



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOAND OULHADJE-BOUIRA



*Faculté des Sciences et des sciences appliquées
Département Génie Civil*

FILIERE : Génie Civil

SPECIALITE : Structure

MEMOIRE

*Présenté pour l'obtention du diplôme de
MASTER*

Thème :

*Analyse de l'effet de groupement de pieux
sous charge de service.*

Réalisé par :

- REKIBI Sarah.*
- SAF Imane.*

Devant le jury composé de :

- M^r BOUAMRA Youcef Président.*
- M^{me} SAOUDI Nacira Examinatrice.*
- M^r OMRACI Kamel Encadreur.*

Promotion : 2020 / 2021

Dédicace

C'est avec un grand honneur et

Une immense joie que je dédie ce Modest travail

À toutes personnes qui sont venues à mon aide particulièrement

À mes parents à qui je n'arriverai jamais à exprimer ma gratitude

et ma reconnaissance, pour leur amour et leur soutien tout au

long de mes études.

Mes frères et mes sœurs

Mes collègues de génie civil et tous mes Profs.

A toute ma famille.

Et aux personnes qui m'ont aidé de loin et de prêt.

Remerciements

*Nous remercions, en premier lieu, notre dieu qui a bien voulu nous
donner la force pour effectuer le présent travail.*

*Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont
faits pour que nous terminions nos études.*

*Je veux également remercions notre encadreur Mr. omraci pour ses
conseils et ses efforts.*

Mes vifs remerciements vont également aux membres de jury.

*Je tiens à exprimer mes remerciements à tous les enseignants du
Département de Génie Civil, ainsi qu'à toutes les personnes ayant
contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce travail.*

SOMMAIRE

Dédicace.	
Remerciements.	
Liste des tableaux.	
Liste des figures	Liste des notations et unités de mesure.
Liste des notions et abréviations et unité de mesure.	
Introduction général.....	1

• *Chapitre I : Généralités sur les fondations*

I.1 Introduction.....	3
I.2 Définition d'une fondation.....	3
I.3 Les différents types de fondations	3
1.3.1 Choix des fondations.....	4
1.3.2 Normes nationales d'application de l'Eurocode7 intitulées « Justification des ouvrages géotechniques »	5
1.3.3 Fondations superficielles.....	5
I.3.4 Fondations semi-profondes.....	9
I.3.5 Fondations profondes.....	9
I.3.5.1 Types de fondations profondes.....	10
I.3.5.2 Classification des fondations profondes.....	10
I.3.5.3 Choix du type de pieu.....	21
I.3.5.4 Principe de fonctionnement des pieux.....	21
I.3.5.5 Réalisation des pieux (principe de conception).....	23
I.3.5.6 Méthodes de calcul des pieux.....	25
1. Méthodes statiques.....	26
1.1. Calcul de la force portante d'un pieu isolé.....	28
1.2 Charge ultime en pointe.....	28
1.3 Changement de valeur de N_q - Encastrement critique.....	30
1.4. Calcul du frottement latéral.....	31
2. Méthodes pratiques.....	35
2.1. Capacité portante d'un pieu isolé à l'aide de l'essai au pénétromètre.....	35
2.2. Capacité portante d'un pieu isolé à l'aide de l'essai pressiométrique.....	38
2.3. Capacité portante à partir de l'essai de chargement du pieu.....	43

2.3.1. Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur.....	46
3. Méthodes dynamique.....	47
4. Méthodes numériques (la Méthodes des éléments finis).....	50
I.3.6. Fondation spéciale.....	51
I.4. Conclusion.....	54

• ***Chapitre II : Le groupement de pieux et leur intérêt dans un ouvrage particulier-méthodes de calcul du coefficient d'efficacité.***

II.1. Introduction.....	55
II.2. Les groupes de pieux.....	55
II.2.1. Nombre et espacement dans un groupe de pieux.....	56
II.2.2. Le comportement d'un groupe de pieux.....	58
II.2.2.1. Facteurs influençant le comportement des groupes de pieux.....	59
II.2.2.2. Les conséquences de l'effet de groupe.....	61
II.2.2.3. Effet du groupe sur la capacité portante.....	62
II.2.2.4. Effet de groupe sur le moment fléchissant.....	67
II.2.3. Quelques Formules de calcul du coefficient d'efficacité du groupe de pieux.....	69
II.2.4. Comportement des groupes de pieux dans l'argile molle.....	70
II.3. Groupes de pieux en mer.....	72
II.3.1. Différents types de fondation Offshore.....	72
II.3.2. Fondations sur pieux.....	73
II.3.3. Le coefficient d'efficacité d'un groupe de pieux en mer.....	74
II.4. les micropieux.....	74
II.4.1. Généralités sur les micropieux.....	74
II.4.2. Groupes de micropieux.....	75
II.4.3. Les différents types de micropieux.....	76
II.4.4. Comportement sous chargement vertical de micropieu.....	77
II.4.5. Portance des groupes de micropieux.....	78
II.4.6. Paramètres influant sur la portance verticale.....	79
IV.4.7. Reprise des efforts horizontaux par les groupes de micropieux.....	84
II.4.8. Comportement sous chargement horizontal de micropieux.....	85

II.5. Conclusion.....	87
<p style="text-align: center;">• Chapitre III : Effet de groupe sur le tassement du sol encaissant.</p>	
III.1. Introduction.....	88
III.2. Les différents types de tassements.....	88
III.2.1. Les tassements uniformes.....	88
III.2.2. Les tassements différentiels.....	89
III.3. Amplitude de tassement	90
III.4. Les méthodes de calcul du tassement.....	90
III.5. Effet de groupe sur le tassement.....	93
III.5.1. Méthodes de calcul des tassements d'un groupe de pieux.....	94
III.5.1.1. La méthode empirique - cas des sols granulaires.....	95
III.5.1. 2.Méthode empirique– cas des sols cohérents (argiles).....	97
III.5.1.3. Méthode dite "élastique"	98
III.6.Conclusion.....	103
<p style="text-align: center;">• Chapitre IV : Modélisation numérique par éléments finis d'un groupe de pieux.</p>	
IV.1 Introduction.....	104
IV. 2 La méthode d'éléments finis en géotechniques.....	104
IV. 2-1 La méthode des éléments finis.....	104
IV.2.2 Présentation de PLAXIS.....	105
IV.2.3 Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans PLAXIS 3D.....	106
IV.3. modélisation des pieux.....	107
IV.3.1. pieu isolé.....	107
IV.3.2.1. Groupe de 4 pieux (2×2).....	112
IV.3.3. Groupe de 9 pieux (3×3).....	116
IV.4 Analyse et commentaires.....	120
IV.5. Conclusion.....	121
Conclusion générale.....	122
Références bibliographique.....	124

Liste des tableaux

- **Chapitre I :**

Tableau II.1 : Récapitulatif de la classification des micropieux selon D.T.U 13.....	20
Tableau I.2 : Valeurs de D_c en fonction de B et ϕ	30
Tableau I.3 : Valeurs du frottement pour les pieux battus (Broms, 1966).....	33
Tableau I.4 : Valeurs de ϕ_a et K pour les pieux battus.....	33
Tableau I.5 : Variation de β avec ϕ d'après Caquot Kérisel.....	35
Tableau I.6 : Valeurs du coefficient de portance pénétrométrique, K_c	37
Tableau I.7 : Valeurs de β et q_{smax} selon le fascicule 62 -V (q_{smax} en kPa).....	37
Tableau I.8 : valeur de coefficient de portance K selon le fascicule 62.....	39
Tableau I.9 : courbes de frottement latéral limite.....	39
Tableau I.10 : Choix du frottement latéral pour les pieux.....	42
Tableau I.11 : Formules de dimensionnement dynamiques présentées dans la littérature.....	48
Tableau I.12 : Formules de base pour l'estimation préliminaire de la capacité admissible des pieux (Q_{adm}).....	49

- **Chapitre II :**

Tableau II.1 : Efficacité « C_g » du groupe de pieux.....	61
Tableau II.2 : Valeurs de C_g selon les essais de chargement sur pieux flottant en vraie échelle.....	64
Tableau II.3 : Valeurs proposées pour le coefficient d'efficacité C_g pour le groupe chargé.....	66
Tableau II.4 : Comparaison des coefficients d'efficacité des groupes (type II et IV) pour différentes valeurs du chargement axial.....	78
Tableau II.5 : Comparaison des coefficients d'efficacité des groupes (type II et IV) pour différentes valeurs de la charge horizontale.....	85

- **Chapitre III :**

Tableau III.1 : Valeurs de λ_2 , λ_3	92
Tableau III.2 : calcul du tassement de groupe de pieux S_g selon Meyerhof (1976).....	96

- **Chapitre IV :**

Tableau IV. 1 : Propriétés physiques et mécaniques du modèle de validation dans modélisations du pieu isolé.....	108
Tableau IV.2 : Caractéristique géométrique du profil étudié dans modélisations du pieu isolé.....	108
Tableau IV. 3 : Propriétés physiques et mécaniques du modèle de validation dans .modélisations du groupe des pieux.....	112
Tableau IV.4 : Caractéristique géométrique du profil étudié dans modélisations du groupe des pieux.....	113

Liste des figures

• *Chapitre I :*

Figure I.1 : Types de fondations.....	4
Figure I.2 : Types de semelles pour les fondations superficielles.....	5
Figure I.3 : Semelle filante (ou continue).....	6
Figure I.4 : Coupe verticale d'une semelle isolée.....	7
Figure I.5 : Formes habituelles des semelles isolées.....	8
Figure I.6 : Les radiers.....	10
Figure I.7 : Classification suivant le mode de fonctionnement.....	11
Figure I.8 : Classification des pieux selon EPF.....	12
Figure I.9 : Profils métalliques battus.....	13
Figure I.10 : Pieu battu moulé.....	14
Figure I.11 : Pieu foré avec boue.....	15
Figure I.12 : Pieu Star sol (SOLETANCHE).....	16
Figure I.13 : Pieu foré tubé.....	16
Figure I.14 : Pieu vissé moulé.....	17
Figure I.15 : Micro pieux.....	18
Figure I.16 : Frottement positif et négatif (TSTP, 2008).....	22
Figure I.17 : Effet de groupe de pieux sur une couche compressible en profondeur.....	23
Figure I.18 : Semelle de liaison Poteau-Pieu.....	23
Figure I.19 : Groupe de pieux et disposition symétrique.....	24
Figure I.20 : Groupe de pieux sollicités horizontalement ou de façon inclinée.....	25
Figure I.21 : Deux mécanismes de rupture plausibles.....	26
Figure I.22 : Charge limite Q_u d'un pieu isolé.....	27
Figure I.23 : Exemples de schémas de plastification utilisés pour le terme de pointe.....	29
Figure I.24 : Valeur du facteur de portance N_q suivant différents auteurs.....	31
Figure I.25 : Diagramme de variation du frottement latéral avec la profondeur dans un sol homogène pour un pieu de grande longueur.....	32
Figure I.26 : Variation du coefficient α en fonction de l'angle de frottement interne ϕ	34
Figure I.27 : Définition de l'encastrement équivalent 'De'.....	36
Figure I.28 : Définition de la pression limite nette équivalente p_{le}^*	40
Figure I.29 : Abaque de détermination du frottement latéral unitaire q_s en fonction de la pression limite mesurée p_l pour différentes catégories de sols.....	41

Figure I.30 : Droite et courbes de fluage des 2 ^{ème} , 5 ^{ème} , 7 ^{ème} , 9 ^{ème} palier.....	44
Figure I.31 : Détermination de la charge critique de fluage Q_{ce} (vitesse de fluage α_n et calcul de Q_{ce}).....	44
Figure I.32 : Courbe effort-déplacement en tête.....	45
Figure I.33.a : Loi de mobilisation simplifiée du frottement latéral unitaire q_s	46
Figure I.33.b : Loi de mobilisation simplifiée de la résistance de pointe q_u	46
Figure I.34 : Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu.....	47
Figure I.35 : Modèle de Smith. (Tiré de Smith, 1960).....	50
Figure I.36 : technique de fondation par congélation.....	51
Figure I.37 : La fondation après épuisement.....	52
Figure I.38 : Schéma en coupe de la construction des piles : après la mise en place du batardeau et des pieux.....	53
Figure I.39 : Schéma en coupe de construction des piles : pile terminée.....	53

• *Chapitre II* :

Figure 1 : Groupes de pieux.....	55
Figure 2 : Bulbe des contraintes d'un (a) pieu unique, (b) groupe de pieux étroitement espacés, et (c) un groupe de pieux très éloignés les uns des autres.....	57
Figure II.3 : Arrangements typiques des groupes de pieux.....	58
Figure II.4 : Définition de l'efficacité du groupe de pieux et de l'action du groupe de pieux.....	59
Figure II. 5 : Zones de contraintes dans le sol supportant des pieux.....	60
Figure II. 6 : Influence de l'espacement sur les déplacements en tête des pieux forés.....	61
Figure II.7 : Longueur des pieux.....	64
Figure II.8 : une représentation de la formule de converse la barre pour quelques configurations de pieux.....	65
Figure II. 9 : Représentation et numérotation des pieux du groupe 3×3.....	67
Figure II.10 : Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux.....	68
Figure II.11 : Résultats des essais des groupes de pieux dans les argiles.....	71
Figure II.12 : Coefficient d'efficacité de capacité portante de groupes de pieux.....	71
Figure II.13 : technologie de structure de support principale en fonction de la profondeur de l'eau.....	73

Figure II.14 : Des piles de pont de pierre à bordeaux.....	73
Figure II.15 : construction d'un quai pour l'accueil de ferries (pieux battus).....	74
Figure II.16 : Confortement des fondations de la cathédrale de Notre Dame de Paris.....	75
Figure II.17 : Un groupe de micropieux.....	76
Figure II.18 : Comparaison des courbes de chargement vertical d'un groupe de 4 micropieux (De type II) et des micropieux isolés du même type.....	77
Figure II.19 : Comparaison des courbes de chargement vertical d'un groupe de 4 micropieux (De type R-SOL) et des micropieux isolés du même type.....	77
Figure II.20 : Valeurs mesurées des coefficients d'efficacité de groupes de micropieux en fonction de l'espacement des micropieux dans du sable.....	80
Figure II.21 : Coefficients d'efficacité mesurés pour des groupes de micropieux.....	81
Figure II.22 : Coefficients d'efficacité en fonction de l'indice de densité du massif de sable. (Groupe de 5 micropieux sous chargement vertical).....	82
Figure II. 23 : Influence du nombre de micropieux sur le coefficient d'efficacité du groupe dans les essais de Cermes.....	82
Figure II.24 : Coefficient d'efficacité du groupe de 5 micropieux chargé verticalement en fonction de l'ordre d'installation du micropieu central.....	83
Figure II.25 : Méthode de mise en place proposée pour des micropieux forcés.....	84
Figure II. 26 : Méthode de mise en place classique pratiquée sur les chantiers.....	84
Figure II.27 : Courbe de chargement horizontal du groupe de 4 micropieux de type II.....	86
Figure II.28 : Courbe de chargement horizontal du groupe de 4 micropieux de type IV.....	86

• **Chapitre III :**

Figure III.1 : Tassement uniforme.....	88
Figure III.2 : Tassement différentiel (sous la tour de Pise, en Italie).....	89
Figure III.3 : Tassement différentiel (Le silo à blé de Transcona, (Winipeg) – Canada).....	89
Figure III.4 : Courbes oedométriques pour différents types de sols (chargement déchargement).....	91
Figure III.5 : découpage du sol sous la fondation (méthode pressiométrique).....	93
Figure III.6 : Zone d'influence pour tassement.....	95
Figure III.7 : Comportement d'un groupe de pieux dans un sol cohérent.....	97
Figure III.8 : la longrine de fondation.....	98
Figure III.9 :Groupe de deux pieux identiquement chargés horizontalement utilisé pour l'analyse du groupe à l'aide des équations de Mindlin. (POULOS, 1971b) ...	98

Figure III.10 : Coefficient d'interaction α^* pour des pieux flottants.....	100
Figure III. 11 : Coefficient de Correction pour la couche semi – infinie.....	100
Figure III.12 : Coefficient d'interaction pour pieux porteurs en pointe.....	101
Figure III.13 : Groupe de 4 pieux identiques.....	102

• **Chapitre IV :**

Figure IV.1 : Courbe bilinéaire contrainte - déformation du modèle Mohr-Coulomb.....	107
Figure IV. 2 : Dimensions du modèle (pieu isolé) (a). Maillage déformé (b).....	108
Figure IV. 3 : Déplacement total du pieu-sol pour un le chargement $Q = 4000$ KN.....	109
Figure IV.4 : Evolution du tassement avec la charge appliquée en tête du pieu.....	110
Figure IV.5 : Diagramme de l'effort normal sur le long du pieu ($Q = 4000$ KN).....	110
Figure IV.6 : le moment fléchissant M_2 sur le long du pieu isolé (a) : $Q = 2000$ KN, (b) : $Q = 3000$ KN, (c) : $Q = 4000$ KN.....	111
Figure IV. 7 : le moment fléchissant M_3 sur le long du pieu isolé (a): $Q = 2000$ KN, (b): $Q = 3000$ KN, (c): $Q = 4000$ KN.....	111
Figure IV.8 : Dimensions du modèle (groupe 4x4) (a). Maillage déformé (b).....	112
Figure IV.9 : Déplacement horizontal et vertical du sol-structure (chargement de 10 MN).....	113
Figure IV. 10 : Evolution du tassement avec la charge appliquée en tête du groupe de 4 pieux.....	114
Figure IV. 11 : la force normale sur la longueur de pieu a le chargement $Q = 10000$ KN	114
Figure IV. 12 : le moment fléchissant M_2 sur le long du pieu à le chargement (a): $Q = 10000$ KN, (b): $Q = 20000$ K, (c): $Q = 30000$ K.....	115
Figure IV. 13 : le moment fléchissant M_3 sur le long du pieu à le chargement (a) : $Q = 10000$ KN, (b) : $Q = 20000$ KN, (c) : $Q = 30000$ KN.....	116
Figure IV.14 : Dimensions du modèle (groupe 3x3) (a). Maillage déformé du modèle (b).....	116
Figure IV.15 : Déplacement total du pieu-sol au chargement $Q = 10000$ KN.....	117
Figure IV.16 : Déplacement horizontal et vertical du sol (pour $Q=10000$ kN) a le chargement $Q = 10000$ KN.....	118
Figure IV. 17 : Evolution du tassement avec la charge appliquée en tête du groupe de 9 pieux.....	118
Figure IV. 18 : Diagramme de la force axiale sur la longueur du pieu ($Q = 10000$ KN).....	119

Figure IV. 19 : le moment fléchissant M_2 sur le long du pieu (a) : $Q = 10000 \text{ KN}$, (b) $Q = 20000 \text{ K}$, (c) : $Q = 30000 \text{ K}$	120
Figure IV. 20 : le moment fléchissant M_3 sur le long du pieu (a) : $Q = 10000 \text{ KN}$, (b) : $Q = 20000 \text{ KN}$, (c) : $Q = 30000 \text{ KN}$	120

Listes des notations et unités de mesure :

R_0 : Le rayon de référence.

λ_2 et λ_3 : Coefficients de forme de la semelle.

Δ_s : tassement additionnel causé par le pieu adjacent.

A : Aire de la section droite du pieu.

b : Épaisseur, facteur de contrôle de la surface de charge.

c : Cohésion du sol.

c' : Cohésion effective du sol.

C_g : Le coefficient d'efficacité d'un pieu.

d : diamètre du pieu ou largeur frontal.

D_c : l'encastrement critique.

e_E : raccourcissement élastique du pieu (m).

e_i : épaisseur de la couche i .

E_s : Module de Young du sol.

f : Le frottement latéral.

F : réaction latérale tangentielle.

γ : Poids volumique de La couche du sable.

γ_{sat} : Poids volumique saturé.

h : hauteur d'ancrage.

H : course du vérin.

K_c : Valeurs du coefficient de portance pénétrométrique.

M : Poids de la masse frappante (N).

N_q : facteur de portance.

P : Périmètre du pieu.

P : Poids du pieu (N).

Q_{adm} : la capacité admissible des pieux.

Q_c : La charge de fluage en traction

q_{ce} : La résistance pénétrométrique équivalente.

Q_D : Portance limite dynamique du pieu (N).

q_l : La résistance en pointe d'un pieu.

Q_p : La charge limite de pointe.

q_p : résistance limite de pointe.

Q_s : charge limite due au frottement latéral (sol-pieu).

q_{si} : frottement latéral unitaire limite dans la couche i .

Q_u : capacité portante globale ultime du pieu.

$Q_{u,b}$: Capacité portante de la pile équivalente formée par le groupe de pieux.

$Q_{u,i}$: Capacité portante d'un pieu isolé.

R : demi-largeur de la semelle ($B/2$).

R_s : le rapport de tassement du groupe de pieux.

S : jeu de pieux (déplacement permanent du pieux par coup de marteau)

S_c : tassement causé par une consolidation primaire du sol.

S_r : tassement causé par une consolidation secondaire.

S_i : tassement instantané.

T_c : la charge critique de fluage.

T_{le} : la charge correspondant à un déplacement horizontal de $0,1 B$.

T_{me} : la charge maximale.

W : poids du vérin.

y : déflexion.

Z : profondeur comptée par rapport à la surface du sol.

α : (alpha) la pente du talus.

γ_d : Poids volumique du sol sec.

γ_s : Poids volumique du sol.

η : facteur de résistance latérale.

ρ_p : coefficient réducteur de section de l'effort de pointe.

ρ_s : coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral.

ν : coefficient de Poisson du sol.

ϕ : (phi) l'angle de frottement.

Ψ : l'angle de dilatance.

E_{50} : le module triaxial pris à 50% de la rupture en cisaillement.

E_{oed} : le module oedométrique.

E_u : le module de chargement/déchargement triaxial.

m : L'exposant.

κ^* : L'indice de gonflement modifié.

λ^* : L'indice de compression modifié.

μ^* : L'indice de fluage modifié.

σ_h' : contrainte effective horizontale.

σ_v' : contrainte effective verticale.

δ : Déformation élastique du pieu.

Abréviations :

MCIF : Manuelle canadien d'ingénierie des fondations.

M.E.F : Méthode des Eléments Finis.

IGU : l'injection est globale et unitaire.

IRS : injection répétitive et sélective.

Unités :

mm : Millimètre.

cm : Centimètre.

m : Mètre.

KN/m² : Kilo newton par mètre carré. (KPa : Kilo pascal).

KN/m³ : Kilo newton par mètre cube.

m/jour : Mètre par jour.

° : Degré.

Introduction générale

Toutes les structures du génie civil reposent sur le sol. Les fondations sont un moyen de transmission des forces de la structure vers le sol, il est donc important de bien les concevoir car malgré le bon dimensionnement des éléments structuraux, une erreur au niveau des fondations peut entraîner la ruine de l'ouvrage.

Dans les cas où la résistance du sol en surface n'est pas suffisante pour utiliser des fondations superficielles, les ingénieurs optent pour des fondations profondes qui permettent de reporter les charges de la structure sur des couches plus profondes.

Les fondations profondes avec des pieux sont couramment utilisées pour assurer la stabilité des structures. Elles permettent d'assurer la stabilité des structures par rapport aux efforts verticaux (poinçonnement) ou basculement induits par les chargements horizontaux de type sismique par exemple. La conception et le calcul des fondations profondes dans les sols, font intervenir de nombreux paramètres notamment le comportement du sol, des pieux et les différentes interactions entre ces deux constituants et les structures en surface.

Dans ce travail, une modélisation tridimensionnelle par la méthode des éléments finis est présentée pour étudier le comportement des groupes de pieux et pour évaluer l'influence d'un chargement vertical sur le comportement d'un groupe pieux.

Compte tenu des difficultés de mise en oeuvre de ce type de modèle, les simulations numériques ont été effectuées en supposant un comportement élastoplastique type Mohr-Coulomb pour le sol et un comportement linéaire élastique pour l'élément pieu.

Le travail de ce mémoire est présenté en quatre chapitres :

Chapitre I : Il comporte des généralités sur les fondations, les différents types de pieux selon leur mode de mise en place ainsi que leur principe de fonctionnement, et les méthodes de calcul de la capacité portante des fondations profondes.

Chapitre II : Est consacré à une description du groupement de pieux et leur intérêt dans un ouvrage particulier et les formules de calcul du coefficient d'efficacité du groupe.

Chapitre III : Il concerne le rôle et l'importance de l'effet du groupe sur le tassement du sol encaissant.

Chapitre IV : Il rapporte les principaux résultats d'une modélisation numérique par éléments finis en 3D avec le logiciel Plaxis (Version 2013) d'un groupe de pieux muni d'une semelle de liaison sous l'effet d'un chargement verticale.

Enfin, une conclusion générale vient clore ce mémoire en donnant les principaux résultats de cette modélisation pour justifier l'intérêt d'un groupe de pieux dans la stabilité de l'ensemble sol-structure.



Chapitre I

Chapitre I : Généralités sur les fondations.

I.1. Introduction :

Les travaux de génie civil sont généralement réalisés sur des sols de qualités différentes. Lorsque la qualité de ces sols est mauvaise, l'ingénieur choisira la fondation appropriée et ancrée profondément dans la couche de sol pour offrir une meilleure capacité de charge. La fondation sur pieu constitue une solution fréquemment recommandée lors de la construction.

À l'heure actuelle, la taille des pieux verticaux peut accueillir en même temps une contrainte axiale et une contrainte transversale. Ceux-ci peuvent être de type Quasi-statique (effet de l'accostage des navires, freinage brusque de la frégate sur le pont, etc.) ou dynamique (expansion, impact du vent sur les structures, tremblements de terre, etc.).

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

I.2. Définition d'une fondation :

Une fondation est un ouvrage d'infrastructure, il est le point de contact de la construction avec le sol, qui a pour rôle de transmettre toutes les charges horizontales et verticales ramenées par les points d'appui (poteaux et voiles) et aussi d'éviter au sol un poinçonnement important ou un enfoncement uniforme ou dissymétrique (tassement uniforme ou tassement différentiel). Pour remplir son rôle, la fondation doit transmettre au sol une pression inférieure à sa capacité portante.

I.3. Les différents types de fondations :

Si on désigne par D la profondeur d'encastrement de la fondation dans le sol, par B sa largeur et par L sa longueur, on distingue 3 types de fondations (cf. figure I.1) :

- ✓ Fondation superficielle : $D/B \leq 4$
- ✓ Fondation semi-profonde : $4 < D/B < 10$
- ✓ Fondation profonde : $D/B \geq 10$
- ✓ Fondation spéciale.

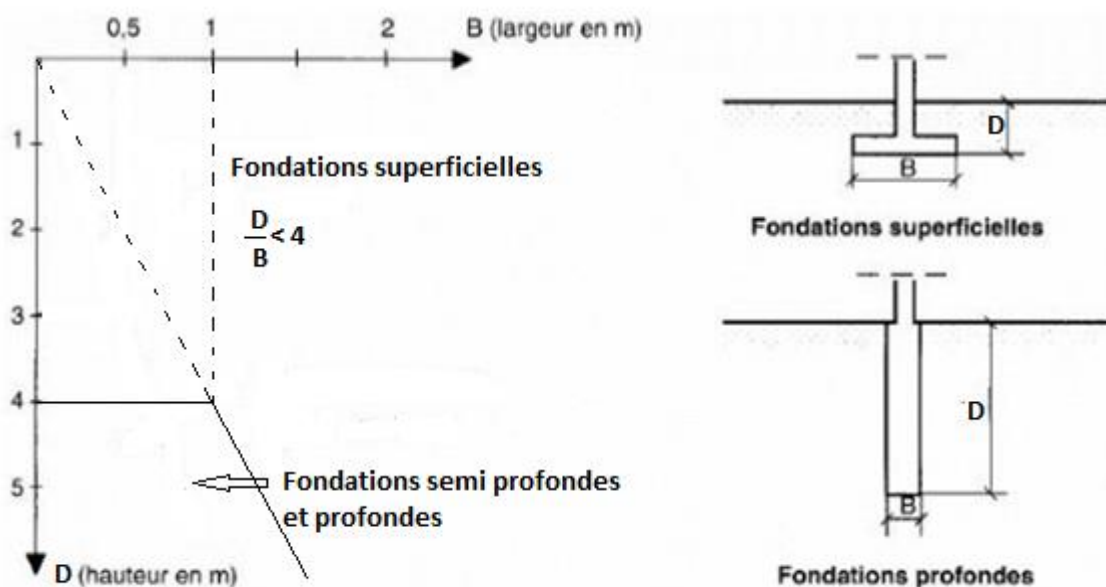


Figure I.1 : Types de fondations.

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

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

I. 3.1. Choix des fondations :

Le choix du type de fondation dépend :

- du type d'ouvrage à fonder, donc des charges appliquées à la fondation (charges différentes pour une maison individuelle et pour une tour),
- de la résistance du sol. Il est important de faire une bonne reconnaissance des sols.
- Si la couche superficielle est suffisamment résistante, il sera quand même nécessaire de faire une reconnaissance de sol sous le niveau de la fondation sur une profondeur de deux fois la largeur de la fondation et s'assurer que les couches du dessous sont assez résistantes.

- Si la couche superficielle n'est pas assez résistante, une reconnaissance des sols devra être faite sur une profondeur plus importante. On choisira toujours la fondation la plus économique.

Le choix du type de fondation va dépendre des caractéristiques du sol et de la descente des charges amenées par la superstructure (Bakour Azzedine, 2008) [3].

1.3.2. Normes nationales d'application de l'Eurocode 7 intitulées « Justification des ouvrages géotechniques » :

Elles constituent les textes réglementaires fixant les règles de calcul des fondations superficielles et profondes, il s'agit :

- Pour les fondations superficielles de la norme NF P94-261.
- Pour les fondations profondes de la norme NF P94-262.
- Pour les ouvrages de soutènement de la norme NF P94-281.

A noter qu'il est encore courant de trouver des références aux anciens textes réglementaires : Le Fascicule 62 Titre V, le DTU 13.12 (pour les fondations superficielles), et le DTU 13.2 (Pour les fondations profondes).

1.3.3. Fondations superficielles :

La fondation superficielle (peu profonde) est une sorte de fondation utilisée pour la construction sur un sol stable. Contrairement aux fondations profondes et semi-profondes, elle ne s'enfonce que légèrement dans le sol. On distingue 3 types de semelles pour les fondations superficielles : La semelle filante ; la semelle isolée et le radier (cf. figure I.2).

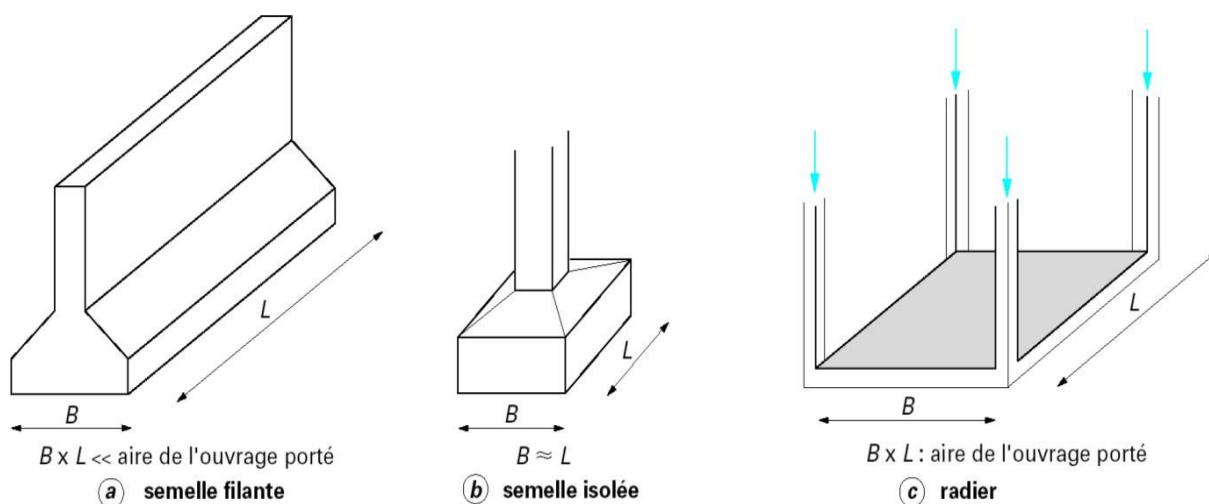


Figure I.2 : Types de semelles pour les fondations superficielles.

a- Semelle filante (ou continue) :

La longueur de cette semelle est très grande, elle est continue dans les rainures périmétriques des fondations nécessaires, et supporte des charges réparties (les murs).

Ce type de fondation est plus adapté aux sols inégaux car la surface de contact est plus grande, ce qui limite le risque de tassement différentiel de la fondation. Une représentation schématique est donnée en figure I.3.

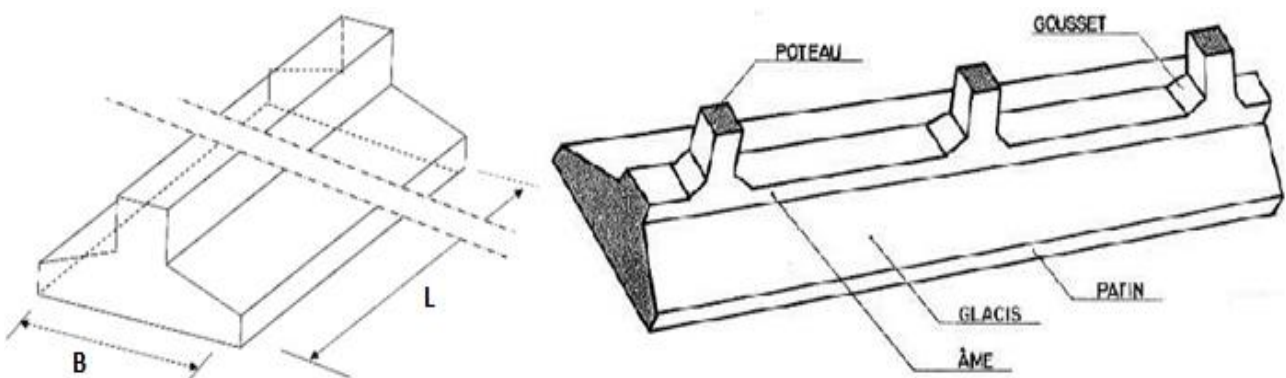


Figure I.3 : Semelle filante (ou continue)

b- Semelle isolée :

Dite ainsi, car elle est isolée par rapport aux autres éléments de fondation. Elle a la capacité de reprendre des charges ponctuelles. Elle est utilisée pour reprendre des descentes de charges concentrées de poteaux et pour réaliser des ouvrages à structure "poteaux poutres". Un schéma représentatif d'une semelle isolée est donné en figure I.4 dont les paramètres sont :

L : longueur de la semelle ou plus grand côté d'une semelle.

B : largeur de la semelle ou plus petit côté de la semelle.

