

*République Algérienne Démocratique et Populaire*  
*Ministère de L'Enseignement Supérieur*  
*Et de la Recherche Scientifique*



*Université Mohammed Seddik Ben Yahia -Jijel*  
*Faculté des Sciences et Technologie*  
*Département Génie Civil et Hydraulique*



*Mémoire de Fin d'Etudes pour l'Obtention du Diplôme*  
*de Master Académique*  
*Option : géotechnique*

## *Thème*

*Prédiction du comportement d'un pieu  
implanté à la proximité d'un talus par  
RNA.*

*Présenté par :*

- ❖ Hariech khalida*
- ❖ Ykhelfoune ahlam*

*Encadré par : enseignants*

*Dr : Goudjil Kamel*  
*Melle : Arabet Leila*

*Promotion : Juil 2019*

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



### *Remerciements*

*Le premier qui nous vient à l'esprit et que nous tenons à remercier Allah qui nous a donné la volonté, la patience, l'aide et la bonne santé afin de mener à bien ce travail de fin d'étude.*

*Nous tenons à exprimer nos sincères remerciements nos encadrant «**Arabet Leïla** » et «**Goudjil Kamel** » pour leur orientations, ses conseils, et leur patience au cours de la réalisation de ce travail, qui sans lesquels n'aurait pas être accomplir*

*Nous remercions également les membres de jury pour l'effort qui ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail ainsi que tous les enseignants de département de génie civil . Nous tenons à formuler note profonde gratitude à nos familles surtout nos parents, qui nous ont toujours aidé et encouragé tout au long de notre Travail et nos études. Amis et collègues de la promotion 2019,*

*En fin nous remercions tous ceux qui de près ou de loin ont contribué à l'accomplissement De ce travail.*

*A tous, un grand merci*

# Dédicace

*Je dédie ce mémoire:*

*A mes adorables parents NACERA et MOHAMMEDEL  
CHERIF qui m'ont toujours encouragé durant mes années  
d'étude et mes grands-parents MOHAMMED et  
MESSAOUDA*

*A mes sœurs IMANE, ZINEB, FATMA ZAHRA et  
ROUKIA*

*A toutes ma famille HARIECH et AFENES*

*A mes amis NSAF, SAFA et IMANE*

*A mon fiancé IBRAHIM et à toutes les personnes qui ont une  
place spéciale dans ma vie*

*A mon binôme dans ce mémoire AHLAM*

*Et a tous ceux qui m'ont aide dans l'élaboration de ce travail.*

# Dédicace

*Je dédie ce mémoire:*

*A mes adorables parents **SOUHRA** et **ABD EL HAMID**  
qui m'ont toujours encouragé durant mes années d'étude et ma  
grand-mère **ZOUBIDA***

*A ma sœur **HANANE** et mon frère **ISLAM***

*A toutes ma famille **YKHELJOUNE** et **MESTAR***

*A mes amis **B. DOUMA**, **CH. FADIA** et **B. MANE***

*A mon fiancé **M. TAHAR** et à toutes les personnes qui ont une  
place spéciale dans ma vie*

*A mon binôme dans ce mémoire **KHALIDA***

*Et a tous ceux qui m'ont aide dans l'élaboration de ce travail.*

## Sommer :

Remerciement	
Dédicace	
Liste des figures .....	I
Liste des tableaux.....	IV
Résumé.....	VI
Notations.....	XII
Introduction général.....	1

## Chapitre I :

### Étude bibliographique sur les fondations profondes

I.1. Généralité sur les fondations.....	2
I.2. Classification des pieux .....	2
I.2.1. Pieux refoulant le sol à la mise en place .....	2
I.2.2. Pieux ne refoulant pas le sol à la mise en place .....	5
I.2.3. Pieux particuliers.....	9
I.3. Principes de fonctionnement.....	9
I.3.1. Cas d'un pieu isolé .....	9
I.3.2. Cas de groupes de pieux :.....	10
I.4. Méthodes de dimensionnement : .....	11
I.4.1. Pieu isolé sous charge axiale.....	11
I.4.2. Pieu isolé sous sollicitations non verticale en tête: .....	11
I.5. Fondations profondes sous charges latérales: .....	13
I.5.1. Généralité : .....	13
I.5.2. Méthodes de dimensionnement des pieux:.....	13
I.5.2.1. La théorie classique rigide-plastique : .....	14
I.5.2.2. La méthode des éléments finis : .....	14
I.5.2.3. Méthode au module de réaction : .....	14
I.5.2.4. Méthodes du continuum élastique : .....	22
I.6. Conclusion : .....	22

## Chapitre II

### Modélisation numérique d'un modèle sol-pieu à proximité d'un talus

II.1.Introduction :	24
II.2. Aperçu sur le code Plaxis 3D	24
II.2.1. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis.....	24
II.2.2 Calculs par la MEF .....	24
II .2.3 Présentation de PLAXIS .....	24
II.2.4 Définition de code éléments finis PLAXIS 3D.....	25
II.2.5 Le modèle de comportements qu'on utilisé dans PLAXIS 3D.....	25
II.2.6 Modèle de Mohr-Coulomb .....	25
II .3.Description du modèle de calcul numérique :	26
II .3.1.Géométrie du modèle :	26
II .4.Conception du modèle élément finis .....	27
II .4.1.Paramètre du sol et du pieu :	27
IV.4.2.Phasage de calcul :	27
IV.4.3. Comparaison du modèle numérique.....	28
II .5Etude paramétrique .....	29
II.6. Conclusion.....	35

## Chapitre III

### Réseaux de neurones

III.1 Introduction.....	37
III.2 Domaines d'application .....	37
III.3 Principe des Réseaux de Neurones Artificiels(RNA) .....	37
III.3.1 Définition.....	37
III.3.2 Eléments de base .....	37
III.3.3 Neurone artificiel.....	38
III.3.3.1 Types de modèles de neurones .....	38
III.4 Fonction de transfert .....	40
III .5 Les perceptrons .....	42
III.5.1. Différents types de perceptrons .....	43
III.5.1.1 Les réseaux "feed-forward " .....	43

III.5.1.2 Les réseaux " Feed -Back" .....	44
III.6 Apprentissage des réseaux de neurones .....	45
III.6.1 Sur-apprentissage .....	46
III.6.2 Type d'apprentissage .....	47
III.6.2.1 Apprentissage supervisé.....	47
III.6.2.2 Apprentissage renforcé .....	47
III.6.2.3 Apprentissage non supervisé.....	47
III.6.3 Algorithme d'apprentissage.....	48
III.7 Conception d'un réseau de neurones .....	48
III.7.1 Détermination des entrées/sorties du réseau de neurones .....	49
III.7.2 Choix et préparation des échantillons.....	49
III.8 conclusion.....	50

## **Chapitre IV**

### **Application de la méthode Neuronal**

IV.1.Introduction.....	52
IV.2 Création de la base de données.....	52
IV.3 Développement du modèle RNA .....	55
IV.4 Étude paramétrique .....	62
v.3 : Conclusion : .....	66



## Liste des figures

### Chapitre I

Figure I.1. Profilés métalliques battus.....	3
Figure I.2. Pieu battu moulé.....	4
Figure I.4. Différents types de barrettes.....	6
Figure. I.6 : Pieu Star sol de Sol étanché.....	7
Figure .I.7 : Frottement négatif et le frottement positif.....	10
Figure I.8 : Bulbe de répartition des contraintes.....	11
Figure I.9 : Reprise des efforts non verticaux en tête des pieux.....	13
Figure I.10 : Représentation du modèle de Winkler.....	15

### Chapitre II

Figure II .1 : La géométrie du modèle étudié.....	26
Figure II .2 : Géométrie du modèle de BOUAFIA.....	27
Figure II .3: Les phases du calcul par PAXIS.....	28
Figure II .4 : comparaison entre le modèle étudié et le modèle de BOUAFIA.....	29
Figure II .5:variation de la déflexion en fonction de la position du pieu par rapport à la pente du talus (2/3 et 1/2) .....	30
Figure II .5:Influence de la cohésion sur les déflexions latérales au niveau de la tête du pieu pour les différentes charges pour un talus 2/3.....	32
Figure II .7:Influence de l'angle de frottement sur les déplacements latéraux au niveau de surface du sol pour différentes charges pour une pente de 2/3.....	33
Figure II .8:Influence de l'angle de frottement sur les déplacements latéraux au niveau de surface du sol pour différentes charges pour une pente de 1/2.....	34
Figure II .9: L'effet du rapport d'élançement sur la déflexion du pieu.....	35

### Chapitre III

Figure III .1. La cellule nerveuse et ces composantes.....	38
Figure III. 3 Neurone à entrées multiples.....	40
Figure III.4.fonction de transfert "hard limit".....	40
Figure III.5.fonction de transfert linéaire.....	41
Figure III.6.fonction de transfert log-sigmoïd.....	41
Figure III.7. Couche de S neurones.....	43
Figure III.8.Perceptron monocouche.....	44

Figure III.9.Perceptron Multicouches .....	45
Figure III.10. Réseau à connexions récurrente.....	45
Figure III.11.Erreur moyenne sur la base d'apprentissage en fonction du nombre d'itérations .....	47

## **Chapitre IV**

Figure IV.1 : effet de l'angle de frottement sur la déflexion du pieu .....	52
Figure IV.2 : l'effet du rapport d/l sur la déflexion du pieu .....	52
Figure IV.3 : effet de la position du pieu sur la déflexion.....	53
Figure IV.4 : effet de la cohésion sur la déflexion .....	54
Figure IV.5 : Organigramme de conception d'un réseau de neurones .....	56
Figure IV.6 : la structure du modèle choisie .....	58
Figure IV.7:corrélacion entre les valeurs de rigidité cibles et simulées (l'ensemble de validation)	59
Figure IV.8:corrélacion entre les valeurs de déflexioncibles et simulées(l'ensemble d'apprentissage) .....	59
Figure IV.9 :l'architecture du modèle n°7.....	60
Figure IV.8: Variation de Y en fonction de l'angle de frottement .....	62
Figure IV.9 : Variation de Y en fonction de la cohésion : .....	63
Figure IV.10 : Variation de Y en fonction de la position du pieu :.....	64

# Liste des tableaux

## Chapitre I

Tableau I : valeurs théoriques du rapport $E_t/E$ dans le sable. ....	19
-----------------------------------------------------------------------	----

## Chapitre II

Tableau II.1: Propriétés de sol selon BOUAFIA .....	27
Tableau II. 2: Propriétés du pieu selon BOUAFIA.....	27
Tableau II. 3 : comparaison entre le modèle étudié et le modèle de BOUAFIA .....	28
Tableau II.4 : valeur de déflexion de position de pieu dans un talus de pente 1/2 pour une charge de 360kn	29
Tableau II.5: valeurs de déflexion de position pieu d'un talus de pente 2/3 pour une charge de 360kn.....	30
Tableau II.6: résultat de calcul de différent valeur de la cohésion pour une pente de 2/3.....	31
Tableau II.7: résultat de calcul de différent valeur de la cohésion pour une pente de 1/2.....	31
Figure II.5: Influence de la cohésion sur les déflexions latérales au niveau de la tête du pieu pour les différentes charges pour un talus 2/3 .....	32
Tableau II.8: résultat de calcul de différent valeur de l'angle de frottement pour une pente de 2/3 .....	33
Tableau II.9: résultat de calcul de différent valeur de l'angle de frottement pour une pente de 1/2 .....	33
Tableau II.10: L'effet du rapport d'élanement sur la déflexion du pieu .....	35

## Chapitre IV

Tableau IV.1 : résultat de calcul de différent valeur de l'angle de frottement pour les deux pentes a une charge constante .....	51
Tableau IV.2 : résultat de calcul de différent valeur du rapport $d/l$ pour les deux pentes a une charge constante .....	52
Tableau IV.3 : résultat de calcul de différent valeur de la position du pieu pour les deux pentes a une charge constante .....	53
Tableau IV.4 : résultat de calcul de différent valeur de la cohésion pour les deux pentes a une charge constante .....	53
Tableau IV.5 : La structure et la performance du modèle de RNA développées en utilisant la prédiction	56
Tableau IV.6 : Variation de Y en fonction de l'angle de frottement.....	62
Tableau IV.7 : Variation de Y en fonction de la cohésion : .....	63
Tableau IV.8 : Variation de Y en fonction de la position du pieu.....	63
Tableau IV.9 : Variation de Y en fonction du rapport ( $d/L$ ) .....	64

## Résumé :

L'influence de la proximité du talus sur le comportement de pieu chargé horizontalement a fait l'objet de plusieurs études dans le but de prévoir ses déplacements horizontaux. Dans ce mémoire, la méthode des réseaux de neurones artificiels a été utilisée afin de prédire les déplacements d'un pieu rigide chargé horizontalement qui se trouve à la proximité de talus. En se basant sur le modèle expérimental de Bouafia, on a créé une base de données numérique en utilisant Plaxis 3D v 2013. Notre travail se divise en deux parties. Dans la 1<sup>ère</sup> partie, on a effectué une modélisation numérique du modèle expérimental effectué par Bouafia dans le laboratoire LCPC. La courbe de déplacements horizontaux obtenus par la modélisation numérique se concorde avec celles obtenus par le modèle expérimental. Dans la 2<sup>ème</sup> partie, après avoir validé le modèle numérique en comparant les résultats obtenus par la modélisation numérique et le modèle expérimental de Bouafia, on a créé une base de données en jouant sur les paramètres de sol les plus influents sur le comportement du pieu implanté à la proximité du talus. Les résultats obtenus sont très satisfaisants avec des erreurs très acceptables (MAE1= 0,0062, MAE2=0,03, RMSE1=0,0177 et RMSE2=0,0432).

**Mots clés :** ANN, Plaxis 3D, déplacement horizontal, talus, paramètres mécaniques et géométriques du sol et pieu.

## Abstract:

The influence of slope proximity on horizontally loaded pile behavior has been the subject of several studies in order to predict its horizontal displacements. In this article, the Artificial Neural Networks method was used to predict the displacements of a horizontally loaded rigid pile at the edge of a slope. Based on the experimental model of Bouafia, we created a digital database using Plaxis 3D v 2013. Our work is divided into two parts. In the first part, a numerical modeling of the experimental model carried out by Bouafia in the LCPC laboratory was carried out. The horizontal displacement curve obtained by numerical modeling is consistent with that obtained by the experimental model. In the second part, after having validated the numerical model by comparing the results obtained by numerical modeling and the Bouafia experimental model, a database was created by varying the most influential soil parameters on the behavior of the pile. Located near the slope. The results obtained are very satisfactory with very acceptable errors (MAE1= 0,0062, MAE2=0,03, RMSE1=0,0177 et RMSE2=0,0432).

**Key words:** ANN, 3D Plax, horizontal displacement, slope, mechanical and geometrical parameters of the soil and pile.

## ملخص:

لقد كان تأثير قرب المنحدر على سلوك الخازوق المحمل أفقياً موضوع العديد من الدراسات للتنبؤ بتشريده الأفق. في هذه المذكرة، تم استخدام طريقة الشبكة العصبية الاصطناعية للتنبؤ بتشريد خازوق صلب محمل أفقياً على حافة المنحدر. إلى النموذج التجريبي bouafia. أنشأنا قاعدة بيانات رقمية باستخدام Plaxis 3D v 2013 استناداً، ينقسم عملنا إلى قسمين. في الجزء الأول، تم تنفيذ نمذجة رقمية للنموذج التجريبي الذي Bouafia في مختبر LCPC. يتوافق منحنى الإزاحة الأفقي الناتج عن النمذجة العددية مع المنحنى الذي حصل عليه النموذج التجريبي. في، أجرته

بعد التحقق من صحة النموذج العددي من خلال مقارنة النتائج التي تم الحصول عليها عن طريق النمذجة الجزء الثاني التجريبي ، تم إنشاء قاعدة بيانات عن طريق تغيير المعلمات التربة الأكثر تأثيرا على سلوك خازوق . تقع العددي ونموذج bouafia بالقرب

من المنحدر. النتائج التي تم الحصول عليها مرضية للغاية مع أخطاء مقبولة للغاية  
(MAE1= 0,0062, MAE2=0,03, RMSE1=0,0177 et RMSE2=0,0432).

## Notation

B	diamètre du pieu ou largeur frontal (m)
D	fiches du pieu dans le sol (m)
E	module de déformation du sol (MPa)
F	réaction latérale tangentielle (kN/m)
Z	profondeur comptée par rapport à la surface du sol (m)
$\eta$	facteur de résistance latérale
$\nu$	coefficient de Poisson du sol
$\gamma^{\text{sat}}$	Poids volumique saturé (Kn /m <sup>3</sup> )
y	déflexion(mm)
H	La hauteur du talus(m)
C	cohésion
$\phi$ (phi)	l'angle de frottement(°)
$\Psi$	l'angle de dilatance
$\gamma$	Poids volumique de La couche du sable (Kn /m <sup>3</sup> )
RMSE	Racine de l'erreur quadratique moyenne
MAE	moyenne et l'erreur moyenne absolue
P	Poids entre les couches cachées
$\alpha$ (alpha)	la pente du talus
t	la position du pieu(m)
b	les biais

## Introduction générale

Le comportement des pieux implantés dans un profil de sol horizontal, sous des efforts horizontaux tels que le vent, le séisme et la marée est très différent à ceux implantés près d'un talus. Ce dernier peut être représenté par le déplacement latéral des pieux noté par  $y(z)$  qui dépend des paramètres mécaniques et géométriques des sols. Les études ont montré que la distance ( $t$ ) entre la crête du talus et le pieu influe le déplacement latéral du pieu. Plusieurs modèles expérimentaux ont été menés pour étudier ce phénomène. Parmi ces études, Bouafia et Bouguerra (1996) [16]. Ce dernier représente une étude expérimentale faite au laboratoire LCPC où les résultats montrent que la distance qui sépare le pieu et la crête du talus est un paramètre primordial dans la représentation du comportement du pieu implanté près d'un talus.

Vu l'influence de la proximité du talus sur la réponse des ouvrages génie civil, plusieurs recherches ont été menées dans ce sens. Parmi ces études, Eusilio et Zimmaro qui ont étudié le déplacement sismique d'une fondation superficielle implantée à la proximité d'un talus ; Baazouzi et al(2016) [3] se sont intéressés à la réponse des fondations superficielle sous de sollicitations inclinées implantées près d'un talus ; Meskin et Laman (2013) [43] ont étudié l'effet de la pente sur la capacité portante.

Dans le but de mieux comprendre l'impact de la proximité du talus sur la réponse des ouvrages de génie civil, toutes les recherches ci-citées ont utilisé ou bien une étude expérimentale ou modélisation numérique comme le logiciel Plaxis. Par contre dans ce mémoire, nous avons opté pour une des méthodes d'intelligence artificielle, les réseaux de neurones artificiels. Cette dernière a connu un grand succès dans le domaine de géotechniques. Parmi les études, Shahine et al (2001) [33] où ils ont appliqué la méthode neuronale dans plusieurs problème de géotechniques tels que la liquéfaction, la déflexion du mur de soutènement, la capacité portante des pieux et le tassement des fondations. D'autres chercheurs se sont intéressés à l'étude de l'interaction sol structure en utilisant les réseaux de neurones pour prédire les impédances dynamiques des fondations superficielles (Sbartai et Goudjil, 2012) [59].

L'objectif principal de ce mémoire est de prédire le comportement d'un pieu implanté à la proximité d'un talus en utilisant la méthode neuronale artificielle (RNA). Ce travail se divise en deux parties, la 1ère consiste à une modélisation numérique d'un modèle expérimental fait par Bouafia dans LCPC. Le modèle représente l'étude du comportement d'un pieu implantée à la proximité d'un talus. La modélisation a été faite par le logiciel Plaxis 3D v 2013. Dans la 2ème partie, après la validation de la modélisation numérique en comparant les résultats obtenus l'étude expérimentale et ceux obtenus par Plaxis 3D, une base de données contenant la déflexion d'un pieu près de la crête d'un talus en fonction des paramètres géotechniques et géométriques du modèle.

Les objectifs de ce mémoire sont :

- 1) la prédiction de la déflexion d'un pieu localisé près de la crête d'un talus,
- 2) Comparaison des résultats obtenus par la modélisation numérique en utilisant Plaxis 3D et l'étude expérimental de Bouafia et Bouguerra (1996) [16],
- 3) Étude paramétrique du modèle neuronal choisi dans ce travail afin de valider la performance et la robustesse des réseaux de neurones artificiels.

Dans le but de bien enchaîner les idées apportées dans ce travail, notre mémoire se déroule comme suit :

Dans le 1er chapitre, une étude bibliographique sur les fondations a été établie en insistant sur les fondations profondes pieu qui font l'objet de notre étude. Dans le 2ème chapitre, une description bien détaillée de l'expérience de Bouafia et Bouguerra (1996) [16] a été faite. Cette dernière, nous l'avons utilisée pour valider notre modélisation numérique. Dans le 3ème chapitre, nous avons décrit la méthode utilisée dans ce mémoire qui est les réseaux de neurones artificiels. Le 4ème chapitre représente le noyau de notre étude, c'est partie résultats et discussion. Enfin, une conclusion générale a été dressée où nous avons présenté tous les résultats obtenus dans ce mémoire que ce soit la modélisation numérique ou l'application de la méthode neuronale.



# **Chapitre I**

## **Étude bibliographique sur les fondations profondes**

## **I.1.Généralité sur les fondations**

La fondation est la composante d'un ouvrage qui transmet au sol d'assise les efforts provenant de cet ouvrage. Ces derniers ont en général une composante verticale prédominante, mais la composante horizontale est souvent non négligeable ; les efforts appliqués au sol sont donc inclinés.

Si les efforts sont reportés à la surface de sol les fondations seront dites fondations superficielles ;

Si les efforts sont reportés en profondeur il s'agira de fondations profondes.

Les pieux sont généralement utilisés comme fondations profondes pour les grands ouvrages tels que les centrales nucléaires, les ponts, les tours, les structures offshores ou lorsque les couches de sol proches de la surface présentent des caractéristiques mécaniques faibles. Les sollicitations s'exerçant sur une fondation profonde sont de deux types :

- Sollicitations dues à la superstructure
- Sollicitations dues au sol en contact avec la fondation (action de freinages,

Poussée horizontale des terres, séisme, etc.....)

## **I.2.Classification des pieux**

Traditionnellement, on classe les pieux :

- Soit suivant la nature du matériau constitutif : bois, métal, béton ;
- Soit suivant le mode d'introduction dans le sol :
  - Pieux battus, façonnés à l'avance et mis en place, le plus souvent, par battage,
  - pieux forés, exécutés en place par bétonnage dans un forage, à l'abri ou non d'un tube métallique.

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

- ✓ les pieux dont la mise en place provoque un refoulement du sol ;
- ✓ les pieux dont l'exécution se fait après extraction du sol du forage et qui, de ce fait, ne provoquent pas de refoulement du sol
- ✓ certains pieux particuliers dont le comportement est intermédiaire.

### **I.2.1.Pieux refoulant le sol à la mise en place**

Les principaux types de pieux actuels entrant dans ce groupe sont les suivants.

