: site d'internet ww faucaud.com
- [27]: site internet web wikipedia, éolienne
- [28]: Wadier Laurie, dimensionnement de fondations sous structures consoles, INSA Strasbourg spécialité Génie Civil, Projet de fin d'études en vue d'obtention du diplôme d'ingénieur en Génie civil option aménagement du territoire.