- semelle circulaire $B = 2 R$
- semelle carrée $B = L$
- semelle rectangulaire $B < L < 5B$
- semelle continue ou filante : $L > 5B$

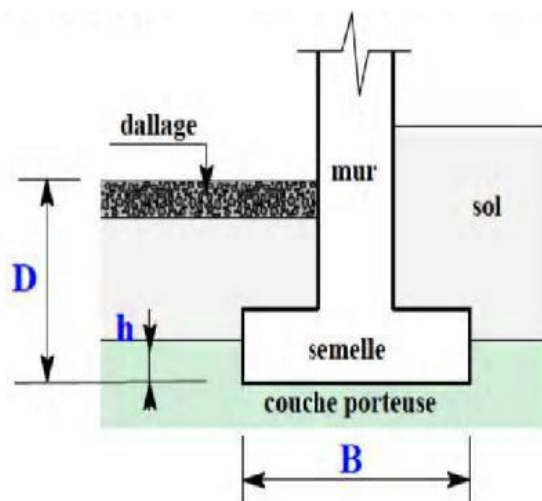


Figure I.4 : Coupe verticale d'une semelle isolée.

D : hauteur d'encastrement de la semelle. Hauteur minimum au-dessus du niveau de la fondation. Si un dallage ou une chaussée surmonte la fondation ceux-ci sont pris en considération dans la hauteur d'encastrement.

h : ancrage de la semelle. Il correspond à la hauteur de pénétration de la semelle dans la couche porteuse.

b.1. Choix de la forme des semelles isolées :

Les critères du choix de la forme de la semelle sont d'ordres techniques et économiques et relatifs :

- A la charge et à l'emplacement de la semelle.
- Au terrassement et à la nature du terrain (argile ou rocher).
- A la réalisation ou non d'un coffrage.
- Au façonnage facile des aciers.
- A la quantité et à la facilité de mise en place du béton.

Les formes les plus simples sont les plus courantes : Semelles de forme carrée ou rectangulaire et à section constante (sans glacis) (cf. figure I.5).

La hauteur des semelles est au moins égale à :

$$h_t = 5cm + \frac{Bx - bx}{4}$$

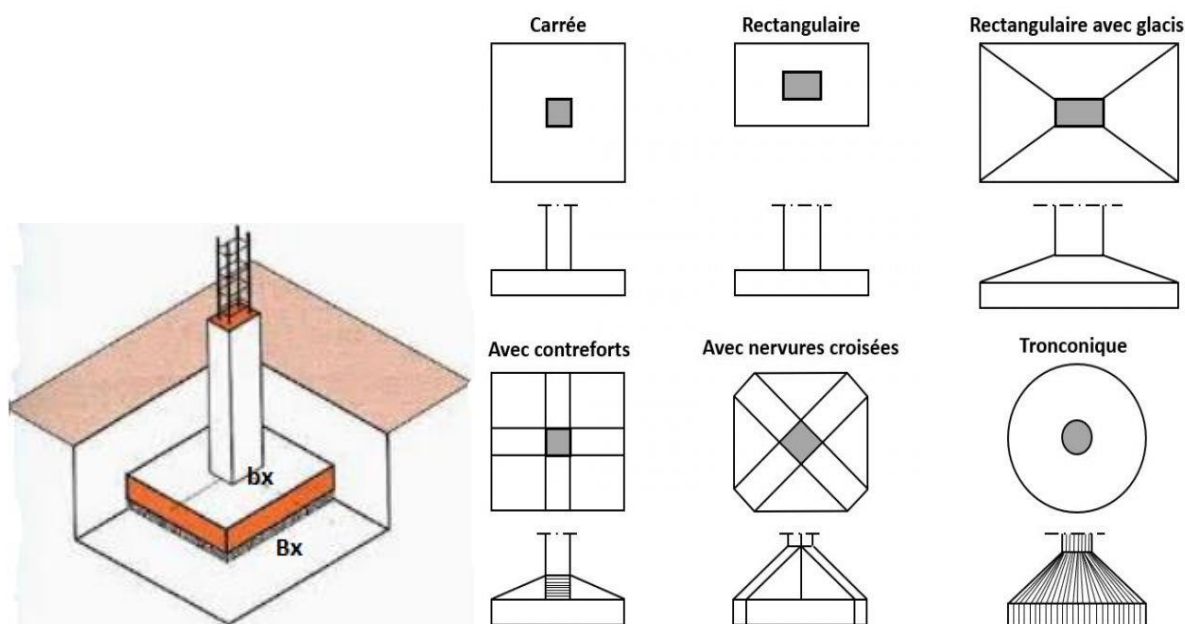


Figure I.5 : Formes habituelles des semelles isolées.

c- Les radiers (ou dallage) :

Est une dalle porteuse continue en béton armé coulée à même le sol, qui peut être utilisée comme fondation stable pour l'ensemble de la construction ou comme plancher bas. Il est composé comme une semelle générale couvrant toute la surface au sol du bâtiment (cf. figure I.6).

Comme toute fondation, elle transmet les charges du bâtiment, sur l'ensemble de sa surface, au sol. Ses avantages se résument en une diminution des risques de tassement et une très bonne liaison et donc une rigidité de la base du bâtiment.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

- ✓ Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.
- ✓ lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

c.1 Types de radiers : est utilisée lors de la construction sur un terrain compressible dont la résistance insuffisante contraint d'établir des semelles de très grandes largeurs.

Tous les radiers sont mis en place sur un béton de propreté ou un lit de sable. On dénombre 4 types principaux :

- ✓ Radier voûté.
- ✓ Radier champignon.
- ✓ Radier nervuré.
- ✓ Radier plat d'épaisseur constante.

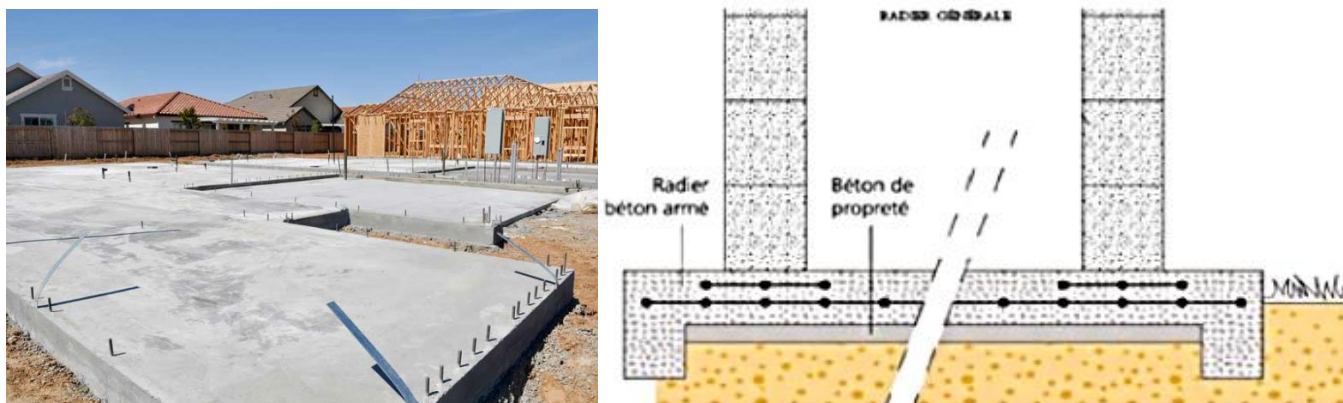


Figure I.6 : Les radiers.

I.3.4. Fondations semi-profondes :

La fondation semi-profonde est une structure ponctuelle généralement en béton armé, qui transfère la charge de la structure (comme un bâtiment) au sol sur une profondeur d'environ 3 à 6 m. Lorsque des fondations superficielles ne peuvent pas être faites et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires, ce type de fondation peut être utilisé, évitant ainsi des coûts trop élevés. Ce type de fondation peut également empêcher le gel et le dégel du sol.

Habituellement, ces puits peuvent être creusés à l'aide d'une pelle mécanique ou hydraulique. Par conséquent, dans le cas des fondations profondes, les sociétés d'ingénierie structurelle sont autorisées à effectuer des travaux de construction sans entreprises spéciales.

I.3.5. Fondations profondes :

Lorsque le terrain superficiel est très compressible ou qu'il n'a pas la portance suffisante pour reprendre les charges de la structure, il est nécessaire de réaliser des fondations profondes qui constituent une solution technique viable pour la bonne assise de l'ouvrage. Les fondations profondes permettent la transmission des charges au bon sol situé en profondeur, en traversant

les couches de sols superficielles. Les fondations profondes sont réalisées conformément au DTU 13.2.

Ce type de fondations est généralement appliqué dans le cas d'un sol stable situé à une profondeur supérieure à 6 m.

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

I.3.5.1. Types de fondations profondes :

- **Les pieux** : ce sont des fondations minces et élancées utilisées pour transmettre des charges en profondeur lorsque l'utilisation de fondations superficielles n'est pas économique ou est impossible.
- **Les micropieux** : pieu de diamètre inférieur à 250 mm de diamètre.
- **Les puits** : plus larges et moins profonds que les pieux.

I.3.5.2. Classification des fondations profondes :

1) Selon le mode de fonctionnement :

On distingue les pieux agissant sur le sol soit par :

- Effet de pointe : ancré dans une couche très dure.
- Effet de frottement latéral (Pieux flottants) : transmettent essentiellement leurs charges par frottement latéral et ne reposent pas sur une couche résistante.
- Effet de pointe et frottement latéral (Pieux frottant à la base) : frottement latérale à la partie inférieure du fut qui doit s'ajouter à la résistance de pointe (Figure I.7) (Bourokba, M, (2016)) [7].

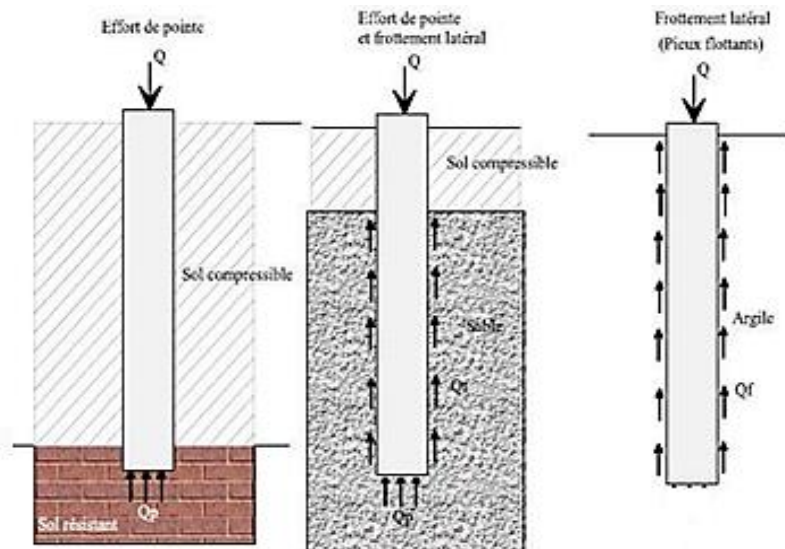


Figure I.7 : Classification suivant le mode de fonctionnement.

2) Selon la mise en place :

- **Les pieux mis en place par refoulement du sol** : Ils concernent les pieux battus (catégories 1 et 2) et les pieux foncés (catégorie 5). Leur mise en place se fait par vérinage battage ou vibro-fonçage. Ils repoussent le sol et le compriment, ce qui génère un bon frottement latéral.
- **Les pieux mis en place sans refoulement du sol** : Ils concernent les pieux forés et les puits (catégories 3 et 4). Leur mise en place se fait par substitution. Ce qui a pour effet de remanier le sol et de le décompresser. Le frottement latéral est donc diminué, sauf pour certains types de mise en œuvre (pieux exécutés à la tarière creuse, ou vissés moulés).
- **Les fondations injectées** : Elles concernent les parois moulées, les barrettes.

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

- Les colonnes de Col-mix (mélange de sol en place et de liant à l'aide de deux tarières creuses).
- Les colonnes de jet-grouting (forage puis injection de liante haute pression en remontant).
- Les colonnes ballastées (fonçage d'un vibreur puis injection à l'air comprimé de ballast (40/80 mm) en remontant).
- Les picots de sable (fonçage d'un tube de petit diamètre, puis introduction de sable vibro compacté).

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

Le schéma de la figure I.8 ci-dessous résume globalement les pieux selon leur mise en place.

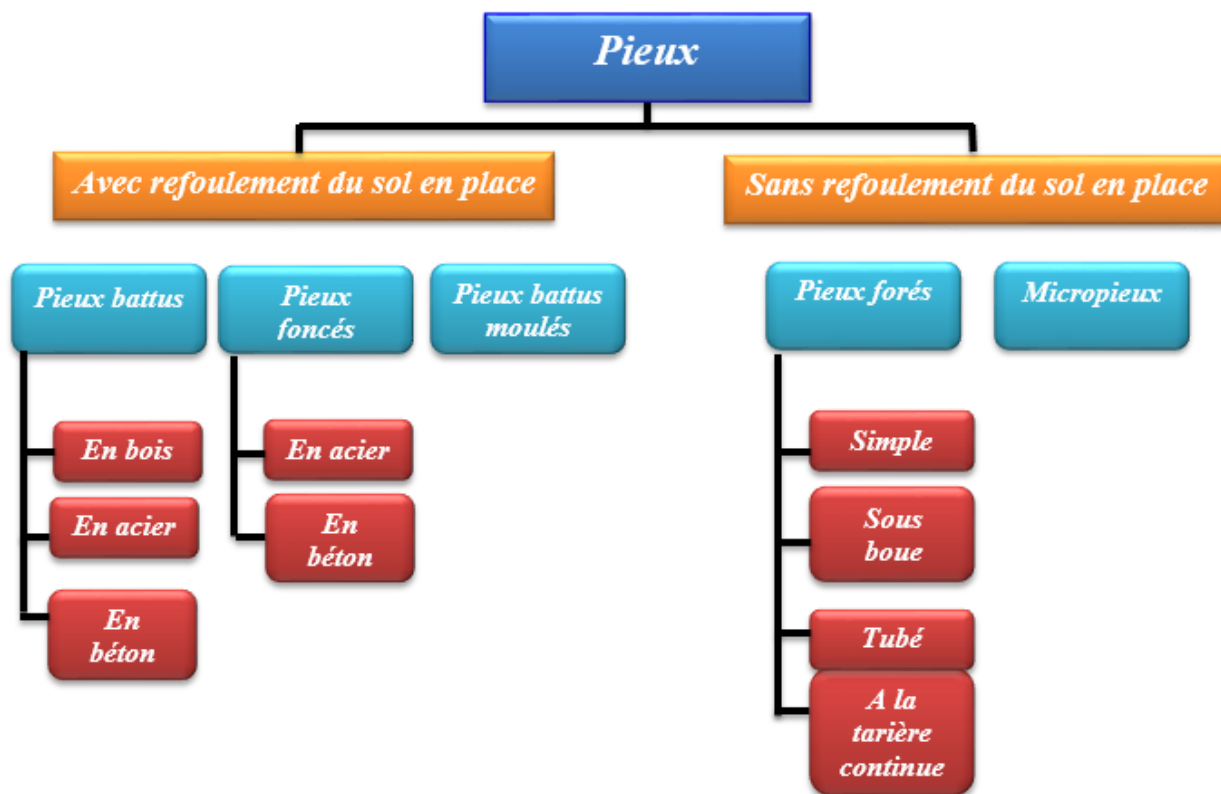


Figure I.8 : Classification des pieux selon EPF Lausanne (Travaux de Fondation, 2000) [13].

3) Selon la catégorie :

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

a) Pieux façonnés à l'avance :

- **battu préfabriqué** : Ces pieux, préfabriqués en béton armé ou précontraint, sont fichés dans le sol par battage ou vibrofonçage.
- **métal battu** : Ces pieux, entièrement métalliques, constitués d'acier E24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%), sont fichés dans le sol par battage. Leur section est en forme de H (cf. fig. I.9a), en forme d'anneau (tube) (cf. fig. I.9b) ou quelconque (pal pieux) (cf. fig. I.9c), obtenue par soudage de palplanches.

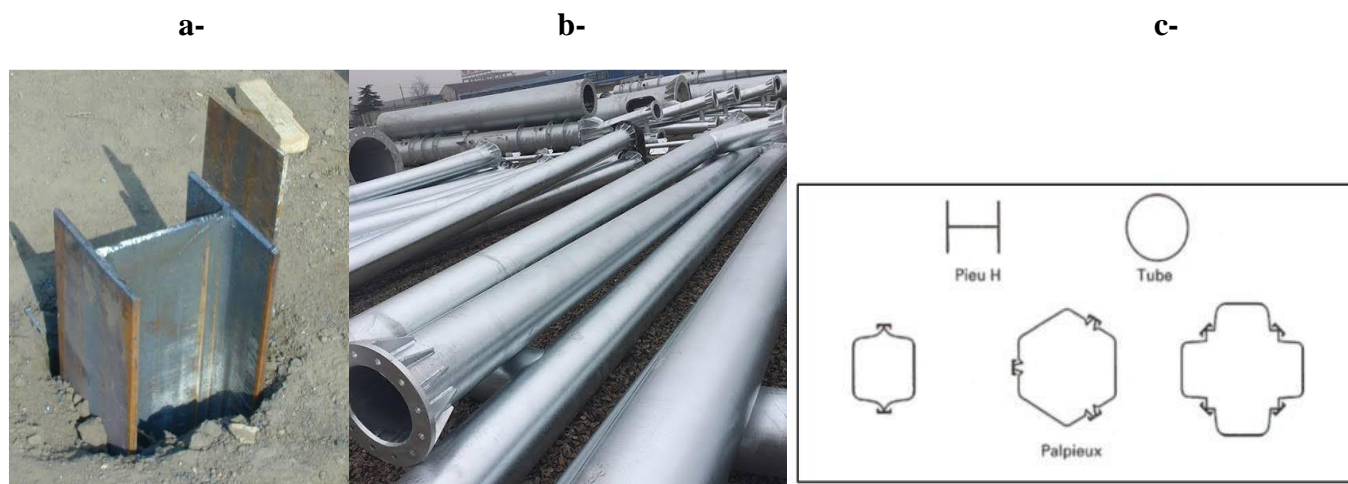


Figure I.9 : Profilés métalliques battus.

- **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 menés pour permettre l'enfilage des câbles de précontrainte. La mise en œuvre est normalement faite par battage avec base ouverte.
- **Battu enrobé** : Ce pieu à âme métallique (acier E24-2) est constitué :
 - de tube d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieur ;
 - de profilés H ;
 - de caissons formés de profils ou de palplanches à 2, 3 ou 4 éléments.

La pointe du pieu comporte un sabot débordant qui assure un enrobage du métal du fût 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.

- Battu ou vibrofoncé, injecté haute pression.

b) Pieux à tube battu exécuté en place :

- **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.

- **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 (cf. figure I.10). Le cas échéant, ces pieux peuvent être armés.

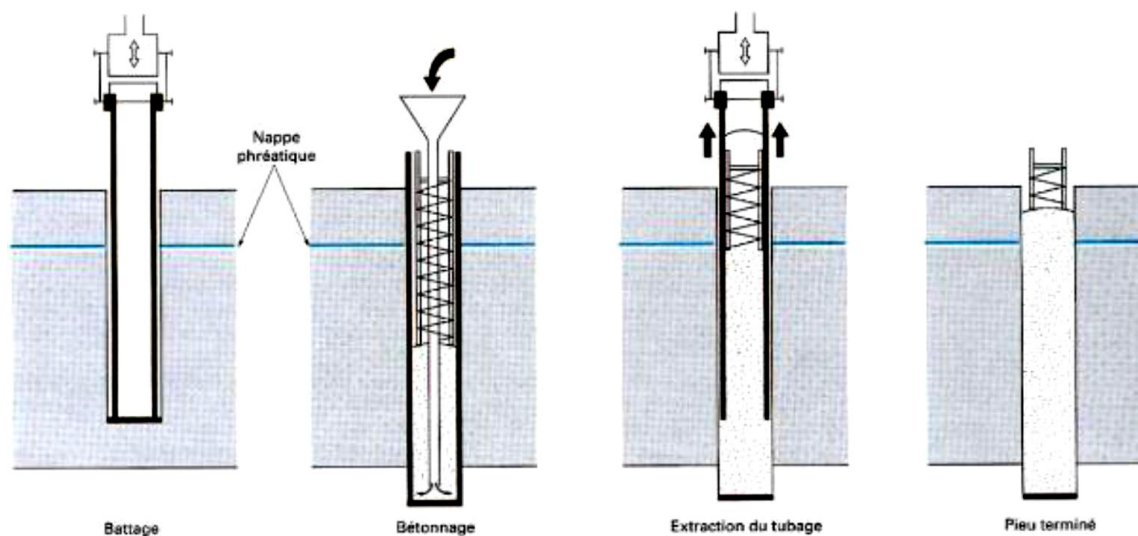


Figure I.10 : Pieu battu moulé.

c) Pieux forés :

- **Forés sans tubage** : Lorsque les conditions le permettent (se présente rarement), on peut exécuter les forages à sec ou sous eau claire. Il faut, bien évidemment que le sol traversé soit très cohérent pour que les parois du forage soient auto-stables. Mais dans le cas général, le soutènement des parois du forage est assuré par une boue à base de bentonite. Le forage à la boue n'est envisageable que si l'on ne risque pas de pertes brutales de la boue, comme, par exemple, dans les terrains calcaires ou gypseux dans lesquels on peut rencontrer des poches de dissolution. On distingue :
 - **Pieu foré simple** : Mis en œuvre à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens Mécaniques tels que tarière, benne, etc. Ce procédé, qui n'utilise pas le soutènement de paroi, ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques.
 - **Pieu foré avec boue** : Mis en place à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que la tarière, benne, etc., sous protection d'une boue de forage (cf. figure I.11). Le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage.

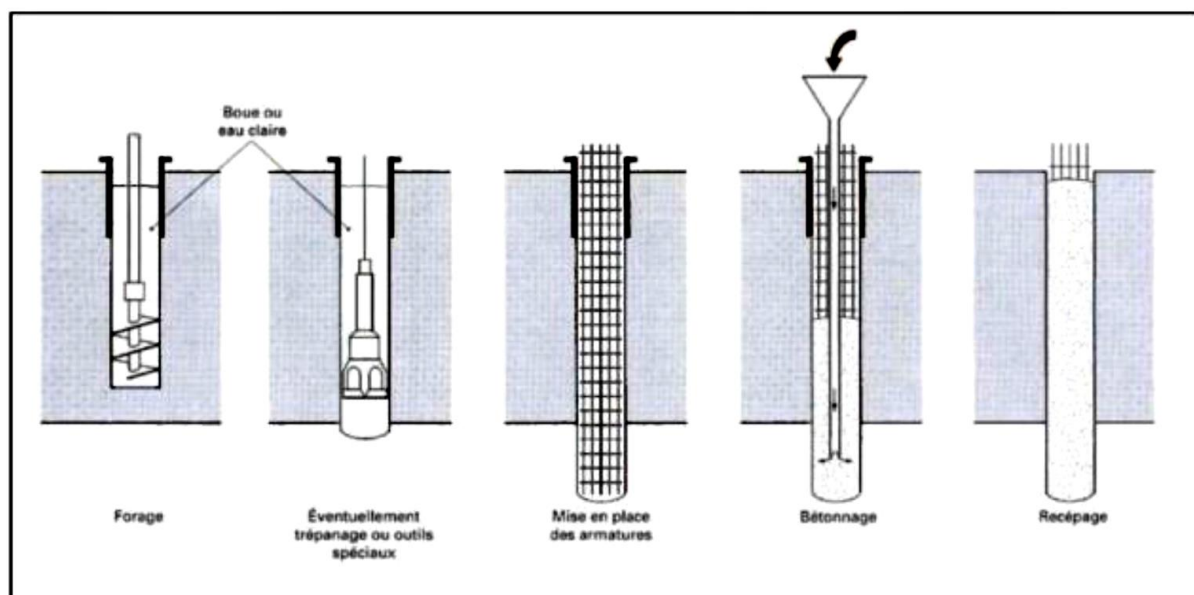


Figure I. 11 : Pieu foré avec boue.

- **Pieu foré à la tarière creuse (type 1 à type 3 selon la technologie utilisée) :** 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 est équipée d'un tube de bétonnage télescopique rétracté pendant la perforation et plongeant dans le béton pendant l'opération de bétonnage (pieux star sol) (cf. figure I.12).

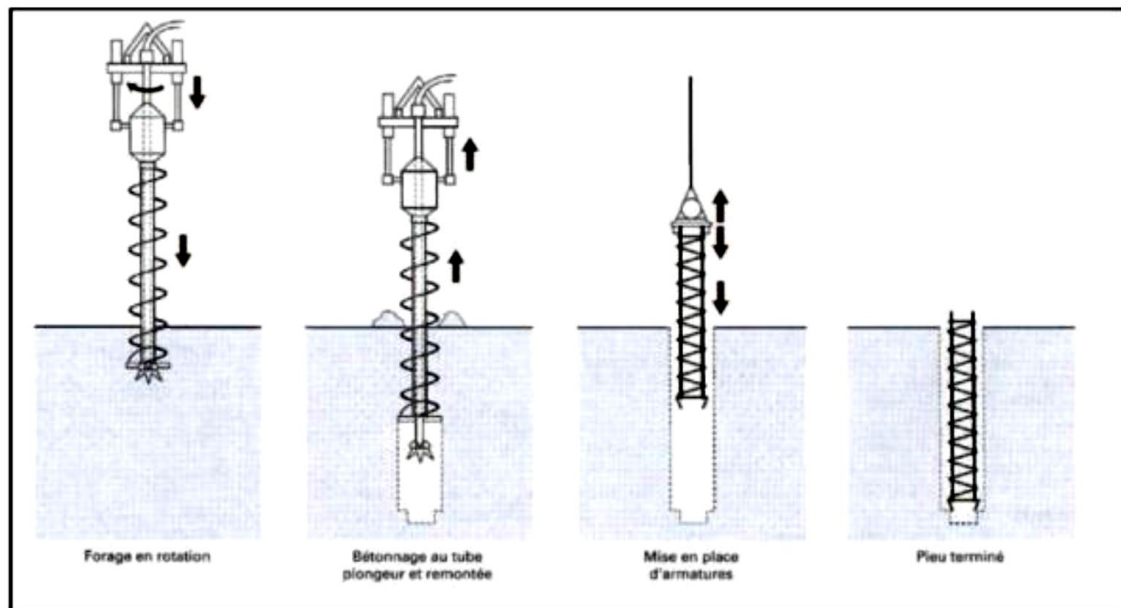


Figure I.12 : Pieu Star sol (SOLETANCHE).

- **Forés avec tubage :**

- **Foré tubé :** Lorsque le soutènement des parois du forage ne peut être assuré à l'aide de boue, on exécute le forage à l'intérieur d'un tube de travail (tube circulaire de forte épaisseur) qui est battu, ou bien vibrofoncé (cf. figure I.13), ou encore, dans certains procédés particuliers, foncé par louvoisement. Le forage sous tubage est souvent employé en site aquatique, et lorsque l'on doit traverser des couches dures ou le tube permet de guider l'outil de forage.

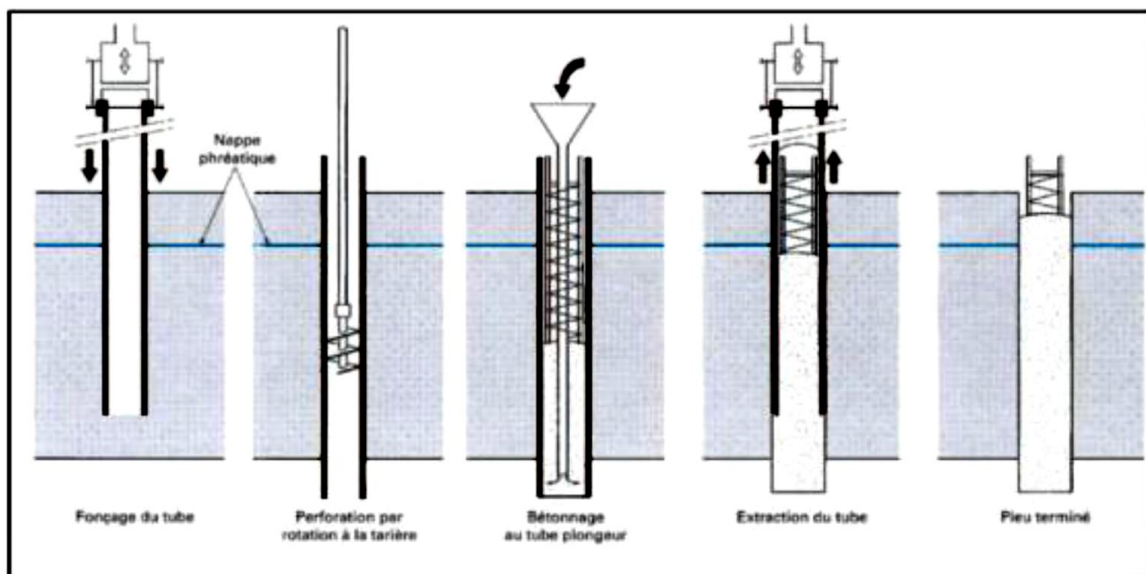


Figure I.13 : Pieu foré tubé.

- **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 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 (cf. figure I.14).

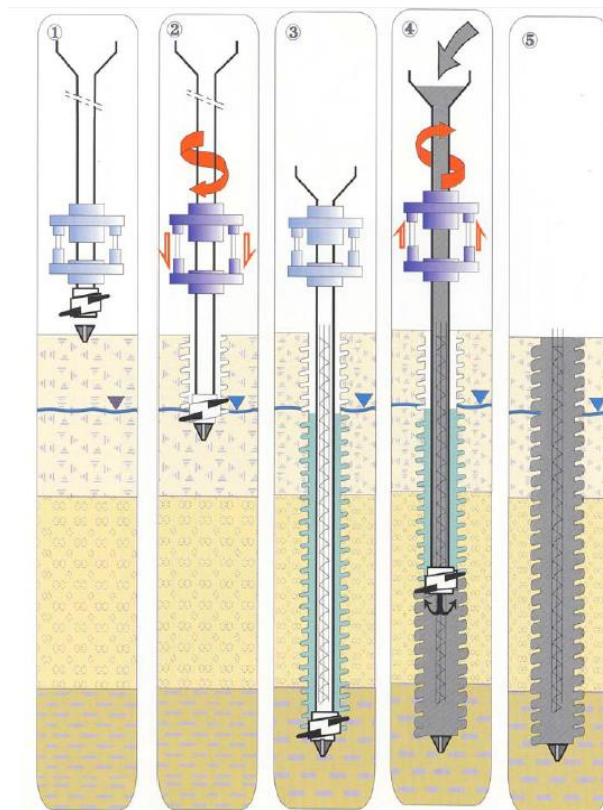


Figure I.14 : Pieu vissé moulé. Cité par (Reiffsteck P, 2010) [38].

- **Injecté haute pression** : 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.

d) Pieux forcés :

- **béton forcé** : Ces pieux sont constitués d'éléments cylindriques en béton armé, préfabriqué, de 0,50 à 2,50 m de longueur et de 30 à 60cm de diamètre. Les éléments sont forcés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.
- **métal forcé** : Ces pieux, entièrement métallique, sont constitués d'acier E24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0,2 à 0,5%). Ils sont forcés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

e) Micro pieux :

Les micropieux, également appelés pieux-aiguilles sont des pieux de petit diamètre ($\phi \leq 250$ mm) et de faible capacité portante (cf. figure I.15). Ils sont principalement utilisés pour renforcer une construction existante, qui menace de glisser, ou pour maintenir une construction sur un sol relativement instable.

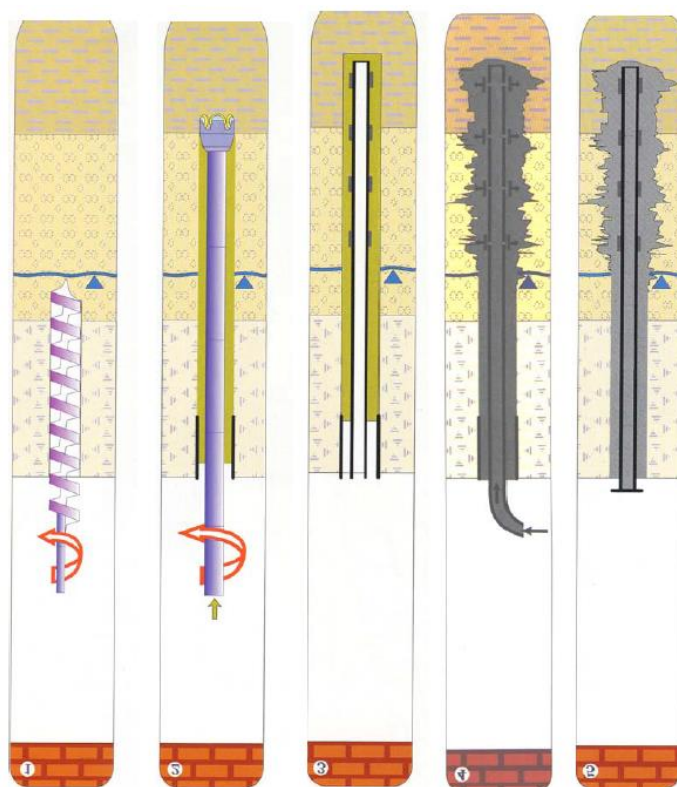


Figure I. 15 : Micro pieux. Cité par (Reiffsteck P, 2010) [38].

La classification formalisée par le DTU 13.2 peut être rappelée comme suit :

* **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

recupéré 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.

Dans le cas du Type III, l'injection est globale et unitaire (IGU) et elle est faite en tête. Pour les micropieux de Type IV, on procède à une injection répétitive et sélective (IRS).

Tableau I.1 : Récapitulatif de la classification des micropieux selon D.T.U 13.2

Cité par (Émilce Ligneau, 2010) [12].

(Diamètre < 25 mm)	Art. →	Type I	Type II	Type III	Type IV
Mode d'exécution		Foré avec tubage	Foré ou lançage, battage, fonçage		
bétonnage		Tube plongeur	Gravité ou faible pression tube plongeur	Foré injecté avec tubes à manchettes	Foré injecté tubes à manchtttes
injection				Globale et unitaire ≥ 1 Mpa	Répétitive et sélective ≥ 1 Mpa
Béton -contrainte ELS -dosage ciment	Kg /m²	≤ 8 Mpa Et 0.48 f_{c28} mortier 500	Non pris en compte Coulis 1200		
Armatures Contrainte de calcul	ELS ELU	facultatives	Obligatoires : tubes et/ou barres 0.50 (*) 0.75 (*)		
Essais de portance : -si pieu travaille en traction, Un pieu sur : -si pieu travaille en compression, Un pieu sur : Sinon, pour moins de 25 pieux, charge limite minorée par :		50 200 1.5	50 200 1.5		
Tolérance d'excentrement	cm	4	5		

(*) En fraction de la limite élastique σ_a

f) 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.

I.3.5.3.Choix du type de pieu :

Le choix du type de pieu va dépendre de :

- ✓ **La structure qui va supporter la fondation** : La structure imposera à la fondation un système de charge auxquelles le sol devra résister à court et à long terme sans trop se déformer. Le projet de fondation doit donc prendre en compte :
 - La nature des charges statique ou dynamiques.
 - L'intensité, la répartition et la direction des efforts.
 - Les déformations (tassements des fondations).
- ✓ **La nature du sol** : Le sol intervient par la constitution et la disposition de ses différentes couches, par les caractéristiques mécaniques de celles-ci et par son hydrologie.
- ✓ **L'environnement du pieu** : L'environnement du pieu conditionne également ce choix à la :
 - Surface de travail au sol plus ou moins réduite.
 - Présence de nombreux pieux voisins déjà mis en place (le battage de pieux ou de tubes fermés en refoulant le sol peut entraîner la remontée de pieux voisins ou même les endommager).
 - Proximité d'immeubles ou de construction divers (bruits des engins de battage, ébranlements dus à l'enfoncement pouvant provoquer des fissurations.
 - Déformation entraînées par les compressions latérales provenant de forages en gros diamètre (HAMDIDI. T, 2018) [20].