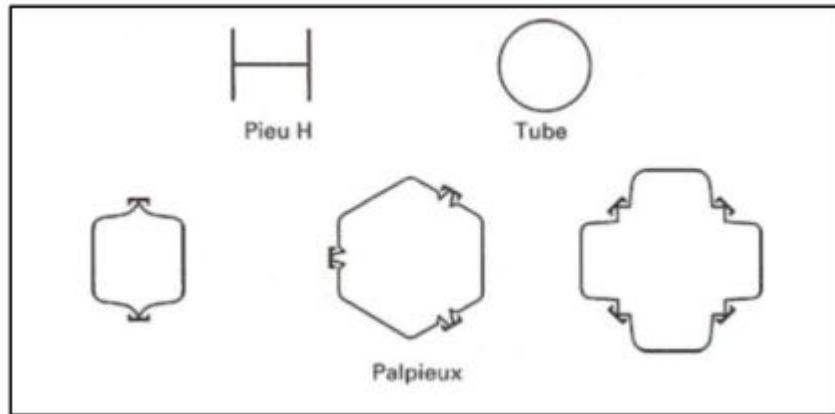
#### **❖ Pieu battu préfabriqué**

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

#### **❖ Pieu en métal battu**

Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E 24-2 ou similaire avec additionnée éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5 %), sont fichés dans le sol par battage. Leurs sections sont (figure I.1) :

- en forme de H ;
- en forme d'anneau (tube) ;
- de formes quelconques, obtenues par soudage de palplanches par exemple (pal pieux)



**Figure I.1.** Profilés métalliques battus

❖ **Pieu en béton foncé**

Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, plus de 3 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Les éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

❖ **Pieu en métal foncé**

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

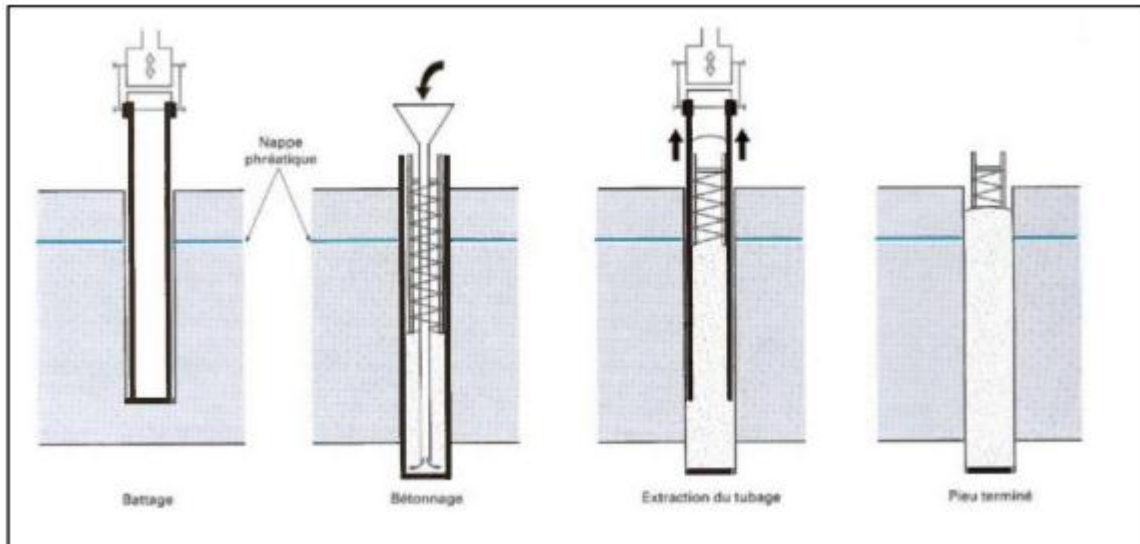
❖ **Pieu battu pilonné**

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

❖ **Pieu battu moulé**

Un tube, muni à sa base d'une pointe métallique ou en béton armé, ou d'une plaque Métallique raidie ou d'un bouchon de béton, est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube ou par battage sur le bouchon de béton. Le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, avant son extraction. Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

La pointe du pieu comporte un sabot débordant qui assure un enrobage du métal du fut du pieu de 4 cm au minimum. Au fur et à mesure du battage, un mortier est envoyé par un ou plusieurs tubes débouchant au voisinage du sabot afin de constituer l'enrobage en remplissant le vide annulaire laissé par le débord de celui-ci.



**Figure I.2.** Pieu battu moulé

❖ **Pieu tubulaire précontraint**

Ce pieu est constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au battage. Les éléments ont généralement 1,5 à 3 m de longueur et 0,70 à 0,90 m de diamètre intérieur. Leur épaisseur est voisine de 0,15 m. Des passages longitudinaux de 2 à 4 cm de diamètre sont ménagés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte. Le lançage et le havage (benne, émulseur) peuvent être utilisés pour la traversée des terrains supérieurs. Ils sont interdits sur la hauteur de la fiche.

❖ **Pieu vissé moulé**

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

**I.2.2. Pieux ne refoulant pas le sol à la niaise en place**

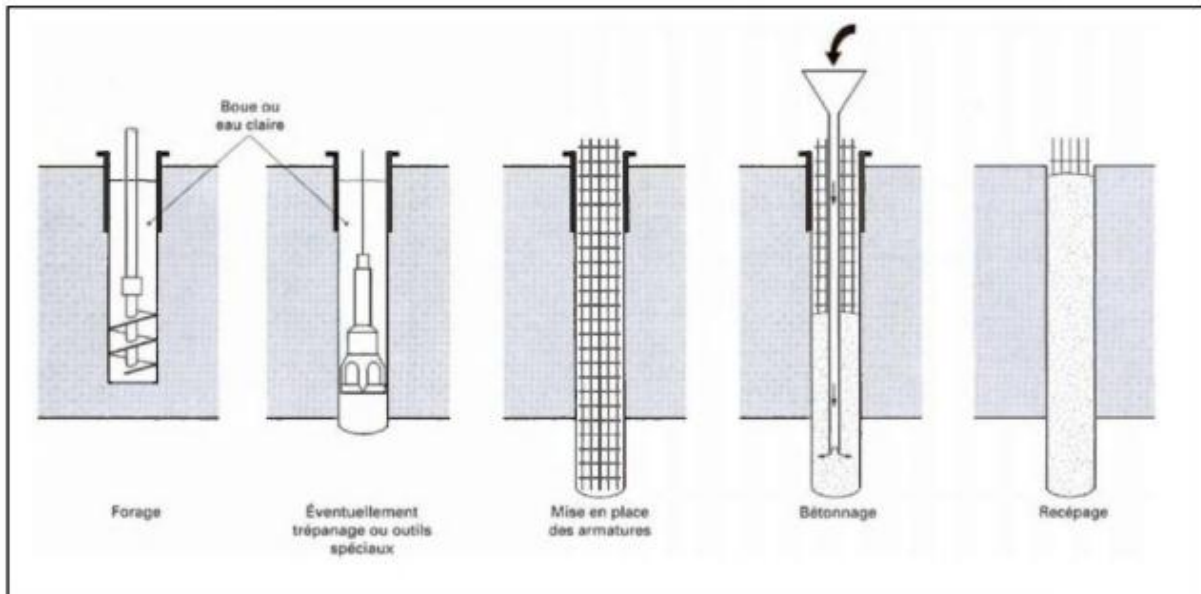
❖ **Pieu foré simple (et barrette exécutée dans les mêmes conditions)**

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc.

Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de parois, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.

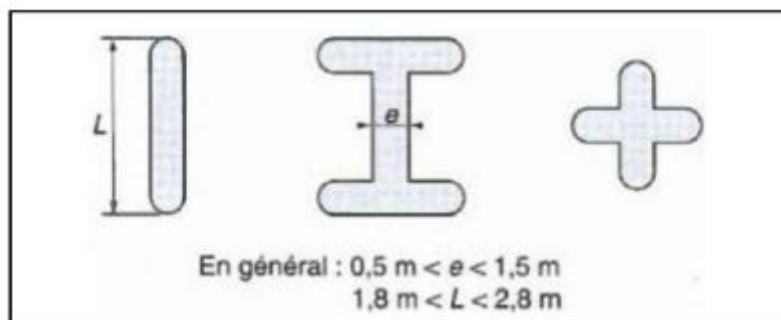
❖ **Pieu foré à la boue et barrette**

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage. Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage (figure I.3).



**Figure I.3.** Pieu foré à la boue

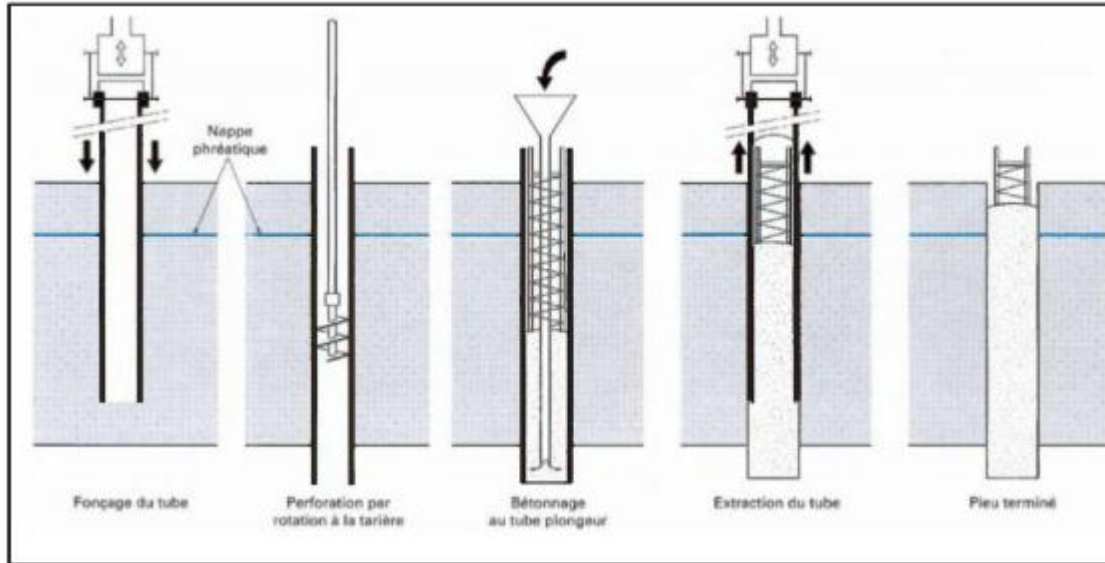
- Les formes de section des différents types de barrettes exécutées dans ces conditions sont données à la figure I.4



**Figure I.4.** Différents types de barrettes

❖ **Pieu foré tubé**

Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que tarière, benne, etc., sous protection d'un tubage dont la base est toujours située au-dessous du fond de forage. Le tubage peut être enfoncé jusqu'à la profondeur finale par vibration, ou foncé avec louvoisement au fur et à mesure de l'avancement du forage. Le forage est rempli partiellement ou totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1 m sous le niveau du béton, sauf au niveau de la cote d'arase (figure I.5).



**Figure .I.5.** Pieu foré tubé

❖ **Puits**

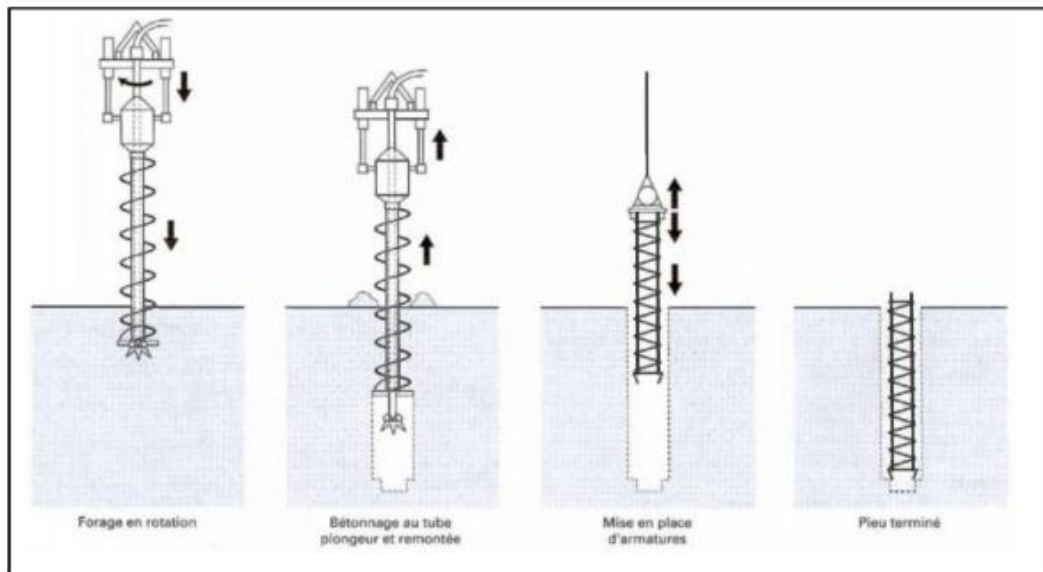
Fondations creusées à la main. Les moyens de forage employés exigent la présence d'hommes au fond du forage. Les parois du forage sont soutenues par un blindage.

❖ **Pieu tarière creuse**

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

On distingue trois types de matériel :

- **Type 1** : la tarière creuse continue sans enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage ;
- **Type 2** : la tarière creuse continue avec enregistrement spécifique des paramètres de forage et de bétonnage (profondeur, pression du béton, quantité de béton).
- **Type 3** : la tarière de type 2 équipée d'un tube de bétonnage télescopique rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant l'opération de Bétonnage (exemple : pieu star sol j, (figure I.6).



**Figure. I.6 : Pieu Star sol de Sol étanché**

### ❖ Micro pieux

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

#### •Type I :

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

#### •Type II :

C'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'une armature et rempli d'un coulis ou de mortier de scellement par gravité ou sous une très faible pression au moyen d'un tube plongeur. Lorsque la nature du sol le Permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage ;

#### •Type III:

C'est un pieu foré, de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage

#### • Type IV

C'est un pieu foré de diamètre inférieur à 250 mm. Le forage est équipé d'armatures et d'un système d'injection qui est un tube à manchettes mis en place dans un coulis de gaine. Si l'armature est un tube métallique, ce tube peut être équipé de manchettes et tenir lieu de système d'injection. On procède à l'injection à l'obturateur simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. L'injection est

répétitive et sélective. Lorsque la nature du sol le permet, le forage peut être remplacé par le lançage, le battage ou le fonçage

#### ❖ **Pieu injecté, sous haute pression, de gros diamètre**

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

### **I.2.3 Pieux particuliers**

Il s'agit des pieux métalliques (H, tubes, pal pieux) (Figure I.1), mais qui sont battus sans obturation de la base. Leur section réelle en pointe est faible par rapport à l'encombrement extérieur du pieu. Pour le calcul de la force portante, ils feront l'objet de recommandations particulières.

## **I.3 Principes de fonctionnement**

### **I.3.1. Cas d'un pieu isolé**

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

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

L'effort de pointe est proportionnel à :

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

L'effort de frottement latéral est proportionnel à :

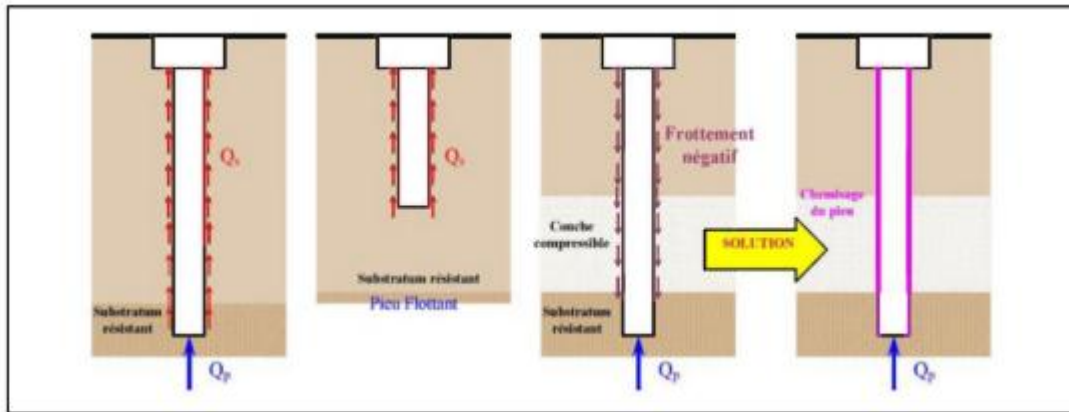
- la surface de contact entre le pieu et le sol
- au coefficient de frottement pieu-sol (rugosité du pieu, pression latérale, angle de frottement interne du sol)

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

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

Si au contraire, le pieu étant immobile, le sol à tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif. Cela a pour conséquence de surcharger le pieu





**Figure I.7 :** Frottement négatif et le frottement positif

### I.3.2. Cas de groupes de pieux :

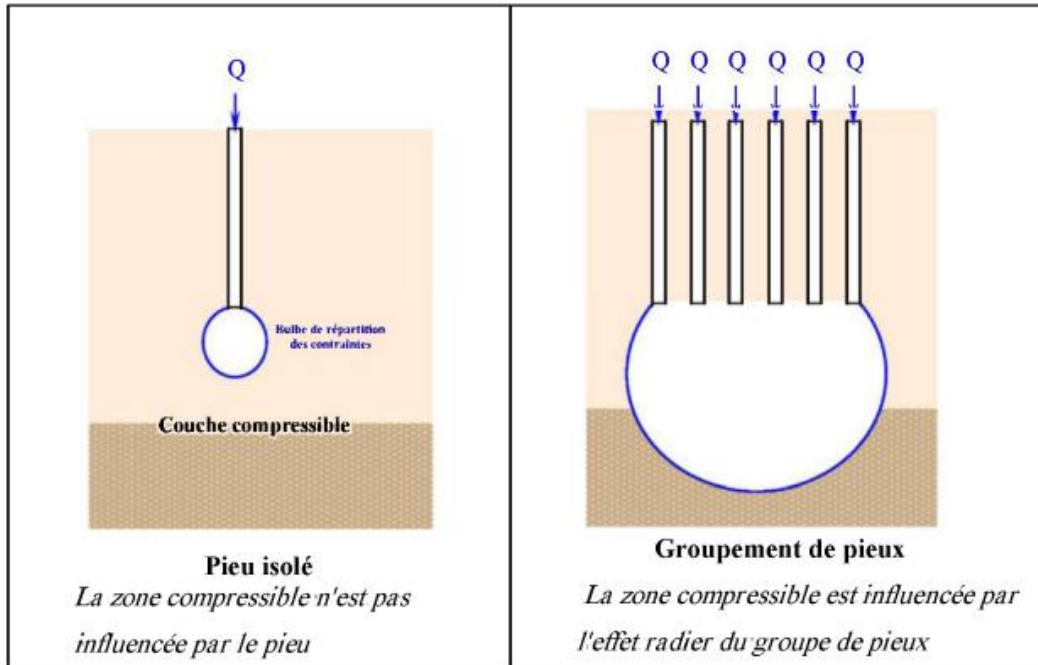
D'une part, lorsque les pieux sont suffisamment rapprochés, il ne suffit pas de vérifier la résistance d'un pieu isolé. En effet, il arrive que la charge limite d'un groupe de pieux  $Q_{gu}$  soit inférieure à la somme des charges limites de chaque pieu isolé  $Q_{ui}$ .

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

$$C_\varepsilon = \frac{Q_{gu}}{\sum Q_{ui}} \quad (I.1)$$

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

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



**Figure I.8 :** Bulbe de répartition des contraintes.

## I.4. Méthodes de dimensionnement :

### I.4.1. Pieu isolé sous charge axiale

Pour le calcul des pieux sous charges axiales, on distingue 2 types de charge limite :

- La charge limite de pointe  $Q_{pu}$  qui représente, le poinçonnement du sol sous la base du pieu.
- La charge limite  $Q_{su}$  mobilisable par frottement entre le fut du pieu et le sol.
- La charge limite  $Q_u$  du pieu qui correspond à la rupture du sol est la somme de ces deux charges limites :

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{su} \quad (I.2)$$

La charge limite de pointe ( $Q_{pu}$ ) s'exprime :

$$Q_{pu} = q_{pu} \cdot A_p \quad (I.3)$$

Avec :

$q_{pu}$  : La résistance unitaire du sol sous pointe.

$A_p$  : La section droite de la pointe.

La charge limite par frottement ( $Q_{su}$ ) :

$$Q_{su} = P \sum_{i=1}^n h_i q_{sui} \quad (I.4)$$

Avec :

$q_{sui}$  : La résistance unitaire du sol due au frottement latéral dans de la couche i.

p : le périmètre du pieu.

$h_i$  : Épaisseur de la couche i.

n : le nombre de couches traversées par le pieu.

Les méthodes de calcul de la capacité portante des pieux sont basées sur :

- Les essais de laboratoire reposent sur la détermination des caractéristiques de cisaillement (cohésion C, l'angle de frottement interne  $\varphi$ ).
- Les essais in-situ qui sont : (le pénétromètre statique, le pressiomètre et le

Pénétrromètre dynamique).

#### I.4.2. Pieu isolé sous sollicitations non verticale en tête:

Par le passée, les pieux avaient des inerties modérées et les méthodes de calcul étaient

Simplistes : aussi étaient-ils prévus pour supporter des efforts dirigés selon leur axe.

Les efforts horizontaux étaient redistribués en disposant des pieux et les moments étaient repris par des groupes des pieux verticaux. L'apparition des pieux forés de grand diamètre et des barrettes moulées à très forte inertie a permis d'absorber directement par un seul élément de fondation des efforts horizontaux et des moments très élevés. Donc ces sollicitations en tête de pieu peuvent être de quatre ordres :

- Effort horizontal  $T_0$
- Moment de reversement  $M_0$
- Déplacement horizontal imposé  $y_0$
- Rotation imposée  $dy_0/dz$

Dans ce cas, le pieu est considéré comme une poutre reposant sur appuis élastiques (ressorts).

L'équation générale des poutres sur appuis élastiques s'écrit comme suit :

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} + K \cdot y = 0 \quad (I.5)$$

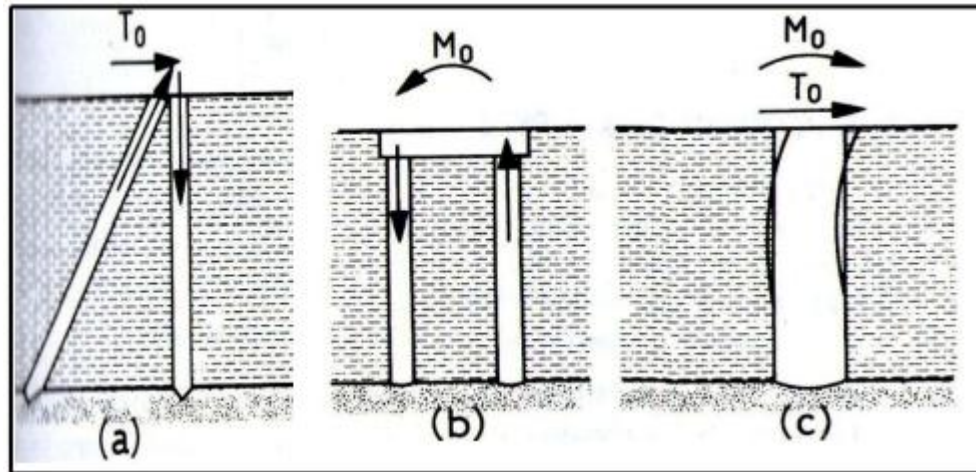
Avec :

$E$  : module d'élasticité du pieu.

$I$  : moment d'inertie de la section transversale du pieu.

$Z$  : profondeur du sol.

$K$  : module de réaction du sol. Les solutions de cette équation peuvent être obtenues soit par une méthode analytique soit par une méthode numérique.



**Figure I.9 :** Reprise des efforts non verticaux en tête des pieux.

## **I.5. Fondations profondes sous charges latérales:**

### **I.5.1. Généralité :**

Outre le chargement axial dû au poids et aux charges permanentes de l'ouvrage, il arrive qu'un chargement latéral sollicite le pieu. Le sol réagit pour l'équilibrer, en mobilisant une réaction latérale. La nature du chargement latéral provenant de la structure est variée. Le chargement peut être statique, comme l'effet de la poussée des terres sur une culée de pont. Il peut être cyclique, comme l'effet de la houle sur les plateformes off-shore. Enfin, le chargement peut être sous forme d'un choc, comme l'accostage des navires sur un quai ou un duc d'albc.

Il arrive que le chargement latéral provienne du sol lui même en cas de séisme par exemple, ou lors du déplacement latéral d'une couche d'argile compressible.