I.3.5.4.Principe de fonctionnement des pieux :

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). Il est proportionnel à la section de la base du pieu et à la résistance du substratum.
- ✓ Par le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral, noté Q_s). Il est proportionnel à la surface de contact entre le pieu et le sol et 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. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif (cf. figure I.16) (A KASSOUL ,2016) [25].

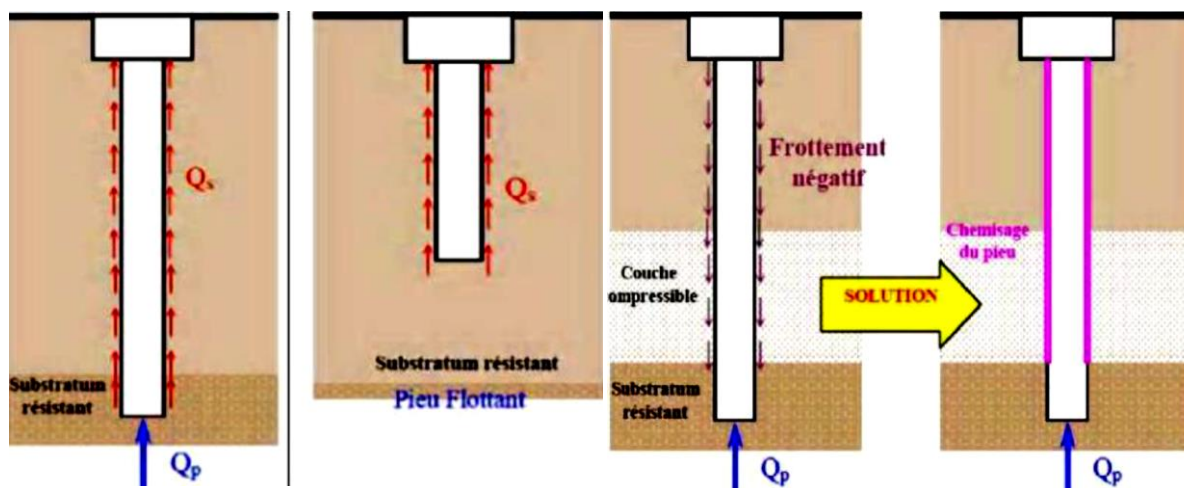


Figure I.16 : Frottement positif et négatif (TSTP, 2008) [41].

2. Cas d'un groupe de pieux :

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

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

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

D'autre part, la diffusion 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 (cf. figure I.17) (A KASSOUL ,2016) [25].

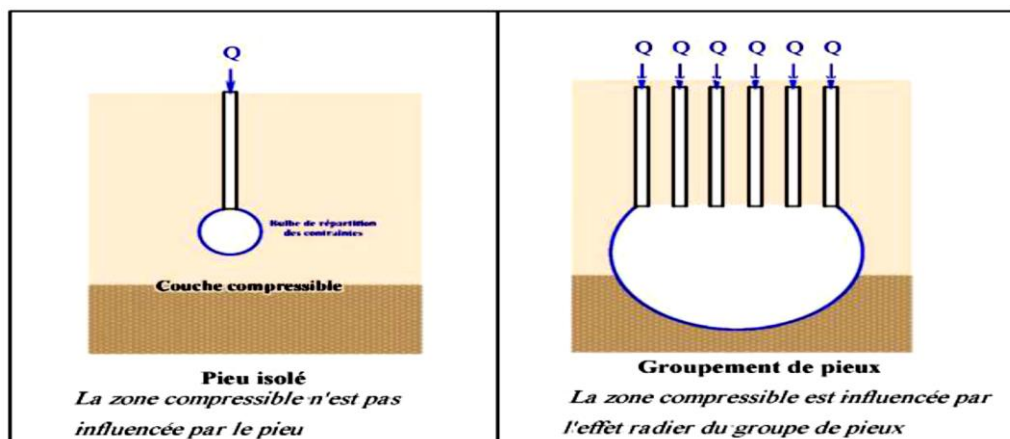


Figure I.17 : Effet de groupe de pieux sur une couche compressible en profondeur. (TSTP, 2008) [41].

I.3.5.5. Réalisation des pieux (principe de conception) :

a) Cas des pieux isolés :

La jonction entre un pieu isolé et un poteau est toujours assurée par une semelle de liaison en béton armé (cf. figure I.18).

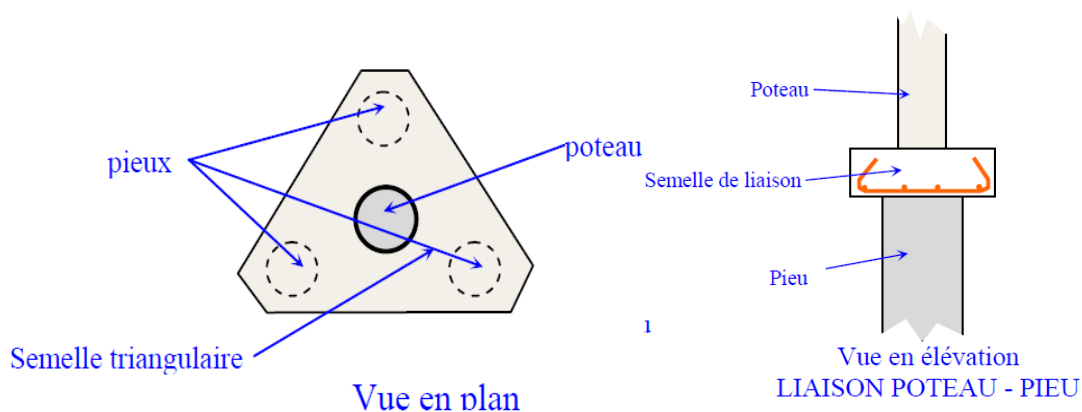


Figure I.18 : Semelle de liaison Poteau-Pieu.

b) Cas des groupes de pieux :

Le choix de la composition du groupe de pieu est lié au type d'effort (moment, effort horizontal ou incliné) et à la géométrie de la structure à reprendre. Dans la plupart des cas, on

respectera les symétries dans les structures (cf. figure I.19), et on fera en sorte que les charges soient transmises le plus directement possible entre la structure et les pieux.

Ce qui conduit à :

- Prévoir une répartition uniforme des pieux le long de la structure à reprendre.
- Respecter les symétries par rapport au point d'application des charges.
- Prévoir des files de pieux en nombre pair.

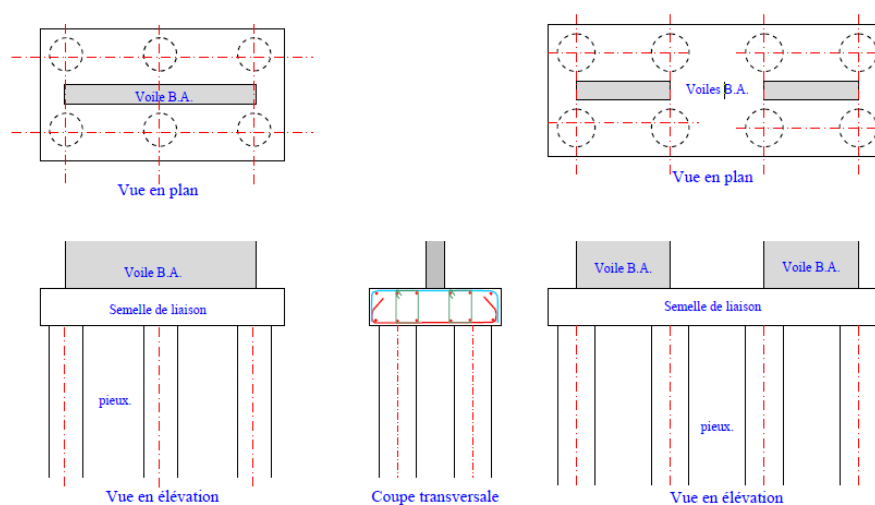


Figure I.19 : Groupe de pieux et disposition symétrique.

• **Cas particulier : (pieux soumis à des sollicitations non verticales en tête)**

Les efforts verticaux ne peuvent être repris par des pieux verticaux que s'ils ne sont pas trop longs, ou s'ils sont de fort diamètre (risque de flambement). Dans les autres cas, on aura recours à la mise en œuvre de pieux inclinés.

Les moments sont repris soit par un groupe de pieux verticaux, soit par la mise en place de barrettes (pieux de section rectangulaire) exécutées selon le même principe que les parois moulées dont l'inertie élevée permettent de reprendre des moments de flexion (cf. figure I.20).

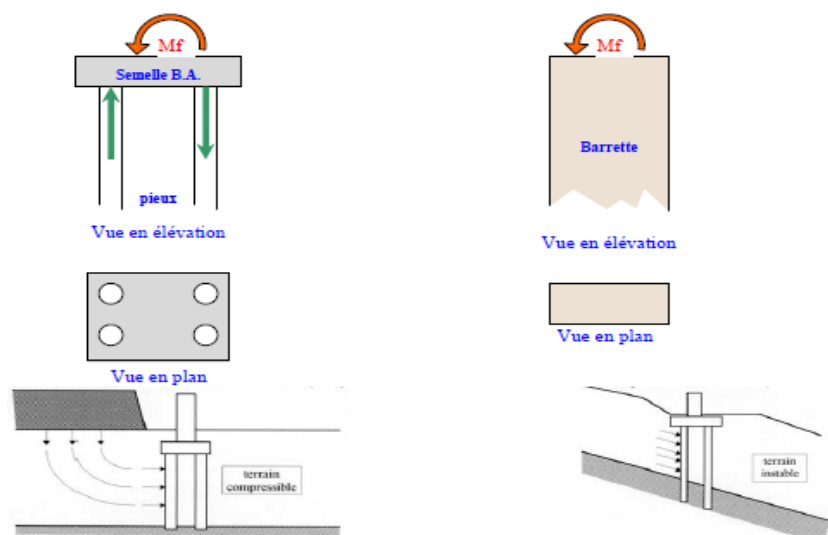


Figure I.20 : Groupe de pieux sollicités horizontalement ou de façon inclinée.

I.3.5.6.Méthodes de calcul des pieux :

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

Une fondation profonde (pieu) est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées. Si le sol est supposé comme un matériau rigide plastique, Il se développe deux mécanismes engendrant deux surfaces de rupture l'une à la base du pieu et l'autre le long de la longueur de ce pieu (cf. figure 2).

On a donc soit :

- Résistance en pointe (à la base du pieu).
- Frottement latéral (sur toute la surface de la longueur du pieu).
- Résistance en pointe et frottement latéral (cas courant).

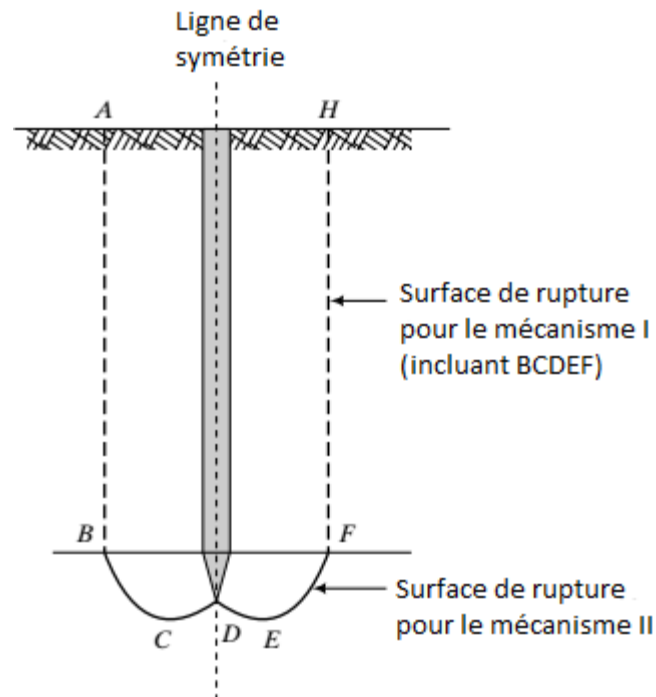


Figure I.21 : Deux mécanismes de rupture plausibles (Muni BUDHU, 2011) [30].

1. Méthodes statiques :

Les formules dites statiques constituent une adaptation aux fondations sur pieux des méthodes de calcul de la capacité portante des fondations superficielles. Ainsi, la charge ultime Q_u d'un pieu est la somme de la charge supportée par la pointe du pieu Q_{pu} et la résistance du frottement totale de la surface latérale du pieu en contact avec le sol adjacent Q_{su} (cf. figure I.22) :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Avec :

Q_u : capacité portante globale ultime du pieu.

Q_p : La charge limite de pointe.

Q_s : charge limite due au frottement latéral (sol-pieu).

- La charge limite de **pointe** est donnée par :

$$Q_p = \rho_p \cdot A \cdot q_p$$

-La charge limite de frottement est donnée par :

$$Q_s = \rho_s \cdot P \cdot q_{si} \cdot e_i$$

Avec :

- ρ_p : coefficient réducteur de section de l'effort de pointe.

- ρ_s : coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral.
- A : Aire de la section droite du pieu.
- P : Périmètre du pieu.
- q_p : résistance limite de pointe.
- q_{si} : frottement latéral unitaire limite dans la couche i .
- e_i : épaisseur de la couche i .
- h : hauteur d'ancrage

Remarque : Dans certains cas, il est intéressant de faire intervenir les deux paramètres de charge homologues vis à vis des charges de traction :

La charge limite est définie par :

- en compression : $Q_u = Q_p + Q_s$

La charge limite en traction Q_t :

- en traction : $Q_t = Q_s$

- **La charge de fluage en traction Q_c :** cité par (G. DEGOUTTE, P. ROYET, 2009) [18]

$Q_c = 0,5. Q_p + 0,7. Q_s$ (pieux forés)

$Q_c = 0,7. Q_p + 0,7. Q_s$ (pieux battus).

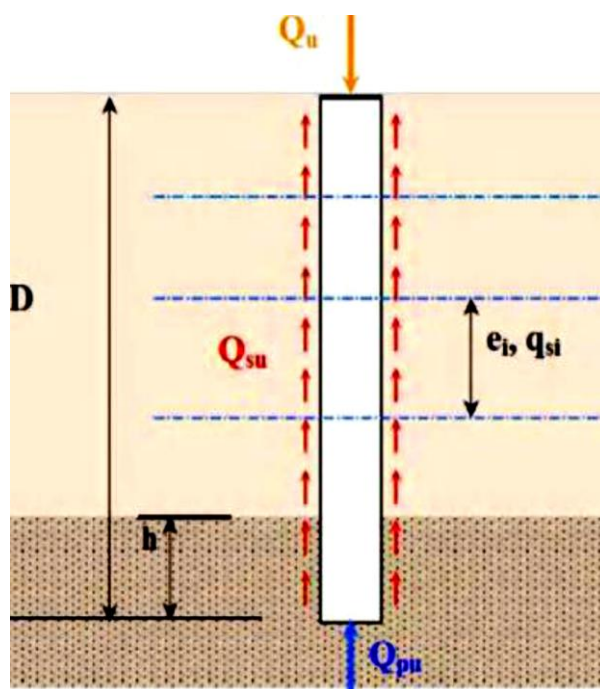


Figure I.22 : Charge limite Q_u d'un pieu isolé. Cité par (A. KASSOUL, 2016) [25]

D : profondeur totale du pieu (encastrement dans le sol).

h : profondeur d'encrage.

1.1. Calcul de la force portante d'un pieu isolé :

- Pour le terme en pointe on obtient :

$$Q_p = q_p \cdot A$$

Avec :

q_p : la contrainte en pointe à la rupture.

A : la section droite du pieu.

- Pour le terme de frottement latéral(en admettant un sol homogène) :

$$Q_s = f \cdot S_l \cdot D$$

Avec :

f : le frottement latéral unitaire moyen à la rupture.

S_l : la surface latérale du pieu par ml ($2\pi r l/ml$ pour un cylindre).

D : la longueur du pieu ou son encastrement dans le sol.

Puis on calcule la charge de service ou force portante admissible Q_a en appliquant un coefficient de sécurité de **3** au terme de pointe et un coefficient de sécurité de **2** à celui du frottement latéral :

$$Q_a = \frac{Q_p}{3} + \frac{Q_s}{2}$$

1.2 .Charge ultime en pointe :

Pour la capacité limite, les méthodes traditionnelles s'appuient sur un schéma théorique, où le milieu est supposé rigide-plastique. Le sol est donc caractérisé seulement par deux paramètres : c et φ , cohésion et angle de frottement (F. Baguelin, 2013) [2].

Le schéma de plastification et la formule ont été étendus aux fondations profondes, pour le terme limite de la pointe (figure 1).

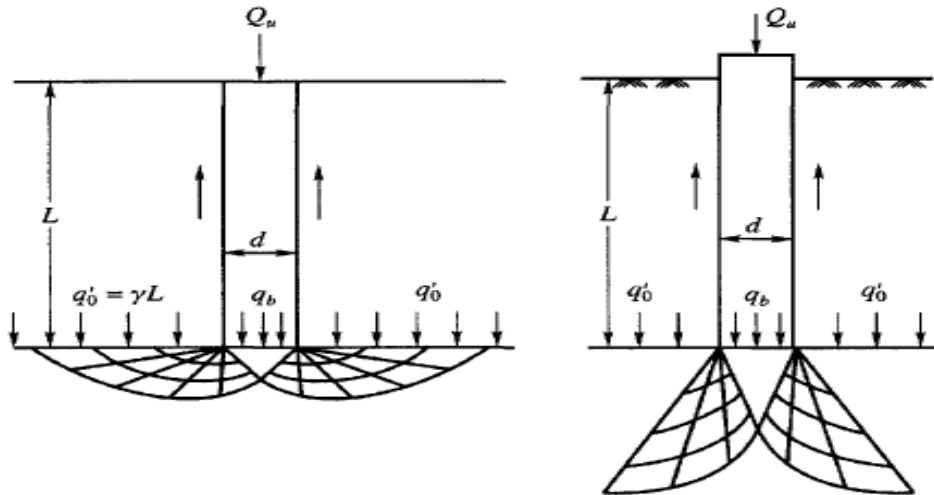


Figure I.23 : Exemples de schémas de plastification utilisés pour le terme de pointe

Cité par (F. Baguelin, 2013) [2].

Si q_p est la contrainte moyenne limite sous la pointe de section A : $Q_p = A \cdot q_p$

On utilise la formule des fondations superficielles pour évaluer la résistance de pointe des pieux.

Le terme de surface est toujours négligeable devant les deux autres (V. MERRIEN-SOUKATCHOFF, 2011) [42] et on écrira :

$$q_p = \frac{Q_p}{A} = \gamma D N_q + 1,3 c N_c = \sigma_v + N_q + 1,3 c N_c$$

➤ Cas d'un sol purement frottant $c=0$

$$q_p = \sigma_v + N_q$$

➤ Cas d'un sol purement cohérent c_u et $\phi_u = 0$ (et contrainte totale)

$$N_q = 1$$

$$q_p = \gamma D + 1,3 c_u N_c = \sigma_v + 1,3 c_u N_c$$

Souvent on considère que le terme $\sigma_v = \gamma_d$ est équivalent au poids du pieu (ΔQ)

$$q_p = 1,3 c_u N_c \text{ contrainte limite (hors poids propre du pieu)}$$

($\phi_u = 0$, mais N_c est supérieur au cas des fondations superficielles ; on prend $N_c = 7,5$)

$$q_p = 10 c_u$$

Avec :

A : Surface transversale du pieu.

c : Cohésion du sol de fondation.

q_p : capacité portante unitaire à la pointe.

1.3. Changement de valeur de N_q - Encastrement critique :

On constate qu'en général, les résistances à la pointe mesurées avant le palier de pression limite sont nettement supérieures à ce que laissent prévoir les valeurs habituelles de N_q . Il semble que le schéma de rupture classique adopté pour les fondations superficielles ne soit pas adapté et que les lignes de glissement se referment le long du fût pourvu que l'encastrement critique soit atteint.

On obtient aussi des valeurs diverses de N_q en particulier suivant le schéma de rupture considéré. La figure I.24 donne les valeurs proposées par différents auteurs.

Caquot et Kérisel proposent la formule suivante :

$$N_q = e^{7 \operatorname{tg} \phi} = 10^{3.04 \operatorname{tg} \phi}$$

Qui est très différente de la valeur classique pour les fondations superficielles :

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi + \phi}{4} \right) e^{\pi \operatorname{tg} \phi}.$$

La valeur maximale de N_q ne peut être adoptée que si la fiche du pieu dans le terrain considéré comme porteur est égale à un encastrement dit critique pour laquelle Caquot et Kérisel proposent l'expression :

$$D_c = \frac{B}{4} N_q^{\frac{2}{3}} \text{ avec : } N_q = 10^{3.04 \operatorname{tg} \phi}$$

B étant le diamètre du pieu et donc :

$$N_q = N_{q\max}. \quad \text{Cité par (V. M. SOUKATCHOFF, 2011) [42]}$$

Les valeurs de D_c en fonction de B et ϕ sont données dans le tableau I.2 ci-dessous.

Tableau I. 2 : Valeurs de D_c en fonction de B et ϕ .

ϕ (°)	10	20	25	30	35	40
Dc	0,57B	1,36B	2,20B	3,69B	6,5B	12,5B

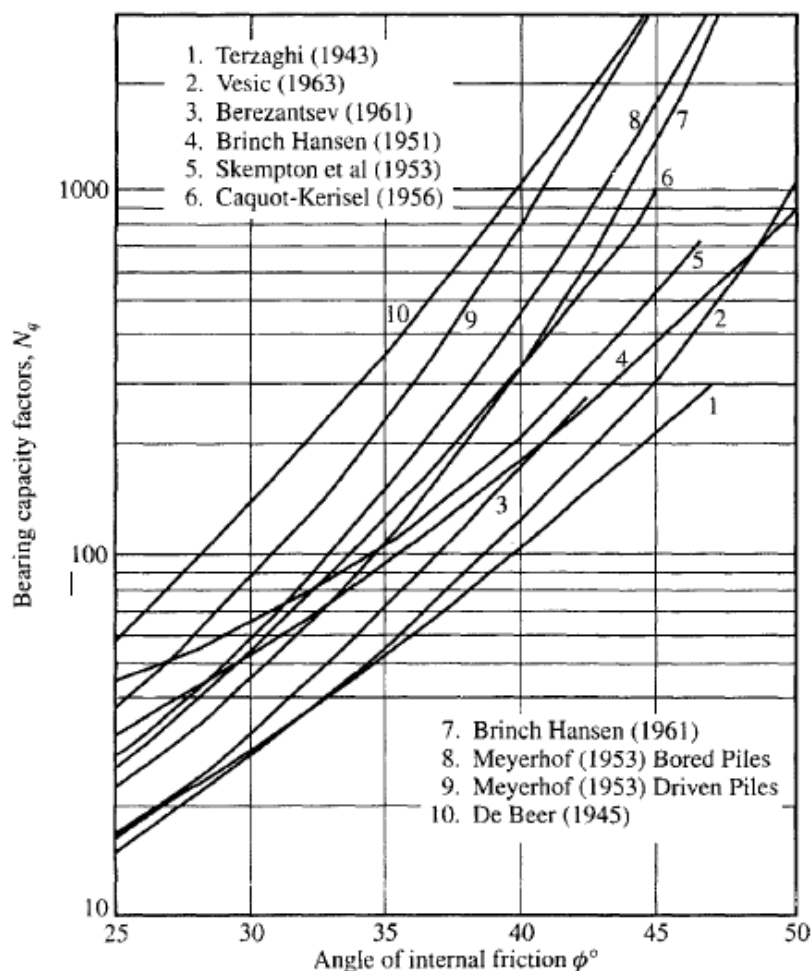


Figure I.24 : Valeur du facteur de portance N_q suivant différents auteurs (after Kezdi, 1975)

Cité par (V.N.S. Murthy, 2002) [43]

Dans la pratique on utilisera la valeur max de N_q à condition que l'encastrement critique D_c soit atteint ou dépassé.

Lorsque l'encastrement est faible on prendra la valeur minimale de N_q . Lorsque D_c n'est pas atteinte il faut prendre une valeur intermédiaire entre N_{qmax} et N_{qmin} mais les auteurs suggèrent de prendre :

$$N_{qmin} = \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) e^{\pi \text{tg} \phi} .$$

1.4. Calcul du frottement latéral :

- **Le frottement latéral positif** : lorsque le pieu s'enfonce par rapport au sol et mobilise un effort résistant, de la sorte la charge admissible en tête du pieu est reprise en partie par la résistance de pointe et en partie par le frottement latéral.

- **Le frottement latéral négatif** : si le sol descend par rapport au pieu et s'accroche après lui ; dans ce cas la charge admissible en tête du pieu est déterminée par la résistance en pointe diminuée du frottement latéral négatif.

Classiquement on considère que dans un sol cohérent homogène, le frottement latéral reste constant tout le long du fût du pieu, au contraire, dans un sol à frottement homogène, il augmente linéairement avec la profondeur.

On constate expérimentalement que pour des pieux dont la longueur atteint 15 à 20 fois le diamètre (Meyerhof, 1976), le frottement latéral unitaire n'augmente plus avec la profondeur, devient indépendant de la contrainte verticale. On adoptera la valeur atteinte à une profondeur de 15B dans un sol homogène comme valeur de base pour les profondeurs plus importantes (cf. figure I.25)

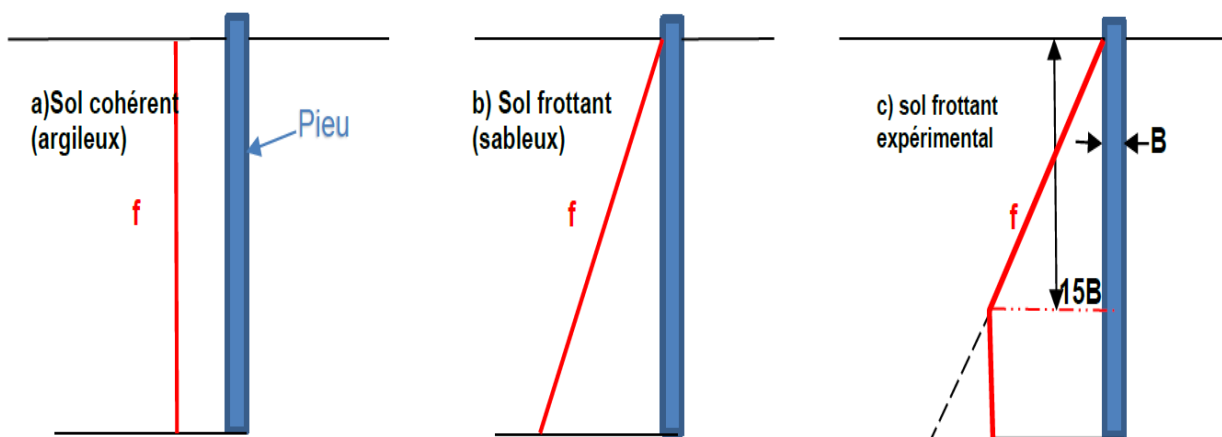


Figure I.25 : Diagramme de variation du frottement latéral avec la profondeur dans un sol homogène pour un pieu de grande longueur.

a) Pour les sols cohérents :

Dans les sols purement cohérents, dans le sol :

$$f = C_u$$

A l'interface la résistance limite est fonction de c_u et de la rugosité de l'interface

$$f = \beta C_u \text{ (avec } \beta < 1 \text{ car si } \beta > 1 \text{ la rupture se produit dans le sol).}$$

- C_u faible β est peu différent de 1
- C_u fort $\beta \ll 1$, la cohésion n'est pas entièrement mobilisée

Le coefficient β varie avec la cohésion non drainée. Caquot et Kérisel proposent l'expression suivante pour calculer β :

$$\beta = \frac{1+C_u^2}{1+7C_u^2} C_u \text{ en bars. Cité par (V. M.SOUKATCHOFF, 2011) [42].}$$

La nature du fût du pieu intervient aussi. Broms (1966) propose les valeurs suivantes pour les pieux battus (cf. tableau I.3).

Tableau I.3 : Valeurs du frottement pour les pieux battus (Broms, 1966).

	Pour $c_u < 0,5$ bar	Pour $c_u > 0,5$ bar
Pieu acier	$\beta = 0,5$ (frottement max 0,1 bar)	$f = 0,1$ bar
Pieu béton	$\beta = 0,8$ (frottement max 0,3 bar)	$f = 0,3$ bar
Pieu en bois	$\beta = 1$	$f = 0,5$ bar

b) Pour les sols frottants (sableux) :

Dans les sols frottants, le frottement latéral, à une profondeur donnée, est obtenu à partir de la contrainte effective verticale : $\sigma_v' = \sum \gamma_i' h_i$.

On sait que la contrainte horizontale : $\sigma_h' = K \sigma_v'$

K : coefficient de la pression des terres.

$\text{tg}(\phi_a)$ est un coefficient de frottement sol remanié / fût du pieu

Connaissant la valeur de ϕ_a , angle de frottement sol-pieu, le frottement latéral unitaire est :

$$f = \sigma_h' \text{tg}(\phi_a) = K \sigma_v' \text{tg}(\phi_a)$$

Les deux paramètres K et $\text{tg}(\phi_a)$ dépendent de la nature du fût (béton, acier) et du mode de mise en place du pieu. Ils sont souvent globalisés, et c'est le produit $K \cdot \text{tg}(\phi_a)$, qui fait l'objet de règles selon la nature du pieu. Le frottement axial dans les sols cohérents est relié à la cohésion non drainée c_u au niveau considéré, avec un coefficient b donné en fonction de la nature du sol et du type de pieu (Baguelin, F, 2013) [2].

Broms propose dans le cas des pieux battus, les valeurs pour ϕ_a et K celles données dans le tableau I.4 (Le dossier FOND, 1972) [16].

Type de pieu	Angle de frottement sol-pieu ϕ_a (°)	Coefficient de pression des terres K selon l'état du sol	
		Faible densité relative	Forte densité relative
Acier	20	0,5	1,0
Béton rugueux	$(3/4) \phi'$	1,0	2,0
Pieu béton lisse	$(3/4) \phi'$	0,5	1,0
Bois	$(2/3) \phi'$	1,5	4,0

Tableau I.4 : Valeurs de ϕ_a et K pour les pieux battus.

Caquot et Kérisel supposent que lorsque le pieu s'enfonce dans le sol, il le refoule et provoque dans le massif l'apparition de la butée. Bien que l'équilibre soit ici de révolution et

non plus plan à 2 dimensions, on admet qu'on peut utiliser les formules habituelles, donc on écrit :

$$f = \sigma_v' K_{p\gamma} \sin \delta = \alpha \sigma_v' \quad \text{en posant} \quad \alpha = K_{p\gamma} \sin \delta$$

$K_{p\gamma}$: est le coefficient de butée correspondant à un écran vertical, un terre-plein horizontal et une obliquité δ .

La (figure I. 26) donne les valeurs du coefficient α pour les deux obliquités :

$$\delta = - \phi \quad \text{et} \quad \delta = - (2/3) \phi$$

Comme ça été dit plus haut, pour des pieux de longueur 15 à 20 fois le diamètre B, le frottement latéral unitaire n'augmente plus avec la profondeur et reste constant au-delà.

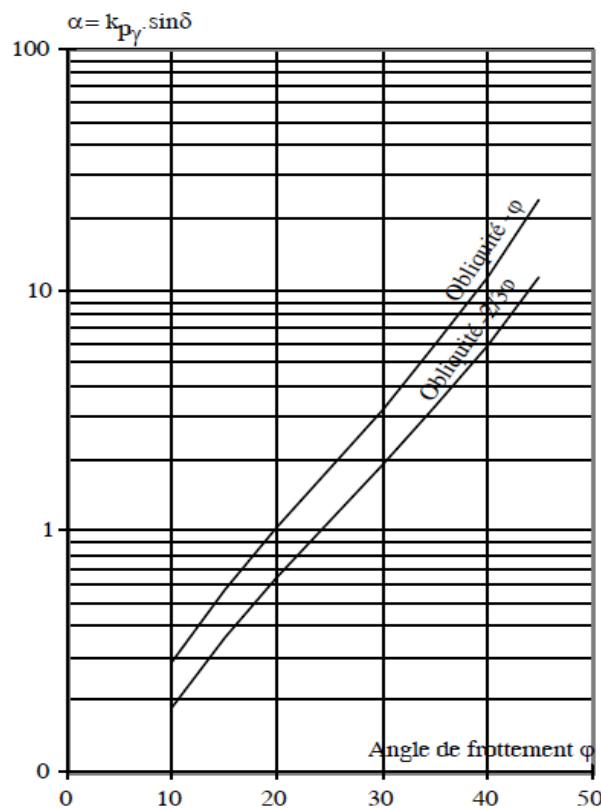


Figure I.26 : Variation du coefficient α en fonction de l'angle de frottement interne ϕ (d'après Caquot et Kérisel) cité par (V. SOUKATCHOFF, 2011) [42].

c) Pour les sols frottants et cohérents :

Dans un sol cohérent et frottant, on résout le problème en appliquant le théorème des états correspondants ; il apparait un terme supplémentaire à ajouter au frottement latéral précédemment calculé :

$$f = \alpha \sigma_v' + \beta c$$

Où β varie en fonction de ϕ (cf. tableau I.5). Pour $\phi=0$, on retrouve évidemment $\beta =1$.

Tableau I .5: Variation de β avec ϕ d'après Caquot Kérisel.

Cité par (Bourokba M, S) [7].

ϕ (°)	10	15	20	25	30	35	40	45
β	1,6	2,06	2,7	3,62	5,01	7,27	10,36	17,97

2. Méthodes pratiques :

Plusieurs méthodes pratiques peuvent être utilisées, tant pour une sollicitation en compression qu'en arrachement. Elles sont basées sur les essais ci-après.

- ✓ **Essai au pénétromètre statique** : C'est un essai limité aux sols meubles.
- ✓ **Essai au pressiomètre Ménard** : Il s'agit de la méthode la plus utilisée, les essais pressiométriques présentent le grand avantage d'être réalisable dans tous les terrains. De plus, elle a été validée par de nombreux essais de chargement de pieux réels.
- ✓ **Essai de chargement statique du pieu** : Cette méthode, qui consiste à charger directement un pieu est réalisée dans les conditions du chantier.

2.1. Capacité portante d'un pieu isolé à l'aide de l'essai au pénétromètre :

Cet essai est très bien adapté, mais l'utilisation du pénétromètre statique (LCPC) est limitée aux pieux fichés dans les sols suffisamment meubles pour que l'essai puisse être poursuivi au-delà de la pointe du pieu.

La similitude de sollicitation du sol entre un essai au pénétromètre statique et un pieu soumis à une charge verticale centrée laisse supposer que cet essai permet d'obtenir une bonne appréciation de la force portante des pieux. Il est cependant rappelé que l'utilisation du pénétromètre statique est limitée aux pieux fichés dans des terrains meubles.

a) Pour le terme en pointe :

La résistance en pointe d'un pieu isolé est donnée par la formule suivante :

$$q_l = K_c \cdot q_{ce}$$

La résistance pénétrométrique équivalente q_{ce} est calculée en fonction des valeurs brutes mesurées de q_c et non nettes comme c'est le cas de la méthode pressiométrique. Elle est évaluée comme suit :

$$q_{cm} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz$$

- Ecrêter les valeurs de $q_c(z)$ à 1.3 fois q_{cm} , c'est-à-dire remplacer toute valeur dépassant $1.3q_{cm}$ par $1.3q_{cm}$, soit $q_{cc} = 1.3q_{cm}$.
- Recalculer le cas échéant la résistance équivalente par :

$$q_{ce} = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz$$

Les paramètres géométriques **a** et **b** définissant la zone utile de la résistance en pointe sont les mêmes que ceux de la méthode pressiométrique. En pratique, on utilise la formule approchée de sommation des trapèzes limités par les **N** mesures **qc** sur la tranche [**D-b**, **D+3a**], en considérant un pas Δz_i entre deux mesures consécutives :

$$q_{ce} \approx \frac{1}{b+3a} \sum_{i=1}^{i=N} q_{cc} \cdot \Delta z_i$$

La fiche équivalente **De**, généralement inférieure à **D**, est la hauteur à partir de la surface du sol, le long de laquelle les résistances pénétrométriques sont représentées par une moyenne analytique égale à **qce**, soit :

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_d^D q_c(z) \cdot dz$$

- Avec : **qce** : résistance de pointe équivalente.
- qc (z)** : résistance de pointe lissée à la profondeur z.
- d** : pris généralement égal à zéro.
- D** : hauteur d'encastrement réelle du pieu

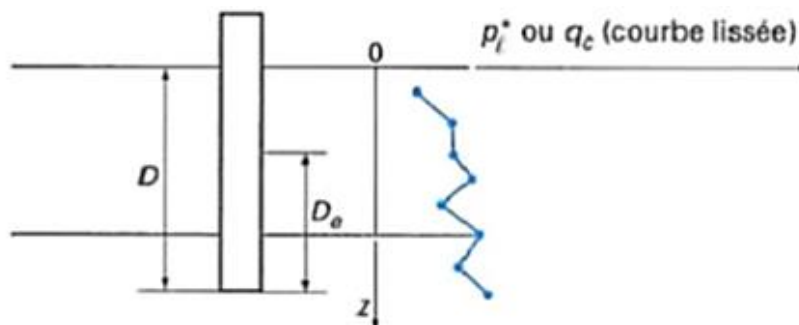


Figure I.27 : Définition de l'encastrement équivalent 'De'.

Le facteur **Kc** de portance pénétrométrique dépend de la catégorie du sol étudié et du mode d'installation, et est donné dans le tableau I.6 ci-après.

Tableau I.6 : Valeurs du coefficient de portance pénétrométrique, K_c .

Type de sol	Pieu ne refoulant pas le sol (forage,.....)	Pieu refoulant le sol (battage, fonçage,.....)
Argiles et limons	0.40	0.55
Sables et graviers	0.15	0.50
Craies A	0.20	0.30
Craies B	0.30	0.45

La capacité portante ultime Q_p (ou charge ou force ou encore effort) de point est calculée en multipliant la résistance de pointe ultime q_l par l'aire de la section droite $A_p = \frac{\pi B^2}{4}$ du pieu.

b) Pour le terme de frottement latéral :

La contrainte de frottement latéral limite q_s à la profondeur z est égale à la résistance pénétrométrique à cette profondeur, divisée par un facteur empirique β donné par le tableau I.7 pour quelques configurations courantes dans les projets, sans toutefois dépasser une valeur maximale q_{smax} , soit :

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

La capacité portante ultime Q_s (ou charge ou force ou encore effort) de frottement est calculée en multipliant la résistance de frottement q_s par la surface latérale

$$A_s = \pi B.D$$

Tableau I.7 : Valeurs de β et q_{smax} selon le fascicule 62 -V (q_{smax} en kPa) [15].

		Argil/Limon			Sable/Grave			craie	
		A	B	C	A	B	C	A	B
foré	β	-	-	-	200	200	200	125	80
	q_s^{max}	15	40	40	-	-	120	40	120
Foré tubé	β	-	100	-	250	250	300	125	100
	q_s^{max}	15	40	40	-	40	120	40	80
Métal battu fermé	β	-	120	150	300	300	300		
	q_s^{max}	15	40	80	-	-	120		
Battu préfabriqué	β	-	75	-	150	150	150		
	q_s^{max}	15	80	80	-	-	120		

Notons que le règlement stipule que, pour des raisons de sécurité, le frottement latéral correspondant à des résistances pénétrométriques inférieures à 1 MPa doit être négligé. En outre, en absence des valeurs prescrites du coefficient **b**, il est recommandé de prendre la valeur maximale, soit q_{smax} (Bouafia, A, 2018) [5].

2.2. Capacité portante d'un pieu isolé à l'aide de l'essai pressiométrique :

La propriété la plus remarquable de la méthode pressiométrique est qu'elle est applicable à tous les sols et à tous les types de pieux. Bien entendu, elle ne met pas à l'abri des évolutions de certains sites pour des causes naturelles ou artificielles (frottement négatif, efforts parasites divers, etc.). Comme pour le pénétromètre statique, il s'agit d'une méthode essentiellement empirique mais qui a pu être calée sur un très grand nombre d'essais de chargement ou d'arrachement.

a) L'effort limite en pointe Q_P : [5]

La charge limite (capacité portante limite) de pointe des pieux est obtenue, selon les règles établies dans le fascicule 62-V, L'effort limite en pointe Q_P est donné par :

$$Q_P = A \cdot q_1$$

A : l'aire de la section.

q_1 : la résistance en pointe

La résistance en pointe q_1 est donnée par la formule :

$$q_1 = K_p P_{le}^*$$

Avec : **K_p** : coefficient de portance.

Le coefficient de portance traduit la proportionnalité entre la résistance de pointe du pieu et la pression limite du sol sollicité horizontalement par la sonde pressiométrique.

Tableau I.8 : valeur de coefficient de portance K selon le fascicule 62 [15].

Nature des terrains		Éléments mis en oeuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en oeuvre avec refoulement du sol
Argiles, limons	A	1.1	1.4
	B	1.2	1.5
	C	1.3	1.6
Sables, graves	A	1.0	4.2
	B	1.1	3.7
	C	1.2	3.2
Craies	A	1.1	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marne, Marno-calcaire		1.8	2.6
Roches altérées		1.1 à 1.8	1.8 à 3.2

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente caractérisant la compacité du sol au voisinage de la pointe est calculé à partir de l'expression générale suivante :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_{D-b}^{D+3a} p_l^*(z) \cdot dz$$

Avec :

$a = B/2$ si $B > 1m$

B étant la largeur ou le diamètre du pieu (cf. figure I.28).

$a = 0,5 m$ si $B < 1m$

$b = \text{minimum entre } (a, h).$

h : est la hauteur d'encastrement de la pointe dans une couche résistante. En absence d'une telle couche, h est prise égale à 0.

$L=D$ longueur du pieu.

Comme le schématise la figure I.28, la pression pressiométrique limite nette équivalente P_{le}^* est une moyenne analytique des valeurs de pression limite nette, mesurées dans une zone utile au voisinage de la pointe, épaisse de $3a$ sous la pointe et de b au-dessus. On peut calculer P_{le}^* en utilisant la sommation des trapèzes, obtenus en joignant par des droites les points du profil de la pression limite nette $P_{le}^*(z)$ (l'aire S en rouge dans la figure I.28), soit :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \sum_{D-d}^{D+3a} P_l^*(z) \Delta z$$

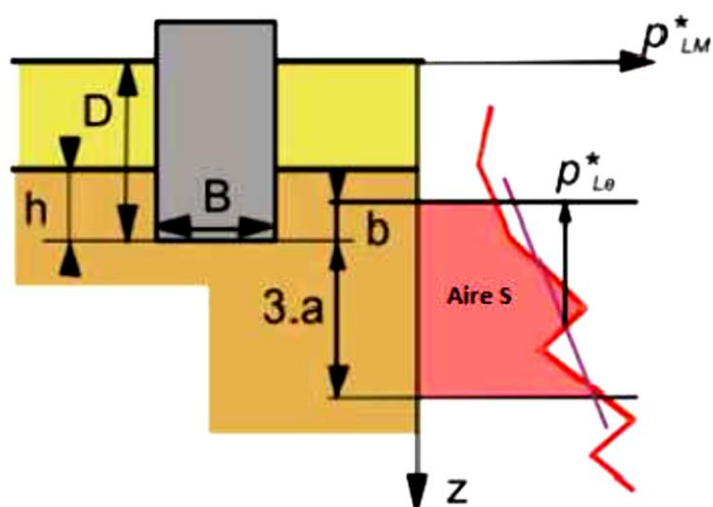


Figure I.28 : Définition de la pression limite nette équivalente p_{le}^*
 (Modifiée d'après le fascicule 62-V, (MELT, 1993))[15]

b) Calcul de la charge limite du frottement latéral :

Selon les règles de calcul des fondations profondes établies dans le fascicule 62-V (MELT, 1993), la charge limite de frottement latéral des pieux est calculée à partir de L'expression générale :

$$Q_s = \pi B \int_0^L q_s(z) dz \quad (\text{pour un pieu à section circulaire})$$

Le frottement latéral unitaire limite des pieux q_s est lu sur l'abaque de la figure I.29 en fonction du mode de mise en oeuvre du pieu, de la nature du sol et la pression limite p_l mesurée dans le sol. Les classes A, B et C des sols sont fonction de la pression limite dans le terrain (cf. tableau 9).

Ces courbes au nombre de 7 (notées **Q1** à **Q7**) sont indissociables du tableau I.9 qui précise la courbe à utiliser en fonction notamment du type de pieu concerné (classification DTU 13.2 fondations profondes liée à la nature et au mode d'exécution des pieux) et de la nature des terrains traversés.

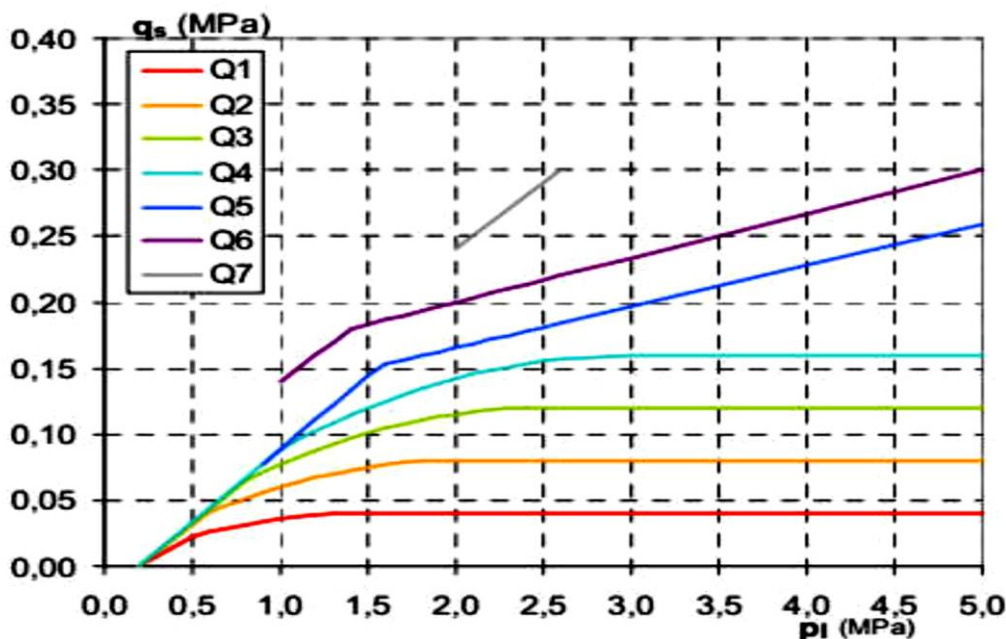


Figure I.29 : Abaque de détermination du frottement latéral unitaire q_s en fonction de la pression limite mesurée p_l pour différentes catégories de sols.

	Argiles, limons			Sables, graves			craies			marnes	
	A	B	C	A	B	C	A	B	C	A	B
Foré simple	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾	Q ₂ , Q ₃ ⁽¹⁾				Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
Foré boue	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽¹⁾		Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾	Q ₃	Q ₄ , Q ₅ ⁽¹⁾
Foré tube (tube récupéré)	Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽³⁾		Q ₁	Q ₁ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₃ , Q ₂ ⁽²⁾	Q ₁	Q ₂	Q ₃ , Q ₄ ⁽³⁾	Q ₃	Q ₄
Foré tube (tube perdu)	Q ₁			Q ₁		Q ₂				Q ₂	Q ₃
puits	Q ₁	Q ₂	Q ₃				Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅
Métal battu fermé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃				Q ₃	Q ₄
Battu préfabriqué béton	Q ₁	Q ₂		Q ₃						Q ₃	Q ₄
Battu moulé	Q ₁	Q ₂		Q ₂		Q ₃	Q ₁	Q ₂	Q ₃	Q ₃	Q ₄
Battu enrobé	Q ₁	Q ₂		Q ₃		Q ₄				Q ₃	Q ₄
Injecté basse pression	Q ₁	Q ₂		Q ₃			Q ₂	Q ₃	Q ₄	Q ₅	
Injecté haute pression		Q ₄	Q ₅	Q ₅		Q ₆		Q ₅	Q ₆	Q ₆	

- (1) Réalésage et rainurage en fin de forage.
 (2) Pieux de grandes longueurs (supérieure à 30m).
 (3) Forage à sec, tube non louvoyé.
 (4) Dans le cas des craies, le frottement latéral peut être très faible pour certains types de pieux. Il convient d'effectuer une étude spécifique dans chaque cas.
 (5) Sans tubage ni virole foncé perdu (parois rugueuses).
 (6) Injection sélective et répétitive à faible débit

Tableau I.9 : courbes de frottement latéral limite (modifié d'après le fascicule 62-V (MELT, 1993)).

L'usage intensif des pieux forés à la tarière creuse et en particulier ceux dénommés type III, qui caractérise une catégorie particulière, technologiquement la plus poussée, a conduit le SETRA à publier une note technique complétant le fascicule 62 ; elle traduit en quelque sorte un comportement de pieu à la mise en oeuvre de type intermédiaire entre les techniques refoulantes et non refoulantes. Le tableau I .10 ci-dessous, à utiliser, traduit ces constatations (Olivier COMBARIEU, 1999) [32].

Tableau I.10 : Choix du frottement latéral pour les pieux STARSOL (SETRA ,1995)

Cité par (Olivier COMBARIEU, 1999) [32].

Nature des terrains		Nature des terrains p_1 (Mpa)	Courbe Q
Argiles, limons	A	< 0,7	Q ₁
	B	1,2 - 2	Q ₂
	C	> 2,5	Q ₂
Sables, graves	A	< 0,5	Q ₃
	B	1,0 - 2,0	Q ₃
	C	> 2,5	Q ₃
Craies	A	< 0,7	Q ₂
	B	1,0 - 2,5	Q ₃
	C	> 3,0	Q ₄
Marne, Marno-calcaire		> 1,5	Q ₅
Roches altérées		> 2,5	Q ₆

Pour certains types de pieux forés, deux courbes sont proposées pour introduire notamment des conditions d'exécutions particulières, qui permettent de tirer un meilleur parti des performances du sol.

Les courbes Q1 à Q7 peuvent être mises sous forme analytique aux fins de programmation.

* Les courbes **Q1 à Q4** s'expriment, pour la courbe N° n (n=1, 2, 3, 4) par :

$$q_s(z) = \begin{cases} 0.04n \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \left(2 - \frac{P_l(z)}{(1+0.5n)} \right) & \text{si } P_l \leq 1+0.5n \\ 0.04n & \text{si } P_l > 1+0.5n \end{cases}$$

* Les courbes **Q5 à Q7** sont constituées de segments de droites, elles s'expriment par les relations suivantes :

$$Q_5: q_s(z) = \min \left\{ \frac{P_l(z) - 0.2}{9}, \frac{P_l(z) + 3.3}{32} \right\}$$

$$Q_6: q_s(z) = \min \left\{ \frac{P_l(z) + 0.4}{10}, \frac{P_l(z) + 4.0}{30} \right\}$$

$$Q_7: q_s(z) = \frac{P_l(z) + 0.4}{10}$$

La fiche équivalente du pieu notée D_e est telle que :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \cdot \int_0^D P_l^*(z) dz$$

Identiquement aux fondations superficielles, la fiche équivalente D_e correspond à celle du pieu étudié dans un sol homogène, caractérisé par une pression limite nette égale à P_{le}^* . En pratique, on utilise la formule approchée de sommation des N mesures nettes P_l^* le long du pieu, en considérant un pas Δz entre deux mesures consécutives :

On peut effectuer un calcul approché de l'intégrale par la méthode de sommation des trapèzes :

$$D_e \approx \frac{1}{P_{le}^*} \sum_0^D P_l^*(z) \Delta z$$

On calcule D_e/B et on vérifie que la méthode est applicable. En fonction de la fiche équivalente, la fondation est classée, selon le règlement, comme étant :

Fondation profonde pour **$D_e/B > 5$** .

Fondation semi-profonde pour **$1.5 < D_e/B < 5$** .

Fondation superficielle pour **$D_e/B < 1.5$** (Bouafia A, 2018) [5].

2.3 Capacité portante à partir de l'essai de chargement du pieu :

C'est un essai à charges contrôlées, essai par paliers de fluage, qui consiste à mettre le pieu en charge par incréments ΔQ égaux à $0,1Q_{\max}$ jusqu'à Q_{\max} . Il permet de déterminer la charge limite conventionnelle Q_{le} et la charge critique de fluage conventionnelle Q_{ce} .

Pendant chaque palier de fluage, maintenu 60 minutes, on enregistre le déplacement de la tête du pieu en maintenant la charge rigoureusement constante. Pour chaque palier Q_n on calcule la

pende α_n du segment de la courbe de déplacement en fonction du logarithme décimal du temps entre 30 et 60 minutes (cf. Figure I. 30). La charge critique de fluage est déterminée par la construction effectuée sur la courbe de α_n en fonction de la charge au palier Q_n (cf. Figure I.31).

Cette courbe permet de distinguer une première partie pour laquelle le fluage est faible et peut être supporté par la structure portée par la fondation profonde et une seconde partie où le fluage du sol entraînerait des déplacements incompatibles avec le bon fonctionnement de la structure (C. Plumelle, 2005) [8].

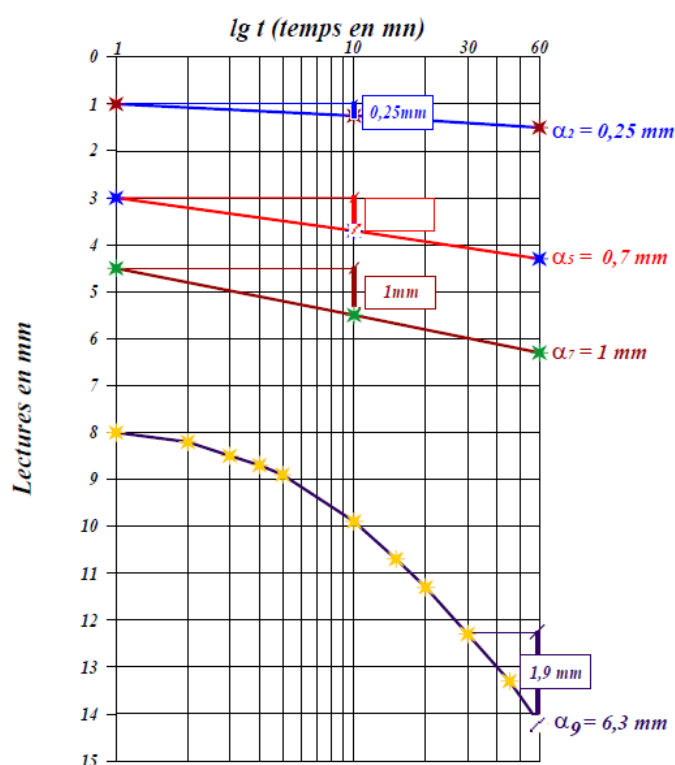


Figure I.30 : Droite et courbes de fluage des 2^{ème}, 5^{ème}, 7^{ème}, 9^{ème} palier.

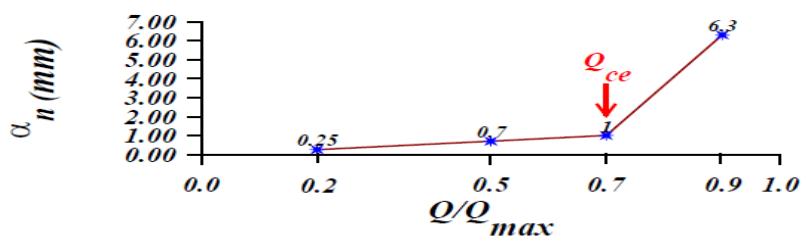


Figure I.31 : Détermination de la charge critique de fluage Q_{ce} (vitesse de fluage α_n et calcul de Q_{ce})

Considérons, pour simplifier, un pieu de longueur D , dans un sol homogène, soumis à un chargement vertical de compression axiale. Si on enregistre pendant le chargement du pieu l'effort et le déplacement en tête on obtient la courbe effort-déplacement de la figure (I.32).

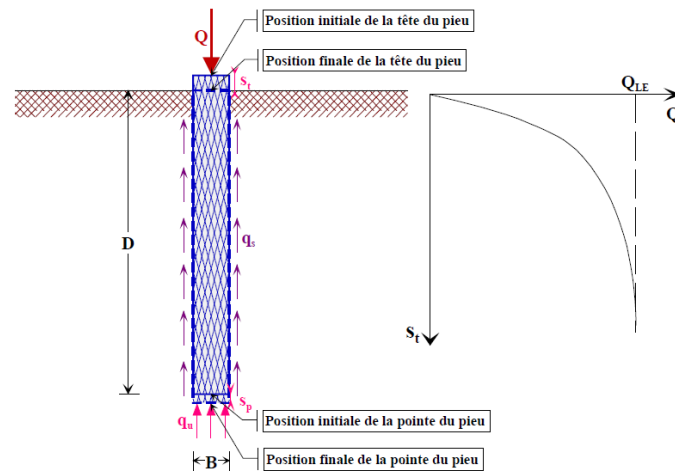


Figure I.32 : Courbe effort-déplacement en tête.

Cette courbe donne la charge limite Q_u qui correspond à la rupture du sol pour un grand déplacement. Cette charge limite est équilibrée par deux réactions limites : la résistance de pointe q_u qui donne la charge limite de pointe $Q_p = q_u \cdot A$ (A : section droite de la pointe du pieu) et le frottement latéral q_s qui s'exerce sur la surface latérale du pieu qui donne la charge limite de frottement latéral : $Q_s = q_s \cdot \pi \cdot B \cdot D$

$$Q_u = Q_s + Q_p$$

Pour atteindre cette charge limite Q_{LE} , le pieu s'est déplacé en tête de s_t et en pointe de s_p ($s_t > s_p$). Si on considère maintenant le chargement progressif du pieu de la charge 0 à la charge Q_{LE} on constate qu'on mobilise d'abord le frottement latéral puis l'effort de pointe. Sous une charge Q la tête du pieu se déplace de s_t et la pointe de s_p ($s_t > s_p$) et tout point du fût du pieu se déplace de s par rapport au sol. Toutes les mesures qui ont été faites sur chantier montrent qu'on mobilise beaucoup plus vite le frottement latéral q_s que la résistance de pointe q_u (Fig.I.33 a, b). On peut estimer en première approximation qu'il faut de l'ordre de 5mm pour atteindre le frottement latéral limite et de l'ordre de 5cm pour atteindre la résistance de pointe limite.

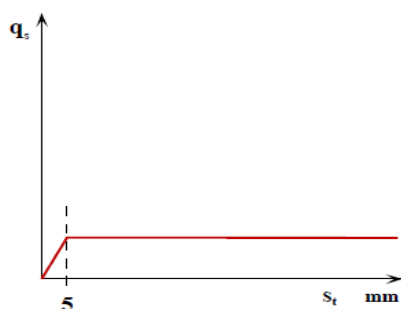


Fig I.33.a : Loi de mobilisation simplifiée du frottement latéral unitaire q_s

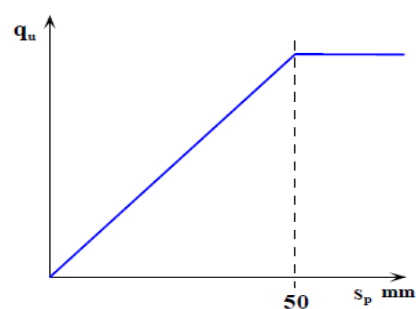


Fig.I.33.b : Loi de mobilisation simplifiée de la résistance de pointe q_u

Le pieu se déplaçant plus vers la tête que vers la pointe et le frottement latéral se mobilisant beaucoup plus vite que la résistance de pointe, le pieu mobilisera d'abord sous les premières charges Q le frottement latéral. Quand le frottement latéral sera complètement mobilisé les charges supplémentaires seront transmises à la pointe. Enfin quand la résistance de pointe sera complètement mobilisée, on atteindra la rupture totale du sol.

En général, compte tenu des coefficients de sécurité appliqués aux résistances limites, le pieu sous les charges de service travaillera essentiellement au frottement latéral et peu en pointe. (C. Plumelle, 2005) [8]

2.3.1. Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur :

Quand on enfonce un pieu à partir de la surface du sol dans un terrain homogène, la résistance de pointe augmente pratiquement linéairement en fonction de la profondeur jusqu'à une profondeur appelée profondeur critique D_c et reste quasi-constante ensuite (Fig.I.34). La valeur de D_c varie avec le type de sol, elle augmente avec le diamètre du pieu et la résistance du sol. Pour simplifier et dans les cas courants on pourra adopter les valeurs de D_c préconisées par la norme DTU 13-2 / P 11-212 :

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

$D_c = 3B$ avec un minimum de 1.5m ; c'est la règle classique des 3 diamètres d'ancrage du pieu dans la couche résistante (C. Plumelle, 2005) [8].

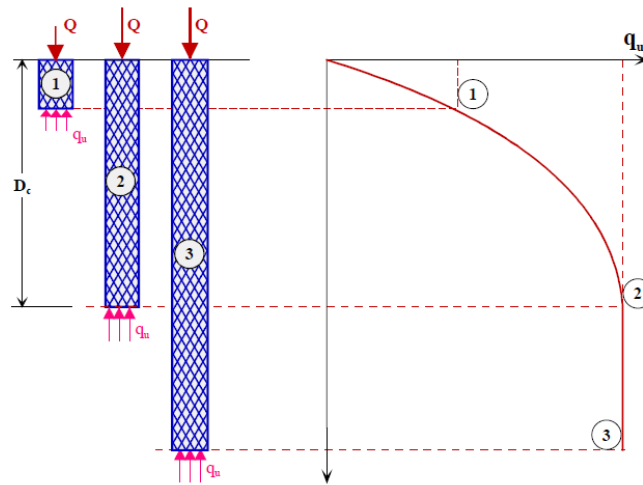


Fig.I.34 : Evolution de la résistance de pointe q_u en fonction de la profondeur d'enfoncement du pieu.

3. Méthodes dynamique :

La formule dynamique est une équation du bilan énergétique. L'équation est liée à l'énergie fournie par le marteau de battage est utilisée pour l'énergie absorbée pendant le processus de battage. La formule dynamique est généralement exprimée comme la formule suivante :

$$WH = Q_u S$$

Avec : $Q_u = \frac{WH}{S}$

W : poids du vérin.

H : course du vérin.

S : jeu de pieux (déplacement permanent du pieux par coup de marteau).

Avant l'apparition des premières techniques de reconnaissance du sol au 18ème siècle en France (Maillard, 2006), les fondations profondes en bois étaient dimensionnées à partir des formules de battage. La multiplicité de ces formules est la conséquence des écarts souvent observés entre la portance limite d'un pieu calculée à partir des formules de battage et celle mesurée expérimentalement (Buisson et Chapon, 1952). Le Tableau I.11 en présente quelques-unes (Christin. J, Reiffsteck. P, kouby.A, 2013) [11].

Tableau I.11 : Formules de dimensionnement dynamiques présentées dans la littérature

Cité par (Christin. J, Reiffsteck. P, kouby.A, 2013) [11]

Nom de la formule	Principe	Formule
Formule de Sanders	L'énergie acquise par la masse frappante lors de sa chute est intégralement transmise au pieu. Les pertes énergétiques sont négligées.	$Q_D = \frac{M \times H}{e}$
Formule des « Hollandais »	La quantité de mouvement perdue par la masse frappante est gagnée par le pieu au maximum de sa compression. Le poids de la masse frappante est pris en compte dans la formule. e' est le ratio entre l'enfoncement _h de 10 cm de la pointe (m) et le nombre de coups (Nd10) enregistré pour un enfoncement de 10 cm.	$Q_D = \frac{M \times H}{(M+P) \times e'}$
Formule de Crandhall ou Hiley	L'énergie de battage est égale à la somme de l'énergie utile, du choc et de l'énergie absorbée par les déformations élastiques.	$Q_D = \frac{M^2 \times H}{(M+P) \times (e + \frac{e_E}{2})}$
Formule de Gates	Relation expérimentale sans aucun support mathématique.	$= 4 \times \sqrt{M \times H} \times \log \frac{25}{e}$
Formule de Brix (Terzaghi, 1916)		$Q_D = \frac{M \times H \times P}{S \times (M+P)^2}$
Formule dite « Engineering New Formula »	Cette formule a été établie par Wellington en 1888 pour le battage des pieux en bois et largement utilisée durant des décennies sur le territoire américain. Le facteur de sécurité de cette formule est égal à 6 (Bowles, 1999).	$Q_D = \frac{2 \times P \times H}{S + 10^{-4}}$
Formule d'Yttrup et al, (1989)	Formule établie pour les pieux en bois de diamètre compris entre 100 et 150 mm et supportant de faibles descentes de charges.	$Q_D = \frac{0,4 \times M \times H}{e}$
<p>Q_D : Portance limite du pieu (N) ; M : Poids de la masse frappante (N) ; H : Hauteur de chute de la masse frappante (m) ; P : Poids du pieu (N) ; e : Enfoncement du pieu dans le sol (m) ; e_E : raccourcissement élastique du pieu (m) ; s : enfoncement du pieu sous le dernier coup de mouton (m)</p>		

3.1. Engineering News (E.N) formula:

$$Q_u = \frac{WH}{(s+c)}$$

W : poids du mouton.

H : hauteur de chute du mouton.

S : pénétration du pieu par coups de mouton.= moyenne arithmétique des derniers coups (cm).

C : une constante (cm), égale à 2.54 cm pour un mouton en chute libre et 0.254 cm pour un mouton à vapeur.

Le tableau suivant peut être utilisé comme un guide pour l'estimation préliminaire de la capacité admissible des pieux (Q_{adm}).

Tableau I. 12 : Formules de base (Design Manual DM 7.2, 1982)
(Bakour.A, 2008)[3].

mouton à chute libre	mouton à simple effet	mouton à double effet
	$(Q)^{1.3}_{adm} = \frac{2WH}{s+0.1}$	$(Q)^1_{adm} = \frac{2E}{s+0.1}$
$(Q)^3_{adm} = \frac{2WH}{s+1}$		
	$(Q)^{2.3}_{adm} = \frac{2WH}{s+0.1 \frac{W_D}{W}}$ $W_D =$ poids (éléments de battage incluant le pieu)	$(Q)^2_{adm} = \frac{2E}{s+0.1 \frac{W_D}{W}}$
Notes : (1) utilisée quand le poids Wp , est petit par rapport au poids du marteau W (2) utilisée quand $Wf, > W$ (3) ces formules sont connues sous le nom « the engineering new »		

Il est à noter que ces formules ne sont pas valables pour un terrain argileux car le sol est remanié autour du pieu et sa capacité est assez faible. De plus, ces formules ne sont pas applicables quand le pieu rencontre un socle rocheux ou un terrain très dense. Par contre elles donnent de bons résultats dans le cas des sols pulvérulents (sable et gravier) relativement perméables. Avec le temps, ces formules de battage sont presque inutilisables puisqu'elles ne fournissent aucune information sur les contraintes dans les pieux et aussi pour les raisons citées plus haut. (Bakour. A, 2008) [3]

- **Équations de la propagation des ondes :**

L'analyse par l'équation d'onde aide à choisir le système de battage et le critère de refus, et prédit les contraintes de battage et la capacité portante. Dans cette analyse le pieu est assimilé à une série de poids et de ressorts. Cette méthode a été mise en pratique pour la première fois par Glanville *et al* (1938). Smith (1960) a proposé le modèle représenté par la figure I.35.

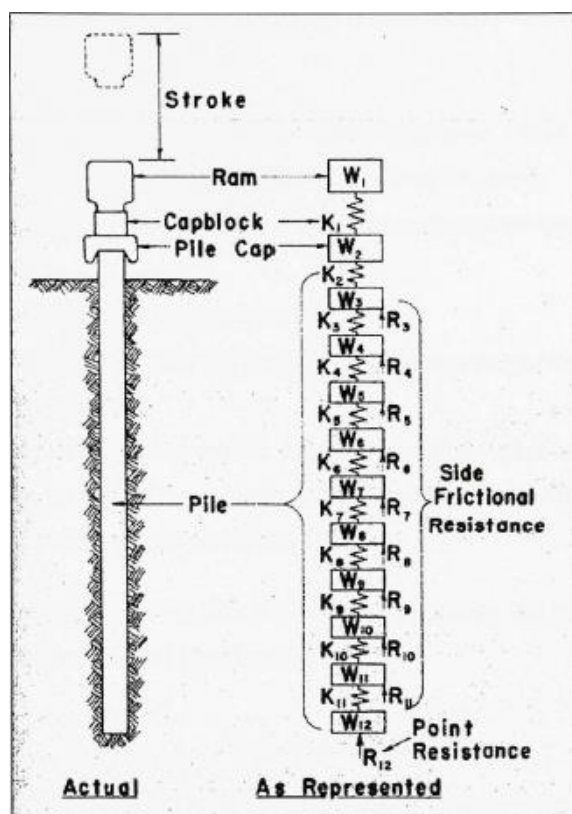


Figure I.35 : *Modèle de Smith.* (Tiré de Smith, 1960)

L'analyse par l'équation d'onde est l'étude de la transmission, le long d'un pieu, de l'onde de contrainte causée par l'impact du mouton sur la tête du pieu. Cette méthode requiert l'utilisation de logiciels tels que GRLWEAP (Pile Dynamics, Inc., 2005) et donne de bons résultats que ceux obtenus par l'emploi des formules de battage. (Bakour A, 2008)[3].

4. Méthodes numériques (la Méthodes des éléments finis) :

Les applications de cette méthode pour le calcul des pieux sont relativement rares (si on les compare aux autres méthodes). Cet outil permet, toutefois, de modéliser le chargement des pieux ainsi que leur mise en place dans le sol par forage ou par battage.

En va faire un exemple sur cette méthode dans le chapitre IV avec le logiciel plaxis.

I.3.6. Fondation spéciale :

On peut trouver deux types de fondation spéciale :

- fondations par congélation,
- fondations dans l'eau après épuisement.