IL s'agit donc d'un problème d'interaction sol-fondation. Différentes voies de recherches sur ce problème peuvent être envisagées:

—L'approche théorique, où la difficulté réside dans la modélisation du comportement du système sol-fondation. Devant la complexité du problème liée à la multitude des facteurs entrant en jeu d'une part et la rhéologie mal connue des sols d'autre part,

Les méthodes actuelles de dimensionnement des fondations profondes sous chargement latéral se basent sur des hypothèses simplificatrices qui ne représentent pas le comportement réel de la fondation ;

—L'expérimentation sur des ouvrages en vraie grandeur. Elle est limitée par les coûts, les délais et la quasi-impossibilité d'effectuer des études paramétriques.

— L'étude sur des modèles réduits. Les forces de masse sont prépondérantes en mécanique des sols. Or, la réduction des dimensions de l'ouvrage ne doit pas modifier son comportement, il est donc nécessaire d'augmenter les forces de masse du modèle.

### **I.5.2.Méthodes de dimensionnement des pieux:**

La réponse d'un pieu soumis à une charge latérale est influencée par les Caractéristiques mécaniques du pieu, par la nature et le comportement du sol et par la loi de chargement.

Les paramètres à étudier lors du dimensionnement sont donc variés et nombreux. Ils concernent les conditions aux limites et initiales, la géométrie, la nature du pieu et du sol.

Une méthode efficace pour le dimensionnement nécessite donc :

- une loi de comportement du sol pertinente ;
- un modèle pour définir l'interaction sol-pieu (courbes P-y) ;
- une technique pour la résolution numérique ;
- une modélisation réaliste de la géométrie du pieu et du sol, des conditions de Chargement et aux limites.

Dans la majorité des cas, le critère de dimensionnement n'est pas la capacité latérale ultime du pieu mais les déplacements maximaux en tête.

Sur ces bases, diverses méthodes ont été établies pour l'analyse de pieux sous charges latérales.

#### **I.5.2.1 La théorie classique rigide-plastique :**

Elle suppose que le sol est entièrement à l'état de rupture dans les zones de butée et de contrebutée. Elle permet de déterminer la charge limite pour un pieu mais elle ne représente pas le comportement du pieu en déplacements. Par contre, dans le cas d'un groupe, elle ne prend pas en compte la présence d'un ou plusieurs pieux voisins et tend alors à surestimer la charge limite.

Poulos et Davis (1980) [52] proposent diverses solutions pour le pieu isolé correspondant à différentes conditions aux limites. Ainsi dans le cas de contrainte plane, on considère que l'ensemble sol-pieu se comporte comme un bloc rigide et que la charge limite de l'ensemble est celle d'une semelle enfouie verticalement.

#### **I.5.2.2. La méthode des éléments finis :**

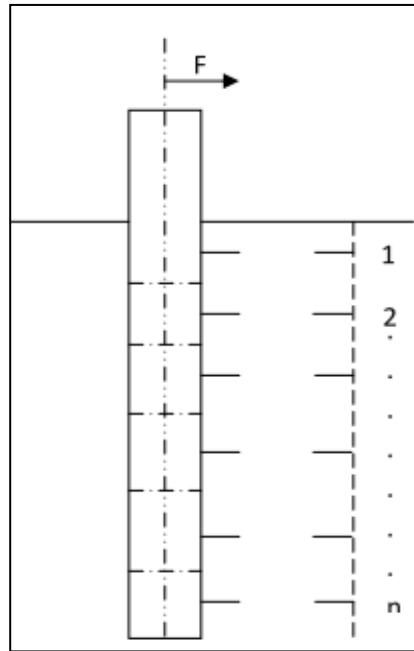
Elle constitue un outil puissant pour représenter les cas complexes (multicouche, 3D...). Par contre cette modélisation nécessite de connaître les lois de comportement appropriées du sol. De plus, il est délicat de reproduire l'état des contraintes initiales du massif autour du pieu. Enfin, tout en tenant compte des possibles symétries du problème à modéliser, Les temps de calcul sont souvent dissuasifs.

#### **I.5.2.3. Méthode au module de réaction :**

Cette méthode est la plus couramment utilisée. Elle est basée sur le modèle de Winkler (1867) [65]. Elle consiste à modéliser l'interaction entre le sol et le pieu par une série de ressorts indépendants entre eux et de raideur variable. La raideur permet de relier directement la réaction latérale du sol (P) et le déplacement du pieu (y). Cette méthode est à la base des courbes P-y, les « ressorts » ont alors un comportement non linéaire,

##### **a- Principe général :**

Le modèle de Winkler, énoncé en 1867, définit le sol comme étant un empilement de tranches indépendantes, chaque tranche de sol est modélisée par un ressort horizontal (figure I.10) sur lequel s'appuie le pieu.



**Figure I.10 :** Représentation du modèle de Winkler.

### **b- Expressions du module de réaction $E_s$**

La définition du module de réaction est la difficulté principale de la méthode au module de réaction. Il dépend en effet de nombreux paramètres tels la rigidité du pieu, le niveau du chargement, la nature du sol, etc.

En France, les résultats d'essais pressiométrique sont d'usage courant pour le Dimensionnement des fondations. Hadjadji (1993) [39] recense la plupart des formulations Publiées dans la littérature et il conclut que le module de réaction  $E_s$  du sol peut être Déterminé si on a obtenu le module d'Young  $E$  par des essais en laboratoire ou le module pressiométrique  $E_m$  par des essais en place.

On retiendra:

### **c- Les courbes P-y**

Toutes les méthodes citées sont cependant limitées. En effet l'interaction sol-pieu est réduite à l'hypothèse que la pression ou la réaction du sol pour un tronçon est une fonction linéaire du déplacement.

La représentation d'un sol par une loi de comportement élastique semble illusoire. Il est nécessaire de modifier les hypothèses de la méthode du module de réaction et de supposer que la réaction du sol en tout point du pieu est une fonction non linéaire du déplacement.

L'introduction des courbes P-y est alors indispensable pour la bonne modélisation du système sol-pieu.

### **➤ Les Méthodes de construction des courbes P-Y :**

Les méthodes de construction des courbes P-Y ont connu une évolution considérable qui s'est manifestée le long de plusieurs décades. La première étude du pieu chargé horizontalement à la base de cette théorie semble être celle de Reese et Matlock (1956) [54] en introduisant le concept du module de réaction, défini auparavant par Winkler (1867) [65]. L'interface sol/pieu est modélisée par une infinité de ressorts indépendants. La première génération des courbes P-Y comportait une courbe bilinéaire schématique d'un comportement

élastoplastique de l'interface. La première droite, caractérisant les petits déplacements latéraux, a une pente égale au module de réaction latéral, et le second est définie par la réaction latérale limite. La non-linéarité de réponse de l'interface est prise en compte selon un processus itératif d'équilibre du pieu sous les charges appliquées et les pressions latérales du sol. Le développement considérable des applications de l'informatique en géotechnique a accéléré la maturité des méthodes de calcul à partir des courbes P-Y.

L'essai pressiométrique est pratiquement le seul essai in situ pouvant donner une relation expérimentale entre les contraintes appliquées et les déformations des parois du forage. En outre, la similitude remarquable entre le mécanisme de réaction latérale frontale du sol autour d'une section du pieu, et celui de l'expansion d'une paroi de forage pressiométrique suggère que les deux mécanismes sont homothétiques, avec possibilité de passage de la courbe d'expansion pressiométrique à la courbe P-Y (Baguelin et al. 1978) [6]. Nombreuses sont les approches de construction des courbes P-Y à partir de l'essai pressiométrique et leur exposé même succinct sort du cadre de cet article. On se propose, dans ce qui suit, de présenter brièvement les méthodes les plus courantes.

#### **A. Méthode de Ménard, Gambin et Bourdon (1969) :**

A notre connaissance, la méthode de Ménard, Gambin et Bourdon (1969), améliorée par la suite par Gambin (1979) [34] est la première à la base de l'essai pressiométrique normal en forage préalable (PBPM). Il s'agit d'une courbe tri linéaire dont la première droite a pour pente le module de réaction latéral de Ménard. Ce dernier est calculé à partir du module pressiométrique à l'aide de la formule de tassement dans la théorie pressiométrique, en assimilant le pieu à une semelle rigide infiniment longue, ayant une largeur B et dont le tassement est lui-même le déplacement latéral du pieu. La deuxième droite, définie depuis la pression pressiométrique de fluage  $p_f$  jusqu'à la pression pressiométrique limite a une pente moitié de la première. La troisième est une droite horizontale correspondant aux grands déplacements avec une réaction latérale limite égale à  $p_i$  multipliée par B. Les caractéristiques pressiométrique intervenant dans la définition de cette courbe doivent être réduites le long d'une profondeur critique pour tenir compte d'un certain nombre d'effets tels que celui de la surface, dû à un remaniement en surface et une diminution du confinement vertical (Briaud, 1986) [23].

Selon Ménard, la profondeur critique est de quatre fois le diamètre pour les massifs sableux (Frank et Jézé-quel, 1989) [31]. Il est à signaler que les notions d'effet de surface Cette méthode a été intégrée dans les règles techniques françaises de conception et de calcul des fondations profondes (CCTG Fascicule 62, titre V, 1993), avec limitation de la réaction latérale limite à  $P_r .B$ .

Il est important de noter que l'analogie utilisée par Ménard entre le tassement d'une semelle continue rigide infiniment longue et la déflexion d'un pieu présente des limites; il convient d'en préciser les conséquences sur l'évaluation du module de réaction latéral. En effet, les déflexions du pieu sous les charges en tête mobilisent des réactions non uniformes le long du pieu, alors que le modèle de la semelle continue comporte des charges uniformes. En outre, cette analogie est limitée aux pieux rigides et ignore ainsi la rigidité à la flexion  $E_p.I_p$ . Enfin, le modèle de semelle infiniment longue ignore l'élancement  $D/B$  du pieu. La corrélation du module de réaction au module pressiométrique doit en principe tenir compte d'une rigidité relative  $K_r$  comme suit :

$$K_f = \frac{E_p I_p}{E_c D^4} \quad (I.6)$$

Ec étant un module caractérisant la déformabilité du sol vis-à-vis du chargement latéral. Le modèle de Ménard fait partie de la catégorie des modèles élastiques en déformations planes disponibles en littérature, et qui sont résumés au tableau 1. On constate à partir de ce tableau que les corrélations d'Eti et E ignorent complètement les paramètres mentionnés en équation (I.6). L'interprétation des essais de chargement de pieux montre toujours que dans le même site, les modules de réaction des pieux ayant des rigidités relatives Kr différentes, sont très différents, avec quasi-impossibilité de passage par calcul d'un pieu à l'autre, à partir d'un module de réaction unique (Bouafia 1990 [14]; Bouafia 2002a [17]; Bouafia 2002b [18]). L'expérience des essais sur modèles réduits centrifugés dans le sable confirme ce fait et suggère une variation du module de réaction en puissance de Kr (Bouafia 1990[114]; Bouafia 2002c [19]). Confrontée aux observations expérimentales sur pieux en vraie grandeur, l'analyse en petits déplacements par cette méthode est plutôt pessimiste (Frank 1984 [30]; Briaud 1986 [23]; Baguelin et Jézéquel 1972 [4]; Baguelin *et al.*, 1990 [9]).

On note aussi que cette méthode ne tient pas compte de la réaction tangentielle mobilisée sur le fût du pieu, la contribution de cette dernière n'étant pas négligeable, particulièrement dans les massifs sableux, comme il sera vu ci-après. Belkhir *et al.* (1999) [12] ont montré à travers le modèle de Pasternak, constitué d'une couche verticale incompressible travaillant seulement en cisaillement et intercalée entre le pieu et les ressorts de Winkler, une nette amélioration de la prévision des déplacements et moments fléchissant en tenant compte de la mobilisation des contraintes de cisaillement autour du pieu. En outre, le seuil de mobilisation de la réaction limite, en termes de déplacements horizontaux, ne tient pas compte de l'influence de la rigidité du pieu. A titre d'exemple, ce seuil est entre 5 à 10 % du diamètre pour un pieu de faible diamètre (B < 60 cm) quelle que soit sa rigidité.

Enfin, les prévisions de cette méthode en grands déplacements, comme l'enseigne l'expérience des essais sur pieux sont optimistes (Baguelin *et al.* 1990 [9]; Bouafia et Bouguerra 1995 [15]; Bouafia et Bouguerra 1996[16]). et de profondeur critique échappent actuellement à toute analyse expérimentale directe.

**TABEAU I** : valeurs théoriques du rapport  $E_t/E$  dans le sable.

Modèle	Méthode	Paramètres requis	$E_v/E$	Référence
Disque se déplaçant latéralement dans un cylindre	Élasticité	Rayon $R_0$ du cylindre et $\nu$ du sol	1.40 pour $R_0/B = 10$ et $\nu = 0,33$	Baguelin <i>et al.</i> , (1977) [5]
Disque se déplaçant latéralement dans un cylindre	Éléments finis linéaires	$R_0$ fixé à $10 \times B$ $\nu$ fixé à $0,33$	2.25	Briaud <i>et al.</i> , (1982) [21]
Plaque rectangulaire verticale enfouie et chargée latéralement	Élasticité (équations de Mindlin)	Élancement $\nu$	1.90 pour $D/B = 10$ et $\nu = 0,33$	Douglas et Davis (1964) [27]
Plaque en déplacement latéral dans un massif de sable	Élasticité		0,74	Terzaghi (voir Oldham, 1986)
Poutre dans un massif élastique	Élasticité	$E_p$ et $B$ du pieu	0.4-1.0 pour pieu en acier et $B = 0.5-1.0$ m	Vesic (1961) (voir Beikae et Pyke. 1984)
Semelle continue dans un sol élastique	Élasticité	$\alpha$ : coefficient de structure du sol $B$ : diamètre du pieu	0,9-1,1 pour $B < 0,6$ m	Ménard (1971) [47]
Poutre dans un massif élastique	(synthèse des études)  Élasticité (équations de Mindlin)		1,0-1,3  0,82	Bowles (1997)  Poulos (1971) [53]



### **B. Méthode de Dunand (1981) [28] :**

Cette méthode, se basant sur l'essai PBPM, propose une courbe P-Y élastoplastique pour la réaction latérale frontale. La pente initiale de la courbe est liée au module pressiométrique par le biais d'une méthode d'élasticité, et la réaction latérale limite est égale à  $p$  multipliée par  $B$ . Le concept de profondeur critique est introduit identiquement à la méthode précédente. Cette méthode est recommandée, selon son auteur, aux fondations sur pieux des pylônes électriques.

### **C. Méthode de Briaud, Smith et Tucker (1985) [60] :**

Selon cette méthode, la courbe P-Y est la superposition des courbes Q-Y et F-Y décrivant les réactions frontale et tangentielle respectivement. Carayannacon- Trezos et *al.* (1979) [7] ont montré à travers une modélisation par éléments finis que la contribution de la réaction tangentielle augmente avec l'élançement de la section du pieu. La courbe Q-Y est construite directement à partir de la courbe d'expansion pressiométrique de l'essai normal (PBPM) comme suit :

$$Q = S_f \cdot p^* \cdot B \quad (\text{I.7})$$

$$Y = 0,5 \times B \cdot \Delta R / R_p \quad (\text{I.8})$$

$S_f$  est un facteur de forme égal à 1 pour une section carrée du pieu, et à  $\pi/4$  pour une section circulaire.  $R_p$  est le rayon initial du forage pressiométrique et  $\Delta R$  est l'augmentation du rayon du forage sous la pression  $p^*$ . L'équation (I.8) se base sur l'hypothèse d'une homothétie entre les déformations radiales dans l'essai pressiométrique et celles de la section du pieu en déplacement latéral.

La courbe de réaction tangentielle F-Y est bilinéaire, formée d'une portion initiale ayant une pente égale à  $2 \cdot G_r$ , et une asymptote horizontale égale à  $F$ , fonction du frottement latéral limite  $q_s$  mobilisé à l'interface sol/pieu, telle que :

$$F_l = S_t \cdot q_s \cdot B \quad (\text{I.9})$$

$S_t$  est un facteur de forme pris égal à 2 pour les pieux carrés, et 1 pour les pieux circulaires. Selon Smith (1987) [62],  $q_s$  diffère peu de celui mobilisé lors d'un chargement vertical, et par conséquent peut être calculé par les méthodes usuelles de capacité portante des pieux.

Selon les auteurs de cette méthode, la confrontation de cette méthode aux données expérimentales collectées de 27 essais de chargement en vraie grandeur incluant une variété de pieux et sols, a donné une très bonne prévision des déplacements du pieu (Briaud, 1986) [23].

Il est à noter que les réactions tangentielles limites sont mobilisées pour des niveaux de déplacements latéraux beaucoup plus petits que ceux pour la réaction frontale limite. Ce fait est analogue à celui de la mobilisation des frottements latéraux et de la résistance en pointe dans un chargement vertical.

### **D. Méthode Baguelin, Jezéquel et Shields (1978) [6]:**

Cette méthode se base sur l'essai pressiométrique auto foreur (SBPM) et se propose de déterminer la courbe P-Y point par point, à partir de la courbe d'expansion pressiométrique comme suit :

$$P = \eta \cdot \rho \cdot B \quad (\text{I.10})$$

$$Y = 0,25 \times B \cdot \Delta V / V_p \quad (\text{I.11})$$

$\eta$  est appelé facteur de résistance latérale, tient compte du phénomène de profondeur critique et varie de 0,33 à 3.  $V_p$  est le volume initial du forage pressiométrique et  $\Delta V$  est l'augmentation du volume sous la pression nette  $p^*$  (Baguelin, 1982)[8].

#### **E. Méthode Robertson, Hughes et Campanella (1984) :**

Cette méthode se propose de construire les courbes P-Y d'un pieu foré à partir d'un essai pressiométrique normal (PBPM) ou auto foreur (SBPM), et celles d'un pieu battu à partir d'un essai au pressiomètre battu. Les formules (I.8) et (I.10) sont à utiliser avec un facteur  $\eta$  égal à 1.5 pour les massifs sableux. La profondeur critique a été estimée à 4 diamètres dans cette méthode, et le facteur  $\eta$  varie linéairement avec la profondeur depuis 0 en surface à 1,5 à la profondeur critique et au-delà (Robertson *et al.* 1985) [57].

Une modélisation par éléments finis a été menée par Atukorala et Byrne (1984) [3] pour étudier le déplacement latéral d'un disque rigide au sein d'un matériau élasto-plastique de Coulomb, ainsi que celui dû à l'expansion d'une cavité cylindrique au sein du même matériau. Il a été montré que le rapport des pressions latérales autour du disque et de la sonde pressiométrique, pour un déplacement donné, varie entre 1.4 et 1,7, soit en moyenne de 1,50. Ce résultat confirme la valeur de  $\eta = 1.5$  de la méthode précédente. Cependant, ce résultat est limité du fait que le comportement tridimensionnel du pieu a été ignoré.

Si on suppose que la pression limite et la réaction latérale limite correspondent à des déplacements latéraux infinis, on constate que les rapports  $P_u/P$  I.B, selon les méthodes vues précédemment, varient largement de 0,3 à 3,0.

On se propose dans ce qui suit de présenter les principaux résultats obtenus lors de l'interprétation des études expérimentales des courbes P-Y, en corrélation avec l'essai pressiométrique (Bouafia, 2002a [17]; Bouafia, 2002b [18]). Des essais de chargement horizontal de 5 pieux isolés dans deux sites expérimentaux assez homogènes ont été menés par le Laboratoire central des ponts et chaussées en France de 1987 à 1989. Une synthèse de ces résultats permet en principe de dégager les principaux paramètres d'influence de la courbe de réaction latérale.

#### **I.5.2.4 Méthodes du continuum élastique :**

Les méthodes du continuum élastique supposent que le massif de sol est un milieu continu et élastique. La plupart du temps, le sol est également considéré comme homogène et isotrope. Ces méthodes reposent sur la solution des équations de Mindlin (1936) [48].

##### **a- Méthode de Poulos :**

Le comportement du pieu et du sol est caractérisé par deux paramètres, le module d'élasticité  $E_s$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . Poulos (1971) [5] modélise le pieu par une plaque verticale de largeur  $B$  et de longueur  $L$ . La rigidité à la flexion est constante sur toute la longueur et égale à  $E_p I_p$ . Le pieu est décomposé en  $n$  éléments de même longueur, chaque élément étant soumis à une contrainte horizontale constante  $p$ . L'expression du déplacement et de la rotation du pieu est fonction de deux paramètres : l'élanement du pieu  $L/B$  et le facteur de flexibilité  $K_R$  (rapport entre la rigidité à la flexion et le produit du module d'élasticité et de la longueur du pieu). Des abaques permettent de calculer le déplacement et la

rotation du pieu à partir des paramètres énoncés ci-dessus ( $E_s, E_p, I_p, L/B, K_R$  et  $\nu$ ) et de la charge latérale appliquée.

Cette méthode est toutefois limitée. En effet le sol n'étant pas élastique isotrope, il est difficile d'obtenir les coefficients  $\alpha$  et  $\nu$  à partir d'essais géotechniques standards.

#### **b- Méthode de Banerjee & Davis :**

L'approche de Banerjee et Davis (1978) [9] utilise la solution analytique des équations de Mindlin (1936) [45]. On suppose que le module d'élasticité  $E_s$  varie linéairement avec la profondeur. Deux variables adimensionnelles  $K_r$  et  $X$  permettent, à partir d'abaques, de déterminer les déplacements du pieu ainsi que les moments.

Cette méthode, très proche de celle de Poulos (1971) [53] présente les mêmes inconvénients (obtention de  $E_s$ ). Toutefois, la simplicité d'utilisation des abaques permet un dimensionnement aisé du pieu si on admet un comportement élastique du sol.

### **1.6 Conclusion :**

Il existe deux méthodes essentielles pour l'étude du comportement d'un pieu sous une charge latérale : la méthode du continuum élastique et la méthode au module de réaction.

La méthode du continuum élastique repose sur ces hypothèses fondamentales : le sol est un milieu élastique continu et adhère au pieu au cours du chargement. Cette dernière hypothèse suppose une certaine résistance à la traction du sol qui, dans la réalité, est très faible.

Cette méthode est aujourd'hui très peu utilisée, mise à part pour le calcul aux éléments finis.

La méthode au module de réaction est aujourd'hui à la base de toutes les réglementations internationales. Elle décrit l'interaction sol-pieu par une loi de réaction du terrain en fonction du déplacement horizontal (courbe P-y). Toutefois, la modélisation du sol par des courbes P-y suppose que chaque couche de sol est indépendante, ce qui est inexact dans la réalité. D'ailleurs, pour la modélisation d'un pieu sous charge dynamique, Novak(1991) [51] ajoute une loi de comportement entre chaque couche. Qui plus est, les courbes P-y réglementaires ne prennent pas en compte le mode d'installation du pieu (foré, refoulant, ...) Ou la rugosité de l'interface sol-pieu.

## **Chapitre II**

**Modélisation numérique d'un  
modèle sol-pieu à proximité d'un  
talus**

## **II.1 Introduction :**

Le but de ce chapitre est de modéliser un pieu à proximité d'un talus ; pour faire une comparaison de notre modèle avec le modèle de BOUAFIA& al (2004) [21] qui est un modèle réel pour valider les hypothèses théoriques. Dans cette étude, On a pris les mêmes paramètres que BOUAFIA&al (2004) [20] et on choisit d'utiliser une modélisation numérique en éléments finis d'un pieu. Notre modèle est un pieu fiché sur 5m dans le sol et de diamètre 0.5m. Le calcul numérique a été développé à l'aide du logiciel PLAXIS 3D, donc nous avons fait une étude générale d'interaction pieu-sol à proximité d'un talus pour des différents facteurs :

- La position du pieu par rapport au talus
- Paramètre géotechnique (c et  $\phi$ )
- Diamètre du pieu
- La pente du talus
- Le rapport d/l

## **II.2. aperçu sur le code Plaxis 3D**

### **II.2.1. Bref aperçu sur la méthode des éléments finis**

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

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

### **II.2.2 Calculs par la MEF**

aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes. Les principaux logiciels utilisés sont : PLAXIS : logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer CESAR (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels. GEOSLOPE : pour les glissements des terrains.