I.3.6.1. La fondation par congélation :

Est utilisée dans le cas de forage de puits de fondation dans des terrains suffisamment poreux.

1) Présentation de la technique :

La congélation des terrains a été mise au point dès le début du XXème siècle pour la traversée des zones aquifères dans les puits de mine. La transformation dans une zone déterminée de l'eau en glace a pour effet de créer ou d'augmenter la cohésion des terrains congelés et, simultanément, de les imperméabiliser. La congélation est réalisée la plupart du temps avec de l'azote liquide ($T = -190^{\circ}\text{C}$).

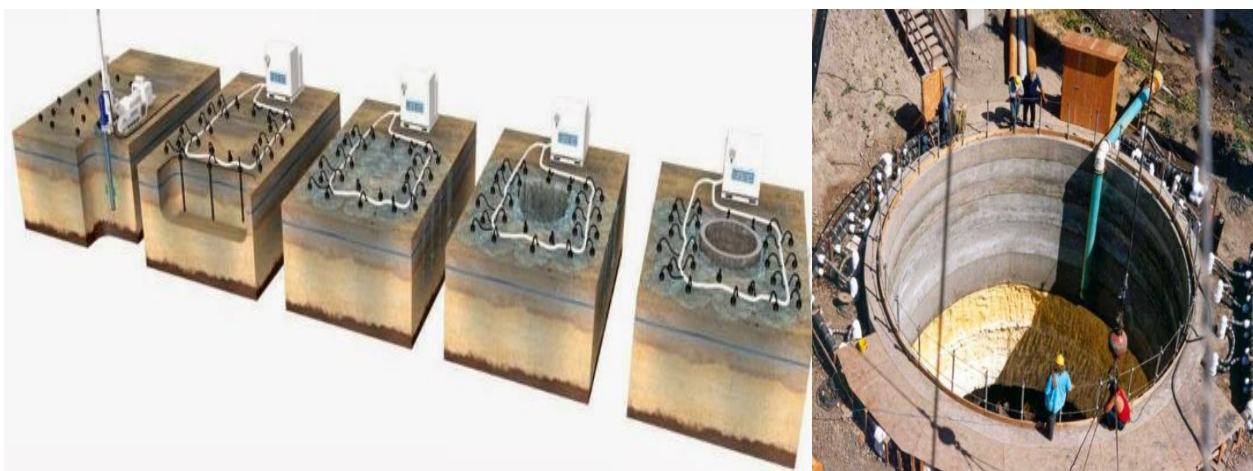


Figure I.36 : technique de fondation par congélation.

I.3.6.2. La fondation après épuisement :

Ce type de fondation est employé pour les travaux dans les rivières et les fleuves.

D'après ces trois types de fondations spéciaux, nous pouvons en conclure que le coût de réalisation de ces derniers est relativement élevé.

- **Présentation de la technique :**

Premièrement, on met en place le batardeau. Il s'agit d'un caisson étanche constitué de palplanches jointives en acier qui traversent l'eau. On le réalise par battage, une technique qui permet de mieux l'enfoncer dans les roches situées au fond du fleuve en "tapant" dessus.



Figure I.37 : La fondation après épuisement.

A l'intérieur du batardeau, on plante des tubes en acier qui traversent la couche de marnes et limons et vont jusqu'aux roches les plus dures à plusieurs dizaines de mètres de profondeur on les enfonce en les faisant vibrer. On les évide, on met à l'intérieur une armature en acier et on les remplit de béton afin de constituer des pieux solides. En effet ces pieux assurent en grande partie la stabilité des piles et donc du pont qui pourrait être compromise lors de son utilisation.

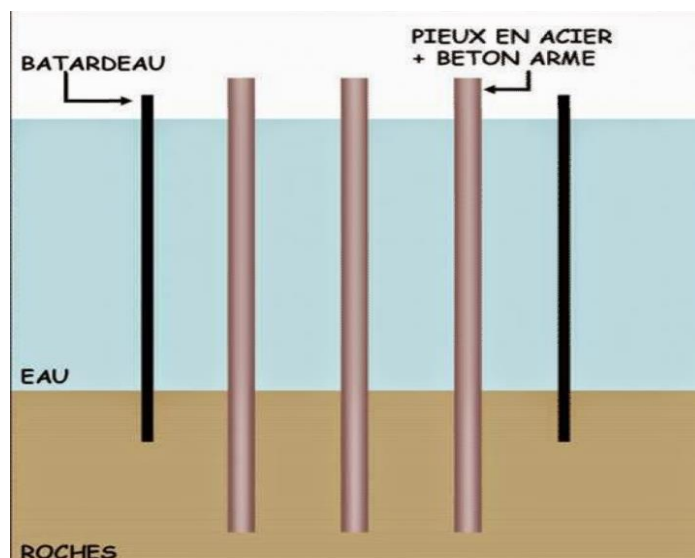


Figure I.38 : Schéma en coupe de la construction des piles : après la mise en place du batardeau et des pieux

Ensuite est coulé le bouchon. Il s'agit d'une couche de béton armé qui empêchera à la pile de se soulever et assure l'étanchéité de l'intérieur du batardeau. Il est mis en place par des plongeurs.

Puis l'eau est enlevée du batardeau à l'aide de grosses pompes. Une fois ce travail réalisé, les tubes en aciers sont sectionnés au niveau du bouchon, ne laissant dépasser que quelques centimètres de ferrailage.

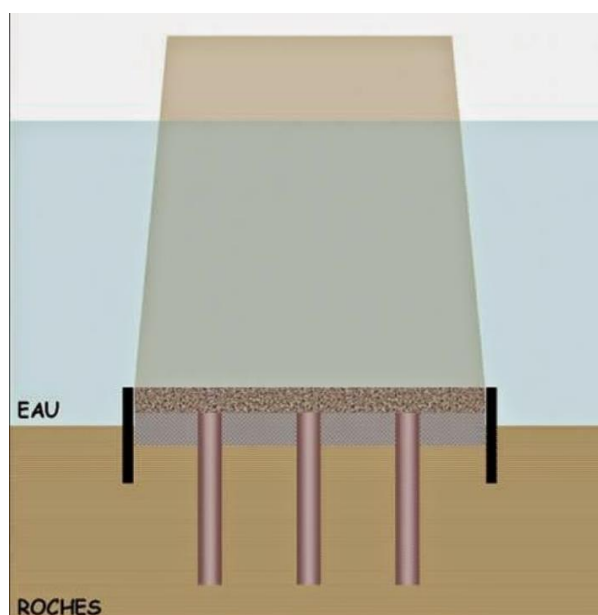


Figure I.39 : Schéma en coupe de construction des piles : pile terminée.

Le batardeau vide, le fleuve exerce sur les parois extérieures une pression d'environ 10 tonnes par mètre carré. C'est pourquoi il est nécessaire de le consolider avec des armatures métalliques.

On coule ensuite une semelle qui va permettre de supporter la pile. Celle-ci est en béton armé. Une fois la pile en place, le batardeau est enlevé. De ce fait, l'eau reprend son cours normal dans le fleuve et vient se frotter aux piles [47].

I.3.6.3. Les caractéristiques et l'utilisation des Fondations Spéciales :

- **Utilisation :**

Ce type de fondation est utilisé dans les mauvais terrains et pour les constructions présentant une charge importante.

- **Caractéristiques :**

Ce qui caractérise cette fondation est la pose de colonnes de pierres ou de graves ciments dans le sol avant les semelles.

I.3.6.4 Avantages et Inconvénients des Fondations Spéciales :

- **Avantages :**

- Sérénité de l'ouvrage
- Sécurité des usagers

- **Inconvénients :**

- Très coûteux
- Nécessite l'utilisation des matériels spéciaux et d'ouvriers spécialisés

I.4. Conclusion :

On présenté dans ce chapitre des généralités sur les fondations dans les ouvrages en Génie civil avec plus de détail sur les pieux et les méthodes de calcul son capacité ainsi leurs modes de fonctionnement pour le cas d'un pieu isolé et pour le cas d'un groupe de pieu.

The image features a decorative frame with a light blue background and a darker blue border. Inside the frame, the text "Chapitre II" is written in a bold, black, italicized serif font. The text is centered horizontally and vertically within the frame.

Chapitre II

Chapitre II : Le groupement de pieux et leur effet dans un ouvrage particulier.

II.1. Introduction :

Les pieux sont des éléments de fondation de roche et de sol qui peuvent supporter des charges énormes et conviennent à la plupart des types de sol. Le diamètre et la longueur des pieux peuvent varier considérablement, et divers modèles de groupe peuvent être utilisés pour atteindre la capacité portante requise, et la déformation du bâtiment proposé peut être contrôlée dans la plage acceptable d'exigences de service structurel. Dans la plupart des cas, afin d'obtenir une conception fiable d'une fondation sur pieux comprenant un chapeau de pieux ou un groupe de pieux sous un radeau de construction, la prédiction réelle du comportement de travail du groupe de pieux représenté par la capacité portante ultime et une pile de contrainte sous la charge de travail doit être réalisée pour obtenir une conception fiable. De nombreux facteurs qui affectent les performances des groupes de pieux doivent être pris en compte lors de la construction d'un modèle numérique pour une prédiction réussie.

L'action du groupe de pieux joue un rôle important pour le comportement des fondations sur pieux sous des charges verticales ou sous des charges horizontales.

II.2. Les groupes de pieux :

Lorsque les ouvrages qui doivent être supportés par les fondations sont de grandes envergures, on peut faire recours à un nombre relativement important de pieux constitués par groupe (cf. figure 1), qui assure la transmission des charges par l'intermédiaire d'une semelle de répartition. Ces groupes de pieux ont un comportement assez particulier du fait de l'interaction entre pieux dans chaque groupe qui conduisent à certaines modifications.

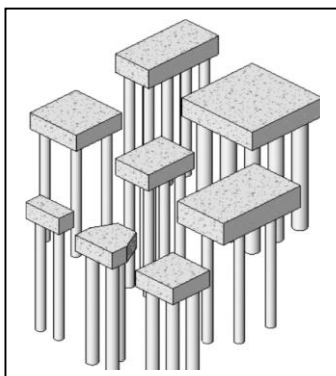


Figure II.1 : Groupes de pieux.

L'effet de groupe traduit donc les modifications induites par le comportement d'ensemble d'un groupe de pieux sur chaque pieu pris isolément. Ainsi le pieu, qui fait partie d'un groupe, a un comportement différent de celui du pieu isolé. Cet effet de groupe diffère principalement selon l'espacement entre les pieux et la sollicitation mais aussi selon la nature du sol telle que la cohésion et selon aussi la résistance du sol (John N, cernica ,1994) [24].

Les contraintes au sein de la strate de sol dans laquelle se trouve un groupe de pieux sont difficiles à estimer pour un certain nombre de raisons, telles que :

- La répartition des contraintes de frottement le long de la longueur du pieu est plutôt indéterminée.
- Consolidation, fluctuation de la nappe phréatique et autres variables liées au temps ne sont pas faciles à évaluer.
- L'interaction d'un chapeau de pieu avec le sol est difficile à évaluer avec précision.

II.2.1. Nombre et espacement dans un groupe de pieux :

Les structures sont très rarement fondées sur des pieux. Normalement, il y aura un minimum de trois pieux sous un poteau ou un élément de fondation en raison de problèmes d'alignement et d'excentricités involontaires. L'espacement des pieux dans un groupe dépend de nombreux facteurs tels que :

- Chevauchement des contraintes des pieux adjacents.
- coût de fondation.
- efficacité du groupe de pieux.

Les bulbes des contraintes d'un seul pieu avec une charge Q agissant au-dessus sont représentés sur la figure 2 (a). Lorsque les pieux sont placés dans un groupe, il y a une possibilité que les bulbes des pieux adjacents se chevauchent comme le montre la Figure 2 (b). Le sol est fortement sollicité dans les zones de chevauchement des contraintes. Avec chevauchement suffisant, soit le sol rompra soit le groupe de pieux s'affaissera excessivement car le bulbe de pression combiné s'étend à une profondeur considérable sous la base des pieux. Il est possible d'éviter les chevauchements en installant les pieux à une distance plus éloignée l'un de l'autre comme indiqué sur la figure 2 (c).

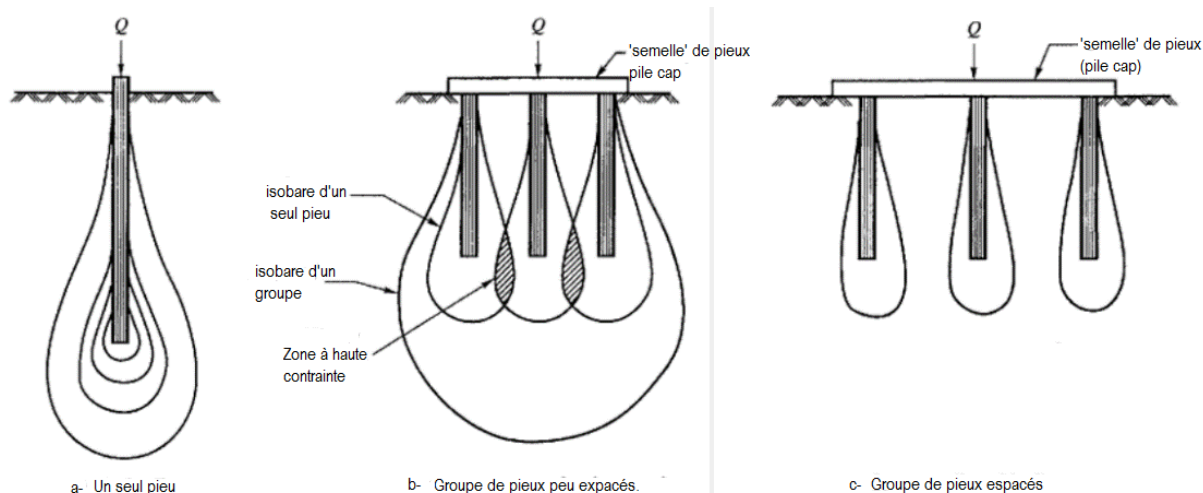


Figure II.2 : Bulbe des contraintes d'un (a) pieu unique, (b) groupe de pieux étroitement espacés, et (c) un groupe de pieux très éloignés les uns des autres.

Les grands espacements ne sont pas recommandés parfois, car cela entraînerait une plus grande semelle (ou chapeau) de pieux qui augmenterait le coût de la fondation.

L'espacement des pieux dépend de la méthode de l'installation des pieux et du type de sol. Les pieux peuvent être des pieux battus ou des pieux coulés sur place. Lorsque les pieux sont enfoncés, il y aura plus de chevauchement des bulbes de contraintes dû au déplacement de sol. Si le déplacement du sol compacte le sol entre les pieux comme dans le cas de sols sableux meubles, les pieux peuvent être placés à des intervalles plus rapprochés.

Mais si les pieux sont enfoncés dans de l'argile saturée ou de sols limoneux, le sol déplacé ne compactera pas le sol entre les pieux. En conséquence, le sol entre les pieux peut se déplacer vers le haut et dans ce processus soulève la semelle de pieux. Un plus grand espacement entre les pieux est nécessaire dans les sols de ce type pour éviter de soulever les pieux. Lorsque les pieux sont coulés sur place, les sols adjacents aux pieux ne sont pas sollicités dans cette mesure et en tant que tels des espacements plus petits sont permis.

L'espacement minimal autorisé des pieux est généralement stipulé dans les codes du bâtiment. L'espacement des pieux droits de diamètre uniforme peut varier de 2 à 6 fois le diamètre (fût). Pour les pieux à friction, l'espacement minimum recommandé est $3d$ où d est le diamètre du pieu. Pour les pieux porteurs traversant des couches relativement compressibles, l'espacement des pieux ne doit pas être inférieur à $2,5d$.

Pour les pieux porteurs traversant des couches compressibles et reposant dans de l'argile rigide, l'espacement peut être augmenté à $3,5d$. Pour les tas de compactage, l'espacement peut être $1.d$. (V.N.S. Murthy, 2002) [43].

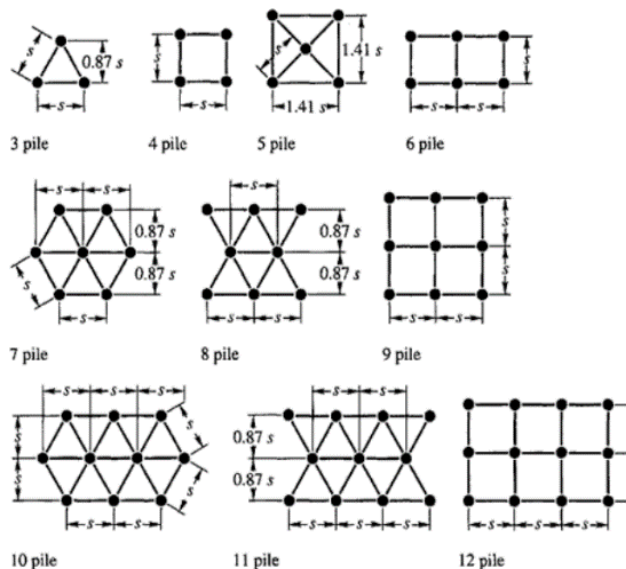


Figure II.3 : Arrangements typiques des groupes de pieux.

II.2.2. Le comportement d'un groupe de pieux :

Le comportement d'un groupe de pieux est différent de celui des pieux individuels. Cette différence se résume ainsi :

- En général, la capacité portante d'un groupe de pieux est inférieure à la somme de la capacité des pieux pris individuellement.
- Le tassement d'un groupe de pieux est plus grand que celui des pieux individuels pour les niveaux de charge correspondants (cf. figure II.4).

Pourtant, malgré ces lacunes, un groupe de pieux est un fait beaucoup plus courant qu'un seul pieu. Les pieux isolés manquent de stabilité globale contre le renversement, une lacune qui est facilement surmontée par un groupe de pieux. De même, la poussée horizontale dans diverses directions pourrait être plus facilement supportée par des pieux battus au sein du groupe.

Généralement, les colonnes supportent au moins deux pieux, mais plus fréquemment trois ou plusieurs pieux qui sont regroupés dans un groupe et connectés via une semelle (ou chapeau) en béton pour former une unité. Pour les murs, une ligne de pieux simples est courante.

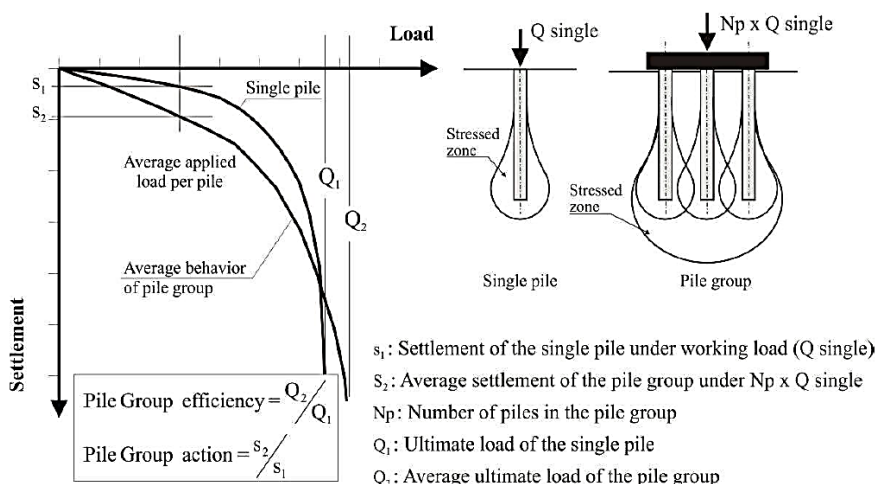


Figure II.4 : Définition de l'efficacité du groupe de pieux et de l'action du groupe de pieux.

II.2.2.1. Facteurs influençant le comportement des groupes de pieux :

La répartition des charges appliquées à un groupe de pieux est transférée de manière non linéaire et indéterminée au sol. Les effets d'interaction entre pieux adjacents dans un groupe conduisent à une solution complexe.

Les facteurs ci-dessous affectent la résistance du groupe de pieux au mouvement et au transfert de charge à travers le groupe de pieux au sol.

- a) **Module élastique du sol** : Le module élastique du sol (E_s) et le module latéral de réaction de la fondation (E_s) relie la résistance latérale, axiale et rotationnelle du milieu pieu-sol aux déplacements. La profondeur de la nappe phréatique et les pressions d'infiltration affectent le module du sol sans cohésion.
- b) **Battre** : Les pieux battus sont utilisés en groupes d'au moins deux pieux ou plus pour augmenter la capacité et la résistance de chargement. L'angle d'inclinaison devrait rarement dépasser 20 degrés de la vertical pour une construction normale et ne devrait jamais dépasser 26% degrés. Les pieux battus doivent être évités là où les frottements négatifs sur le fût sont importants et des forces de traction vers le bas peuvent se produire. Les pieux battus doivent être évités lorsque la fondation de la structure doit répondre avec ductilité à des charges inhabituellement importantes ou là où de grandes charges sismiques peuvent être transférées à la structure à travers la fondation.
- c) **Rigidité du chapeau de pieux** : La rigidité du chapeau de pieux influencera la distribution des charges structurales sur les pieux individuels. L'épaisseur du chapeau de pieu doit être d'au moins quatre fois la largeur d'un pieu individuelle pour provoquer une influence

significative sur la rigidité de la fondation (Fleming et al. 1985). Un chapeau rigide peut être supposé si la rigidité de celui-ci est 10 fois ou plus supérieure à la rigidité du pieu individuel, comme c'est généralement le cas pour un chapeau en béton massif.

- d) Nature du chargement :** Statique, cyclique, dynamique, et les charges transitoires affectent la capacité du groupe de pieux pour résister aux forces appliquées. Des charges cycliques ou vibratoires ou répétées provoquent un plus grand déplacement qu'une charge statique de même intensité. Les déplacements peuvent doubler dans certains cas.
- e) battage :** La rigidité apparente d'un pieu dans un groupe peut-être parce que la densité du sol à l'intérieur et autour d'un groupe de pieux peut être augmentée par le battage. Le groupe de pieux dans son ensemble peut ne pas refléter cette rigidité accrue parce que le sol autour et à l'extérieur du groupe peut ne pas être favorablement affectée par le battage et des déplacements plus importants que prévu peuvent se produire.
- f) Effets d'interaction :** Dans les fondations profondes où les espacements entre les pieux individuels sont inférieurs à six fois la largeur du pieu B provoquent un effet d'interaction entre pieux adjacents de chevauchement des zones de contraintes dans le sol (cf. figure II.5) Les contraintes du sol in situ dues aux charges de pieux sont appliqué sur une zone beaucoup plus blonde et s'étendre à un une plus grande profondeur menant à un plus grand règlement.

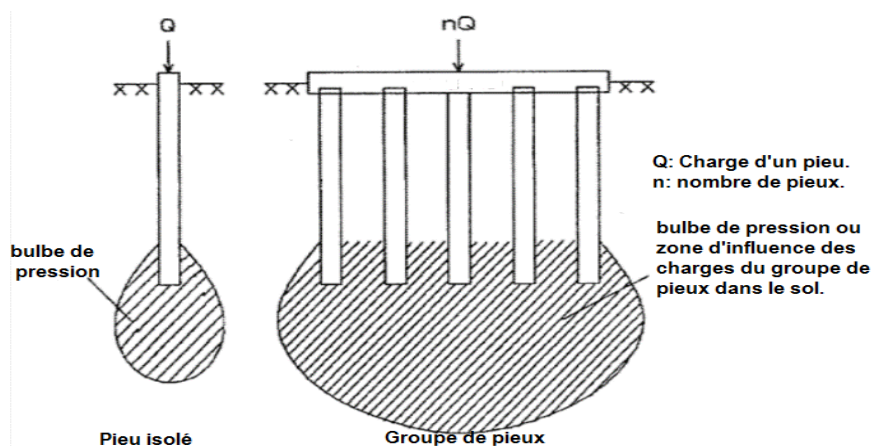


Figure II. 5 : Zones de contraintes dans le sol supportant des pieux.

- g) Espacement des pieux :** Les pieux d'un groupe doivent être espacés de sorte que la capacité portante du groupe soit optimale. L'espacement optimal pour les pieux battus est :
- ✓ 3 à 3,5 B (Vésique, 1977) avec B le diamètre du pieu.
 - ✓ 0,02 L + 2,5 B (Société Canadienne de géotechnique, 1985) avec L la longueur encastrée des pieux et B le diamètre du pieu.
- L'espacement des pieux doit être d'au moins 2,5 B .

Dans le cas des pieux forés, l'influence de l'espacement entre les pieux est par contre nettement visible sur les courbes de chargement, la figure 6. La variation du coefficient d'efficacité (tableau 1) indique qu'à partir d'un espacement d'environ 8B, le comportement des pieux du groupe est identique à celui d'un pieu isolé et la charge appliquée en tête du couple, se répartit de la même façon sur les pieux du groupe. (S. Mezazigh, Daniel Levacher, Jacques Garnier. 1998) [39].

Tableau II.1 : Efficacité «C_g» du groupe de pieux.

Cité par (S. Mezazigh, Daniel Levacher, Jacques Garnier. 1998) [39].

Espacement relatif S/B	Pieux vérinés C _g (%)	Pieux battus C _g (%)	Pieux forés C _g (%)
2	101,3	98,4	72,0
4	97,7	104,9	87,0
6	91,6	112,2	96,0
8	95,2	104,6	99,0

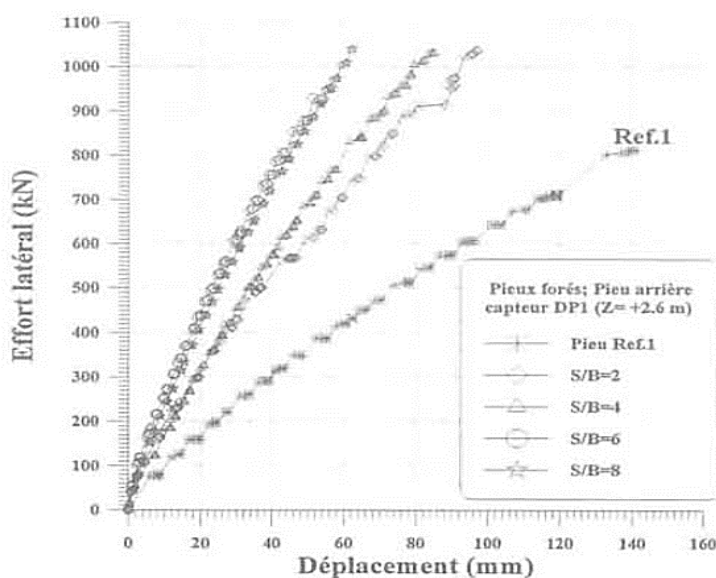


Figure II. 6 : Influence de l'espacement sur les déplacements en tête des pieux forés. (S. Mezazigh, Daniel Levacher, Jacques Garnier. 1998) [39].

II.2.2.2. Les conséquences de l'effet de groupe :

On peut citer principalement deux conséquences qui sont à l'origine des effets de groupe :

- ✓ La mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé, dont le comportement sert de référence. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée.

La charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins. (Cheikh. S, Gora. S, 2007) [10].

II.2.2.3. Effet du groupe sur la capacité portante :

La charge verticale limite ou capacité portante globale Q_t^g d'un groupe de N pieux est différente de N fois la charge limite Q_t^∞ d'un pieu isolé travaillant dans les mêmes conditions. Le coefficient d'efficacité C_g d'un pieu, en termes de capacité portante, est défini par :

$$C_g = \frac{Q_t^g}{N \cdot Q_t^\infty}$$

L'expérience montre que le procédé d'installation du pieu par refoulement dans le sol (battage, fonçage, vissage...) cause la densification d'un massif sableux lâche à moyennement dense sur une zone d'environ 3 diamètres autour du pieu, ce qui améliore la capacité portante du pieu et se traduit par des valeurs du coefficient C_g supérieures à 1 (Murthy, 1996).

Les premières expériences sur modèles réduits de pieux battus dans le sable sont dues à **Kishida et Meyerhof** (1965) qui ont montré que C_g augmentait de 1 à 2 pour d/B égal à 7 et 2 respectivement. En deçà d'un espacement de 2 diamètres, C_g diminuait avec d/B .

Vesic (1967) a montré une faible variation de la résistance en pointe et une augmentation considérable du frottement latéral avec l'espacement inter-pieux, pour des groupes de 4 et 9 pieux battus dans un sable moyennement dense. Le coefficient C_g était supérieur à 1 quel que soit l'espacement d entre pieux. En outre, il atteignait une valeur maximale de 1.35 à un espacement de 4 B, B étant le diamètre, et diminuait pour un espacement plus grand.

Cintra (1987) a montré, à partir des essais sur modèles réduits de groupes de pieux foncés dans un sable moyennement dense, que C_g est pratiquement égal à 1 pour les groupes de pieux disposés en files, et supérieur à 1 dans les autres cas. Ce coefficient atteint une valeur maximale en fonction du nombre de pieux, pour d/B égal à 2.5. D'autres chercheurs ont montré que l'espacement correspondant au maximum de C_g varie de 2.5 à 3 diamètres (Hanna, 1963 ; Beredugo, 1966 ; Tejchman, 1973)

Selon **Frank** (1999), l'effet de groupe se manifeste surtout dans le cas de pieux flottants, et est négligeable pour les pieux travaillant en pointe.

En cas de pieux courts installés par refoulement dans les sols sableux lâches, il est recommandé de considérer une diminution linéaire de C_g de 1.5 à 1 pour d/B variant

respectivement de 2 à 4. Pour un important groupe de pieux longs, C_g est à diminuer de 2 à 1 pour d/B variant respectivement de 2 à 6.

Dans un massif sableux dense, le refoulement mène à une dilatance du sol avoisinant et donc à une diminution de la capacité portante. Le coefficient C_g est alors inférieur à 1 et il est recommandé de le faire augmenter linéairement de 0.7 à 1 pour d/B variant respectivement de 4.5 à 8 (Frank, 1999). Ainsi, l'espacement seuil au-delà duquel l'effet du groupe disparaît est de 4 à 6 diamètres dans les sables lâches, et de 8 diamètres dans les sables denses (Ali BOUAFIA, 2018) [5].

Sur le plan réglementaire, le code français CCTG-93, le fascicule 62 prescrit les règles suivantes :

a) Groupe de pieux reposant sur un sol très résistant :

Dans la situation fréquente où les pieux traversent une couche de résistance médiocre et sont ancrés à la base dans un sol très résistant, l'effet de groupe joue peu.

On peut donc adopter :

$$C_g = 1$$

S'il existe au-dessous de la couche résistante une couche molle, on vérifie le risque de poinçonnement de cette couche.

Dans ce but, on considère le périmètre circonscrit à la base des pieux comme une semelle fictive transmettant les charges vers la surface de la couche molle sous-jacente.

La contrainte appliquée à la surface de la couche molle est obtenue en admettant que la charge est uniforme et diffusée à $\text{Arc tan}(1/2)$ par rapport à la verticale.

L'effet de groupe est à négliger.

b) Groupe de pieux dans un sol cohérent :

Quel que soit le type de pieux on retient pour C_e la plus faible des estimations suivantes :

- ✓ méthode de Terzaghi : On considère l'ensemble des pieux et du sol qu'ils enserrent comme un bloc monolithique, exception faite des pieux inclinés éventuels, puis on calcule la charge limite du bloc à partir du frottement latéral limite (dans les couches où il est positif) et de la contrainte de rupture à la base du bloc. En fonction de son encastrement relatif, ce bloc est considéré comme une fondation superficielle, semi-profonde ou profonde.

Le coefficient d'efficacité est obtenu par application directe de la formule :

$$C_g = \frac{Q_i^g}{N \cdot Q_i^\infty}$$

✓ Valeur donnée par les formules suivantes :

$$C_g = 1 \quad \text{si } d/B > 3$$

$$C_g = (1 + d/B) / 4 \quad \text{si } 1 \leq d/B \leq 3.$$

Les règles présentées au tableau II. 2 sont plus souvent utilisées (Whitaker, 1957).

Tableau II. 2 : Valeurs de C_g selon les essais de chargement sur pieux flottant en vraie échelle Cité par (BAKOUR, Azzeddine, 2008) [3].

Entre axe	C_g	Q_G
Se = 3b	70%	$0,7. n . Q_a$
Se = 4b	75%	$0,75.n. Q_a$
Se = 5b	85%	$0,85. n . Q_a$
Se = 6b	90%	$0,90. n . Q_a$
Se = 8b	100%	$1. n . Q_a$

Pour des valeurs de l'entre-axes $S_e < 3b$, la capacité portante est calculée en assimilant le groupe de pieux à un bloc monolithique ayant pour périmètre celui du groupe et pour longueur la longueur des pieux (cf. figure 7) (Meyerhof, 1976).

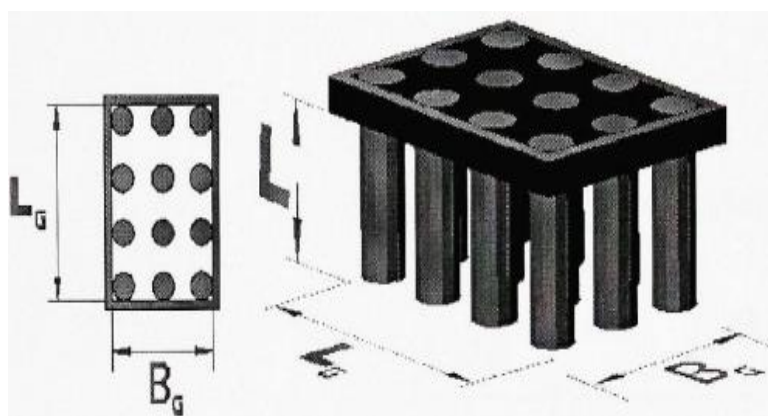


Figure II.7 : Longueurs des pieux.

La capacité portante limite du groupe est donnée par :

$$Q_G = B_G \cdot L_G \cdot q_{pl} + 2(B_G + L_G) L \cdot q_{fl}$$

$$q_{pl} = 5.14 \cdot C_u \cdot \left(1 + 0,2 \frac{L}{B_G}\right) \left(1 + 0,2 \frac{B_G}{L}\right)$$

$$q_{fl} = C_u$$

Où : q_{pl} et q_{fl} sont les résistances unitaires de pointe et le long du fût du bloc monolithique.

c) Groupe de pieux dans un sol pulvérulent :

- En cas d'un groupe de pieux mis en place sans refoulement du sol et celui d'un groupe de pieux refoulant un sol frottant dense à très dense, C_g doit être le minimum des valeurs suivantes : Celle donnée par la méthode de la pile fictive de Terzaghi et celle donnée par la formule de Converse- Labarre.
- En cas d'un groupe de pieux refoulant un sol frottant lâche, C_g est à prendre, pour des raisons de sécurité, égal à 1 (M.E.L.T, 1993).

La formule de Converse-Labarre, applicable pour des pieux identiques, verticaux et régulièrement espacés, donne le coefficient C_g en fonction des paramètres géométriques du groupe, comme suit :

$$C_g = 1 - 2 \frac{\arctg\left(\frac{B}{d}\right)}{\pi} \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n}\right)$$

Avec :

- B : diamètre des pieux,
- d : entraxe des pieux,
- m : nombre de rangées,
- n : nombre de pieux par rangée.

Le graphe, ci-contre donne une représentation de cette formule pour quelques configurations de pieux.

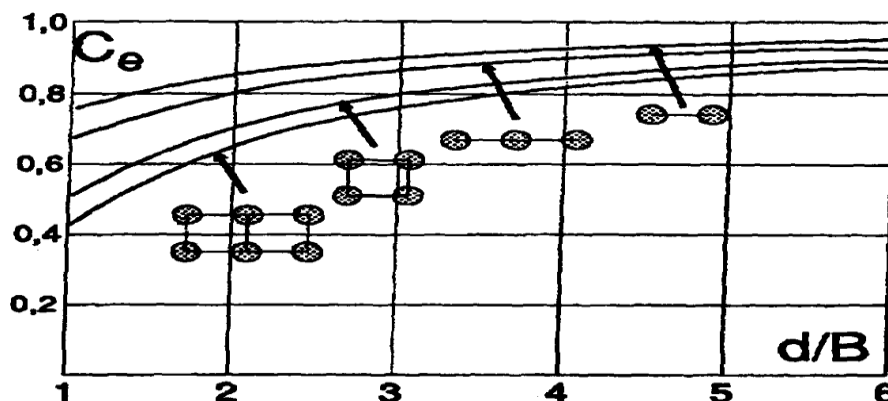


Figure II.8 : une représentation de la formule de converse labarre pour quelques Configurations de pieux. (Fascicule n 62 - titre V, 1993)[15].

Cette formule montre que l'effet du groupe disparaît pour un pieu isolé ($m=n=1$) ou pour un espacement infini entre les pieux ($d/B=\infty$). En outre, dans un groupe carré de pieux ($n=m$), en augmentant l'espacement d de 3 à 7 diamètres, C_g augmente en moyenne de 0.71 à 0.85, soit de 20% seulement, en dépit d'une augmentation considérable dans le coût des fondations.

Thomlinson, (2001) Selon le code britannique BS-8004, dans les sols grenus, l'espacement seuil au-delà duquel l'effet du groupe disparaît est de 3 diamètres pour les pieux flottants et de 1 diamètre pour les pieux travaillant en pointe.

Le tableau II.3 donne quelques valeurs proposées de coefficient d'efficacité C_g :

Tableau II.3 : Valeurs proposées pour le coefficient d'efficacité C_g pour le groupe chargé latéralement cité par (BAKOUR, Azzeddine, 2008) [3].

Source	Type du sol	Espacement	Coefficient (C_g)	Déplacement (pouce)	Test
		Groupe			
Brovi'n et al, 1988	sable très dense	3B	75%	1	in situ
		(3x3)			
McVay et al, 1995	Sable moy dense	3B	74%	3	centrifugeuse
		(3x3)			
McVay et al, 1995	Sable moy dense	5B	95%	3	centrifugeuse
		(3x3)			
Ruesta et Townsend, 1997	Sable lâche	3B	80%	1-3	in situ
		(4x4)			

Il convient de noter que la direction de la charge totale du groupe affecte la valeur du coefficient d'efficacité (C_g). Les travaux de Yegian et Wright (1973) montrent que C_g est plus petit quand la charge totale est parallèle aux pieux que si elle était perpendiculaire.

d) Sols frottants : (fascicule n 62 - titre V) [16]

Il faut tenir compte des deux grands groupes de types de pieux ; les pieux mis en place sans refoulement du sol et les pieux mis en place avec refoulement du sol.

▪ **pieux mis en place sans refoulement du sol :**

On retient pour C_g la plus faible des estimations suivantes :

- formule de Converse Labarre.
- méthode de Terzaghi.

▪ **pieux mis en place avec refoulement du sol dans des sables lâches ou moyennement compacts :**

La méthode de mise en oeuvre conduit à une augmentation de la densité relative du matériau, ce qui améliore la capacité portante des pieux.

On peut donc adopter :

$$C_g = 1$$

Le plan de battage devra prévoir de commencer par les pieux périphériques afin de profiter au mieux de la densification du sol en place.

▪ **pieux mis en place avec refoulement du sol dans des sables compacts :**

On retient pour C_e la même valeur que pour les pieux mis en place sans refoulement du sol.

II.2.2.4. Effet de groupe sur le moment fléchissant :

La figure 9 représente les neuf pieux du groupe. Ils sont numérotés de 1 à 9 pour faciliter les commentaires et les explications apportées dans l'étude des efforts internes dans les pieux. On note aussi que :

- Les pieux N°3, N°6, N°9 : sont des pieux de la rangée avant.
- Les pieux N°2, N°5, N°8 : sont des pieux de la rangée intermédiaire.
- Les pieux N°1, N°4, N°7 : sont des pieux de la rangée arrière.

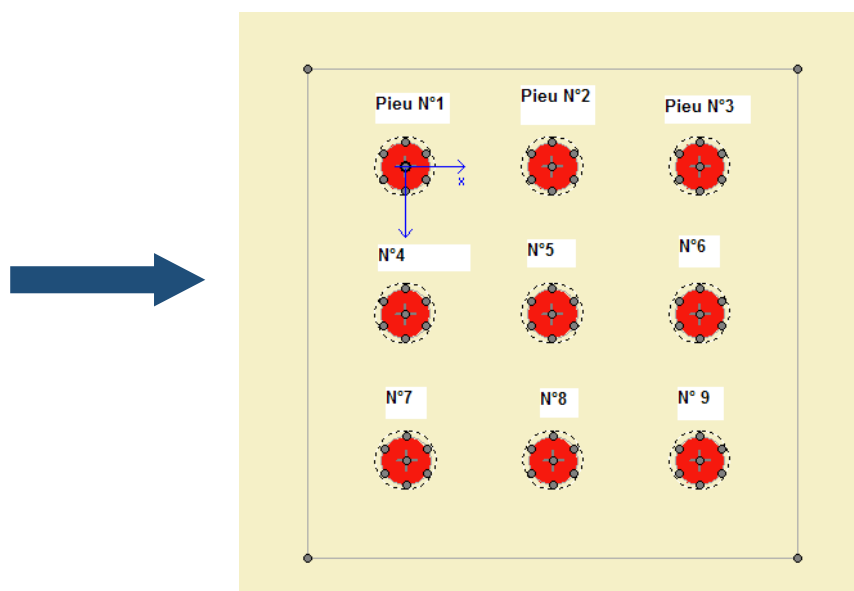


Figure II. 9 : Représentation et numérotation des pieux du groupe 3×3.

(L.H. Chekroun, N. Boumechra, A. Djedid, (2015))[26]

La figure II.10 illustre la distribution des moments fléchissant pour les pieux N°4, N°5, N°6. A partir de cette figure, nous constatons que :

- Les moments fléchissant au niveau des trois (03) pieux sont proportionnels à l'augmentation des entraxes des pieux.
- D'un entraxe de $2.d$ à $4.d$; le moment max est situé à mi-hauteur des pieux c.à.d. à $5m$. On remarque aussi que le moment est maximal au niveau du pieu N°6 relatif à la rangée d'avant par rapport aux pieux N°4 et N°5 relatifs respectivement aux rangées d'arrière et la rangée intermédiaire. Ce phénomène est appelé « Effet du Groupe » sous l'effet de la superposition des contraintes et des déformations. Ce phénomène est observé lorsque les pieux sont peu espacés.

Avec un entraxe de $6.d$, les moments fléchissant commencent à s'équilibrer du fait de la régression de l'effet d'ombre et aussi du non superposition des contraintes et des déformations, et les pieux ont tendance à se comporter comme des pieux isolés. (L.H. Chekroun, N. Boumechra, A. Djedid, (2015))[26].

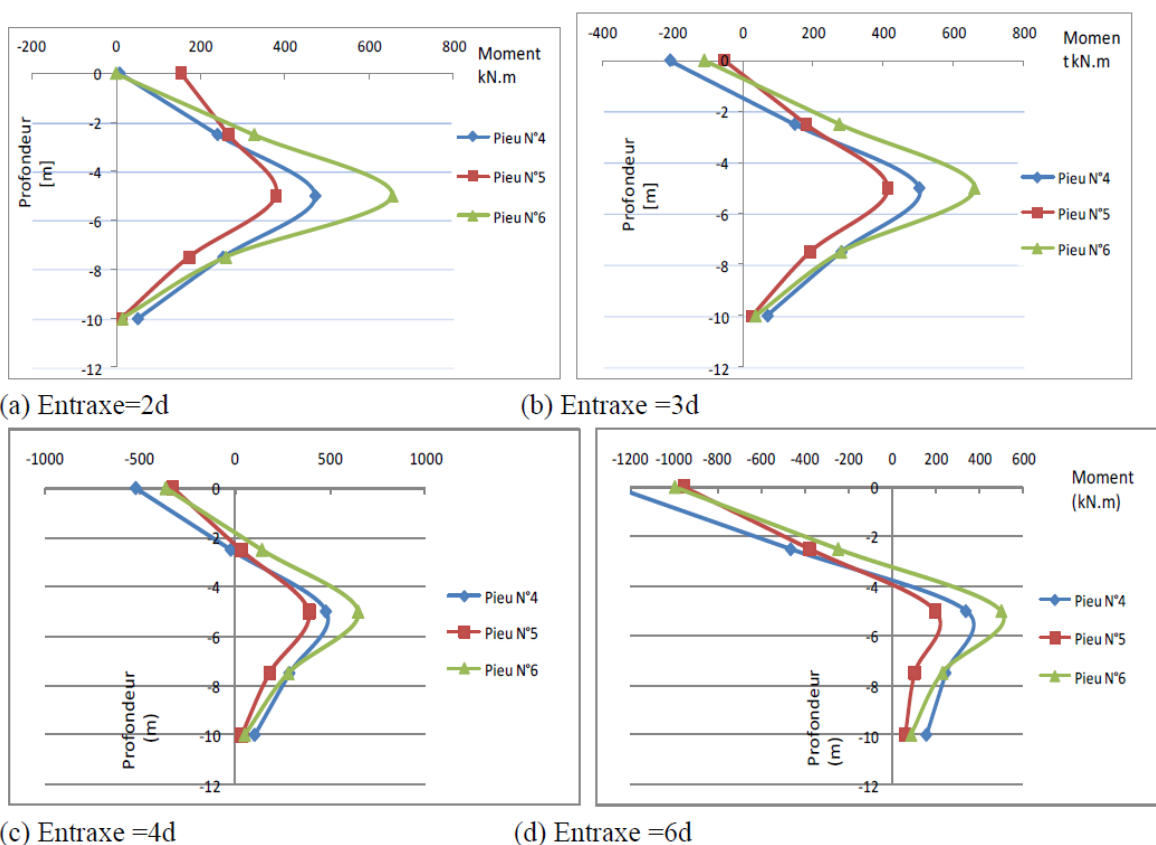


Figure II.10 : Distribution des moments fléchissant sur le long des pieux.

(L.H. Chekroun, N. Boumechra, A. Djedid, (2015))[26].

II.2.3. Quelques Formules de calcul du coefficient d'efficacité du groupe de pieux : [1] [31]

Des expressions très empiriques pour le coefficient d'efficacité (C_g) ont été proposées dans la littérature, telles que celles-ci-dessous :

a) **Das (1998):**

$$C_g = \frac{2S(n+m-2)+4D}{n.m}$$

b) **Sayed et Bakeer (1992):**

$$C_g = 2 * \frac{[(n-1)S+D]+[(m-1)S+D]}{\pi.n.m.D}$$

c) **Converse-Labarre en Bolin (1944):**

$$C_g = I - \frac{\phi[(n-1)m]+(m-1)n}{90.n.m}$$

d) **Seiler et Keeney (1944):**

$$C_g = I - \frac{11S(n+m-2)}{7(S^2-1)(n+m-1)} + \frac{0.3}{n+m}$$

e) **Los Angeles group action en Das (1998):**

$$C_g = I - \frac{D[m(n-1)+n(m-1)+(n-1)(m-1)\sqrt{2}]}{\pi.S.n.m}$$

f) **Poulos et David (1980) :**

$$C_g = [A]^{0.5} \text{ avec } A = \frac{1}{1 + \left(\frac{\sum Q_{u,i}}{Q_{u,b}} \right)^2}$$

Avec :

m : nombre de rangées dans le groupe.

n : nombre de pieux de la rangée.

ϕ : l'angle (en°) dont la tangente a pour valeur D/S.

S : Distance entre axes des pieux.

D : diamètre d'un pieu.

$Q_{u,b}$: Capacité portante de la pile équivalente formée par le groupe de pieux.

$Q_{u,i}$: Capacité portante d'un pieu isolé.

II.2.4. Comportement des groupes de pieux dans l'argile molle :

D'après Bowles (1982) on appelle les argiles molles les argiles dont le degré de saturation est supérieur à 0.8, le teneur en eau W supérieur à 0.4 et le module de déformation E inférieur à 25MPa.

Actuellement, le comportement des groupes de pieux (c'est-à-dire avec un radier supposé sans contact avec le sol) a été étudié essentiellement pour des sols résistants comme les sables ou les argiles raides par de nombreux auteurs, tels que (Vesic, 1969), (Meyerhof, 1976), (Poulos, 1989,2005), (Randolph, 1979, 2003), (Foray et al., 1995, 1998), (Combarieu, 1988), (Borel, 2001), (Basile, 2003), (Le Kouby, 2003), (Reed et al. 2006) dans le cadre de projet national FOREVER, etc. En revanche, on a trouvé beaucoup moins d'études sur le comportement de groupes dans les sols mous, tels que (Horikosi et Randolph., 1994, 1999), (Lehane et al., 1994, 2000), (Comodromos et Bareka, 2005), (Sanstic et Mandolini., 2006). C'est pourquoi le comportement de groupes de pieux mixtes dans l'argile molle attire l'attention de nombreux chercheurs.

Si nous avons un groupe de pieux installé dans une argile molle ayant une faible cohésion non-drainée, le frottement latéral et la résistance en pointe des pieux ont donc des valeurs faibles (avec de plus d'éventuels frottements négatifs). Cela conduit à une faible capacité portante et à un tassement important. De plus, l'effet de groupe est très important dans l'argile molle (Ngoc-Thanh Nguyen, (2008)) [31].

Whitaker et Cooke (1966) : Un groupe de pieux peut se rompre en tant que bloc sous une charge inférieure à la somme de la capacité portante des pieux individuels (Wei Dong Guo, 2013) [46].

Borel (2001) a fait des observations sur le coefficient C_g dans les sables et également dans l'argile. Ce coefficient semble supérieur à 1, pour les sables. Il est de l'ordre de 0,8 à 1, pour les argiles.

Mc Cabe et Lehane (2006) présentent le coefficient d'efficacité d'un groupe de 5 pieux battus lors d'un essai en vraie grandeur et cette valeur est égale à 0,98.

De Mello (1969) présente les coefficients d'efficacité avec de nombreuses configurations de groupes dans des argiles par des expériences sur modèles (cf. figure 11). Nous constatons que ces coefficients sont dans tous les cas inférieurs à 1.

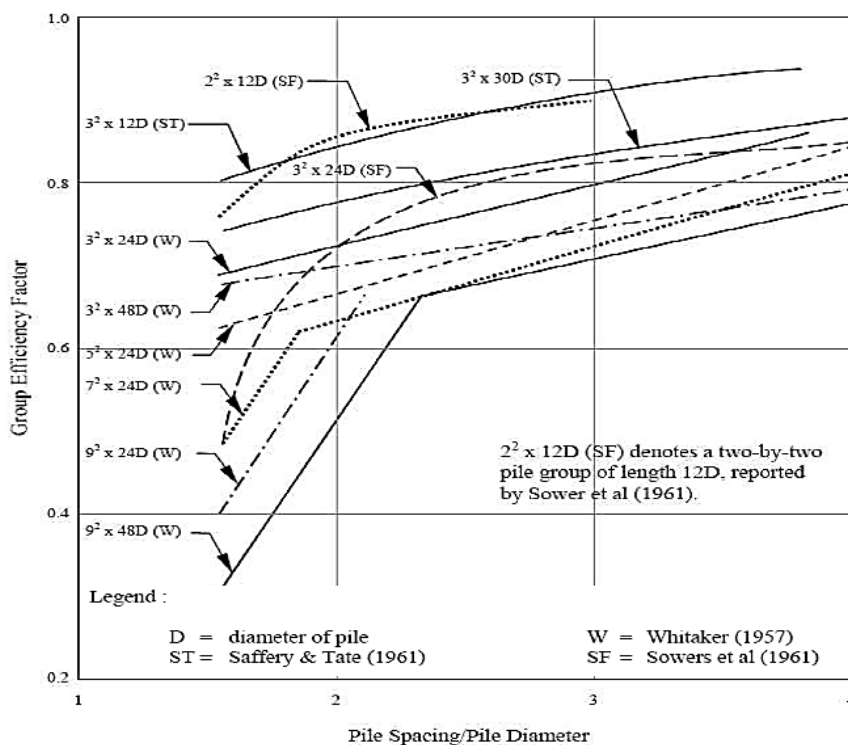


Figure II.11 : Résultats des essais des groupes de pieux dans les argiles (De Mello, 1969)
Cité par (Ngoc-Thanh Nguyen, 2008) [31].

Al-Mhaidib (2005) a réalisé des essais en centrifugeuse avec des groupes de 2x1, 2x2, 2x3 et 3x1 avec un entraxe de 3D et 9D (D, diamètre du pieu). Les coefficients de la capacité portante de ces groupes sont de 0,8 à 0,95, selon l'entraxe et le nombre de pieux (cf. figure 12).

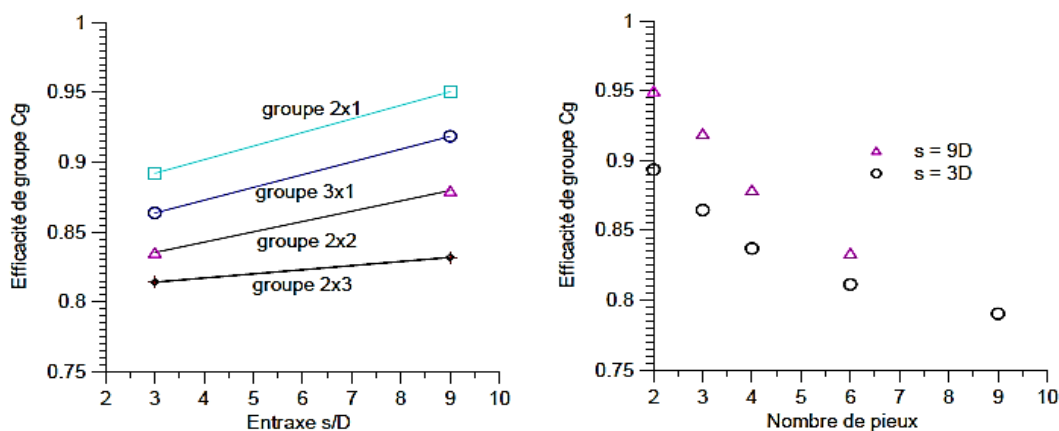


Figure II.12 : Coefficient d'efficacité de capacité portante de groupes de pieux
(Al-Mhaidib, 2005) Cité par (Ngoc-Thanh Nguyen, 2008) [31].

Le coefficient d'efficacité d'un groupe de pieux dans l'argile molle est souvent inférieur à 1 (surtout avec des pieux forés). Ce coefficient semble croissant si nous augmentons l'entraxe ou diminuons le nombre de pieux. En revanche, dans les argiles raides et les sables, il peut être supérieur, égale ou inférieur à 1 (Lo, 1967), (Vesic, 1969), (Foray et al., 1995).

II.3. Groupes de pieux en mer :

II.3.1. Différents types de fondation Offshore :

Initialement, les fondations offshore étaient constituées d'un groupe de pieux de diamètre moyen ; pour des profondeurs plus grandes, on a utilisé des pieux de plus gros diamètre. Ensuite, avec les nouveaux systèmes développés, comme des caissons à succion, des engins de battage ou de forage utilisés pour l'installation, les fondations sur pieux ont pu être remplacées par des fondations en caisson utilisant un effet de succion.

Les fondations principales existantes sont donc les suivantes :

1. Fondation sur pieux
2. Fondation à base gravitaire
3. Fondation en caisson à succion
4. Fondation flottante

Sur ces différents types de fondations, les structures de support sont définies selon les différentes configurations :

1. Structure monopode (monopod structure)
2. Structure multipodes (multipods structure)

Les structures monopodes sont définies comme les structures de support qui possèdent une seule fondation au sol. Tandis que les structures multipodes possèdent 3 ou 4 unités de fondations (tripod or quadruped structure). L'avantage des structures multipodes est qu'elles permettent de transformer la majorité des moments en charges axiales dans les fondations individuelles. Une configuration particulière des structures multipodes est la structure de type «jacket». C'est une structure de support en acier en forme de tour-treillis d'acier tubulaire reposant sur 4 pieds, comme illustrée à la figure 13, c'est une structure légère (Han XIAO, 2015) [21].

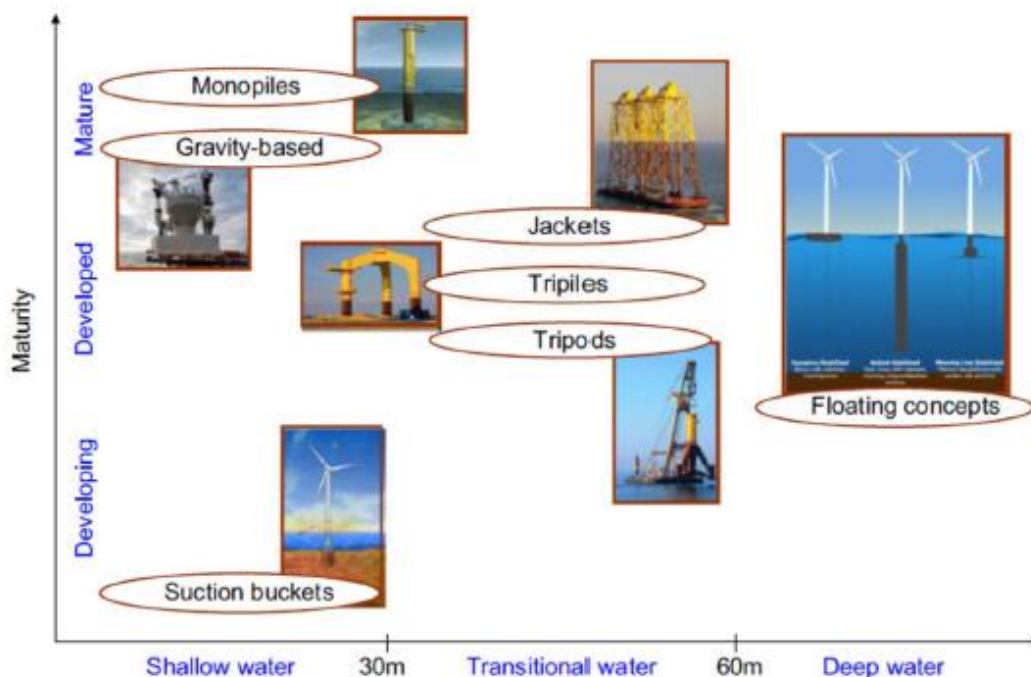


Figure II.13 : technologie de structure de support principale en fonction de la profondeur de l'eau. (Benjamin baert, 2014)[4].

II.3.2. Fondations sur pieux :

Les fondations sur pieux sont souvent composées de 2 parties, l'une est le pieu qui est foré ou battu dans le fond de la mer jusqu'à la profondeur voulue, l'autre est la pièce de transition qui a un diamètre légèrement plus grand (ou plus petit) que le pieu.

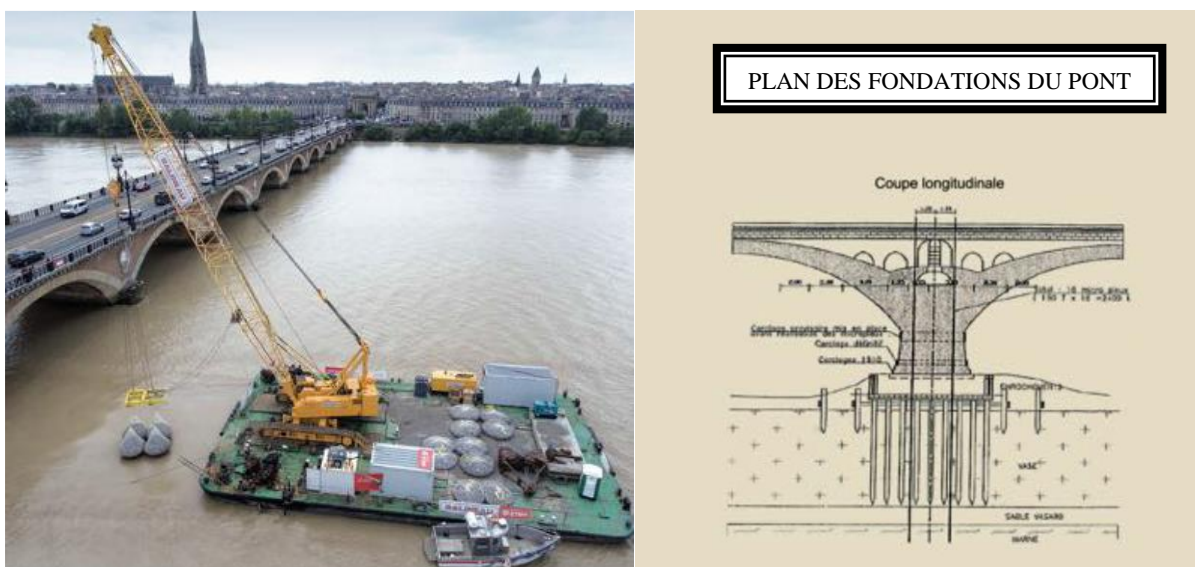


Figure II.14 : Des piles de pont de pierre à bordeaux (Sébastien guillemoteau, 2018) [40].



Figure II.15 : construction d'un quai pour l'accueil de ferries (pieux battus).
(Nadège chabert, 2018)[40].

II.3.3. Le coefficient d'efficacité d'un groupe de pieux en mer : [19]

Le coefficient d'efficacité d'un groupe de pieux dans les argiles sensibles, C_e peut être inférieur à 1. La valeur C_e adoptée pour des groupes circulaires de pieux battus en mer du Nord est souvent égale à 1 (Heather, Alwyn, Thistle).

Dans les sols pulvérulents, on a généralement $C_e = 1$.

Dans les sols pulvérulents, les coefficients d'efficacité de groupes de pieux forés sont inférieurs à ceux de pieux battus, tandis que dans les sols cohérents on ne fait pas de différence selon le mode de mise en place (Focht et O'Neill, 1985).

II.4. les micropieux :

II.4.1. Généralités sur les micropieux :

Les pieux et les micropieux permettent de profiter des couches résistantes, sur des sites présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes, pour la reprise des efforts transmis par les ouvrages. Ces efforts sont repris par l'inclusion sous forme de frottement latéral, mobilisé le long du fût du pieu, et de la résistance en pointe.

Les pieux et les micropieux se différencient essentiellement par leur dimension et leur utilisation. En effet, en ce qui concerne les dimensions, le faible diamètre des micropieux fait qu'il est généralement considéré que l'effort est repris par le frottement latéral et on néglige la résistance de pointe, contrairement au pieu. De plus les micropieux sont généralement utilisés

en très grand nombre et positionnés très proches les uns des autres, ce qui nécessite la prise en compte d'interactions entre les inclusions (effet de groupe). La technologie des micropieux ainsi que les modes d'exécution associés a été assez largement étudiés et présentés dans différents rapports. Par exemple on pourra se référer à Lizzi (1982), Bustamante et Doix (1985), Plumelle(1994), Vezole(1994), etc.

La panoplie des technologies disponibles pour réaliser des micropieux est très vaste (Émilce Ligneau, 2010) [12].

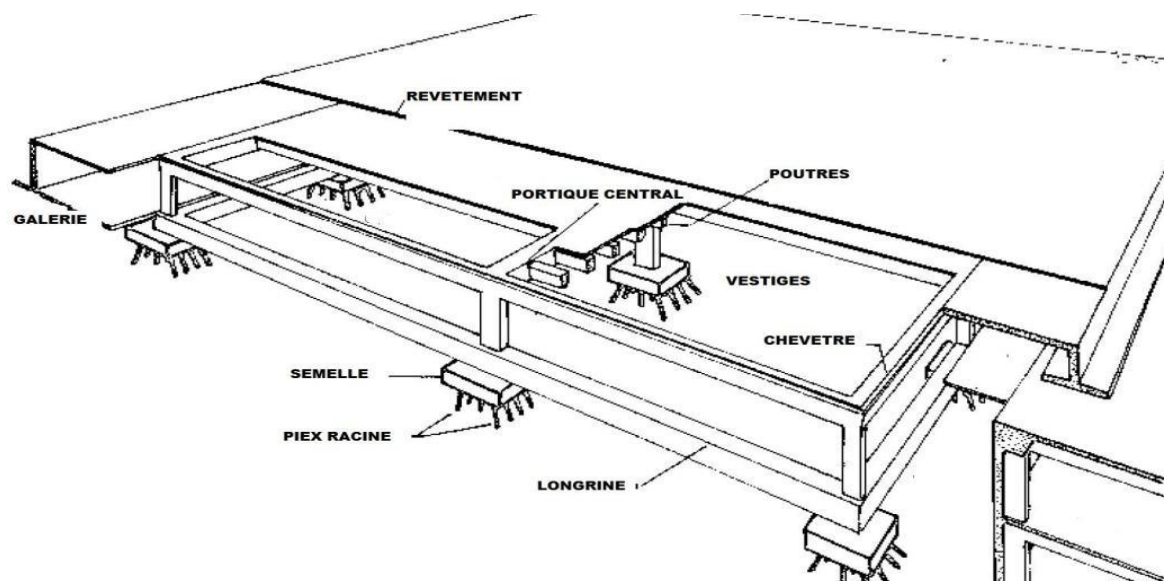


Figure II.16 : Confortement des fondations de la cathédrale de Notre Dame de Paris (Lizzi, 1982)

II.4.2. Groupes de micropieux :

Les micropieux représentent un type de fondation profonde qui se caractérise, en particulier, par un diamètre relativement faible (25cm ou moins).

Un groupe de micropieux est un ensemble de micropieux verticaux (avec, éventuellement, quelques micropieux du pourtour inclinés vers l'extérieur, dans le cas d'un grand nombre de micropieux).

Une caractéristique importante des micropieux est qu'ils sont généralement utilisés en grand nombre et placés assez proches les uns des autres en groupe (inclusions verticales) ou en réseau (inclusions inclinées). Le dimensionnement de ces structures nécessite alors la prise en compte des effets d'interaction entre les inclusions, appelés de manière générique « effets de groupe »(ou de réseau).

Les micropieux permettent de transmettre jusqu'au niveau de « bon sol » la descente de charge lorsque les ouvrages sont fondés sur des sols qui ne sont pas capables de reprendre les charges qui leur sont transmises (charges existantes ou charges nouvelles dans le cas de redistribution des immeubles).



Figure II.17 : Un groupe de micropieux.

II.4.3. Les différents types de micropieux :

- **Type I** : c'est le micropieu le plus ancien et les moins utilisé actuellement. On l'appelle aussi pieu racine. Le forage est rempli de mortier de ciment fortement dosé au moyen d'un tube plongeur. Il n'est pas forcément équipé d'armature. Le tubage est ensuite obturé en tête et l'intérieur du tubage au-dessus du mortier mis sous pression. Le tubage est récupéré en maintenant la pression sur le mortier.

- **Type II** : c'est un micropieu équipé d'armature et le forage est rempli de coulis ou de mortier par gravité ou sous faible pression moyennant un tube plongeur. Les armatures peuvent être mises en place après le remplissage du forage par du coulis. L'injection gravitaire peut être faite en une ou deux phases, la deuxième phase s'effectuant après un temps suffisant pour l'essorage, mais avant le début de prise.

- **Type III et IV** : pour ces types de micropieux, le forage est muni d'armature et d'un dispositif d'injection constitué d'un tube à manchettes installé dans un coulis de gaine mis en place gravitairement. Si l'armature est un tube, ce tube peut jouer le rôle du dispositif d'injection si on l'équipe de manchettes. La pression d'injection doit être supérieure ou égale à 1MPa.

II.4.4. Comportement sous chargement vertical de micropieux :

Les figures 18 et 19 donnent la courbe effort appliqué-déplacement des essais de chargement vertical d'un groupe de 4 micropieux , comparé à l'enveloppe des courbes de chargement des micropieux isolés de même type (II ou R-SOL).

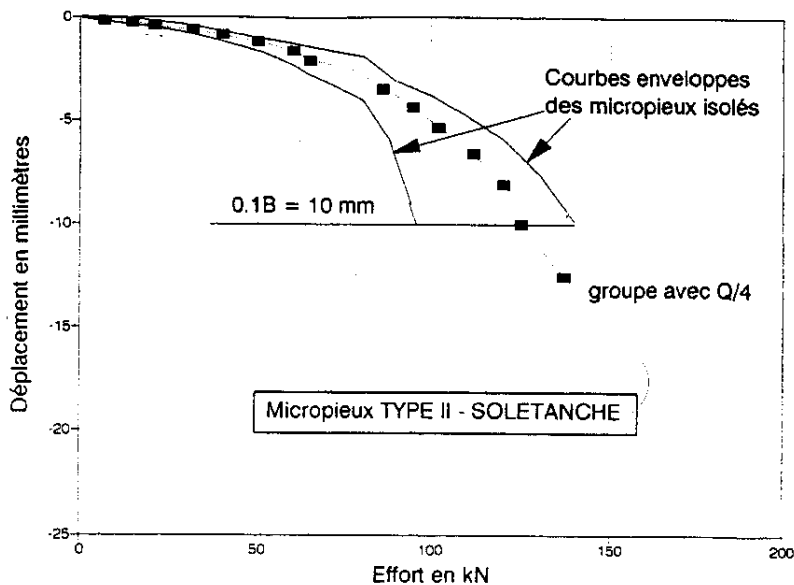


Figure II.18 : Comparaison des courbes de chargement vertical d'un groupe de 4 micropieux (De type II) et des micropieux isolés du même type.

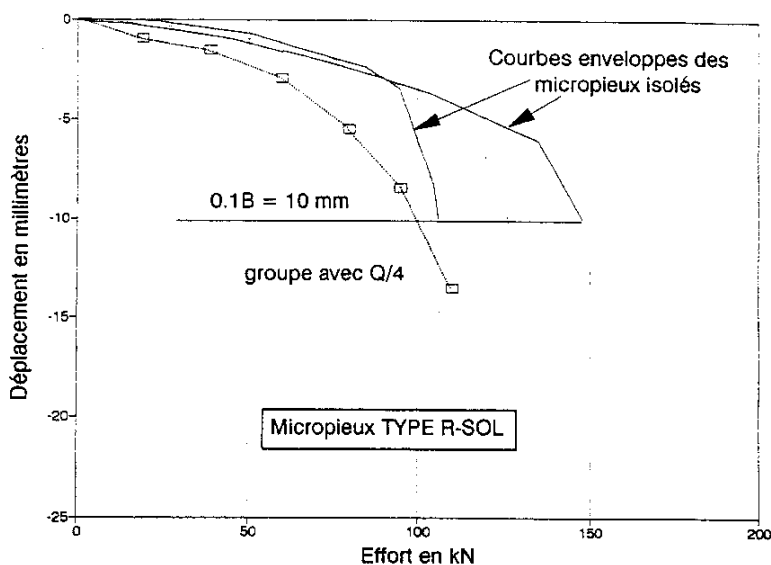


Figure II.19 : Comparaison des courbes de chargement vertical d'un groupe de 4 micropieux (De type R-SOL) et des micropieux isolés du même type.