### **II.2.3 Présentation de PLAXIS**

L'analyse de 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 permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon 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. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations des fichiers.

### **II.2.4 Définition de code éléments finis PLAXIS 3D**

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse

pseudostatique 3D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, 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, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents (méthode de longueur d'arc). Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

### **II.2.5 Le modèle de comportements qu'on utilisé dans PLAXIS 3D**

Pour bien suivre les déformations (tassement) au cours de la sollicitation, il est préférable d'adopter un modèle élasto-plastique plus complexe qui tienne compte de l'irréversibilité du comportement des sols. Dans Plaxis, il existe plusieurs types de modèles élasto-plastiques. Ici, nous nous sommes uniquement intéressés au modèle élasto-plastique mohr-coulomb

### **II.2.6 Modèle de Mohr-Coulomb**

Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans Plaxis est un modèle de comportement simple et robuste. Il peut être considéré comme une approximation au premier ordre du comportement réel d'un sol. Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique. Le modèle de Mohr-Coulomb nécessite cinq paramètres fondamentaux : deux paramètres élastiques : le module d'Young  $E$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ , deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture : la cohésion  $c$  et l'angle de frottement  $\phi$ , un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, l'angle de dilatance  $\psi$ . Ces paramètres sont facilement identifiables à partir d'essais de laboratoire, essais oedométriques ou triaxiaux, les paramètres de Mohr-Coulomb sont:

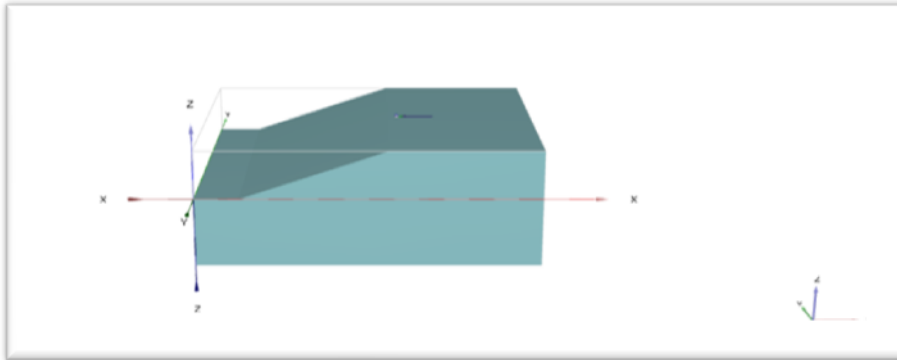
$c$ : cohésion ;	[kN/m <sup>2</sup> ]
$\phi$ : angle de frottement ;	[°]
$\Psi$ : angle de dilatance.	[°]
$\nu$ : le coefficient de poisson	
$E$ : le module d'élasticité	[kN/ m <sup>2</sup> ]

## **II .3.Description du modèle de calcul numérique :**

C'est un pieu fiché sur 5 m dans le sol, de diamètre 0.5 m, correspond une pente de talus égale 2/3 et 1/2. Les principales caractéristiques mécaniques du pieu sont rassemblées dans le tableau II .2. Celles correspondant au massif de sol sont données dans le tableau II .1 Une modélisation en déformation plane a été souvent utilisée pour étudier l'interaction entre pieu et sol.

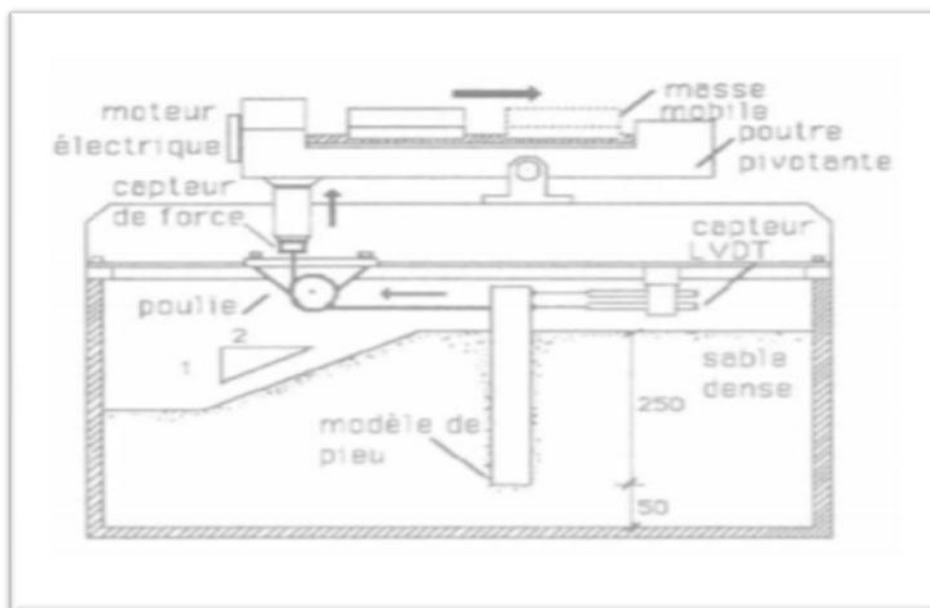
### **II .3.1.Géométrie du modèle :**

La géométrie du modèle étudié est représenté sur la figure II.1 ; La hauteur du talus H= 6 m, avec une pente égale 2/3.



**Figure II.1 :** La géométrie du modèle étudié

#### **Géométrie du modèle de BOUAFIA:**



**Figure II.2 :** Géométrie du modèle de BOUAFIA

## **II.4. Conception du modèle élément finis**

### **II.4.1. Paramètre du sol et du pieu :**

On utilise les mêmes paramètres utilisés dans la modélisation de BOUAFIA & al(2004) [19]

#### **a. Paramètre de sol :**

Les propriétés de sol sont résumées dans le tableau aux dessous

**Tableau II.1: Propriétés de sol selon BOUAFIA**

Paramètre		Sol	Unité
Matériel modèle		Mohr coulomb	-
Matériel type		Sable Drainé	-
Poids volumique	$\gamma_{sat}$	16.5	Kn /m <sup>3</sup>
	$\gamma_{unsat}$	16.5	Kn /m <sup>3</sup>
Module de Young E		35000	Kn /m <sup>2</sup>
La cohésion c		0	Kn /m <sup>2</sup>
L'angle de frottement $\varphi$		36,00	-
L'angle de dilatance $\psi$		0	-

**b. Paramètre du pieu**

Les propriétés de pieu sont résumées dans le tab ci-dessous :

**Tableau II. 2: Propriétés du pieu selon BOUAFIA**

Paramètre			Unité
Type de comportement	-	Mohr coulomb	-
Diamètre	<b>D</b>	0,5	M
Poids volumique	$\gamma$	25	Kn/ m <sup>2</sup>
Coefficient de poisson	$\nu$	0.28	-

**IV.4.2. Phasage de calcul :**

Dans la fenêtre calcul, on choisit pour la première phase les options et l'onglet paramètres, on prend l'option « construction par étapes », et on choisit le type de calcul plastique. Les conditions initiales sont constituées de deux modes différents, l'un pour générer les pressions interstitielles initiales (mode des conditions hydrauliques) et l'autre pour spécifier la configuration géométrique initiale et générer le champ des contraintes effectives initiales.

Pour la deuxième phase jusqu'à la sixième phase on activé les différents charges latérales ; Les incréments de charge latérale (130 kN, 240 kN, 360 kN et 485kN) ont été appliquées à l'entête du pieu.



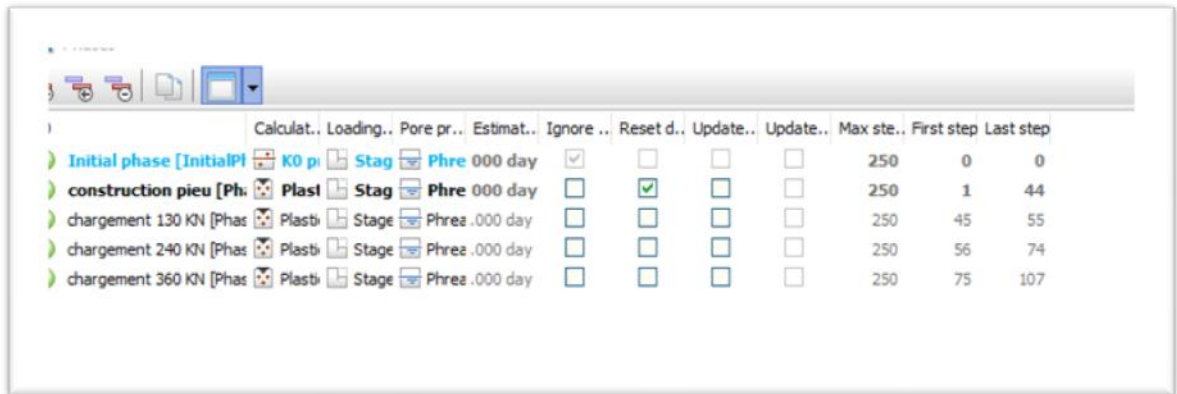


Figure II. 3: Les phases du calcul par PAXIS.

#### IV.4.3. Comparaison du modèle numérique

Tableau II. 3 : comparaison entre le modèle étudié et le modèle de BOUAFIA

charge KN	déflexion modèle BOUAFIA (mm)	déflexion Modélisation PLAXIS 3D (mm)
0	0	0
130	20	14.22
240	70	40.47
360	140	102.7
485	230	242.6

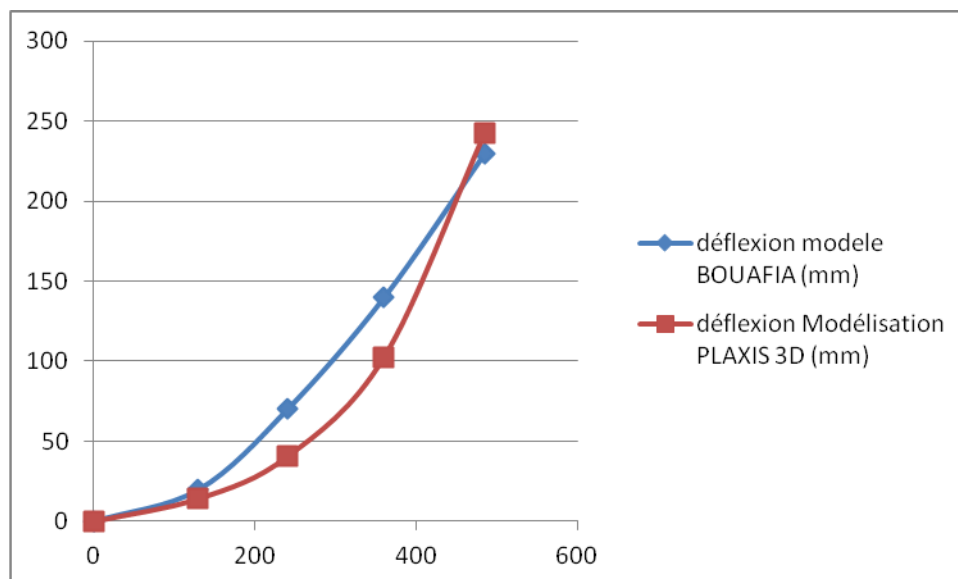


Figure II.4 : comparaison entre le modèle étudié et le modèle de BOUAFIA

D'après la figure II.4 On remarque que les résultats de notre travail est validé par rapport l'étude de bouafia. et il y a une différence de 10% logiciel (PAXIS) est plus proche a la théorique de l'expérience. Donc notre presque dans toutes les charges entre les deux modèles, cette différence due à :

→ L'erreur entre les résultats des essais réels de BOUAFIA (2004) [20] et nos résultats numérique est due au coefficient de rigidité dans notre modèle le coefficient égale 1 qui ne reflète pas la réalité.

Donc notre modalisation est valide et on peut entamer une étude approfondie de l'interaction pieu-sol pour différents paramètres.

## II.5 Etude paramétrique

Pour les études paramétriques on a utilisé un autre modèle numérique.

### ➤ l'influence de pentes 1/2 et 2/3 sur la déflexion

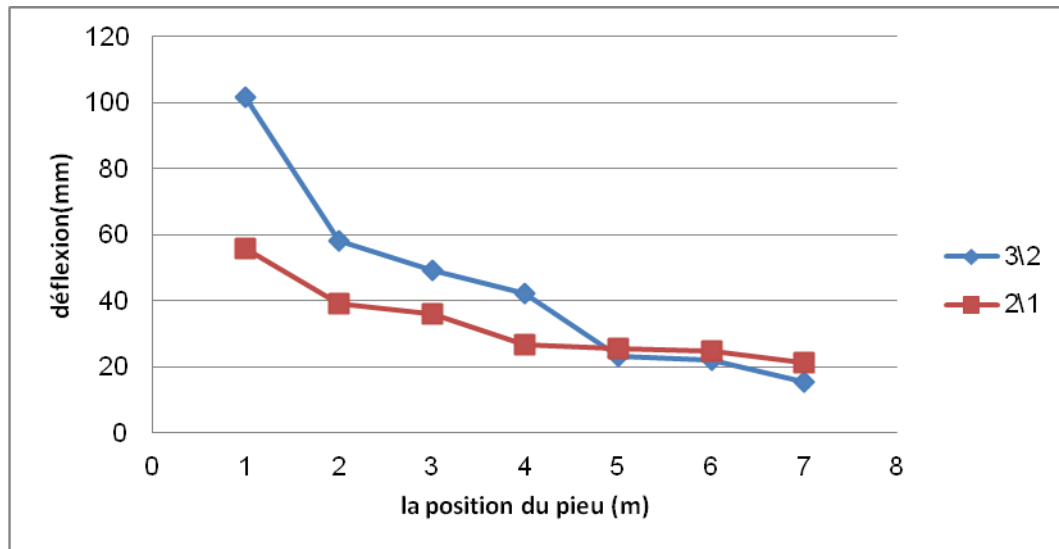
La figure ces dessous est représenté la variation de déflexion en fonction de différent position du pieu pour une pente de 1/2 et 2/3.

**Tableau II.4 :** valeur de déflexion de position de pieu dans un talus de pente 1/2 pour une charge de 360kn

Distance (m)	t=1	t= 2	t=3	t= 4	t=5	t= 6	t=7
Déflexion (mm)	55.91	39.24.	35.87	26.6	25.61	24.87	21.16

**Tableau II.5:** valeurs de déflexion de position pieu d'un talus de pente 2/3 pour une charge de 360kn

Distance(m)	t=1	t= 2	t=3	t= 4	t=5	t= 6	t=7
Déflexion Mm	101.6	58.02	49.24	42.09	23.06	22.2	15.45



**Figure II .5:**variation de la déflexion en fonction de la position du pieu par rapport à la pente du talus (2/3 et 1/2)

D'après la figure II .5on remarque qu'il y a une diminution de la déflexion du pieu ; mais cette influence est diminuée a partir de 5m pour les deux pentes de 1/2 et 2/3. Le sol est plus rigide pour la position du pieu supérieur à 5m pour une pente de 1/2 et 2/3 successivement influe sur la déflexion par la diminution, puisque la butée du sol sur le pieu est augmente. Donc nosrésultats sont confondus aux théories étudiées et aux résultats de BOUAFIA& al (2004) [20].

➤ **L'effet des paramètres géotechniques ( $C, \varphi$ ) :**

Pour les études de l'effet des paramètres géotechniques on a fait le calcul pour :

❖ **L'influence de la cohésion d'un talus de 2/3 et 1/2**

Les résultats de calcul obtenu sont résumés dans le tableau suivant (tab II .6et tab II .7); pour une pente de 2/3 et 1/2 à la suit.

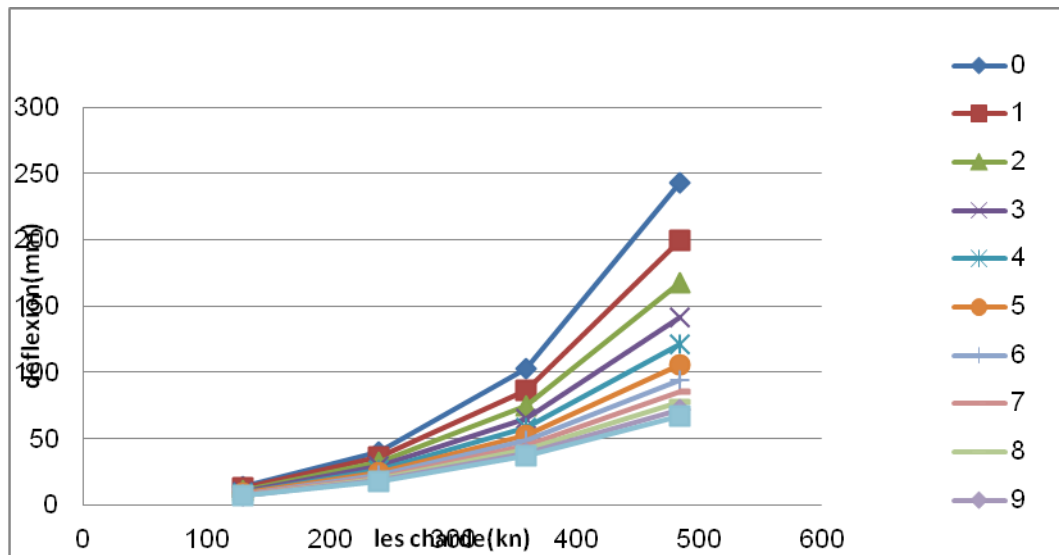
**Tableau II .6:**résultat de calcule de différent valeur de la cohésion pour une pente de 2/3

Cohésion c (kn/m <sup>2</sup> ) Charges	c=0	c=1	c=2	c=3	c=4	c=5	c=6	c=7	c=8	c=9	c=10
	130 kn	14.22	12.77	11.47	10.38	9.512	8.848	8.329	7.923	7.63	7.397
240 kn	40.47	35.76	32.2	29.27	26.74	24.52	22.65	21.1	19.76	18.68	17.78
360 kn	102.7	86.63	74.48	65.35	58.45	53.05	48.77	45.1	41.98	39.34	37.07
485 kn	242.6	200	167.6	141.4	121	105.4	93.85	85.13	78.11	72.13	67.34

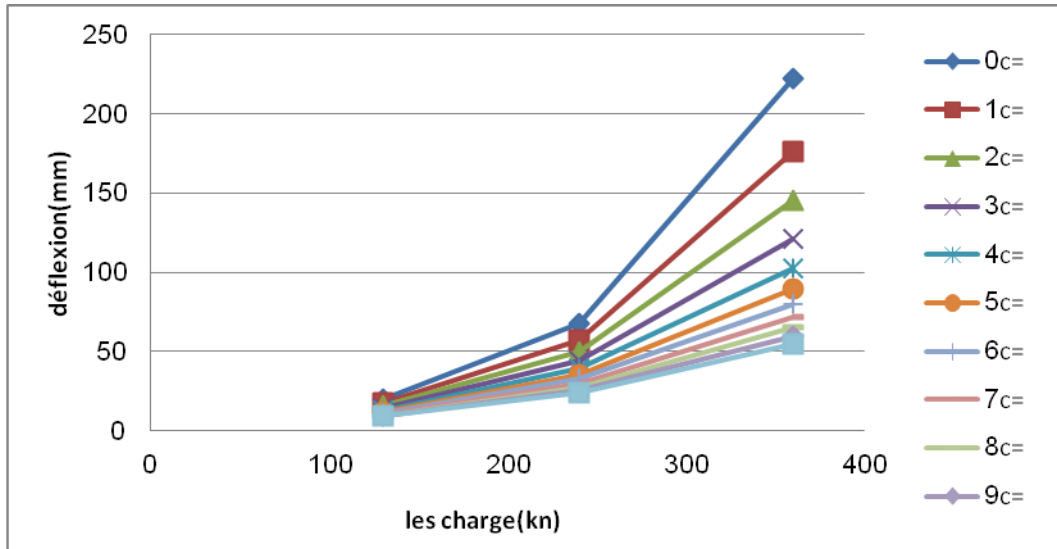
**Tableau II.7:** résultat de calcul de différent valeur de la cohésion pour une pente de 1/2

Cohésion c (kn/m <sup>2</sup> )	c=0	c=1	c=2	c=3	c=4	c=5	c=6	c=7	c=8	c=9	c=10
Charges											
130	20.22	17.75	15.84	14.22	12.94	11.88	11.03	10.35	9.818	9.431	9.118
240	67.39	57.31	50.23	44.42	39.67	35.74	32.53	29.8	27.48	25.58	24.05
360	222.8	176.2	145.4	121.2	102.9	89.67	79.55	71.55	64.94	59.42	54.8

Les deux figures ces dessous représentent les tableaux précédents pour les deux pentes 2/3 et 1/2 successivement



**Figure II.5:** Influence de la cohésion sur les déflexions latérales au niveau de la tête du pieu pour les différentes charges pour un talus 2/3



**Figure II .6:**Influence de la cohésion sur les déflexions latérales au niveau de la surface du sol pour les différentes charges pour un talus 1/2

On remarque que l'augmentation de la cohésion influe sur la déflexion comme suite :

- Pour des petites charges la cohésion influe légèrement sur la déflexion.
- Pour des grandes charges, l'augmentation de la cohésion permet de diminuer la déflexion.(Puisque l'augmentation de la vides diminue la cohésion dans le sol).

❖ **Influence de l'angle de frottement  $\varphi$  d'un talus de 2/3 et 1/2**

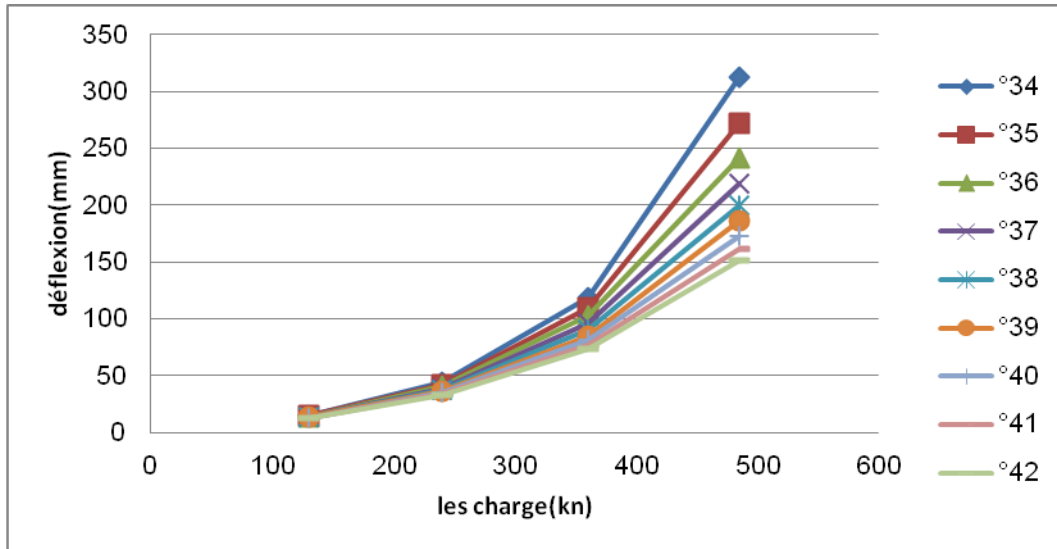
Pour les études on a choisit les angles suivantes:

Les résultats de calcul trouvé sont résumés dans le tableau ces après (tab II .8et tab II .9)

**Tableau II .8:**résultat de calcul de différent valeur de l'angle de frottement pour une pente de 2/3

Phi	34°	35°	36°	37°	38°	39°	40°	41°	42°
Charges									
130	14.98	14.59	14.21	13.86	13.54	13.23	12.96	12.65	12.38
240	43.96	42.11	40.47	38.97	37.63	36.42	35.33	34.31	33.35
360	118.9	110.2	102.7	96.13	90.33	85.19	80.92	77.1	73.68
485	312.5	272.2	242	219.5	200.4	185.9	172.6	162.1	151.6

La figure suivante est présenté l'influence de l'angle de frottement pour une pente de 2/3



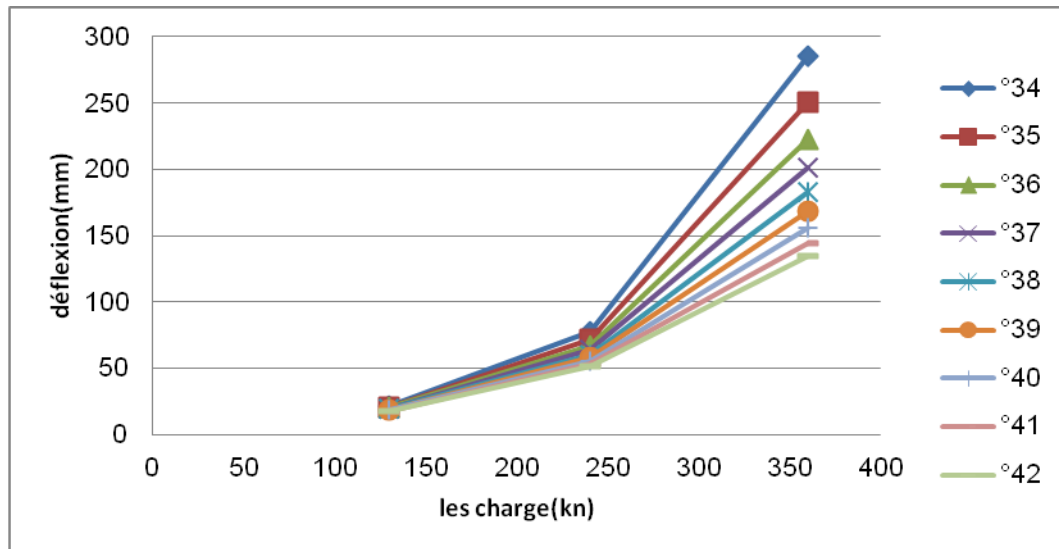
**Figure II.7:** Influence de l'angle de frottement sur les déplacements latéraux au niveau de surface du sol pour différentes charges pour une pente de 2/3

On note que : pour le cas de  $\phi=30^\circ$ , il avait une rupture lors dans la phase initial du calcul (avant la construction du pieu).

Alors que pour les autres cas où l'angle de frottement  $\phi$  varient de 35 à 40°, il n'avait pas de rupture mais la déflexion diminue avec l'accroissement de l'angle de frottement d'un côté et la charge d'autre côté.

**Tableau II .9:** résultat de calcul de différent valeur de l'angle de frottement pour une pente de 1/2

phi	34°	35°	36°	37°	38°	39°	40°	41°	42°
charges	34°	35°	36°	37°	38°	39°	40°	41°	42°
130	21.52	20.81	20.22	19.64	19.11	18.62	18.17	17.72	17.33
240	77.24	71.54	67.39	63.76	60.58	57.8	55.38	53.25	51.29
360	285.6	250.2	222.8	201	183.3	168.5	155.7	144.6	134.8



**Figure II.8:** Influence de l'angle de frottement sur les déplacements latéraux au niveau de surface du sol pour différentes charges pour une pente de 1/2

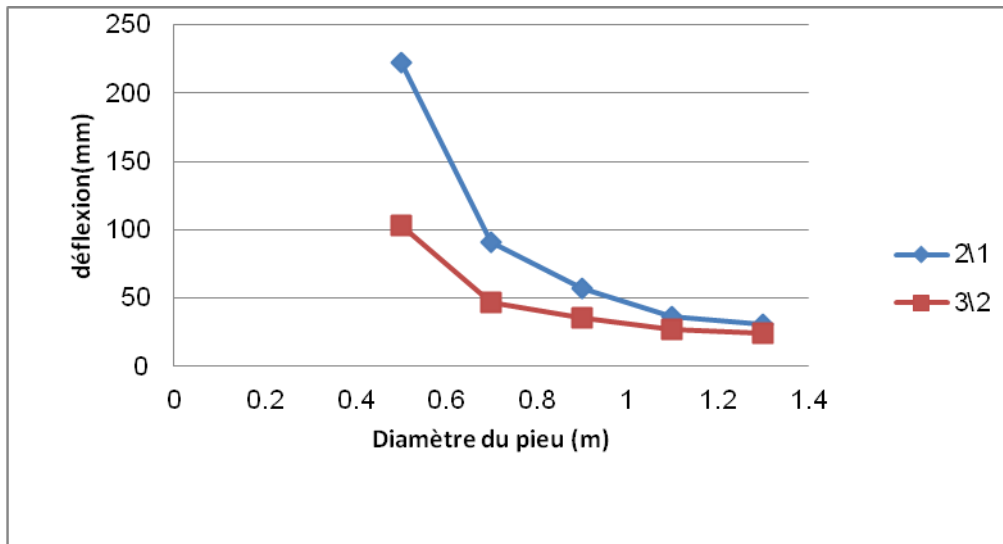
A travers les résultats du tableau, on remarque que la déflexion du pieu diminue avec l'augmentation de l'angle de frottement. Dont l'influence des grandes charges est plus importante que celui des petites charges.

➤ **L'effet du rapport d/l sur pieu**

Pour la variation du rapport d/l, on a fait varier le diamètre du pieu en gardant la même longueur de pieu pour essayer de conserver un seul modèle de géométrie tout au long de pieu. Les valeurs du rapport d/l pour les différentes valeurs des diamètres sont :

- d/l= 0.1 m (d=0.5 m)
- d/l=0.14 m (d=0.7 m)
- d/l= 0.18 m (d=0.9 m)
- d/l=0.26 m (d=1.1 m)
- d/l=0.28 m (d=1.3 m)

L'effet du rapport d/l est représenté dans la figure et le tableau ci-dessous



**Figure II.9:** L'effet du rapport d/l sur la déflexion du pieu

**Tableau II.10:** L'effet du rapport d/l sur la déflexion du pieu

Diamètre	Pente	
	1/2	2/3
0.5	222.8	102.7
0.7	91	46.35
0.9	56.94	35.12
1.1	36.42	26.7
1.3	31.05	23.93

D'après la figure et le tableau nous constatons que le diamètre du pieu influe sur la déflexion dans la mesure où l'augmentation du diamètre conduit à la diminution de la déflexion pour les deux cas 1/2 et 2/3.

## II.6. Conclusion

Les résultats numériques obtenues dans ce travail est compatible avec les théoriques des autres chercheurs; pour les effets des différents paramètres géotechniques ; le rapport d'élanement ; la pente ; et le coefficient d'interaction sol-pieu ; Diamètre du pieu.





**Chapitre III**



**Réseaux de neurones**

## III.1 Introduction

Les réseaux de neurones artificiels, connus généralement sous l'acronyme **RNA (réseau de neurones artificiels)**, sont des modèles mathématiques non linéaires de type "boîte noire" capables d'établir des relations entre les entrées et les sorties d'un système.

Les performances de ces derniers dans la modélisation non linéaire ont été prouvées dans plusieurs domaines de l'ingénierie et de la science. Dans le domaine de l'ingénierie essentiellement en géotechnique on peut citer Najjar et al (1996) [49], Najjar et Ali (1998a) et (1998b) , Njjar et Zhang(2000) [50] qui ont appliqué les RNA pour l'évaluation de la perméabilité des argiles et la liquéfaction des sols.

D'autres auteurs ont appliqué avec succès les méthodes neuronales pour prédire la capacité portante aux charges axiales et latérales Abu-kiefa (1998) , Ahmad et al (2007) [1] ,Chan et al.(1995) [24], Das et Basudhar (2006) [25],Tech et al (1997) et d'autres travaux ont appliqués la technique neuronale à la prédiction du tassement : Chen et al (2006) [24], Shahin et al (2002a) [60].

## III.2 Domaines d'application

Grâce à leur capacité dans la classification, approximation, et généralisation les réseaux de neurones ont été utilisés dans plusieurs domaines :

- Classification
- Approximation
- Commande robotique
- Prédiction

Mémoire associative

Dans cette étude, les réseaux de neurones sont utilisés pour prédire la déflexion d'un pieu implanté à la proximité d'un talus.

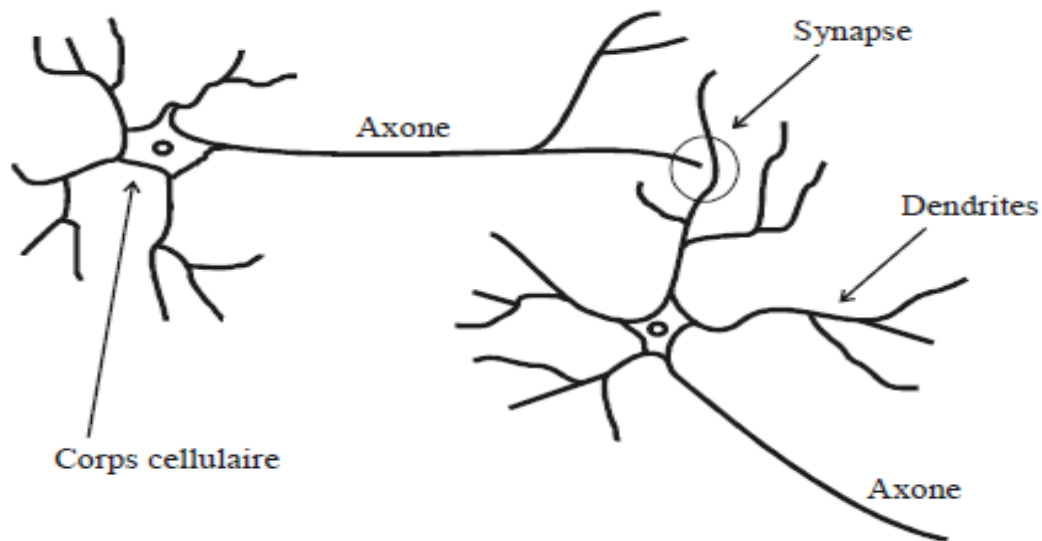
## III.3 Principe des Réseaux de Neurones Artificiels(RNA)

### III.3.1 Définition

Les réseaux de neurones, fabriquées de structures cellulaires artificielles, est un modèle de calcul dont la conception est très schématiquement inspirée du fonctionnement des neurones biologiques.

### III.3.2 Eléments de base

Les éléments de base du système nerveux centrale (cerveau) sont les neurones, leur structure est composée particulièrement de trois parties (Fig. III.1.) le corps cellulaire, les dendrites et l'axone.



**Figure**

**III .1.** La cellule nerveuse et ces composantes.

### **III.3.3 Neurone artificiel**

(Neurone informatique) : est un petit modèle statistique à lui tout seul, il doit accomplir deux tâches :

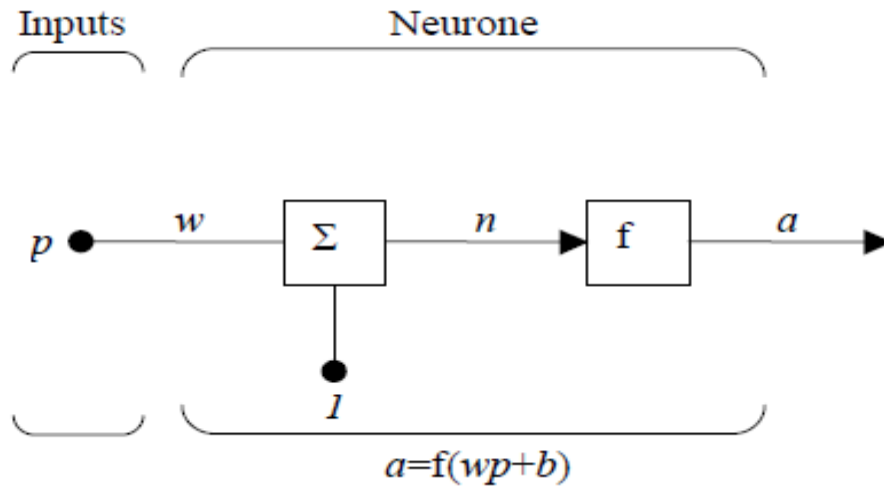
- 1- la synthèse des informations qui lui sont fournies
- 2- la transformation (souvent non linéaire) de cette information en quelque chose de nouveau.

Ce fonctionnement est expliqué ci-dessous par les différents modèles neuronaux.

#### **III.3.3.1 Types de modèles de neurones**

##### **a) Modèle d'un neurone à entrée simple**

Le scalaire d'entrée  $p$  est multiplié par le scalaire poids  $w$  pour former  $wp$ , un des termes de la somme. L'autre entrée, 1, est multipliée par le biais  $b$ , puis introduite dans la somme. La somme de sortie  $n$ , souvent dénommée entrée du réseau, passe dans la fonction de transfert  $f$  qui produit le scalaire de sortie à voir figure III.2.



**Figure**

**III.2.neurone à simple entrée**

Le neurone de sortie est calculé par l'équation

$$a=f(wp+b)$$

**(III.1)**

Si par exemple

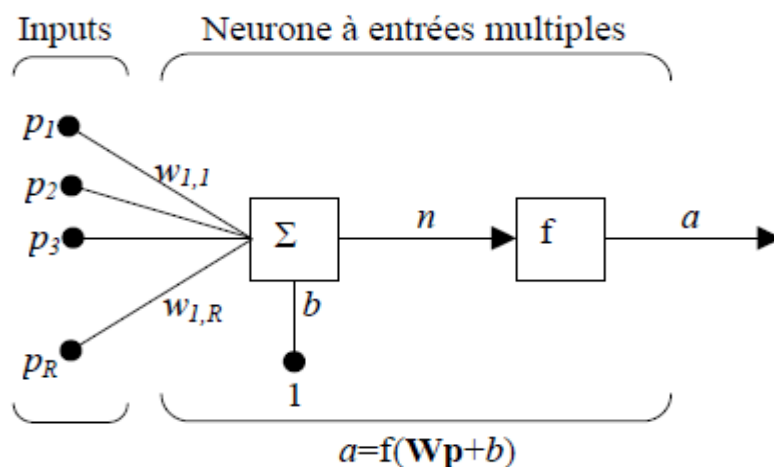
$$\left\{ \begin{array}{l} w=3 \\ p=2 \\ b=-1.5 \end{array} \right. \Rightarrow a=f(3*2-1.5)=f(4.5)$$

La sortie dépend de la fonction de transfert choisie .le biais est quasi similaire au poids sauf qu'il possède une valeur d'entrée constante égale à 1. Il peut cependant être omis selon les conditions choisies par l'utilisateur.

A noter que  $w$  et  $b$  sont des paramètres scalaires ajustables du neurone. Typiquement, la fonction de transfert  $f$  est choisie par l'utilisateur et les paramètres  $w$  et  $b$  sont, ajustés par des lois d'apprentissage de façon à adapter le neurone entrée/sortie à un but spécifique.

**b) neurone à entrées multiples**

Typiquement, un neurone possède plus d'une entrée, comme le montre la figure ci-dessous.



**Figure III. 3** Neurone à entrées multiples

Les entrées individuelles  $P_1, P_2, \dots, P_r$  sont pondérées par les éléments  $W_{1,1}, W_{1,2}, \dots, W_{1,R}$  de la matrice  $W$ .

Le neurone possède un biais  $b$ , sommé avec les entrées pondérées pour former l'entrée  $n$  du réseau

$$n = W_{1,1} * P_1 + W_{1,2} * P_2 + \dots + W_{1,R} * P_R + b \quad (\text{III.2})$$

L'équation (III.3) peut être formulée sous forme matricielle

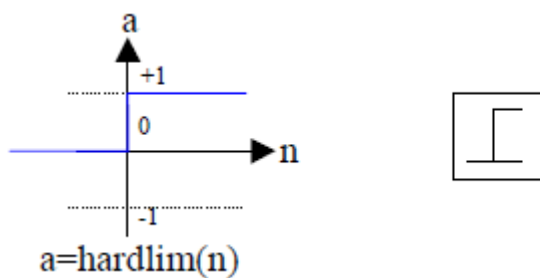
$$n = Wp + b \quad (\text{III.3})$$

### III.4 Fonction de transfert

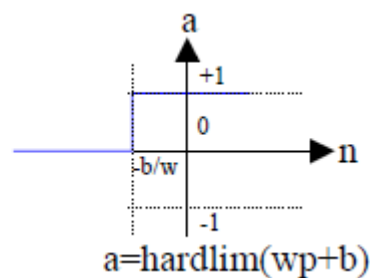
Cette fonction peut être linéaire ou non. Une fonction particulière est choisie pour satisfaire les spécificités d'un problème que le neurone est appelé à résoudre.

Il existe plusieurs types de fonctions les plus utilisées sont présentées comme suit :

- **Fonction "hard limit"** : Elle donne la valeur 0 au neurone de sortie si l'argument de la fonction est négatif, et 1 s'il est positif ou nul, comme l'illustre la Figure III.4.



Fonction de transfert "hard limit"

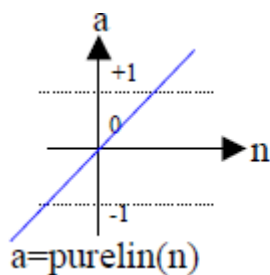


Neurone hardlim à simple entrée

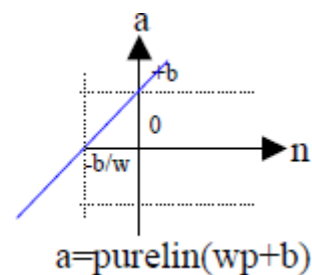
**Figure III.4.** fonction de transfert "hard limit"

Cette fonction est utilisée pour créer des neurones capables de classifier des entrées en deux catégories distinctes.

**Fonction linéaire** : la valeur de sortie est égale à la valeur d'entrée  $a=n$ , comme l'illustre la Figure III.5.



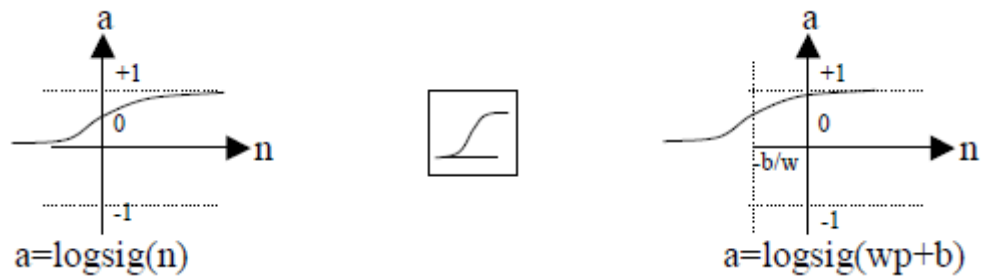
Fonction de transfert linéaire



Neurone purelin à simple entrée

**Figure III.5.** fonction de transfert linéaire

**Fonction log-sigmoïd:** Elle est communément utilisée dans les réseaux de neurones multicouches éduqués avec un algorithme de rétropropagation.



Fonction de transfert log-sigmoïd









Neurone logsig à simple entrée

**Figure III.6.**fonction de transfert log-sigmoïd

La valeur d'entrée est comprise entre  $]-\infty ; +\infty [$ . La fonction aplatit la valeur de sortie entre  $[ 0 ; 1 ]$  selon l'expression

$$a = \frac{1}{1 + e^{-n}}$$

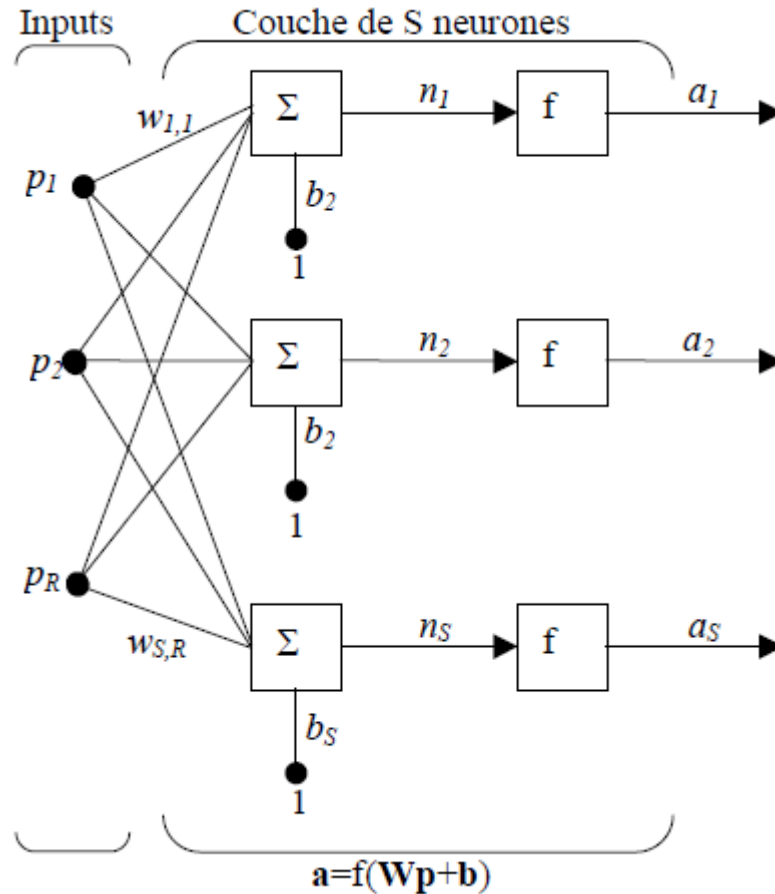
Les autres fonctions sont regroupées dans le Tableau III .1

Nom de la fonction	Relation d'entrée/sortie	Icône
seuil	$a = 0$ si $n < 0$ $a = 1$ si $n \geq 0$	
seuil symétrique	$a = -1$ si $n < 0$ $a = 1$ si $n \geq 0$	
linéaire	$a = n$	
linéaire saturée	$a = 0$ si $n < 0$ $a = n$ si $0 \leq n \leq 1$ $a = 1$ si $n > 1$	
linéaire saturée symétrique	$a = -1$ si $n < -1$ $a = n$ si $-1 \leq n \leq 1$ $a = 1$ si $n > 1$	
linéaire positive	$a = 0$ si $n < 0$ $a = n$ si $n \geq 0$	
sigmoïde	$a = \frac{1}{1+\exp^{-n}}$	
tangente hyperbolique	$a = \frac{e^n - e^{-n}}{e^n + e^{-n}}$	

**Tableau.III.1.**Représentation mathématique des fonctions de transfert

### III .5 Les perceptrons

De manière générale, un neurone, même avec de nombreuses entrées, n'est pas suffisant. Il en faut plusieurs, opérant en parallèle. Ce type de RNA est appelé un perceptron .Ce dernier peut avoir une seule couche comme indiqué à la figure (2.7) ou plusieurs couches. Dans ce cas, il sera appelé réseaux de neurones multicouches, autrement dit perceptron multicouches.



[5]

Figure III.7. Couche de S neurones

Les réseaux multicouches sont plus puissants que les réseaux à simple couche. Par exemple, un réseau à 2 couches avec une couche 1 sigmoïde et une couche 2 linéaire peut être éduqué pour approximer convenablement la plupart des fonctions. Un réseau à simple couche ne le peut pas.

Dans la pratique, la plupart des réseaux ne possèdent que 2 ou 3 couches.

Une fois créé, le réseau de neurones est utilisé selon le protocole suivant:

1. Initialisation des poids et des biais.
2. Apprentissage avec une base de données connue.
3. Simulation avec des nouvelles données.

### III.5.1. Différents types de perceptrons :

On peut classer les réseaux de neurones artificiels (RNA) type perceptron en deux grandes catégories :

- Réseaux Feed-Forward
- Réseaux Feed-Back



### 5.1.1 Les réseaux "feed-forward "

Appelés aussi "réseaux de type Perceptron", ce sont des réseaux dans lesquels l'information se propage de couche en couche sans retour en arrière possible.