Le tableau II.4 donne les coefficients d'efficacité des deux groupes de micropieux pour trois valeurs de la charge « limite » : à la charge de fluage Q_c , à la charge limite Q_{le} correspondant à un enfoncement de 0,1 B et à la charge maximale atteinte lors de l'essai Q_{me} .

Tableau II. 4 : Comparaison des coefficients d'efficacité des groupes (type II et IV) pour différentes valeurs du chargement axial [17]

	Type	Charge (kN)		C_g
		Groupe (4 micropieux)	Isolé	
Q_c	II	420	87	1.20
	IV	420	113	0.93
Q_{le} (à 0,1 B)	II	540	123	1.10
	IV	400	125	0.80
Q_{me}	II	576	144	1
	IV	528	126	1.04

Ces résultats montrent que :

- Le groupe de micropieux type « II » a un coefficient d'efficacité toujours supérieur ou égal à 1.
- Pour le groupe de micropieux type « IV » le coefficient d'efficacité est inférieur à 1 pour les charges Q_c et Q_{le} et ne devient légèrement supérieur à 1 que pour la charge maximale Q_{me} .
- Le coefficient d'efficacité pour le groupe de micropieux de type R-SOL est donc plus faible que celui du groupe de micropieux de type II.
- la portance Q_{me} du micropieu isolé R-SOL est inférieure à celle du micropieu isolé II. (Forever : Synthèse des résultats et recommandations du Projet national sur les micropieux, 2002) [17].

II.4.5. Portance des groupes de micropieux :

L'effet de groupe comportant un grand nombre de micropieux élançés est positif ($C_e > 1$). On peut affirmer que l'effet de groupe est dans ce cas dû à "l'enserrement du sol" entre les micropieux. Cela est corroboré par les bons coefficients d'efficacité trouvés sur les frottements

latéraux lorsqu'ils ont pu être déterminés indépendamment de la résistance de pointe. Le rôle joué par le ou les micropieux centraux d'un groupe dans certaines expérimentations montre également le rôle de la densification du sol dans l'effet de groupe.

Ceci dit, l'effet de groupe apparaît optimal pour une valeur de l'entraxe relatif S/B entre les micropieux comprise entre 2,5 et 4. Pour des valeurs inférieures de cet entraxe, il semblerait que la densification devienne trop forte provoquant une rupture de type bloc de l'ensemble sol et micropieux dont la portance globale diminuerait. Pour des valeurs supérieures, l'enserrement se réduit et la portance du groupe tend vers celle des micropieux isolés ($C_e = 1$).

Il n'y a pas d'amélioration sensible de la portance par rapport aux micropieux isolés ($C_e < 1$) pour des groupes comportant un petit nombre de micropieux qui n'assurent plus un enserrement suffisant du sol entre les micropieux.

Il convient d'ailleurs de remarquer que les coefficients d'efficacité évoqués ci-dessus sont des coefficients globaux qui masquent, dans le cas de pieux courts, l'effet de groupe positif sur le frottement latéral.

Il est évident que l'enserrement peut être amélioré par certaines méthodes de mise en place des micropieux plutôt que par d'autres, toutes choses égales par ailleurs. Ainsi dans des sables lâches, des micropieux de type foré-injecté ou de type battu ou foncé sont susceptibles de développer un bon frottement latéral d'enserrement. (Forever : Synthèse des résultats et recommandations du Projet national sur les micropieux, 2002)[17].

II.4.6. Paramètres influant sur la portance verticale :

A- Espacement des micropieux :

L'espacement des micropieux est un des paramètres qui influencent le plus le comportement des groupes de micropieux sous chargement vertical.

Lo (1967) donne des valeurs du coefficient d'efficacité des groupes de micropieux mesurées ou estimées par différents auteurs en fonction : de l'espacement entre les micropieux, du nombre des micropieux dans le groupe, de la densité du sable (lâche ou dense) et de l'état de rugosité des micropieux. Ces résultats sont donnés dans la figure 20 et montrent que l'effet de groupe est optimal pour un espacement S compris entre $2B$ et $3B$.

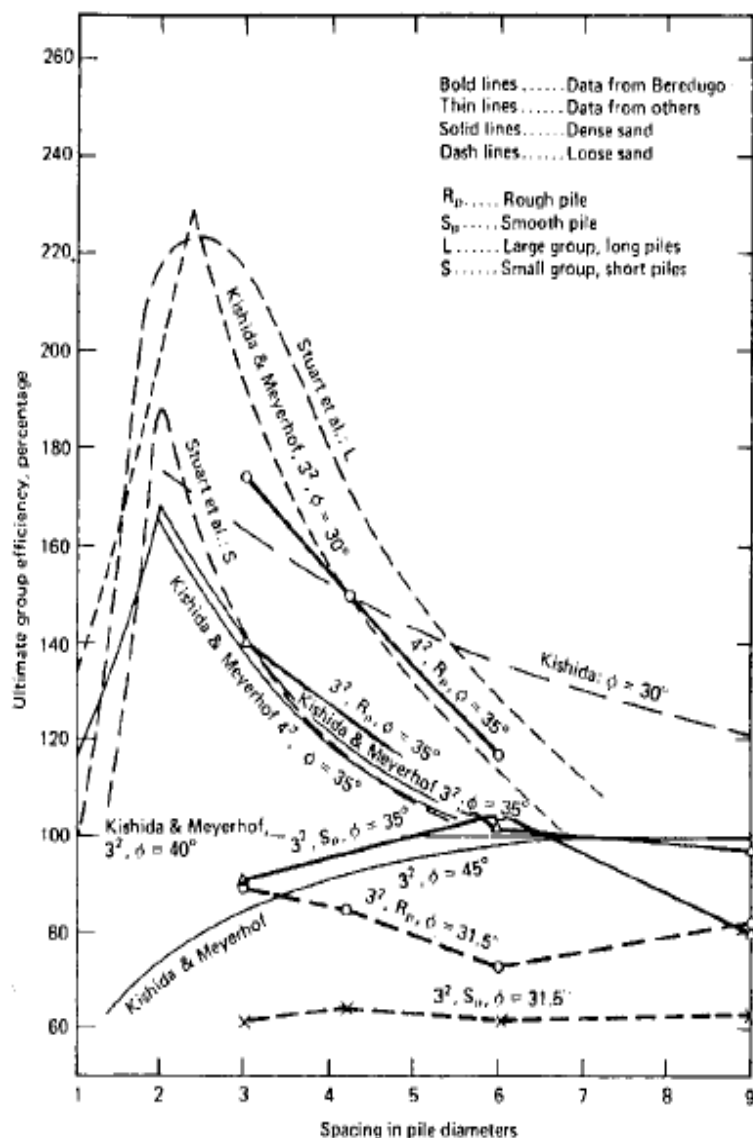


Figure II.20 : Valeurs mesurées des coefficients d'efficacité de groupes de micropieux en fonction de l'espacement des micropieux dans du sable (Lo, 1967) [27].

Vesic (1969) donne également les coefficients d'efficacité mesurés (pour des groupes de micropieux plus gros que ceux de Lo) en fonction de l'espacement entre les micropieux et du nombre de micropieux dans chaque groupe. Vesic mesure séparément la réaction en pointe et le frottement axial et étudie aussi l'influence de la semelle sur la portance du groupe.

La figure II.21 montre ces résultats qui sont comparables mais globalement plus élevés que ceux de Lo. L'effet de groupe est maximal pour un espacement compris entre 3 B et 4 B.

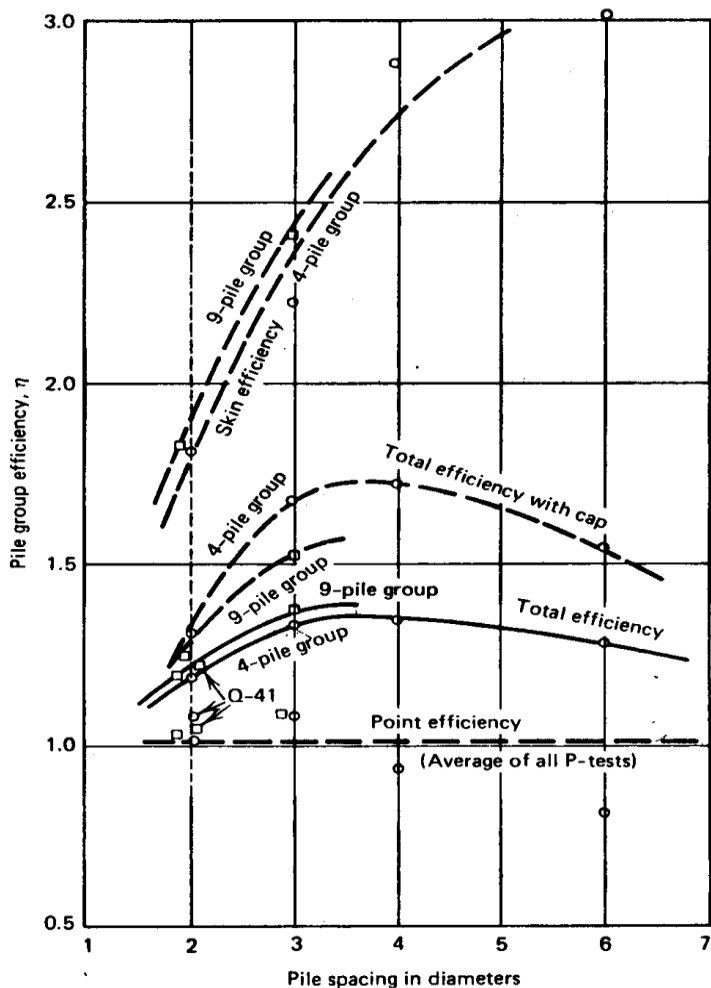


Figure II.21 : Coefficients d'efficacités mesurés pour des groupes de micropieux (Vésic, 1969) [45].

B- Densité du sol :

La densité pour la mise en place C1 (micropieu central foncé en premier) sont présentés de manière analogue sur la figure 22, qui donne les coefficients partiels d'efficacité, pour le frottement et la résistance de pointe, du micropieu central, comparés au coefficient global de l'ensemble du groupe (trouvé inférieur à 1). Ces essais montrent une légère diminution des coefficients d'efficacité (partielle et globale) lorsque l'indice de densité croît jusqu'à 0,8. L'élément le plus intéressant est l'excellent résultat obtenu, en terme d'efficacité, pour le frottement latéral sur l'inclusion centrale : $C_{EPf} \approx 1,7$ pour la mise en place C1 et quelle que soit la densité. (Forever : Synthèse des résultats et recommandations du Projet national sur les micropieux, 2002) [17].

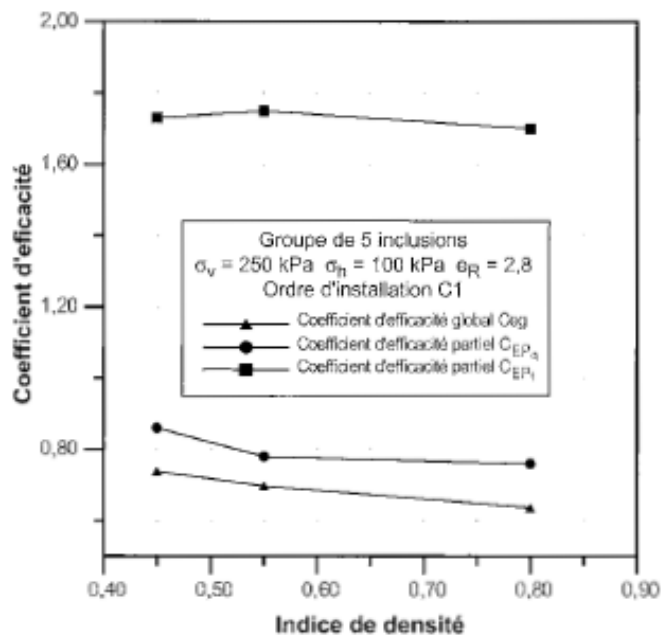


Figure II.22 : Coefficients d'efficacité en fonction de l'indice de densité du massif de sable. (Groupe de 5 micropieux sous chargement vertical)

C- Nombre de micropieux :

L'augmentation du nombre de micropieux se traduit par une augmentation de la proportion de micropieux centraux dans le groupe.

La figure II.23 met en évidence une nette amélioration du coefficient d'efficacité des groupes chargés verticalement, pour $N \geq 16$ par rapport à $N \leq 15$.

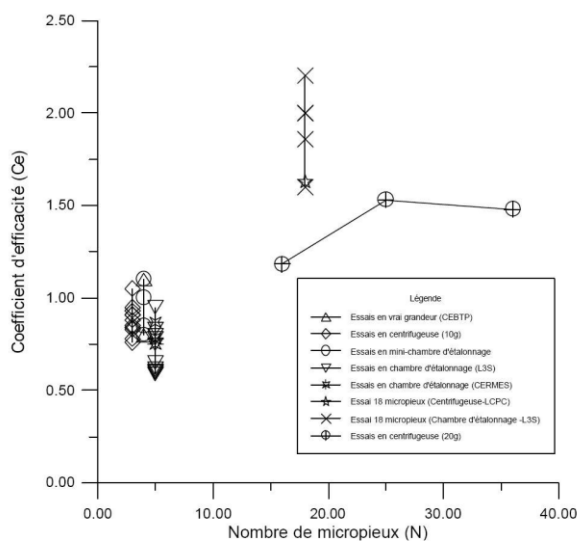


Figure II. 23 : Influence du nombre de micropieux sur le coefficient d'efficacité du groupe dans les essais de Cermes (Forever, 2002) [17].

D- Ordre d'installation :

En effet l'installation du micropieu central après les micropieux de la périphérie, dans le cas d'un groupe élémentaire de 5 micropieux fonnés dans du sable moyennement dense ($I_D=0,5$), augmente la portance du groupe (Figure II.24). Cette augmentation est de 40% par rapport à la portance d'un même groupe dans lequel le micropieu central est installé en premier (avant les micropieux de périphérie). (Forever : Synthèse des résultats et recommandations du Projet national sur les micropieux, 2002) [17].

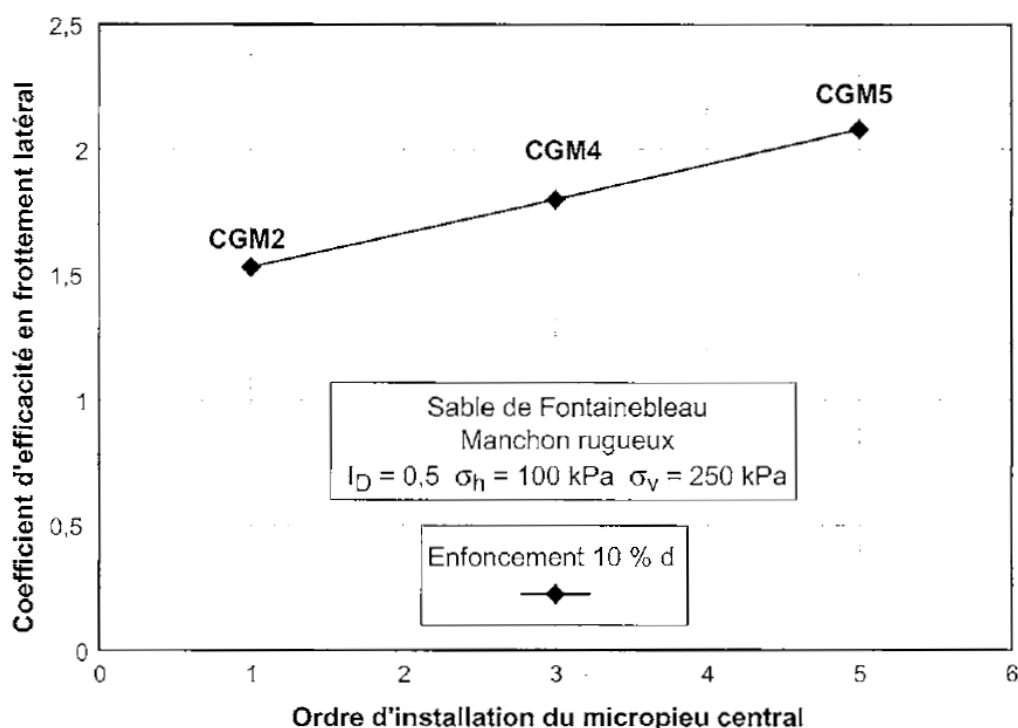


Figure II.24 : Coefficient d'efficacité du groupe de 5 micropieux chargé verticalement en fonction de l'ordre d'installation du micropieu central.

Francis et al. (1999) suggèrent une nouvelle méthode d'installation des micropieux pour améliorer la portance globale du groupe. L'ordre de mise en place s'effectue en trois phases (cf. Figure II. 25). Les micropieux fonnés pendant la dernière phase bénéficient d'un effet d'enserrement assez important assuré par les micropieux fonnés lors des deux premières phases. Une telle mise en place reste malgré tout assez théorique dans la mesure où elle intéresse avant tout des micropieux fonnés et une utilisation des groupes de micropieux pour des ouvrages neufs. La figure II.26 montre l'ordre de mise en place généralement pratiqué sur les chantiers. (ESTEPHAN Roger, 2003) [14].

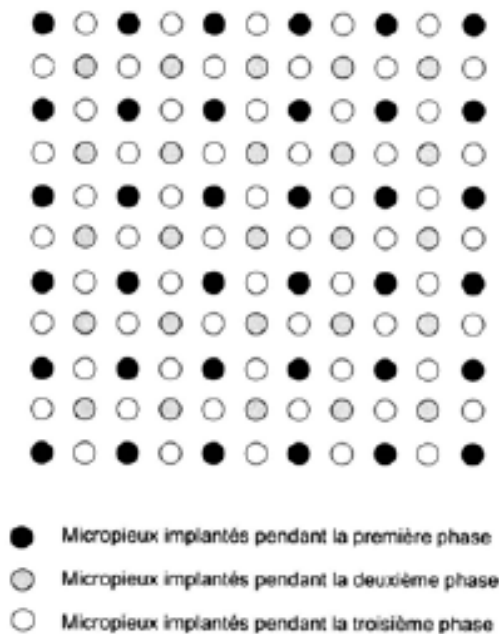


Figure II.25 : Méthode de mise en place proposée pour des micropieux foncés.

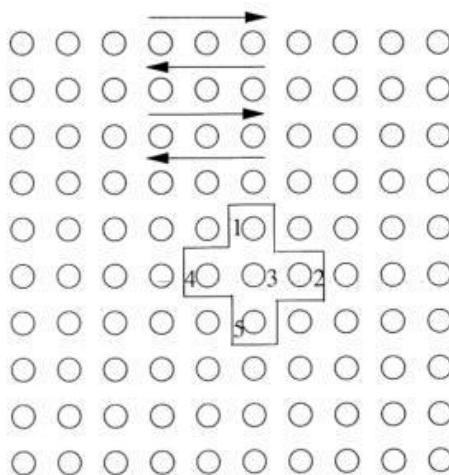


Figure II. 26 : Méthode de mise en place classique pratiquée sur les chantiers.

IV.4.7. Reprise des efforts horizontaux par les groupes de micropieux :

Les effets de groupe sont tout à fait semblables à ceux que l'on connaît pour les pieux de diamètre usuel :

- La résistance horizontale et globale d'un groupe est inférieure à la résistance de la somme des micropieux pris isolément, notamment à cause de l'effet d'ombre créé par les pieux avant sur les pieux arrière, cet effet d'ombre négatif peut être négligé à partir d'un entraxe de 6 à 7 diamètres.

- Lorsque les micropieux sont disposés en rang (perpendiculaires à la direction du chargement), la résistance horizontale du groupe se trouve également diminuée par suite des interactions mécaniques dans le sol. Cependant, cette diminution semble modeste et peut être négligée au-delà de l'entraxe habituel de trois diamètres.
- Les micropieux refoulant le sol présentent une meilleure rigidité au chargement horizontal que les pieux ne refoulant pas le sol. (Forever : Synthèse des résultats et recommandations du Projet national sur les micropieux, 2002) [17].

II.4.8. Comportement sous chargement horizontal de micropieux :

Les figures 27 et 28 donnent les courbes efforts appliqués-déplacement des essais sous chargement horizontal pour les deux groupes (II et R-SOL). On définit le coefficient d'efficacité du groupe pour le chargement horizontal C_g de la même manière que pour le chargement vertical.

Le tableau II.5 donne ainsi les coefficients d'efficacité des deux groupes de micropieux sous charge horizontale pour trois valeurs de la charge « limite » : à la charge critique de fluage T_c à la charge T_{le} correspondant à un déplacement horizontal de 0,1 B et à la charge maximale atteinte lors de l'essai T_{me} .

Tableau II.5 : Comparaison des coefficients d'efficacité des groupes (type II et IV) pour différentes valeurs de la charge horizontale. (ESTEPHAN Roger, 2013)[14].

	Type	Charge (kN)		C_g
		Groupe (4 micropieux)	Isolé	
T_c	II	10	3.8	0.65
	IV	21	51	1.03
T_{le} (à 0,1 B)	II	18	58	0.77
	IV	20,5	56	0.91
T_{me}	II	41	108	0.95
	IV	34	127	0.67

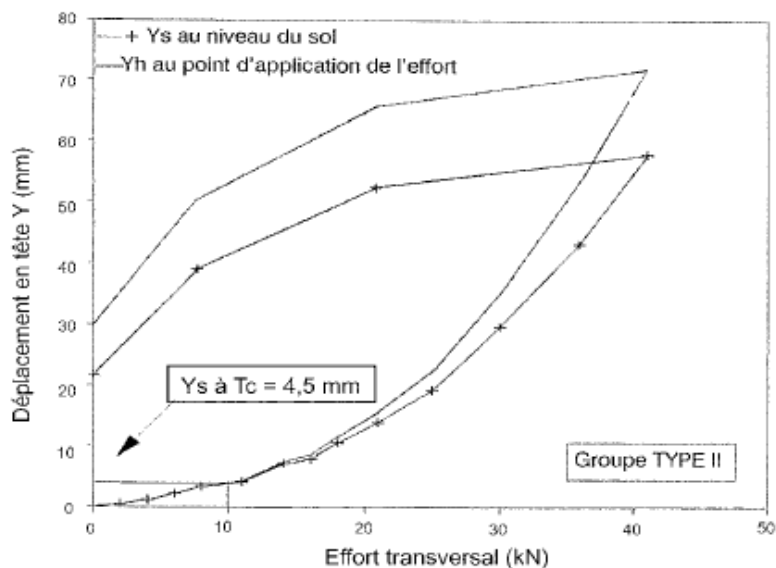


Figure II.27 : Courbe de chargement horizontal du groupe de 4 micropieux de type II.

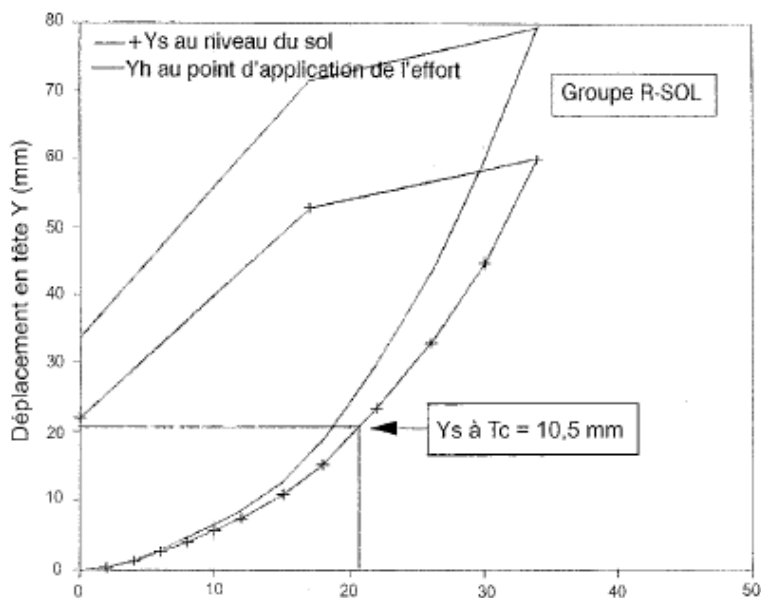


Figure II.28 : Courbe de chargement horizontal du groupe de 4 micropieux de type IV.

L'effet de groupe indiqué par les résultats des essais de chargement montre une interaction négative entre les micropieux, créée par l'effet « d'ombre » des micropieux 'avant' qui entraîne la zone de sol mobilisable devant les micropieux 'arrières'. Ce phénomène d'ombre, propre aux chargements horizontaux, a été souvent relevé par différents auteurs.

Les résultats du chargement horizontal sont conformes à ce que l'on pouvait attendre. La charge horizontale critique de fluage T_c est de 21 kN pour le groupe RSOL et de 10 kN pour le groupe de type II, avec des déplacements respectifs de 10,5 mm et de 4,5 mm. Il apparaît donc que le groupe de micropieux R-SOL offre une meilleure résistance initiale aux efforts latéraux

que le groupe de type II. Les charges horizontales deviennent cependant voisines pour le déplacement horizontal conventionnel de $0,1 B$. (Forever : Synthèse des résultats et recommandations du Projet national sur les micropieux, 2002) [17].

II.5. Conclusion :

Nous avons présenté dans ce chapitre l'effet d'un groupe de pieux dans certains cas, et les facteurs qui affectent le comportement d'un groupe de pieux. Nous retenons que :

- L'effet d'un groupe de pieux est différent de celui d'un seul pieu. Dans un groupe de pieux la capacité portante et l'efficacité est inférieure à la somme des n pieux isolés.
- Le comportement des groupes de pieux est affecté par plusieurs facteurs :
 - L'encastrement qui influence sur la capacité de chargement du groupe de pieux.
 - Le battage : Les pieux battus sont utilisés en groupes d'au moins deux piles ou plus pour augmenter la capacité et la résistance de chargement.
 - Module de sol et le battage.
 - La rigidité du chapeau de pieu influence la distribution de charges structurelles sur les pieux individuels.
 - Effets d'interaction et espacement entre les pieux.
- L'efficacité d'un groupe de pieux est définie comme un rapport entre la charge moyenne par pieu dans un groupe à la rupture et la charge de rupture d'un seul pieu comparable
- Dans le cas d'un groupe de pieux reposant sur un sol très résistant, L'effet de groupe est à négliger.
- Dans un groupe de pieux, les pieux et le sol enfermé par le groupe agissent comme une seule unité.
- Le coefficient d'efficacité est plus petit quand la charge totale est parallèle aux pieux que si elle était perpendiculaire.
- Les coefficients d'efficacité de groupes dans des argiles sont dans tous les cas < 1 .

Le coefficient d'efficacité d'un groupe de micropieux type II est toujours supérieur ou égal à 1, et pour le groupe de micropieux type « IV » le coefficient d'efficacité est inférieur à 1.



Chapitre III

Chapitre III : Effet de groupe sur le tassement du sol encaissant.

III.1. Introduction :

Sous l'action des charges appliquées, il se développe dans le sol des contraintes qui entraînent des déformations. Les déplacements verticaux vers le bas sont appelés tassements. Les tassements dans les fondations profondes sont causés par le tassement en pointe et le tassement le long du fût, atteint à la rupture à environ 0,5 pouce (12,5mm) et environ 5 à 10 mm (Manuelle canadien d'ingénierie des fondations, 1994). Par contre la résistance en pointe est mobilisée pour 5 à 10 % du diamètre du pieu (MCIF, 1994). Par conséquent, la réponse réelle charge – déplacement d'un pieu isolé est en fonction non seulement des deux résistances citées plus haut, mais aussi en fonction des conditions de sols et des méthodes d'installation. Plusieurs méthodes empiriques et théoriques ont été développées (Bakour. A, 2008) [3].

III.2. Les différents types de tassements :

Les tassements peuvent être uniformes ou différents d'un point à un autre, selon la nature du sol en place. Dans les sols non saturés, les tassements sont presque instantanés ; mais dans les sols saturés, ils peuvent s'étendre dans le temps sur quelques secondes dans les sols sableux graveleux, jusqu'à plusieurs dizaines d'années dans les argiles peu perméables. Pour vérifier la conformité des structures, vis-à-vis des conditions de sécurité et de service on doit procéder à un calcul de tassement.

III.2.1. Les tassements uniformes :

Ce sont des tassements absolus. En général ils ne sont pas préjudiciables. Les mouvements qui en résultent peuvent cependant endommager les services et accessoires, tels que les conduites d'eau et les passages souterrains (BOUAFIA, A 2004) [6].

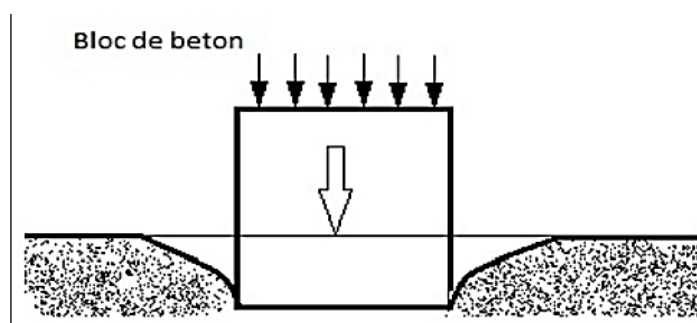


Figure III.1 : Tassement uniforme.

III.2.2. Les tassements différentiels :

Un tassement différentiel est un mouvement d'enfoncement du sol, qui n'est pas uniforme. Il peut provoquer des dislocations des maçonneries, comme l'apparition des fissures. C'est un grave facteur de désordre qui est dans la plupart de temps irrémédiable.

Un tassement non uniforme peut de ce fait provoquer des dislocations des maçonneries comme l'apparition de fissures.

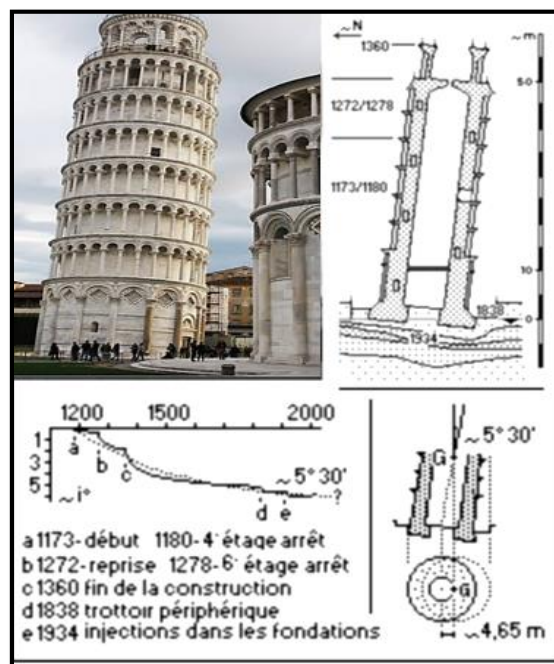


Figure III.2 : Tassement différentiel (sous la tour de Pise, en Italie) (Pierre Martin, 2011) [33].

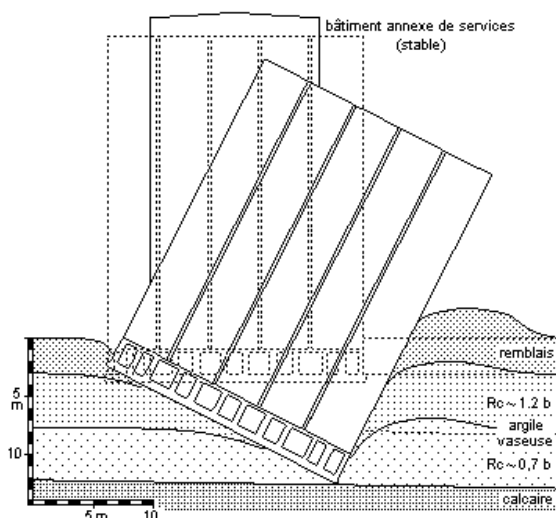


Figure III.3 : Tassement différentiel (Le silo à blé de Transcona, (Winnipeg) – Canada) (Pierre Martin, 2011) [33].

Une structure solide peut subir une grave inclinaison sans être détruite ni même sérieusement détériorée, et l'on peut éventuellement la récupérer : quand un ouvrage se fissure, ce n'est pas parce que le matériau sur lequel il est fondé est « mauvais », mais parce que sa structure est fragile, incapable de subir les tassements différentiels que la construction de n'importe quel ouvrage provoque inmanquablement (Pierre Martin, 2011) [33].

III.3. Amplitude de tassement :

Dans le tassement total, interviennent diverses composantes dont l'importance relative dépend essentiellement du type de sol intéressé. On considère classiquement que le tassement total est la somme de trois termes : $S=S_i +S_c+S_f$

S_i : tassement instantané, il se manifeste au début du chargement suite à une déformation du sol à volume constant, il est prépondérant dans les sols pulvérulents.

S_c : tassement causé par une consolidation primaire du sol, il est prépondérant dans les sols fins saturés.

S_f : tassement causé par une consolidation secondaire, il est prépondérant dans les sols organiques ou mous saturés (hamdidi .T,2019) [20].

III.4. Les méthodes de calcul du tassement :

On distingue généralement, trois types de méthodes :

A. Méthode directe : cette méthode, dite méthode globale du module de réaction du sol est basée sur la théorie de l'élasticité linéaire. Elle suppose que le sol est homogène et le module d'élasticité du sol (E) ainsi que le coefficient de Poisson (ν) peuvent être considérés comme constants en tout point du sol (JNGG Nancy, 2016) [23].

La théorie de l'élasticité permet de relier la contrainte appliquée (q) au tassement (S) par l'intermédiaire d'un coefficient K (module de réaction du sol).

$$S = f \frac{1-\nu'}{E'} B q$$

Avec : $q = K.S$

q : Pression appliquée

B : Largeur de la fondation

ν' : Coefficient de Poisson

E' : Module d'élasticité drainé du sol

B. Méthode indirecte :

Assez fiable mais lourde en mise en œuvre, elle nécessite de nombreux calculs. En effet, on calcule les contraintes dans le sol le long d'un axe vertical issu du point de la surface du sol dont on désire calculer le tassement. Le sol est ensuite divisé en couches, le tassement de chaque couche est alors calculé compte tenu de ces propriétés mécaniques et des contraintes qui y règnent, la somme des tassements ainsi calculés est le tassement du point considéré.

Cette méthode nécessite l'exécution d'un ou plusieurs essais œdométriques en laboratoire.

$$S = \text{tassement} = \sum_1^n S_i \quad \text{avec : } S_i = H_i \frac{\Delta e}{1+e_0} .$$

La valeur de Δe est déduite directement de la courbe œdométrique (cf. figure 4).