#### A. Perceptron monocouche

Historiquement le premier RNA, c'est le Perceptron de Rosenblatt. C'est un réseau simple, puisque il ne se compose que d'une couche d'entrée et d'une couche de sortie. Il est calqué, à la base, sur le système visuel et de ce fait a été conçu dans un but premier de reconnaissance des formes. Cependant, il peut aussi être utilisé pour faire de la classification et pour résoudre des opérations logiques simples (telle "ET" ou "OU"). Sa principale limite est qu'il ne peut résoudre que des problèmes linéairement séparables. Il suit généralement un apprentissage supervisé selon la règle de correction de l'erreur (ou selon la règle de Hebb)

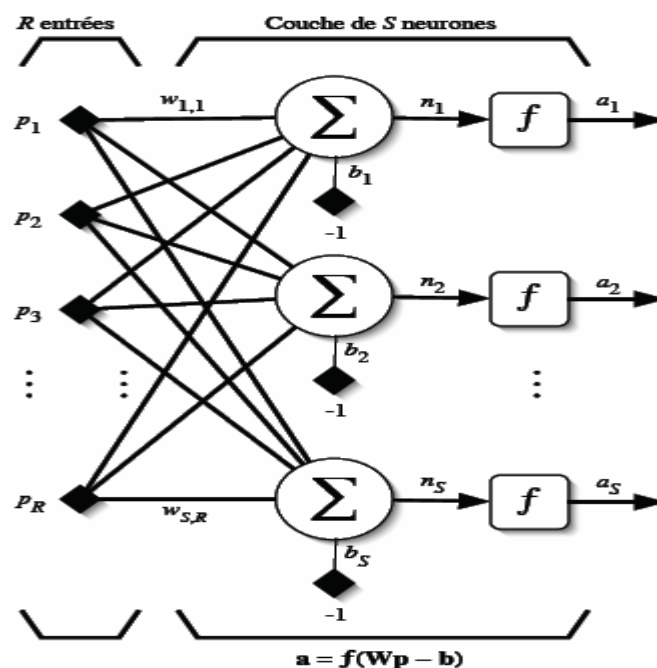
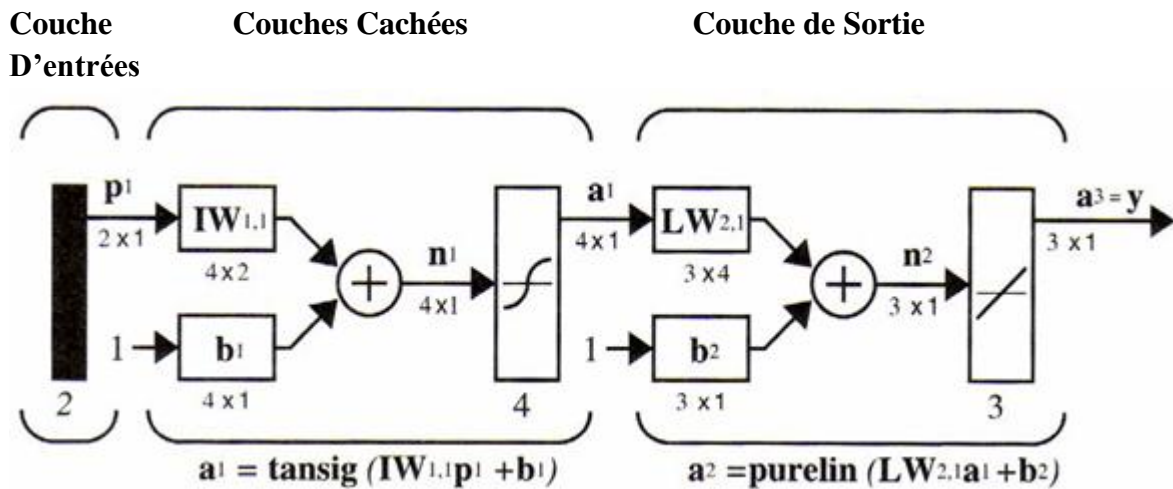


Figure III.8. Perceptron monocouche

#### B. Perceptron multicouches(P.M.C)

C'est une extension du précédent, avec une ou plusieurs couches cachées entre l'entrée et la sortie. Chaque neurone dans une couche est connecté à tous les neurones de la couche précédente et de la couche suivante (excepté pour les couches d'entrée et de sortie) et il n'y a pas de connexions entre les cellules d'une même couche. Les fonctions d'activation utilisées dans ce type de réseaux sont principalement les fonctions à seuil ou sigmoïdes. Il peut résoudre des problèmes non-linéairement séparables et des problèmes logiques plus compliqués, et notamment le fameux problème du XOR. Il suit aussi un apprentissage supervisé selon la règle de correction de l'erreur.



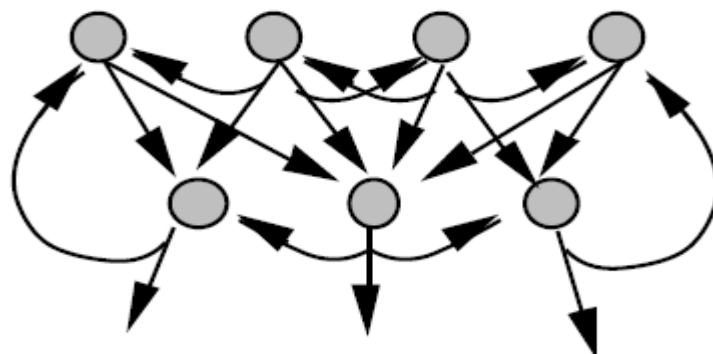
**Figure III.9.** Perceptron Multicouches

### C. Les réseaux à fonction radiale

Ce sont les réseaux que l'on nomme aussi RBF ("Radial Basic Functions"). L'architecture est la même que pour les PMC cependant, les fonctions de base utilisées ici sont des fonctions Gaussiennes. Les RBF seront donc employés dans les mêmes types de problèmes que les PMC à savoir, en classification et en approximation de fonctions, particulièrement. L'apprentissage le plus utilisé pour les RBF est le mode hybride et les règles sont soit, la règle de correction de l'erreur soit, la règle d'apprentissage par compétition.

#### 5.1.2 Les réseaux " Feed -Back"

Appelés aussi "réseaux récurrents", ce sont des réseaux dans lesquels il y a retour en arrière de l'information.



**Figure III.10.** Réseau à connexions récurrente

### A. Cartes auto-organisatrices de Kohonen

Ce sont des réseaux à apprentissage non-supervisé qui établissent une carte discrète, ordonnée typologiquement, en fonction de patterns d'entrée. Le réseau forme ainsi une sorte

de treillis dont chaque nœud est un neurone associé à un vecteur de poids. La correspondance entre chaque vecteur de poids est calculée pour chaque entrée. Par la suite, le vecteur de poids ayant la meilleure corrélation, ainsi que certains de ses voisins, vont être modifiés afin d'augmenter encore cette corrélation.

## **B. Réseaux de Hopfield**

Les réseaux de Hopfield sont des réseaux récurrents et entièrement connectés. Dans ce type de réseau, chaque neurone est connecté à chaque autre neurone et il n'y a aucune différenciation entre les neurones d'entrée et de sortie. Ils fonctionnent comme une mémoire associative non-linéaire et sont capables de trouver un objet stocké en fonction de représentations partielles ou bruitées. L'application principale des réseaux de Hopfield est l'entreposage de connaissances mais aussi la résolution de problèmes d'optimisation. Le mode d'apprentissage utilisé ici est le mode non supervisé.

## **C. ART**

Les réseaux ART ("Adaptative Résonance Théorie") sont des réseaux à apprentissage par compétition. Le problème majeur qui se pose dans ce type de réseaux est le dilemme « stabilité/plasticité ». En effet, dans un apprentissage par compétition, rien ne garantit que les catégories formées aillent rester stables. La seule possibilité, pour assurer la stabilité, serait que le coefficient d'apprentissage tende vers zéro, mais le réseau perdrait alors sa plasticité. Les ART ont été conçus spécifiquement pour contourner ce problème. Dans ce genre de réseau, les vecteurs de poids ne seront adaptés que si l'entrée fournie est suffisamment proche, d'un prototype déjà connu par le réseau. On parlera alors de résonance. A l'inverse, si l'entrée s'éloigne trop des prototypes existants, une nouvelle catégorie va alors se créer, avec pour prototype, l'entrée qui a engendré sa création. Il est à noter qu'il existe deux principaux types de réseaux ART : les ART-1 pour des entrées binaires et les ART-2 pour des entrées continues. Le mode d'apprentissage des ART peut être supervisé ou non.

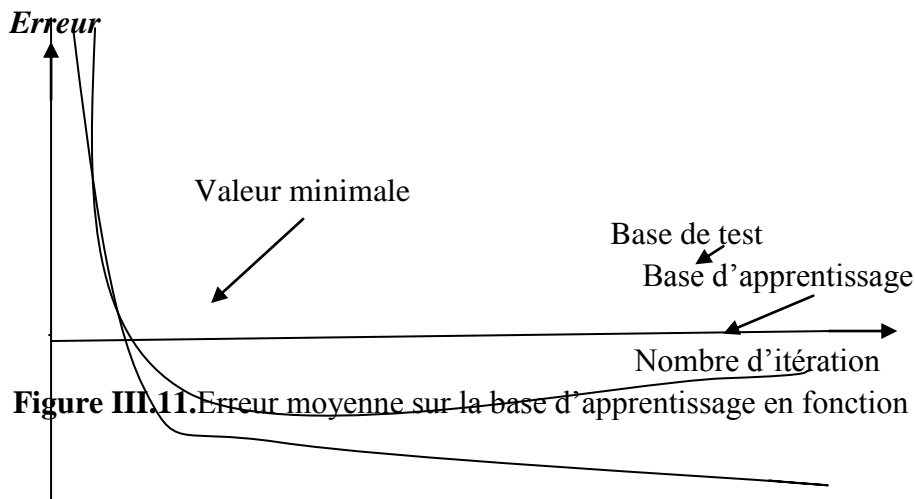
### **III.6 Apprentissage des réseaux de neurones**

Le point crucial du développement d'un réseau de neurones est son apprentissage. Il s'agit d'une procédure adaptative par laquelle les connexions des neurones sont ajustées face à une source d'information : Hebb (1949) [41] Grossberg (1982) [37], Rumelhart et al (1988) [58]. Dans le cas des réseaux de neurones artificiels, on ajoute souvent à la description du modèle l'algorithme d'apprentissage. Le modèle sans apprentissage présente en effet peu d'intérêt.

Dans la majorité des algorithmes actuels, les variables modifiées pendant l'apprentissage sont les poids des connexions. L'apprentissage est la modification des poids du réseau dans l'optique d'accorder la réponse du réseau aux exemples et à l'expérience. Les poids sont initialisés avec des valeurs aléatoires. Puis des données représentatives du fonctionnement du procédé dans un domaine donné, sont présentées au réseau de neurones. Ces exemples sont constitués de couples de vecteurs d'entrée et de sortie. Une méthode d'optimisation modifie les poids au fur et à mesure des itérations pendant lesquelles on présente la totalité des exemples, afin de minimiser l'écart entre les sorties simulées et les sorties cibles. Afin

d'éviter les problèmes de sur-apprentissage, la base d'exemples est divisée en deux parties : la base d'apprentissage et la base de test. L'optimisation des poids se fait sur la base d'apprentissage, mais les poids retenus sont ceux pour lesquels l'erreur obtenue sur la base de test est la plus faible. En effet, si les poids sont optimisés sur tous les exemples de l'apprentissage, on obtient une précision très satisfaisante sur ces exemples mais on risque de ne pas pouvoir généraliser le modèle à des données nouvelles. A partir d'un certain nombre d'itérations, le réseau ne cherche plus l'allure générale de la relation entre les entrées et les sorties du système, mais s'approche trop près des points et apprend le bruit.

Sur la figure 2.11 ci-dessous, on peut observer qu'au début de l'apprentissage, pour les premières itérations, l'erreur sur la base d'apprentissage est grande et peut légèrement augmenter étant donné que les poids initiaux sont choisis aléatoirement. Ensuite, cette erreur diminue avec le nombre d'itérations. L'erreur sur la base de test diminue puis augmente à partir d'un certain nombre d'itérations. Les poids retenus sont ceux qui minimisent l'erreur sur la base de test.



**Figure III.11.** Erreur moyenne sur la base d'apprentissage en fonction du nombre d'itérations.

## 6.1 Sur-apprentissage

Il arrive qu'à faire apprendre un réseau de neurones toujours sur le même échantillon, celui-ci devient inapte à reconnaître autre chose que les éléments présents dans l'échantillon.

Le réseau ne cherche plus l'allure générale de la relation entre les entrées et les sorties du système, mais cherche à reproduire les allures de l'échantillon. On parle alors de sur-apprentissage : le réseau est devenu trop spécialisé et ne généralise plus correctement.

Ce phénomène apparaît aussi lorsqu'on utilise trop d'unités cachées (de connexions), la phase d'apprentissage devient alors trop longue (trop de paramètres réglables dans le système) et les performances du réseau en généralisation deviennent médiocres.

## 6.2 Type d'apprentissage

Il existe de nombreux types de règles d'apprentissage qui peuvent être regroupées en trois catégories Hassoum (1995) [40] : les règles d'apprentissage supervisé, non supervisé, et renforcé. Mais l'objectif fondamental de l'apprentissage reste le même : soit la classification, l'approximation de fonction ou encore la prévision Weiss et Kulikowski (1991) [63]. Dans l'optique de la prévision, l'apprentissage consiste à extraire des régularités (à partir des exemples) qui peuvent être transférées à de nouveaux exemples.

### **6.2.1 Apprentissage supervisé**

Un apprentissage est dit supervisé lorsque l'on force le réseau à converger vers un état final précis, en même temps qu'on lui présente un motif. Ce genre d'apprentissage est réalisé à l'aide d'une base d'apprentissage, constituée de plusieurs exemples de type entrées-sorties (les entrées du réseau et les sorties désirées ou encore les solutions souhaitées pour l'ensemble des sorties du réseau).

La procédure usuelle dans le cadre de la prévision est l'apprentissage supervisé (ou à partir d'exemples) qui consiste à associer une réponse spécifique désirée à chaque signal d'entrée. La modification des poids s'effectue progressivement jusqu'à ce que l'erreur (ou l'écart) entre les sorties du réseau (ou résultats calculés) et les résultats désirés soient minimisés.

Cet apprentissage n'est possible que si un large jeu de données est disponible et si les Solutions sont connues pour les exemples de la base d'apprentissage.

### **6.2.2 Apprentissage renforcé**

L'apprentissage renforcé est une technique similaire à l'apprentissage supervisé à la différence qu'au lieu de fournir des résultats désirés au réseau, on lui accorde plutôt un grade (ou score) qui est une mesure du degré de performance du réseau après quelques itérations. Les algorithmes utilisant la procédure d'apprentissage renforcé sont surtout utilisés dans le domaine des systèmes de contrôle White et Sofge (1992) [64], Sutton (1992) .

### **6.2.3 Apprentissage non supervisé**

L'apprentissage non supervisé consiste à ajuster les poids à partir d'un seul ensemble d'apprentissage formé uniquement de données. Aucun résultat désiré n'est fourni au réseau. Qu'est-ce que le réseau apprend exactement dans ce cas ? L'apprentissage consiste à détecter les similarités et les différences dans l'ensemble d'apprentissage. Les poids et les sorties du réseau convergent, en théorie, vers les représentations qui capturent les régularités statistiques des données Fukushima (1988) [32], Hinton (1992) [42]. Ce type d'apprentissage est également dit compétitif et (ou) coopératif Grossberg (1988) [38]. L'avantage de ce type d'apprentissage réside dans sa grande capacité d'adaptation reconnue comme une auto-organisation, « self-organizing» Kohonen(1987) [45]. L'apprentissage non supervisé est surtout utilisé pour le traitement du signal et l'analyse factorielle.

## **6.3 Algorithme d'apprentissage**

L'algorithme d'apprentissage est la méthode mathématique qui va modifier les poids de connexions afin de converger vers une solution qui permettra au réseau d'accomplir la tâche désirée. L'apprentissage est une méthode d'identification paramétrique qui permet d'optimiser les valeurs des poids du réseau.

Plusieurs algorithmes itératifs peuvent être mis en œuvre, parmi lesquels on note : L'algorithme de rétro-propagation, la Méthode Quasi-Newton, Algorithme de BFGS, etc.... Dans ce qui suit, nous allons aborder que celui que nous avons utilisé dans ce mémoire : Algorithme de rétro-propagation.

## **- Algorithme de rétropropagation(ARP)**

L'algorithme de « rétro propagation » (ARP) ou de propagation arrière « back propagation » est l'exemple d'apprentissage supervisé le plus utilisé à cause de l'écho médiatique de certaines applications spectaculaires telles que la démonstration de Sejnowski et Rosenberg (1987)[59] dans laquelle l'ARP est utilisé dans un système qui apprend à lire un texte. Un autre succès fut la prédiction des cours du marché boursier Refenes et al,(1994)[55], Lee et al. (1996)[46] et plus récemment la détection de la fraude dans les opérations par cartes de crédit Dorronsoro et al (1997) [26].

La technique de rétro-propagation du gradient (Back-propagation en anglais) est une méthode qui permet de calculer le gradient de l'erreur pour chaque neurone du réseau, de la dernière couche vers la première. L'historique des publications montre que l'ARP a été découvert indépendamment par différents auteurs mais sous différentes appellations Grossberg (1988) [38]. Le principe de la rétropropagation peut être décrit en trois étapes fondamentales : acheminement de l'information à travers le réseau; rétropropagation des sensibilités et calcul du gradient; ajustement des paramètres par la règle du gradient approximé. Il est important de noter que l'ARP souffre des limitations inhérentes à la technique du gradient à cause du risque d'être piégé dans un minimum local. Il suffit que les gradients ou leurs dérivées soient nuls pour que le réseau se retrouve bloqué dans un minimum local. Ajoutons à cela la lenteur de convergence surtout lorsqu'on traite des réseaux de grande taille (c'est à dire pour lesquels le nombre de poids de connexion à déterminer est important).

### **III.7 Conception d'un réseau de neurones**

Les réseaux de neurones réalisent des fonctions non linéaires paramétrées. Leurs mises en œuvre nécessitent

- ✓ La détermination des entrées et des sorties pertinentes, c'est à dire les grandeurs qui ont une influence significative sur le phénomène que l'on cherche à modéliser.
- ✓ La collecte des données nécessaires à l'apprentissage et à l'évaluation des performances du réseau de neurones.
- ✓ La détermination du nombre de neurones cachés nécessaires pour obtenir une approximation satisfaisante.
- ✓ La réalisation de l'apprentissage
- ✓ L'évaluation des performances du réseau de neurones à l'issue de l'apprentissage.

#### **7.1 Détermination des entrées/sorties du réseau de neurones**

Pour toute conception de modèle, la sélection des entrées doit prendre en compte deux points essentiels :

- a-** Premièrement, la dimension intrinsèque du vecteur des entrées doit être aussi petite que possible, en d'autre terme, la représentation des entrées doit être la plus compacte possible, tout en conservant pour l'essentiel la même quantité d'information, et en gardant à l'esprit que les différentes entrées doivent être indépendantes.

- b-** En second lieu, toutes les informations présentées dans les entrées doivent être pertinentes pour la grandeur que l'on cherche à modéliser : elles doivent donc avoir une influence réelle sur la valeur de la sortie.

## **7.2 Choix et préparation des échantillons**

Le processus d'élaboration d'un réseau de neurones commence toujours par le choix et la préparation des échantillons de données. La façon dont se présente l'échantillon conditionne le type de réseau, le nombre de cellules d'entrée, le nombre de cellules de sortie et la façon dont il faudra mener l'apprentissage, les tests et la validation Bishop(1995) [13]. Il faut donc déterminer les grandeurs qui ont une influence significative sur le phénomène que l'on cherche à modéliser.

Lorsque la grandeur que l'on veut modéliser dépend de nombreux facteurs, c'est-à-dire lorsque le modèle possède de nombreuses entrées, il n'est pas possible de réaliser un « pavage » régulier dans tout le domaine de variation des entrées : il faut donc trouver une méthode permettant de réaliser uniquement des expériences qui apportent une information significative pour l'apprentissage du modèle. Cet objectif peut être obtenu en mettant en œuvre un plan d'expériences. Pour les modèles linéaires, l'élaboration de plans d'expériences est bien maîtrisée, par ailleurs, ce n'est pas le cas pour les modèles non linéaires.

Afin de développer une application à base de réseaux de neurones, il est nécessaire de disposer de deux bases de données, une pour effectuer l'apprentissage et l'autre pour tester le réseau obtenu et déterminer ses performances.

Notons qu'il n'y a pas de règle pour déterminer ce partage d'une manière quantitative, néanmoins chaque base doit satisfaire aux contraintes de représentativité de chaque classe de données et doit généralement refléter la distribution réelle, c'est à dire la probabilité d'occurrence des diverses classes.

## **III.8 conclusion**

Dans cette partie, nous avons essayé de présenter les réseaux de neurones artificiels afin de mieux comprendre pourquoi ils ont pu susciter un engouement si fort. L'élément essentiel des réseaux de neurones est qu'ils peuvent capter les dépendances non-linéaires de haut niveau entre les variables, ce qui est possible grâce à la présence d'une transformation, elle-même non-linéaire, dans le calcul de la valeur prédite.

Réseaux de neurones sont de puissants outils de modélisation et de prédiction. Ils ont été adoptés dans divers champs d'application et nous allons montrer dans le chapitre suivant que cette approche donne des résultats performants dans la prédiction du tassement d'une fondation superficielle carré.

## **Chapitre IV**

### **Application de la méthode Neuronale**



## IV.1.Introduction :

Les réseaux de neurones artificiels sont connus comme un outil très fiable surtout pour modéliser les relations non linéaires. Et vu l'importance du problème traité qui concerne l'estimation de la déflexion d'un pieu implanté à la proximité d'un talus, on a opté pour cette méthode. Les réseaux de neurones artificiels est une méthode d'intelligence artificielle qui s'est inspirée des neurones biologiques.

Ce chapitre est divisé en deux parties, d'abord une base de données a été créée par le logiciel Plaxis 3D après avoir validé le modèle en le comparant avec les résultats expérimentaux obtenus par l'essai de Bouafia (2004) [20]. Cette dernière base de données est utilisée dans la 2 ème partie pour créer le modèle neuronal.

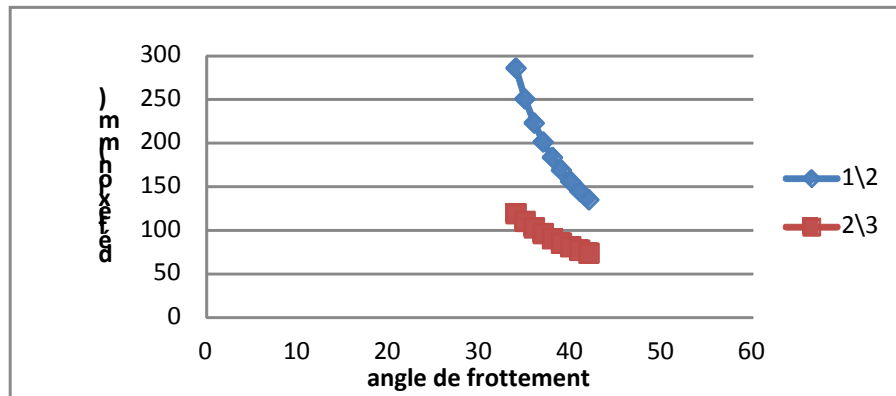
## IV.2 Création de la base de données :

Dans cette partie, On a fixé la charge à 360 kN en variant les paramètres qui influent sur la déflexion tels que l'angle de frottement, le rapport de diamètre et la longueur, la cohésion et la position du pieu par rapport à la crête du talus.

### ✓ Angle de frottement :

**Tableau IV.1 :** Valeurs de la déflexion en fonction de l'angle de frottement pour les deux pentes pour une charge constante de 360 kN.

Ø	Déflexion (mm)	
	1\2	2\3
34	285,6	118,9
35	250,2	110,2
36	222,8	102,7
37	201	96,13
38	183,3	90,33
39	168,5	85,19
40	155,7	80,92
41	144,6	77,1
42	134,8	73,68

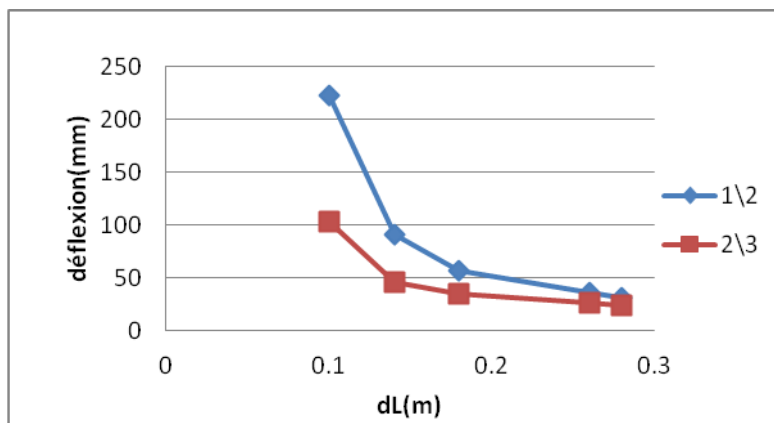


**Figure IV.1 :** Effet de l'angle de frottement sur la déflexion du pieu

✓ **Le rapport d/l**

**Tableau IV.2 :** Valeurs de la déflexion en fonction du rapport d/l pour les deux pentes.

d/l (m)	Déflexion (mm)	
	1\2	2\3
0,1	222,8	102,7
0,14	91	46,35
0,18	56,94	35,12
0,26	36,42	26,7
0,28	31,05	23,93

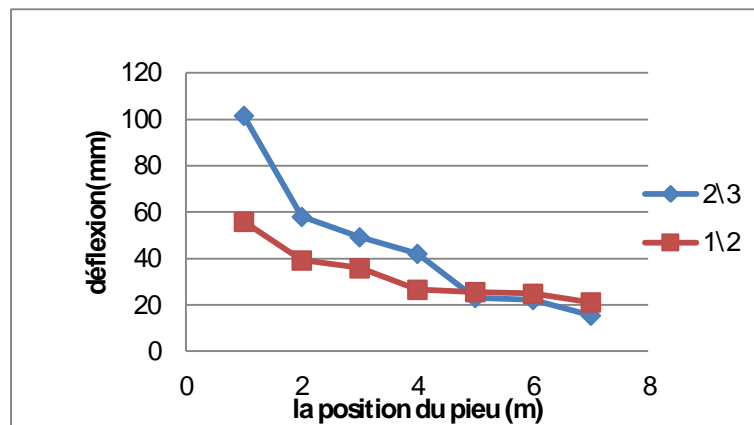


**Figure IV.2 :** l'effet du rapport d/l sur la déflexion du pieu

✓ **La position du pieu**

**Tableau IV.3 :** Valeurs de la déflexion en fonction de la position du pieu à la crête du talus pour les deux pentes.

T(m)	déflexion (mm)	
	2\3	1\2
1	101,6	55,91
2	58,02	39,24
3	49,24	35,87
4	42,09	26,6
5	23,06	25,61
6	22,2	24,87
7	15,45	21,16

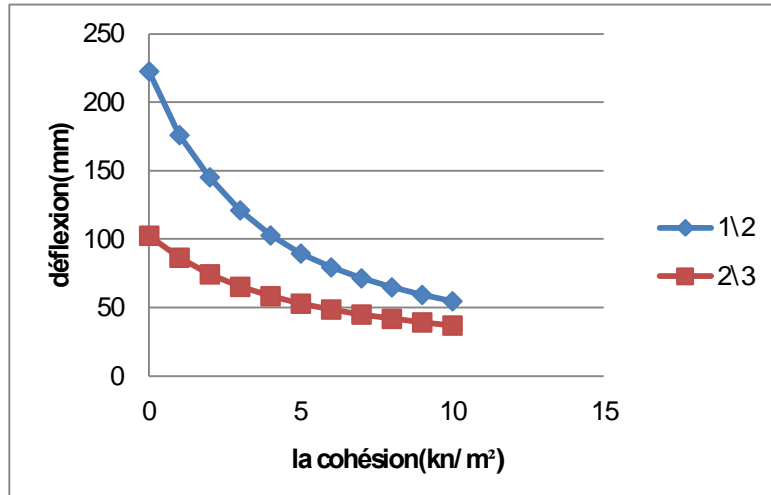


**Figure IV.3 :** Effet de la position du pieu sur la déflexion

✓ **La cohésion**

**Tableau IV.4 :** Valeurs de la déflexion en fonction de la cohésion pour les deux pentes.

C(kn/m <sup>2</sup> )	déflexion (mm)	
	1\2	2\3
0	222,8	102,7
1	176,2	86,63
2	145,4	74,48
3	121,2	65,35
4	102,9	58,45
5	89,67	53,05
6	79,55	48,77
7	71,55	45,1
8	64,94	41,98
9	59,42	39,34
10	54,8	37,07



**Figure IV.4 :** Effet de la cohésion sur la déflexion

### IV.3 Développement du modèle RNA :

Dans cette partie, la base de données créée ci-dessus en utilisant le logiciel Plaxis 3D a été utilisée dans le but de développer un modèle neuronal très fiable pour prédire la déflexion d'un pieu implanté à la proximité d'un talus. Pour ce faire, la base de données indiquée dans le tableau n° a été divisée en deux ensembles. 70% pour l'apprentissage et 30% pour la validation du modèle.

Jusqu'à présent, il n'y pas une méthode qui indique comment choisir le nombre de couches cachées ainsi que le nombre de neurones dans chaque couche. C'est pourquoi, la méthode utilisée est essai et erreur. C'est-à-dire, on suppose un nombre de couche cachée et un nombre de neurones puis on calcule des critères de performances (RMSE, MAE et  $R^2$ ) si ces derniers sont très proches de zéros cela indique que l'architecture choisie est performante. Sinon, on varie le nombre de couche cachée et le nombre de neurones jusqu'à ce que le modèle escompté soit atteint.

$$MAE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n |y_{prédite} - y_{cible}| \quad (IV.1)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n (y_{prédite} - y_{cible})^2} \quad (IV.2)$$

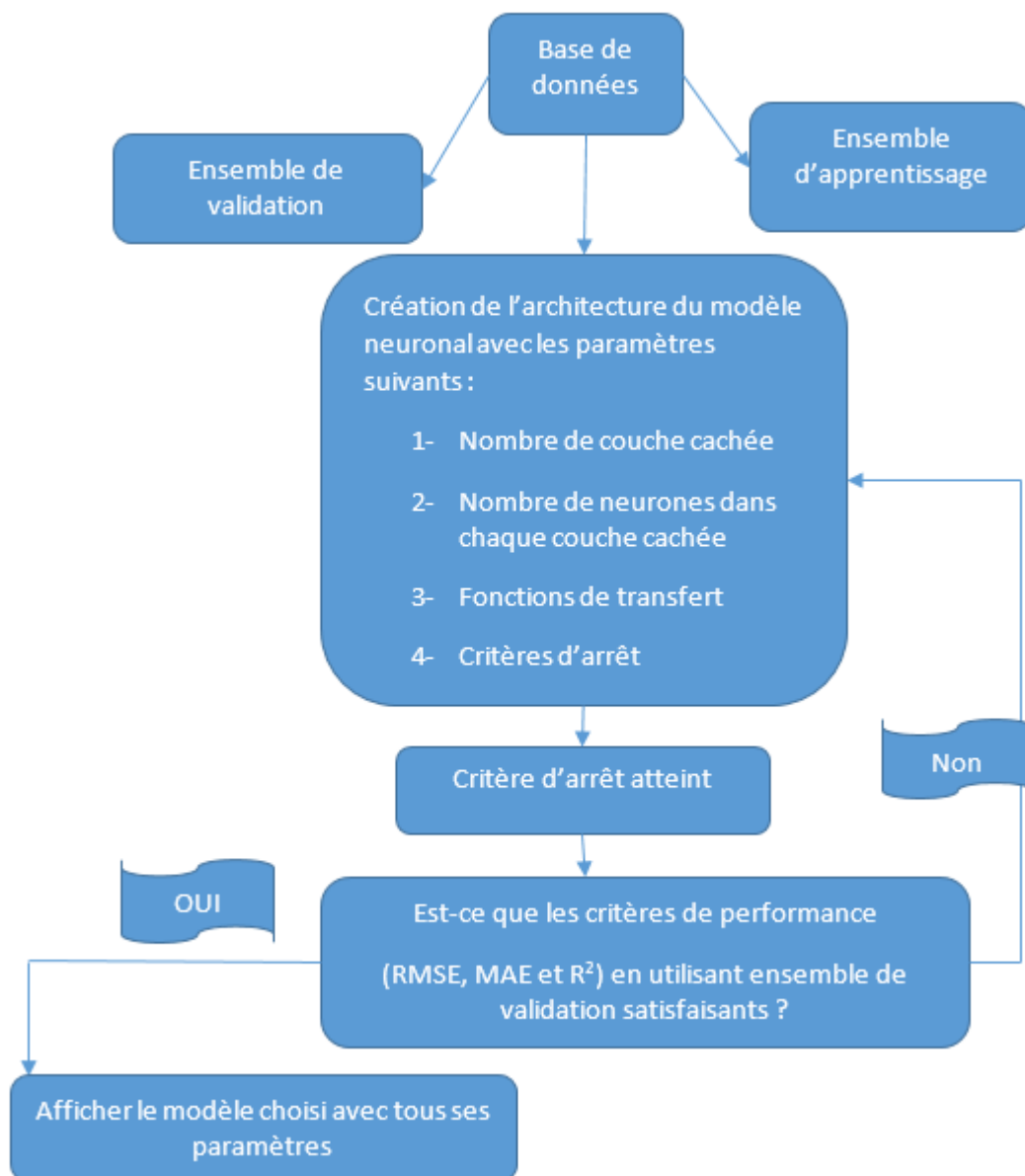
Où

$n$  : Nombre des variables,

$y_{prédite(i)}$  : La valeur prédite de la déflexion,

$y_{cible(i)}$  : La valeur cible de la déflexion  $i$ .

La procédure suivie dans cette partie peut être donnée par l'organigramme ci-dessous



**Figure IV.5 :** Organigramme de la conception d'un réseau de neurones artificiels

**Tableau IV.4 :** La structure et la performance du modèle de RNA développées en utilisant la prédiction

N° Model	Nombre des couches	Nombre de neuronale	MAE		RMSE	
			T1	T2	T1	T2
01	01	10	0.008	0.0964	0.0226	0.1877
02	01	15	0.008	0.2633	0.0224	0.7087
03	01	20	0.008	0.318	0.023	0.5292
04	01	25	0.0068	0.1622	0.019	0.2626
05	01	30	0.0032	0.1239	0.013	0.2375
06	01	35	0.0042	0.2144	0.0133	0.3591
07	02	10-5	0.0062	0.03	0.0177	0.0432
08	02	10-10	0.0047	0.0759	0.0132	0.1498
09	02	15-5	0.0084	0.1013	0.218	0.1847
10	02	15-10	0.0062	0.1832	0.0177	0.3678
11	02	20-5	0.0068	0.3830	0.0208	0.8116
12	02	20-10	0.0046	0.2075	0.0167	0.4261
13	02	20-15	0.0043	0.1018	0.0176	0.2334
14	02	20-20	0.006	0.1142	0.0187	0.2035
15	02	30-5	0.0091	0.1772	0.0231	0.4486
16	02	30-10	0.0066	0.1080	0.0199	0.2344
17	02	30-15	0.006	0.0513	0.0157	0.0878
18	02	30-20	0.0048	0.1135	0.0149	0.1958
19	03	10-5-5	0.0057	0.1196	0.0156	0.3630
20	03	10-10-5	0.0071	0.0912	0.0203	0.2251
21	03	10-10-10	0.0086	0.1373	0.0230	0.5619

Letableau n° IV.4 indique les différents scénarios entrepris dans cette étude afin de trouver l'architecture optimale qui donne un modèle robuste et performant pour la prédiction de la déflexion d'un pieu implanté à la proximité d'un talus sans passer par toute les étapes de la modélisation nécessaires dans Plaxis 3D.

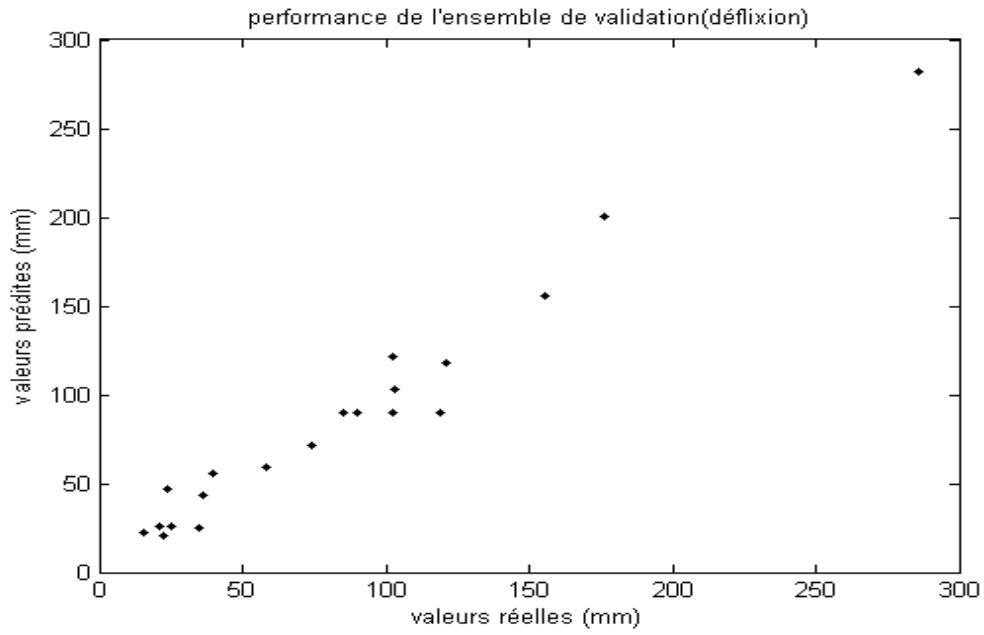
D'après le tableau on voit que le modèle le plus performant et précis est le modèle N°7 selon les valeurs des critères de performance (MAE1= 0.0062, MAE2=0.03, RMSE1=0.0177 et RMSE2=0.0432).

La figure ci-dessous représente l'architecture ainsi que l'évolution du réseau de neurones artificiels où on voit que l'algorithme s'arrête car il a atteint le :1e+10

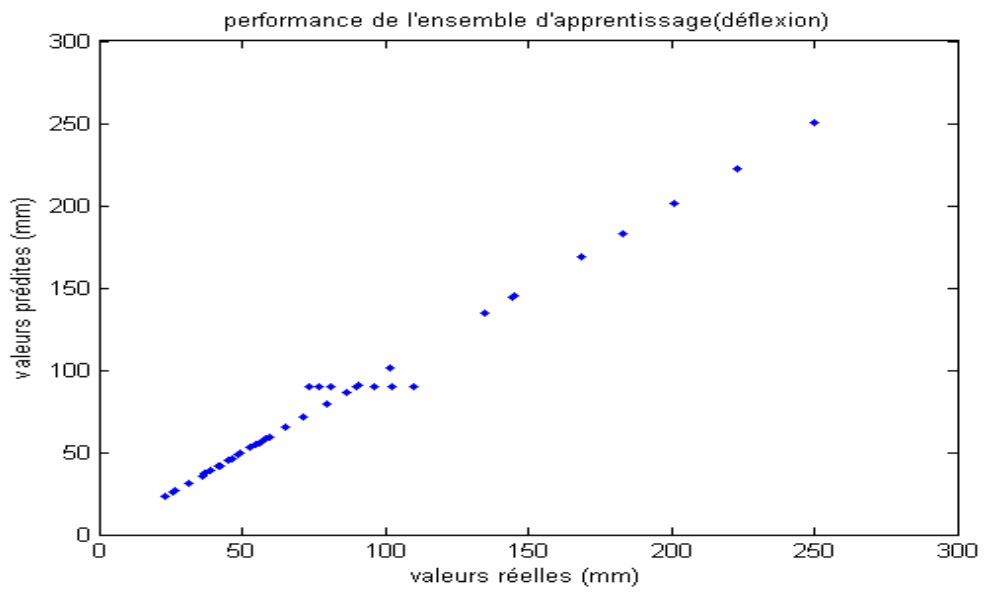


**Figure IV.6 :** la structure du modèle choisie

Les figures tracées par le modèle n° 07 qui représentent la corrélation entre les valeurs de déflexion prédites et les valeurs réelles (calculées par Plaxis) montrent que le nuage de points est très proche de la droite. Ce qui prouve que les valeurs prédites et mesurées sont presque identiques.



**Figure IV.7:** corrélation entre les valeurs de rigidité cibles et simulées (l'ensemble de validation)

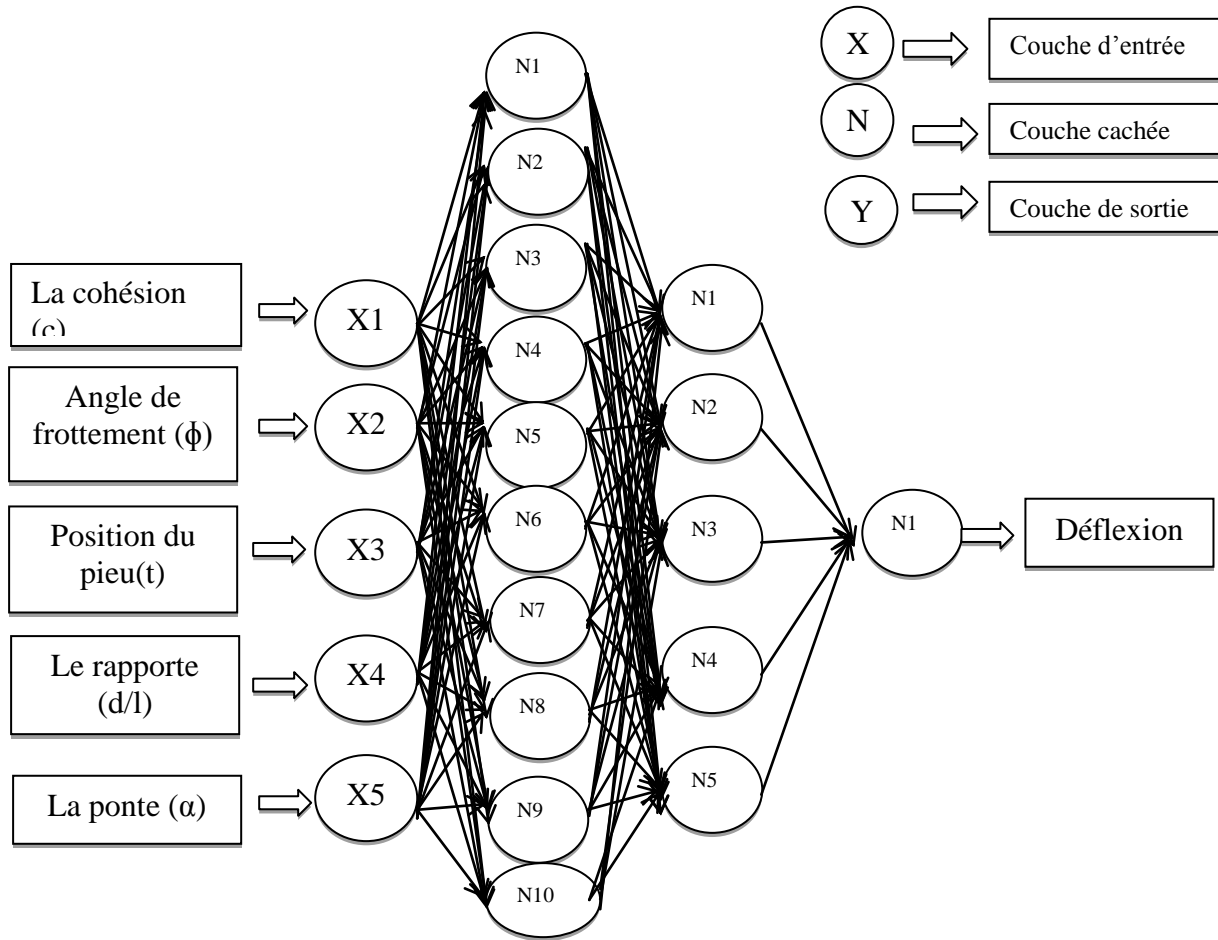


**Figure IV.8:** corrélation entre les valeurs de déflexion cibles et simulées (l'ensemble d'apprentissage)



**Les paramètres de modèle N°7 :**

a) L'architecture :



**Figure IV.9 :** l'architecture du modèle n°7

b) les matrices des poids et des biais :

✓ les poids :

Poids entre la couche d'entrée et la 1ère couche cachée (1 ,1)

IW=	-2,43948858	-2,46082977	1,10748608	0,34798023	-3,44894197
	-1,79577067	-3,61164361	-0,66588563	2,15909123	0,38313646
	2,62014377	-0,43343887	-3,43138074	5,19788867	-2,24587656
	1,32216427	-1,13712254	0,54103843	0,39262622	-4,85574861
	1,07093507	-0,43580637	1,41796085	-10,7742337	-0,60749939
	-2,14811252	1,45291569	0,86099541	-5,7468196	-0,50017423
	3,69310234	0,16672348	6,21822585	-10,0726294	0,64654927
	-2,08307547	0,96828049	-3,33518357	4,75991194	1,00298876
	-2,46773876	0,50042014	-4,17742127	11,7841358	-0,04240692
	2,15788358	2,25350405	0,89321216	-0,56544331	2,63302709

Poids entre la 1ère couche cachée et la 2ème couche cachée (2,1):

$$LW1 = \begin{bmatrix} -1,41703281 & 0,08625564 & -0,67778964 & -0,84920509 & -4,79571023 & 1,70447793 \\ 1,83820389 & -0,74427728 & -0,7921966 & 1,26553367 & 0,61050787 & -5,16055592 \\ 3,0370815 & 0,76369034 & -2,19633893 & -1,61605347 & -3,40633714 & -1,3973676 \\ 2,91134858 & 1,00345365 & 2,70720996 & 1,39870486 & -6,8028275 & -4,43206089 \\ -3,7849501 & 1,76837437 & -2,43439448 & -0,2265654 & -1,91383749 & -3,0463679 \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} 4,74839675 & 1,75247748 & 6,2684387 & 1,57330917 \\ 0,34018993 & 2,28801822 & -2,22476399 & -1,7658536 \\ 1,83375711 & -0,22789225 & -1,73626807 & -0,5087879 \\ 10,7992409 & 1,52562632 & 6,53932321 & -1,72111523 \\ -0,58137776 & -3,36529265 & -0,77234964 & 1,37894825 \end{bmatrix}$$

Poids entre 2ème couche cachée et la couche de sortie(3,2) :

$$LW2 = \begin{bmatrix} -2,04251169 & 1,046955473 & 2,934350005 & -6,29590157 & 0,422378449 \end{bmatrix}$$

✓ 2-Les biais:

$$b1(1,1) = \begin{bmatrix} 3,55375522 \\ -1,8125269 \\ 0,85000017 \\ -2,92897843 \\ -3,857536 \\ 2,89075464 \\ -1,63534722 \\ -0,20556016 \\ 4,49965908 \end{bmatrix}$$

$$b2(2,1) = \begin{Bmatrix} 3,19466682 \\ 1,70011806 \\ 3,66505464 \\ -1,13813586 \\ 1,38344429 \end{Bmatrix}$$

$$b3 = [3,8765]$$

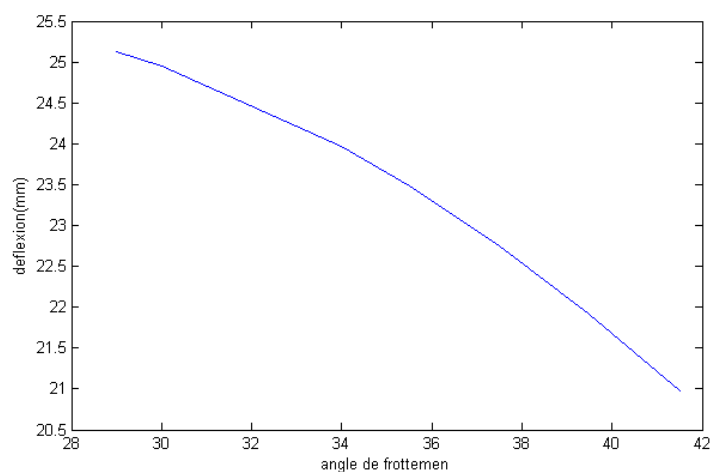
#### IV.4. Étude paramétrique :

Dans le but de mettre en relief la robustesse et la performance de notre modèle, une approche additionnelle a été effectuée. Il s'agit d'une étude paramétrique où la déflexion du pieu à la proximité d'un talus est calculée avec notre modèle neuronale opté pour cette étude. Pour ce faire, tous les paramètres sont fixées à leurs moyenne sauf un qui sera varier afin de représenter son influence sur la déflexion.

Pour bien organiser notre travail, on va présenter les résultats de cette étude paramétrique dans des tableaux. Chaque tableau représente la déflexion y en fonction d'un paramètres.

**Tableau IV.6 :** Variation de Y en fonction de l'angle de frottement

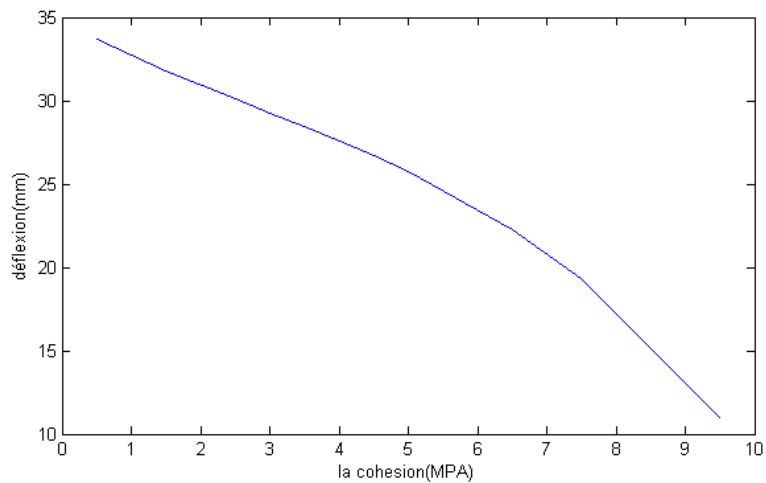
Ø	C	d/l	T	A	Y
29	5	0,18	4	0,585	25,1311
30	5	0,18	4	0,585	24,9504
34	5	0,18	4	0,585	23,9720
35,5	5	0,18	4	0,585	23,4911
37,5	5	0,18	4	0,585	22,7525
39,5	5	0,18	4	0,585	21,9107
41,5	5	0,18	4	0,585	20,9829



**Figure IV.8:** Variation de Y en fonction de l'angle de frottement

**Tableau IV.7 : Variation de Y en fonction de la cohésion :**

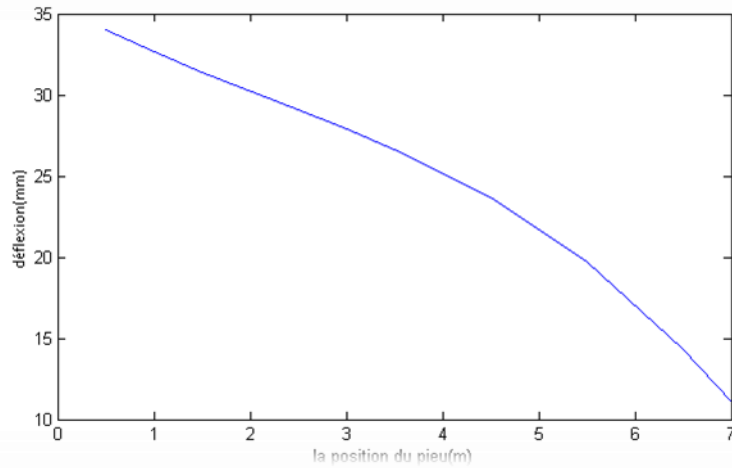
C	Dl	T	Ø	A	Y
0,5	0,18	4	38	0,585	33,6681
1,5	0,18	4	38	0,585	31,8058
2,5	0,18	4	38	0,585	30,0899
3	0,18	4	38	0,585	29,2572
3,5	0,18	4	38	0,585	28,4220
4	0,18	4	38	0,585	27,5676
4,5	0,18	4	38	0,585	26,6754
5	0,18	4	38	0,585	25,7248
6,5	0,18	4	38	0,585	22,2979
7,5	0,18	4	38	0,585	19,3037
9,5	0,18	4	38	0,585	11,0226



**Figure IV.9 : Variation de Y en fonction de la cohésion :**

**Tableau IV.8 : Variation de Y en fonction de la position du pieu**

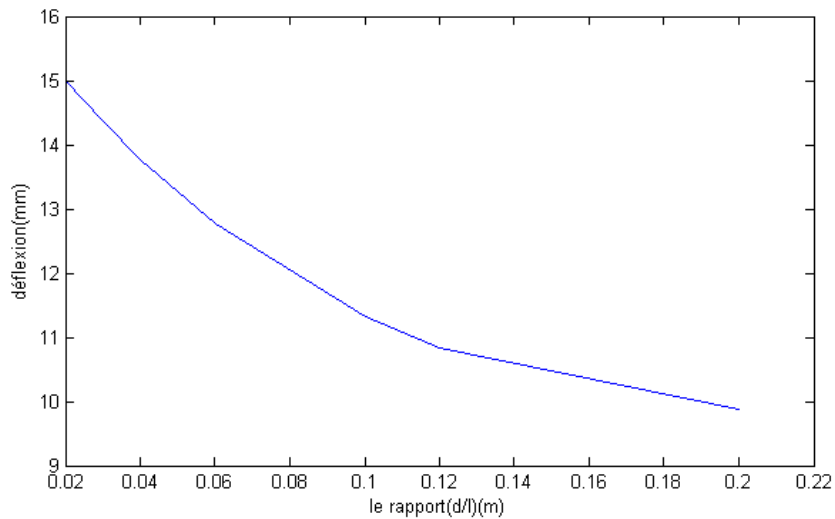
T	C	Dl	Ø	A	Y
0,5	5	0,18	38	0,585	34,0091
1	5	0,18	38	0,585	32,6749
1,5	5	0,18	38	0,585	31,4224
2,5	5	0,18	38	0,585	29,0555
3	5	0,18	38	0,585	27,8670
3,5	5	0,18	38	0,585	26,6124
4,5	5	0,18	38	0,585	23,6695
5,5	5	0,18	38	0,585	19,7174
6,5	5	0,18	38	0,585	14,3276
7	5	0,18	38	0,585	11,0587



**Figure IV.10 :** Variation de Y en fonction de la position du pieu :

**Tableau IV.9 :** Variation de Y en fonction du rapport (d/L)

Dl	C	T	Ø	A	Y
0,02	5	4	38	0,585	15,0108
0,03	5	4	38	0,585	14,3658
0,04	5	4	38	0,585	13,7754
0,06	5	4	38	0,585	12,7594
0,1	5	4	38	0,585	11,3217
0,12	5	4	38	0,585	10,8422
0,2	5	4	38	0,585	9,8732



**Figure IV.10 :** Variation de Y en fonction du rapport (d/L):

D'après les figures ci-dessus de l'étude paramétrique, on voit bien que les réseaux de neurones artificiels donnent des résultats satisfaisants. Par exemple la figure n IV.6 qui représente la variation de la déflexion en fonction de l'angle de frottement montre que plus  $\phi$  augmente, plus la déflexion diminue. Ce qui est très logique et correcte.

#### **IV.5 : Conclusion :**

Dans ce chapitre, nous avons appliqué la méthode neuronale pour prédire la déflexion d'un pieu implanté à la proximité d'un talus. Les résultats obtenus par la méthode sont très satisfaisants avec des erreurs très acceptables ( $MAE1= 0.0062$ ,  $MAE2=0.03$ ,  $RMSE1=0.0177$  et  $RMSE2=0.0432$ ). En plus et pour montrer la robustesse et la performance des réseaux de neurones artificiels, nous avons effectué une étude paramétrique. Les figures qui représentent la variation de la déflexion en fonction des paramètres d'entrées, montrent que plus l'angle de frottement, la cohésion, la position du pieu et le rapport de du diamètre et la longueur augmentent, plus la déflexion diminue. Ce qui est très logique et correcte.

## Conclusion générale

L'impact du talus sur le comportement des structures voisines est très significatif, plusieurs chercheurs se sont intéressés à faire des investigations plus profondes afin de comprendre cette interaction. Parmi ces études, on trouve celles qui ont menées des travaux expérimentaux (Bouafia et Bouguerra (1996) et d'autres ont menées des analyses numériques en se basant sur les logiciels tels que Plaxis et Flac.

Ce mémoire, nous avons fixé comme objectif principal la prédiction de déflexion d'un pieu implanté à la proximité d'un talus en utilisant une des méthodes d'intelligence artificielle, les réseaux de neurones artificiels. Pour atteindre ce principal objectif, nous devons passer par d'autres objectifs secondaires. Pour ce faire, nous avons divisé notre travail en deux parties :

- 1) Dans la 1<sup>ère</sup> partie, nous avons effectué une modélisation numérique en utilisant Plaxis 3D. Pour cela, il faut que notre modèle soit validé en le comparant à un cas réel ou expérimental. Alors, c'est le modèle expérimental de Bouafia et Bouguerra (1996) que nous avons choisi pour cette validation

La comparaison des courbes obtenues par notre modélisation et celles du modèle se coïncide dans plusieurs segments. Ce qui prouve que notre modélisation est correcte et très satisfaite. Cela est un des objectifs secondaires.

- 2) Dans la 2<sup>ème</sup> partie, après avoir validé le modèle numérique, nous l'avons utilisé pour créer une base de données. Cette dernière est l'une des conditions de l'utilisation des méthodes d'intelligence artificielle telle que les réseaux de neurones. Les résultats obtenus que ce soit les valeurs des erreurs (MAE1= 0.0062, MAE2=0.03, RMSE1=0.0177 et RMSE2=0.0432).

ou les courbes de corrélation entre les valeurs prédites et réelles de la déflexion montrent que les valeurs sont presque identiques. Ce qui prouve la performance de la méthode. Pour terminer, nous avons également effectué une étude paramétrique en fixant tous les paramètres d'entrées à leurs moyenne valeur sauf un. En variant ce dernier pour tracer la relation entre ce paramètre et la déflexion.

Les résultats montrés à partir des courbes indiquent que la variation de la déflexion et la distance ( $t$ ) qui sépare la crête du talus du pieu est une relation proportionnelle. Ce qui est logique et correct vis-à-vis des théories de la mécanique des sols. Aussi, nous avons refait la même procédure avec l'angle ( $\alpha$ ) et les paramètres mécaniques du sol support ( $c$  et  $\phi$ ). Les résultats indiquent également la concordance avec les théories de la mécanique des sols.

D'après ces résultats, on peut dire que les réseaux de neurones est un outil très fiable pour trouver n'importe quelle relation que ce soit linéaire ou non linéaire. Il faut que les conditions aient présentées.

Ces conditions sont la base de données doit être suffisante et les paramètres d'entrées doivent être les plus influents possible sur le résultat.

### Références bibliographique

- [1] **Ahmad, I., El Naggari, M. H., & Khan, A. N. (2007)**. Artificial neural network application to estimate kinematic soil pile interaction response parameters. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27(9), 892-905.
- [2] **Atukorala, U., & Byrne, P. M. (1984)**. Prediction of PY curves from pressuremeter tests and finite element analyses. Department of Civil Engineering, University of British Columbia.
- [3] **Baazouzi, M., Benmeddour, D., Mabrouki, A., & Mellas, M. (2016)**. 2D numerical analysis of shallow foundation rested near slope under inclined loading. *Procedia engineering*, 143, 623-634.
- [4] **Baguelin, F., & Jézéquel, J. F. (1972)**. ETUDE EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT DE PIEUX SOLLICITES HORIZONTALEMENT. ANN. ITBTP-SERIE SOLS ET FONDATIONS-91, (297).
- [5] **Baguelin, F., Frank, R., & Said, Y. H. (1977)**. Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles. *Geotechnique*, 27(3), 405-434.
- [6] **Baguelin, F., Jézéquel, J. F., & Shields, D. H. (1978)**. The pressuremeter and foundation engineering (Vol. 2). Clausthal, Germany: Trans Tech Publications.
- [7] **BAGUELIN, F., & FRANK, R. (1979)**. Réaction latérale des pieux: effets de forme et effets tridimensionnels. BULL LIAISON LAB PONTS CHAUSS, (104).
- [8] **Baguelin, F. (1982, April)**. Regles de calcul des fondations a partir de l'essai au pressiomètre autoforeur. In Proceedings of the symposium La pressiométrie et ses applications en mer, Paris (pp. 19-2)
- [9] **Baguelin, F., Frank, R., & Jezequel, J. F. (1990)**. THE MENARD PRESSUREMETER TEST AND THE BEHAVIOUR OF LATERALLY LOADED PILES IN SANDS. PRESSUREMETERS. PROCEEDINGS OF THE THIRD INTERNATIONAL SYMPOSIUM, ORGANISED BY THE BRITISH GEOTECHNICAL SOCIETY, OXFORD UNIVERSITY, APRIL 2-6, 1990. Publication of: Telford (Thomas) Limited.
- [10] **Banerjee, P. K., & Davies, T. G. (1978)**. The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils. *Geotechnique*, 28(3), 309-326.
- [11] **Bauakademien**, Ingenieur, Maschinenbauer, Architekten, etc (Vol. 1). Dominicus.
- [12] **Belkhir, S., Mezazigh, S., & Levacher, D. (1999)**. Non-linear behavior of lateral-loaded pile taking into account the shear stress at the sand. *Geotechnical Testing Journal*, 22(4), 308-316.
- [13] **Bishop, C. M. (1995)**. Neural networks for pattern recognition. Oxford university press.
- [14] **Bouafia, A. (1990)**. Modélisation des pieux chargés latéralement en centrifugeuse. THESE DE DOCTORAT DE L'UNIVERSITE DE NANTES-ECOLE NATIONALE SUPERIEURE DE MECANIQUE-SPECIALITE: GENIE CIVIL.
- [15] **Bouafia, A., & Bouguerra, A. (1995)**. Modélisation en centrifugeuse du comportement d'un pieu flexible chargé horizontalement à proximité d'un talus. *Canadian geotechnical journal*, 32(2), 324-335.
- [16] **Bouafia, A., & Bouguerra, A. (1996)**. Effet de la proximité d'un talus sur un pieu court et rigide chargé horizontalement. *Revue française de géotechnique*, (75), 47-56.
- [17] **Bouafia, A. (2002a, June)**. Interpretation of full-scale horizontal pile loading tests in sand-Analysis of PY curves. In Proceedings of the 9th International Conference on Piling and Deep Foundations, Nice, France (pp. 3-5).



- [18] **Bouafia, A. (2002b)**. Analysis of lateral reaction modulus for piles in sand from CPT test. In Proceedings of the international symposium PARAM (Vol. 2).
- [19] **Bouafia, A. (2002c)**. Response of a flexible pile under lateral loads in dense sand in centrifuge. In Proceedings of ICPMG'02 international conference on physical modelling in geotechnics, St-John's, Newfoundland, Canada July (pp. 10-12).
- [20] **Bouafia, A., & Lachenani, A. (2004)**. Courbes PY des pieux isolés dans le sable. Détermination à partir de l'essai pressiométrique. *Revue française de géotechnique*, (108), 5-15.
- [21] **Briaud, J. L., Smith, T. D., & Meyer, B. (1982, April)**. Calcul des pieux chargés latéralement à l'aide des résultats pressiométriques. In Proceedings of the international symposium PMT and its marine applications, Paris (pp. 19-20).
- [22] **Briaud, J. L., Smith, T. D., & Tucker, L. M. (1985)**. A PRESSUREMETER METHOD FOR LATERALLY LOADED PILES. PROCEEDINGS OF THE ELEVENTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, SAN FRANCISCO, 12-16 AUGUST 1985. Publication of: Balkema (AA).
- [23] **Briaud, J. L. (1986)**. Pressuremeter and foundation design. In *Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering* (pp. 74-115). ASCE.
- [24] **Chen, Y. L., Azzam, R., & Zhang, F. B. (2006)**. The displacement computation and construction pre-control of a foundation pit in Shanghai utilizing FEM and intelligent methods. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24(6), 1781-1801.
- [25] **Das, S. K., & Basudhar, P. K. (2006)**. Undrained lateral load capacity of piles in clay using artificial neural network. *Computers and Geotechnics*, 33(8), 454-459.
- [26] **Dorransoro, J. R., Ginel, F., Sgnchez, C., & Cruz, C. S. (1997)**. Neural fraud detection in credit card operations. *IEEE transactions on neural networks*, 8(4), 827-834.
- [27] **Douglas, D. J., & Davis, E. H. (1964)**. The movement of buried footings due to moment and horizontal load and the movement of anchor plates. *Geotechnique*, 14(2), 115-132.
- [28] **Dunand, M. (1981)**. Etude expérimentale du comportement des fondations soumises au renversement (Doctoral dissertation).
- [29] **Fascicule, C. C. T. G. (62). Titre V (1993)** Règles techniques de conception et de calculs des fondations des ouvrages de génie civil.
- [30] **Frank, R. (1984)**. Etudes théoriques de fondations profondes et d'essais en place par autoforage dans les LPC et résultats pratiques (1972-1983) (No. 128).
- [31] **Frank, R., & Jézéquel, J. F. (1989)**. La résistance latérale des pieux. In *Journées de Mécanique des Sols des Laboratoires des Ponts et Chaussées sur les Fondations* (pp. 36-pages).
- [32] **Fukushima, K. (1988)**. Neocognitron: A hierarchical neural network capable of visual pattern recognition. *Neural networks*, 1(2), 119-130.
- [33] **Fuleihan, G. E. H., Nabulsi, M., Choucair, M., Salamoun, M., Shahine, C. H., Kizirian, A., & Tannous, R. (2001)**. Hypovitaminosis D in healthy schoolchildren. *Pediatrics*, 107(4), e53-e53.
- [34] **Gambin, M. (1979)**. Calculation of foundations subjected to horizontal forces using pressuremeter data.
- [35] **Gancarz, G., & Grossberg, S. (1998)**. A neural model of the saccade generator in the reticular formation. *Neural Networks*, 11(7-8), 1159-1174.

- [36] **GRAW-HILL, M. C. (1997)**. BOOK COMPANY. Bowles, JE, Foundation Analysis and Design, New York.
- [37] **Grossberg, S. (1982)**. Behavioral contrast in short-term memory: Serial binary memory models or parallel continuous memory models. *Studies of mind and brain*. Boston-MA, Reidel, 425-447.
- [38] **Grossberg, S. (1988)**. Nonlinear neural networks: Principles, mechanisms, and architectures. *Neural networks*, 1(1), 17-61.
- [39] **Hadjadji, T. (1993)**. Analyse du comportement expérimental de pieux sous chargements horizontaux (Doctoral dissertation, Marne-la-vallée, ENPC).
- [40] **Hassoun, M. H. (1995)**. Fundamentals of artificial neural networks. MIT press.
- [41] **Hebb, D. O. (1949)**. The organization of behavior; a neuropsychological theory. A Wiley Book in Clinical Psychology., 62-78.
- [42] **Hinton, G. E. (1992)**. How neural networks learn from experience. *Scientific American*, 267(3), 144-151.
- [43] **Keskin, M. S., & Laman, M. (2013)**. Model studies of bearing capacity of strip footing on sand slope. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 17(4), 699-711.
- [44] **Kiefa, M. A. (1998)**. General regression neural networks for driven piles in cohesionless soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(12), 1177-1185.
- [45] **Kohonen, T. (1987)**. Adaptive, associative, and self-organizing functions in neural computing. *Applied optics*, 26(23), 4910-4918.
- [46] **Lee, D. J., & Thornton, A. C. (1996, August)**. The identification and use of key characteristics in the product development process. In 1996 ASME Design Engineering Technical Conference.
- [47] **Menard, L. (1971)**. LE TASSEMENT DES FONDATIONS ET LES TECHNIQUES PRESSIOMETRIQUES-BILAN APRES DIX ANS DE RESULTATS EXPERIMENTAUX. *ANN. ITBTP-SERIE SOLS ET FONDATIONS* (84), (288).
- [48] **Mindlin, R. D. (1936)**. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. *physics*, 7(5), 195-202.
- [49] **Najjar, Y. M., & Basheer, I. A. (1996)**. Utilizing computational neural networks for evaluating the permeability of compacted clay liners. *Geotechnical & Geological Engineering*, 14(3), 193-212.
- [50] **Najjar, Y., & Zhang, X. (2000)**. Characterizing the Three-Dimensional Stress-Strain Behavior of Sandy Soils: A Neuro-Mechanistic Approach. *Geotechnical Special Publication*, 43-57.
- [51] **Novak, M. (1991)**. Piles under dynamic loads.
- [52] **Poulos, H. G., & Davis, E. H. (1980)**. *Pile foundation analysis and design* (No. Monograph).
- [53] **Poulos, H. G. (1971)**. Behaviour of laterally loaded piles: U-Grouped piles. *J. of Soil Mech. and Found. Eng. Div., ASCE*, 97, 733-751.
- [54] **Reese, L. C. (1956)**. Non-dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth. In *Proc. 8th Texas Conf. SMFE, The Univ. of Texas*.
- [55] **Refenes, A. N., Zapranis, A., & Francis, G. (1994)**. Stock performance modeling using neural networks: a comparative study with regression models. *Neural networks*, 7(2), 375-388.

- [56] **Robertson, P. K., Hughes, J. M., Campanella, R. G., & Sy, A. (1984).** Design of laterally loaded displacement piles using a driven pressuremeter. In *Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance*. ASTM International.
- [57] **Robertson, P. K., Campanella, R. G., Brown, P. T., Grof, I., & Hughes, J. M. O. (1985).** Design of axially and laterally loaded piles using in situ tests: A case history. *Canadian Geotechnical Journal*, 22(4), 518-527.
- [58] **Rumelhart, D. E., Hinton, G. E., & Williams, R. J. (1988).** Learning representations by back-propagating errors. *Cognitive modeling*, 5(3), 1.
- [59] **Sbartai, B., & Goudjil, K.** Prédiction des fonctions impédances par les réseaux de neurones artificiels (RNA).
- [60] **Sejnowski, T. J., & Rosenberg, C. R. (1987).** Parallel networks that learn to pronounce English text. *Complex systems*, 1(1), 145-168.
- [61] **Shahin, M. A., Jaksa, M. B., & Maier, H. R. (2002).** Artificial neural network based settlement prediction formula for shallow foundations on granular soils. *Australian Geomechanics: Journal and News of the Australian Geomechanics Society*, 37(4), 45.
- [62] **Smith, T. D. (1987, June).** Friction mobilisation FY curves for laterally loaded piles from the pressuremeter. In *Proceedings of the international symposium on predictions and performance in geotechnical engineering*, Calgary, Canada (pp. 17-19).
- [63] **Weiss, S. M., & Kulikowski, C. A. (1991).** Computer systems that learn: classification and prediction methods from statistics, neural nets, machine learning, and expert systems (Vol. 123). San Mateo, CA: Morgan Kaufmann.
- [64] **White, D. A., & Sofge, D. A. (Eds.). (1992).** *Handbook of Intelligent Control: Neural, Fuzzy, and Adaptive Approaches*. Van Nostrand Reinhold Company.
- [65] **Winkler, E. (1867).** *Die Lehre von der Elasticitaet und Festigkeit: mit besonderer.*