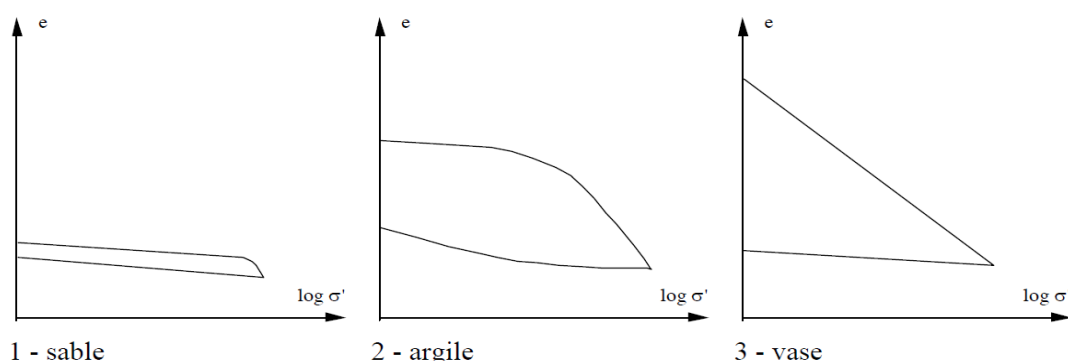


Figure III.4 : Courbes œdométriques pour différents types de sols (chargement déchargement).

C. Méthode pressiométrique :

Les essais pressiométriques sont considérés comme une bonne approximation des courbes " P – Y " car il existe une similitude physique entre l'expansion de cavité par un essai pressiométrique et la réaction d'une inclusion (pieu) dans un glissement de terrain.

Cette méthode est basée sur l'interprétation de la courbe pressiométrique (méthode Ménard). Elle est adaptée pour les sols homogènes et les sols à faible hétérogénéité. Dans ce dernier cas, le sol sous la fondation sera découpé en tranches d'épaisseur B/2 (Ménard 1961) [28].

C.1 Pour un sol homogène :

$$S = \frac{1,33}{3.E} q R_0 \left(\lambda_{\frac{R}{R_0}}\right)^a + \frac{a}{4,5 E} q \lambda_3 R$$

q : La contrainte appliquée

R₀ : Le rayon de référence

R : demi-largeur de la semelle (B/2)

λ₂ et λ₃: Coefficients de forme de la semelle (cf. tableau III.1).

Tableau III.1 : Valeurs de λ₂ , λ₃ sont présentés dans le tableau suivant :

L/B	1	2	3	5	20
λ ₂	1,12	1,53	1,78	2,14	2,65
λ ₃	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

C.2 Pour un sol hétérogène :

$$S = \frac{1,33}{3.EB} q_0 R_0 \left(\lambda_2 \frac{R}{R_0}\right)^a + \frac{a}{4,5EA} q \lambda_3 R$$

Avec : E_A = E₁

$$E_A = \frac{4}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3,4,5}} + \frac{1}{2,5 E_{6,7,8}} + \frac{1}{22,5 E_9 \text{ à } 16}}$$

Cette méthode nécessite le découpage du sol sous la semelle en tranches d'épaisseur B /2 et suppose que les variations du module pressiométrique avec la profondeur ne soient pas trop importantes.

En pratique, si E_{9 à 16} n'est pas connu, nous prenons :

$$E_A = \frac{3,6}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3,4,5}} + \frac{1}{E_{6,7,8}}}$$

Et si en plus, E_{6/7/8} n'est pas connu non plus,

On prend

$$E_A = \frac{3,2}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{0,85 E_2} + \frac{1}{E_{3,4,5}}}$$

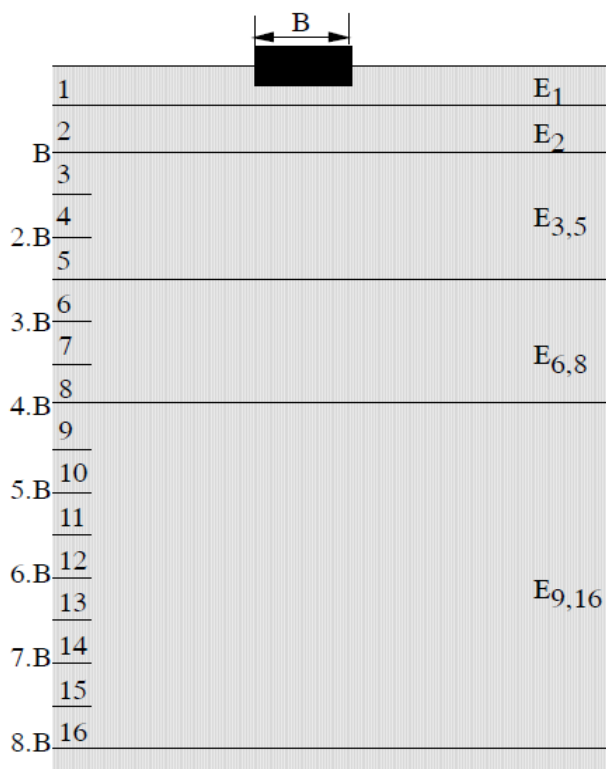


Figure III.5 : découpage du sol sous la fondation (méthode pressiométrique).

III.5. Effet de groupe sur le tassement :

Pour un groupe de deux pieux à l'aide de la théorie d'élasticité, le comportement du sol est considéré comme élastique longrine n'a aucune influence sur le sol (sol non chargé). cette théorie a été décrite brièvement par Frank (1995) et en détail par Poulos et Davis(1980), sur la base de la solution fondamentale de Mindlin (1936). ces derniers ont montré que le tassement peut s'écrire comme suit :

$$v_0 = v_0^i \cdot (1 + \alpha)$$

v_0^i : Tassement du pieu isolé.

α est un facteur d'interaction qui dépend de l'élancement $\frac{D}{B}$, de l'espacement relatif $\frac{D}{B}$ de la compressibilité relatif K, ainsi que de V.

Avec : $\alpha = \frac{\Delta V}{V_0^i}$

Dans le cas de deux pieux, 1 et 2 le tassement est : $V_0 = V_0^1 + V_0^2 \alpha_{12}$

α_{12} : Coefficient d'influence du pieu 2 sur le pieu 1 (à calculer avec la longueur et le diamètre du pieu 2).

Dans le cas d'un groupe quelconque de pieu, on définit le rapport de tassement R_s par : $R_s = \frac{\text{tassement moyen du groupe}}{\text{tassement du pieu isolé sous un effort moyen}}$

Dans ce qui suit, on se limite au cas simple et fréquent d'un groupe de pieux identique regroupé par une semelle rigide transmettant les efforts au sol à l'aide des pieux seuls, on peut écrire que :

$$R_s = \frac{\text{tassement du pieu dans un groupe}}{\text{tassement du pieu isolé sous le même effort}}$$

Poulos (1980) a présenté pour ce cas, les valeurs de R_s concernant un groupe de pieux au nombre carré, et ayant le même espacement d entre deux pieux adjacents quelconques, installé dans un sol caractérisé par un module d'Young E .

Dans tous les cas on remarque que R_s augmente avec le nombre de pieux et la compressibilité relative K , et diminue lorsque l'espacement entre les pieux augmente.

Pour des groupes contenant plus de 16 pieux, R_s est proportionnel approximativement à la racine carrée de N et peut être estimée selon Poulos par :

$$R_s = (R_{25} - R_{16}) (\sqrt{N - 25}) + R_{25}.$$

R_{25} et R_{16} : sont les valeurs correspondant respectivement à 25 et 16 pieux, une autre relation approximative, mais plus générale a été proposée par Fleming et Randolph (1985) comme suit :

$$R_s = N^W, \quad W = 0,4 \text{ à } 0,6 \text{ pour la majorité des groupes de pieux.}$$

Le tassement d'un groupe de pieux peut être considéré comme le résultat de quatre causes distinctes :

- ✓ La déformation axiale du pieu.
- ✓ La déformation du sol à l'interface pieu-sol.
- ✓ La déformation en compression du sol entre les pieux.
- ✓ La déformation en compression dans la strate sous les pointes des pieux.

III.5.1. Méthodes de calcul des tassements du groupe de pieux :

Le tassement d'un groupe de pieux S_g est plus important que le tassement d'un pieu isolé S_i pour une même charge par pieu, compte tenu de la zone d'influence mobilisée par le groupe par rapport à un pieu isolé. En effet, les dimensions globales d'un groupe de pieux ont une

influence sur le tassement. Les pressions transmises par le groupe de pieux sont importantes et entraînent des mouvements non négligeables au niveau de la pointe des pieux (cf. figure III. 6).

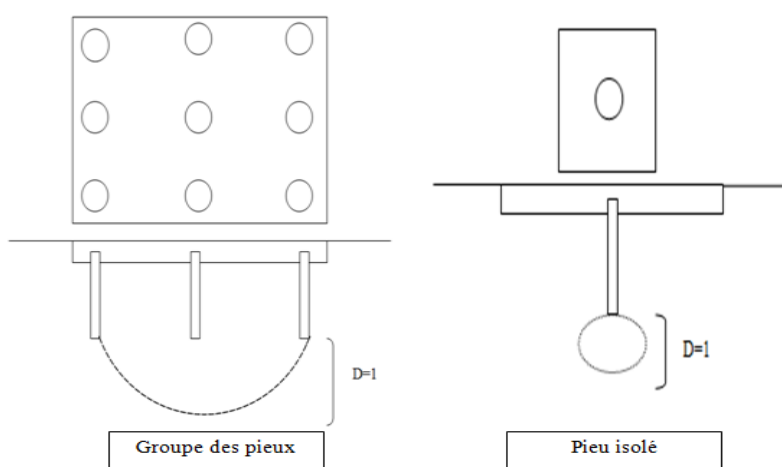


Figure III.6 : Zone d'influence pour tassement. (Prakachet Sharma, 1990) [37].

III.5.1.1. La méthode empirique - cas des sols granulaires :

Cette méthode est utilisée dans le cas d'absence des données d'essais de chargement sur le groupe de pieux. C'est une méthode conservatrice. Il n'y a pas d'approche théorique valable pour estimer le tassement d'un pieu dans les sols granulaires. On utilise plutôt des méthodes empiriques. L'expérience a montré que le tassement d'un pieu dans les sols granulaires est fonction du rapport de la charge appliquée sur la charge ultime ainsi que du diamètre du pieu.

a. Méthode de Vesic :

Dans le cas des pieux à déplacement, on propose la méthode de Vesic (1970,1977) qui est valable pour des conditions de chargement normal : $Q_{\text{transmis}} = \frac{Q_{\text{ult}}}{4}$

$$S = \frac{D}{100} + \delta$$

S : Tassement de la tête (en cm).

D : Diamètre du pieu (en cm).

δ : Déformation élastique du pieu (en cm).

Q_{ult} : Charge appliquée (en kN).

Une méthode simple de calcul est celle recommandée par (Vesic, 1977) [44] :

$$S_g = S \times \sqrt{\frac{B_g}{b}}$$

Avec :

B_g : Largeur de groupe de pieux (en plan).

b : Diamètre d'un pieu isolé.

b. Méthode de Meyerhof :

Le tableau suivant présente la méthode de Meyerhof pour calculer le tassement du groupe de pieux.

Tableau III.2 : calcul du tassement de groupe de pieux S_g selon Meyerhof (1976) [29].

Tassement	Fondement	Source
$S_G = 0,92 \times q \times \frac{\sqrt{B_G}}{N} \times I$ Avec: $q = \frac{Q}{L_G \times B_G}$ en (kPa) ($L_G \times B_G$ sont les dimensions du groupe de pieux) N : indice de pénétration standard moyen corrigé (pris au-dessous de la pointe d'une valeur B_G) I = coefficient d'influence variant de 0,5 à 1,0 pour (Sen mm).	Basée sur STP	Meyerhof, 1976 ; MCIF, 1994
$S_G = 42 \times q \times B_G \times \frac{I}{q_c}$ q_c : valeur moyenne de la résistance au cône statique (kpa) (pris au-dessous de la pointe d'une valeur B_G)	Basée sur CPT	Meyerhof, 1976, Hannigan et al, 1998

III.5.1.2.Méthode empirique– cas des sols cohérents (argiles):Terzaghi et Peck :

Terzaghi et Peck ont proposé les méthodes suivantes pour prédire le tassement d'un groupe de pieux flottants dans l'argile. La méthode est basée sur les hypothèses suivantes (Prakach et Sharma, 1990) [37] .

- ✓ La contrainte admissible est égale à $q_{adm} = \frac{(Q_{vG})_{adm}}{LG \times BG}$ et transférée au 2/3 de la longueur des pieux (L),le tassement est supposé négligeable au-dessus de cette valeur.
- ✓ q_{adm} est calculée en considérant une semelle fictive et le tassement de cette semelle est calculée en prenant une répartition de contrainte en profondeur 1 pour 2 .
- ✓ q_{adm} est appliquée sur une couche d'épaisseur de $(H - (2/3)L)$,avec H :épaisseur de la couche (cf. figure III.7).

Enfin le calcul se fait :

- ✓ soit par la méthode oedométrique si l'argile est molle et la consolidation est importante.
- ✓ soit par la méthode pressiométrique, si l'argile est rapide et surconsolidée.

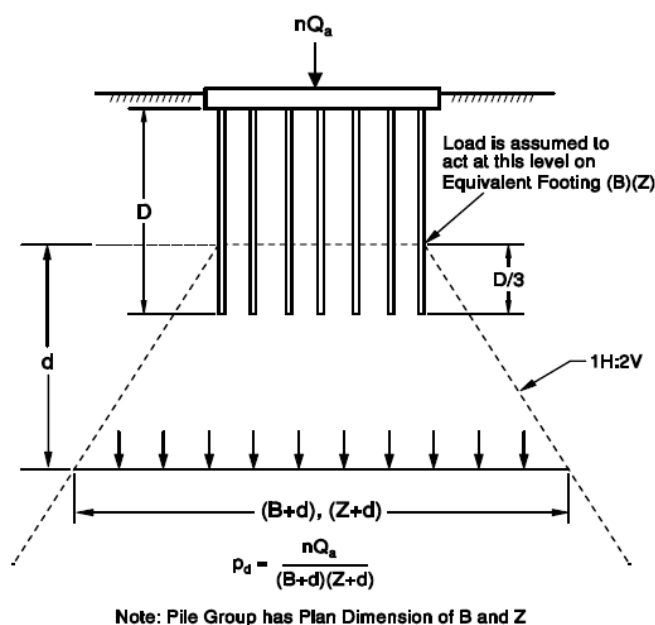


Figure III.7 : Comportement d'un groupe de pieux dans un sol cohérent.

Il convient de noter que la charge Q_{vG} pourrait augmenter en présence du frottement négatif sur les pieux. Cette méthode peut être utilisée dans le cas des pieux flottants dans un sable lâche par sécurité. Si les pieux sont encastrés dans une couche du sol sableux et par crainte de

tassements sous la pointe des pieux, on peut calculer ces tassements en plaçant la semelle fictive au niveau de la pointe de ceux-ci.

III.5.1.3. Méthode dite "élastique" :

Dans cette méthode, le comportement du sol est considéré comme élastique et la longrine n'a aucune influence sur le sol. Cette méthode a été décrite brièvement dans MCIF (1994, 2006), par (Frank, 1995) et en détail dans (Poulos et Davis, 1980).

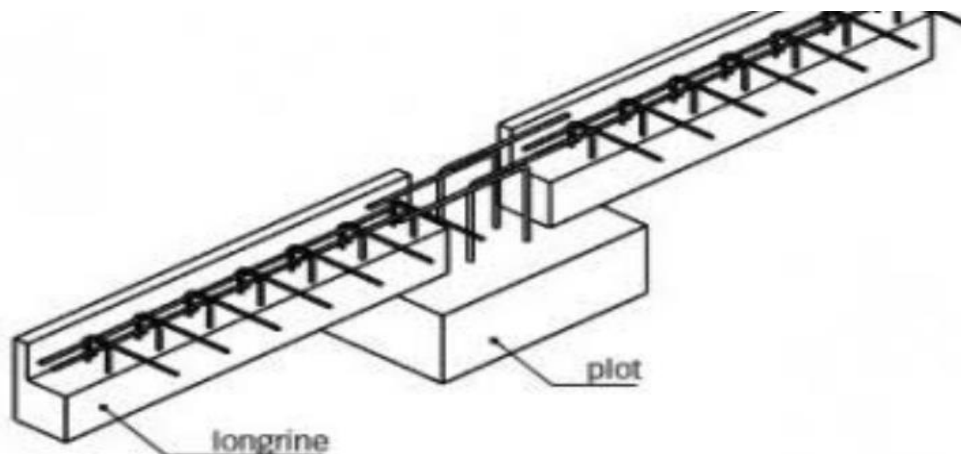


Figure III.8 : la longrine de fondation

a. Analyse de l'interaction entre deux pieux :

Cette approche a été présentée par Poulos (1968b) [36], et Poulos et Mattes (1971b) [35] pour les pieux flottants et les pieux porteurs en pointe.

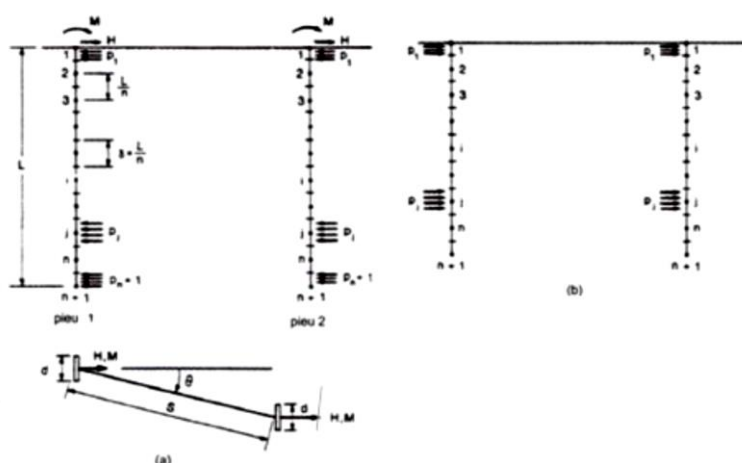


Figure III.9 : Groupe de deux pieux identiquement chargés horizontalement utilisé pour l'analyse du groupe à l'aide des équations de Mindlin. (POULOS, 1971b)

La méthode initiale développée par POULOS et ses collaborateurs considéraient des cas très limités de groupe de pieux identiques et identiquement chargés, afin de pouvoir analyser un plus grand nombre de configuration de groupe, des facteurs d influence ont été développés permettant entre autre de considérer par exemple des pieux de longueurs différentes, ou le glissement à l interface pieu-sol, ou encore la plasticité éventuelle du sol autour du groupe.

a.1 Cas où les deux pieux sont identiques :

Soit un groupe de deux pieux identiques et chargés tous les deux par une charge (Q) identique. Ces deux pieux sont reliés par une longrine rigide, le tassement d'un pieu (S_1) dépend du pieu voisin. Cette interaction crée un tassement additionnel, d'où le facteur d'interaction α^* :

$$\alpha^* = \frac{\Delta_s}{S_{is}}$$

Où Δ_s : tassement additionnel causé par le pieu adjacent.

S_{is} : Tassement du pieu isolé.

Le tassement est calculé à partir de l'équation :

$$S_1 = S_{is} (1 + \alpha^*)$$

Le facteur α^* dépend de :

- ✓ La position de la base (flottant ou porteur en pointe),
- ✓ Le rapport de rigidité pieu-sol ($K = \frac{E_{pieu}}{E_{sol}}$),
- ✓ Le coefficient de Poisson du sol (ν_s),
- ✓ Le rapport b/s ($\frac{\text{diamètre}}{\text{espacement}}$) des pieux,
- ✓ Le rapport L/b ($\frac{\text{longueur}}{\text{diamètre}}$) des pieux et h/L ($\frac{\text{épaisseur de la couche}}{\text{longueur}}$).

Des abaques ont été établis pour la détermination de α^* . Dans le cas de pieux flottants dans une couche homogène semi-infinie, le facteur α^* est fonction de α_f et N_h selon l'expression ($\alpha^* = \alpha_f \times N_h$). N_h est un coefficient de correction pour la couche semi-infinie ($h = \infty$) voir les abaques (cf. figures III.10 et 11). L'abaque α_u est spécifique aux pieux reposant sur une couche rigide (cf. figure 12).

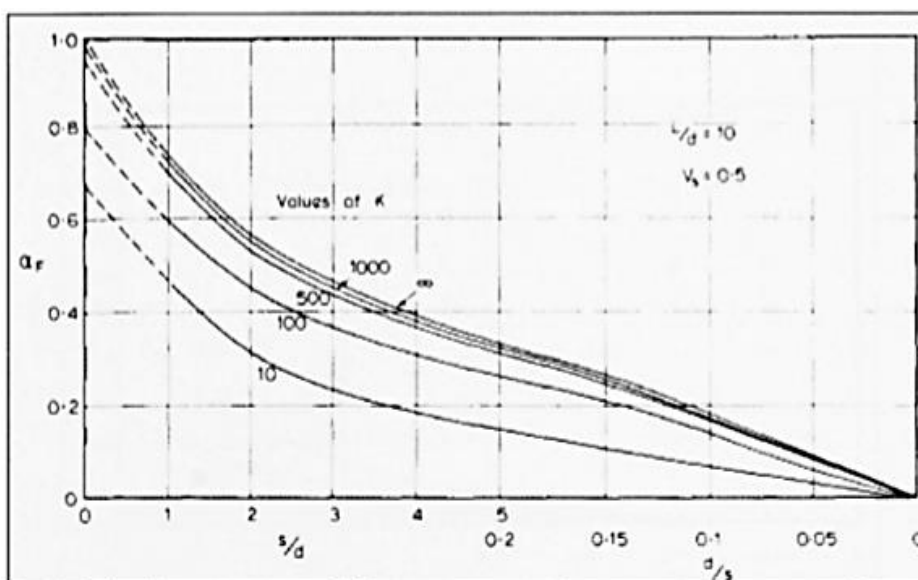


Figure III.10 : Coefficient d'interaction α^* pour des pieux flottants (Tiré de Poulos et Davis, 1980) [34].

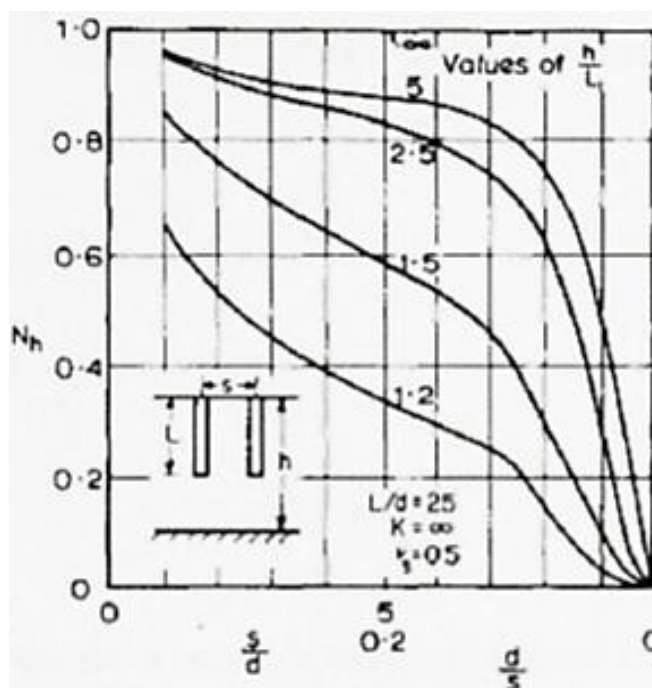


Figure III. 11 : Coefficient de Correction pour la couche semi –infinie.

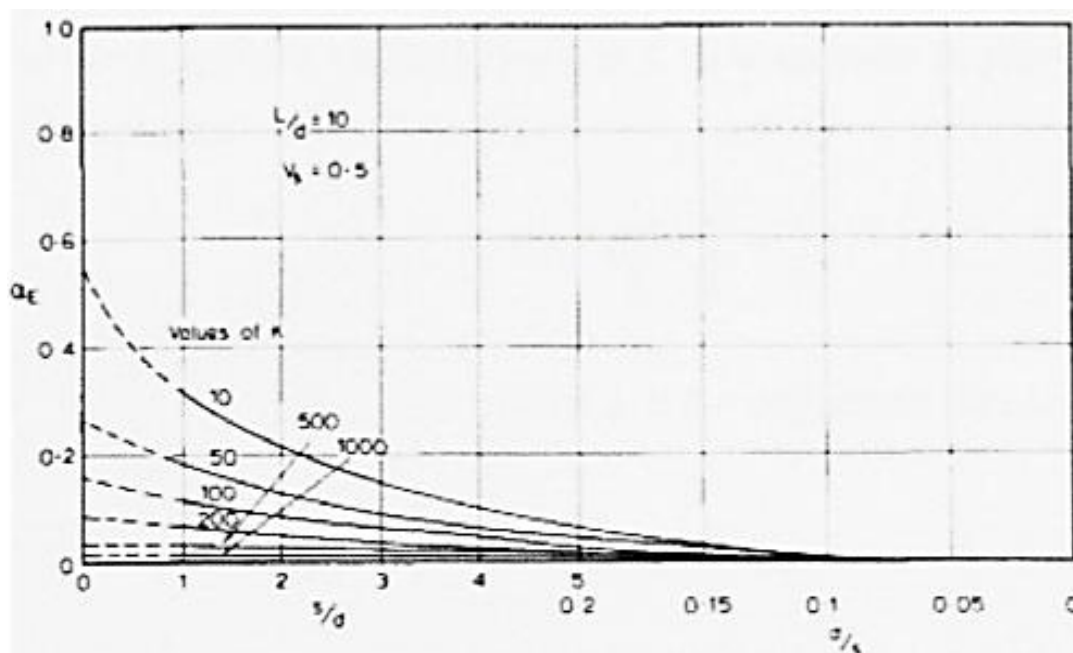


Figure III.12 : Coefficient d'interaction pour pieux porteurs en pointe.

D'autres cas ont également été étudiés, comme par exemple les pieux à base élargie. Le glissement à l'interface sol-pieu, et la couche porteuse compressible (Poulos et Davis, 1980) [34].

a.2 Cas où les deux pieux sont différents :

L'équation devient :

$$s_1 = s_{2is} + s_{2is} \cdot \alpha_{12}$$

Où α_{12} = Coefficient d'interaction reliant le tassement du pieu 2 au chargement sur le pieu 1 (ce coefficient est calculé avec les paramètres du pieu 2).

a.3 analyse d'un groupe quelconque de pieux :

On suppose que l'on peut superposer les facteurs d'interaction individuels.

- **Cas de n pieux identiques :**

Si on suppose que chaque pieu est chargé par Q et S_1 est le tassement du pieu isolé, alors le tassement du groupe est :

$$s_G = s_1 \times Q \cdot (1 + \sum_{j=2}^n \alpha_j)$$

α_j = coefficient d'interaction pour l'espacement S_j et S_j = espacement entre les pieux.

Cas particulier d'un groupe carré de 4 pieux identiques ($n=4$) :

$$s_G = s_1 \times Q (1 + 2\alpha_1 + \alpha_2)$$

Où α_1 = facteur d'interaction pour l'espacement ($S \times d$) et α_2 = facteur d'interaction pour l'espacement ($S \sqrt{2} \times d$) (cf. figure III.13).

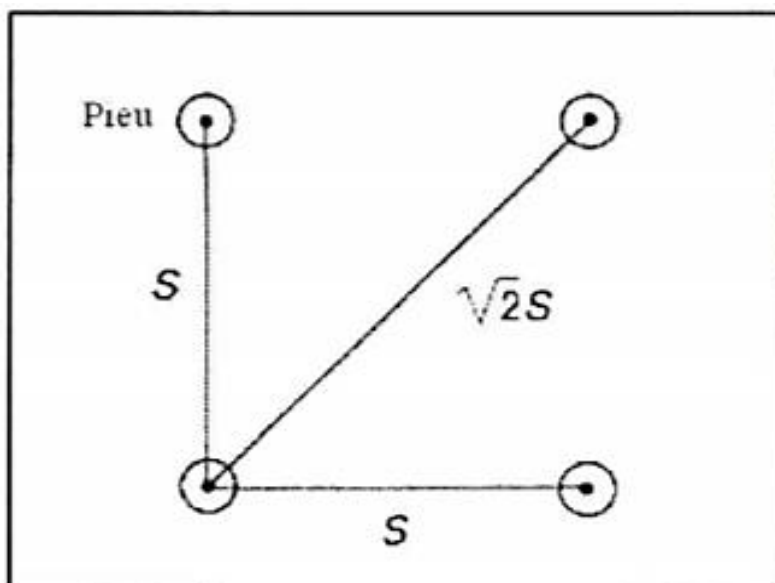


Figure III.13 : Groupe de 4 pieux identiques.

• **Cas de n pieux différents et différemment chargés :**

Si S_k est le tassement d'un pieu, et Q_k la charge sur le même pieu, alors on a :

$$s_k = s_{1k} Q_k + \sum_{j=1}^N s_{1j} Q_j \alpha_{kj}$$

La charge verticale totale du groupe s'écrit :

$$Q_g = \sum_{j=1}^n Q_j$$

Où : α_{kj} = coefficient d'interaction pour l'espacement entre pieux K et J.

Donc on a $(n+1)$ équations à résoudre pour les deux conditions suivantes :

- Cas où la longrine est flexible : les charges sur les pieux sont identiques.

Donc : $Q_j = \frac{Q_g}{n}$ et il reste à déterminer les (S_k) .

- Cas où la longrine est rigide: les tassements (S_k) sont identiques et les $(n+1)$ inconnues sont $(S_G$ et $Q_j)$ (Poulos et Davis, 1980).

III.6. Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons vu les différents types des tassements et ses causes et comment calculer ce tassement.

La modification des efforts internes dans les éléments de la structure (différence de tassement des piles d'un pont hyperstatique, etc) Notons qu'un tassement différentiel peut avoir plusieurs origines, notamment : l'inégalité des charges d'une fondation à l'autre, une différence de surface de fondations, de leur rigidité ou de leur géométrie, une répartition non uniforme des charge au sein d'une même fondation, et enfin une non homogénéité latérale des propriétés du sol [A. Bouafia, 2004] [6].

Pour éviter ce problème, il est vivement conseillé de faire une étude de sol avant de commencer l'étude des fondations. L'étude de sol peut faire des économies sur le type de fondation elle peut préconiser le déplacement d'un ouvrage vers une zone plus saine du terrain.



Chapitre IV

Chapitre IV : Modélisation numérique par éléments finis d'un groupe de pieux.

IV.1 Introduction :

Le développement des logiciels éléments finis tels que Plaxis, Abaqus, César ou de différences finies tels que FLAC a donné à la géotechnique des outils efficaces pour l'analyse fine du comportement des fondations superficielles et des groupes de plusieurs pieux. A l'aide du logiciel Plaxis 3D Foundation, nous avons modélisé un pieux isolé et un groupe de 4 puis 9 pieux pour étudier le comportement dans le sol.

IV. 2 La méthode des éléments finis en géotechnique :

IV. 2-1 La méthode des éléments finis :

La méthode des éléments finis est une méthode de calcul approchée qui consiste à transformer les équations différentielles de la mécanique des milieux continus en un système linéaire fini d'équations algébriques, que l'on résout par des techniques numériques traditionnelles. Pour ce faire, le milieu réel est remplacé par un milieu équivalent contenu dans un contour polygonal, le plus proche possible du contour réel. Ce milieu équivalent est ensuite divisé, en sous-domaines réguliers, appelés éléments finis (triangles et quadrilatères pour un problème plan ; hexaèdres et pentaèdres pour un problème tridimensionnel). Le champ de déplacement à l'intérieur et sur le contour de chaque élément fini est déterminé par une interpolation polynomiale entre des valeurs du champ en certains points de l'élément, appelés nœuds. L'ensemble formé par les éléments finis est appelé maillage.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en oeuvre 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.

La méthode par 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.

IV.2.2 Présentation de PLAXIS :

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

Le système d'options du code Plaxis commence par :

a- Le Maillage : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importent le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de noeuds, avec contrôle permanent à l'écran.

b- Les conditions aux limites en déplacement : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

c- Les contraintes initiales dues au poids des terres : Peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état K_0 (Etat de contraintes du sol au repos) donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre K_0 et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option K_0 est particulièrement intéressante dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale.

d- Les pressions interstitielles : Ont été l'objet d'un soin particulier dans Plaxis pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles, Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine).

e- Le coefficient de sécurité : Est une notion très importante en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une qualité considérable de données, supposant une réduction proportionnelle de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue pas un état réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui conduit à l'évaluation du coefficient de sécurité dans Plaxis.

IV.2.3 Le modèle de Mohr-Coulomb utilisé dans PLAXIS 3D :

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

C'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 ν , deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture : la cohésion c et l'angle de frottement ϕ , un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, l'angle de dilatance ψ . Ces paramètres sont facilement identifiables à partir d'essais de laboratoire, essais œdométriques ou triaxiaux.

La simplicité de ce modèle peut être problématique et amener à des résultats inexacts.

Le choix de considérer le module de Young à la valeur constante E_{50} ne représente pas le comportement réel d'un matériau. En cas de niveau de contrainte inférieur à 50% de la contrainte de rupture, le tassement est surestimé. Si le niveau de contrainte est supérieur à 50%, le tassement est sous-estimé.

L'hypothèse dans cette étude est de considérer les comportements des matériaux à l'état de service, ce qui va limiter l'influence de ce défaut.

Ce modèle considère un seul module de Young. Cela signifie qu'il considère un module unique équivalent en comportement de chargement et de déchargement. Or dans la réalité, un sol en rechargement présente une plus grande rigidité (cf. figure IV.1).

$$E_{50} = E_u$$

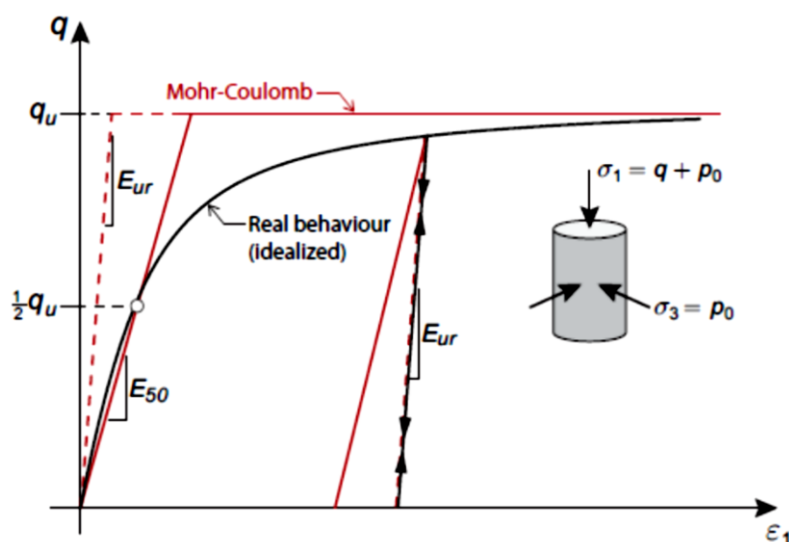


Figure IV.1 : Courbe bilinéaire contrainte - déformation du modèle Mohr-Coulomb

Source : (Caritat, Peruzzis, Gaëtan, 2018) [9]

La première partie de ce graphe représente le comportement élastique linéaire caractérisé par les paramètres E et ν tandis que la deuxième partie représente le comportement parfaitement plastique, jusqu'à la rupture caractérisée par les paramètres c , φ et ψ .

IV.3. modélisation des pieux :

La modélisation numérique est réalisée en plusieurs parties : Un premier modèle d'un pieu isolé puis des groupes de 4 et de 9 pieux par la suite.

IV.3.1 pieu isolé :

a- Géométrie du modèle :

Le pieu étudié en béton est un pieu foré dans le sable à une longueur de 10 m et un diamètre de 0.5 m avec une interface sol-pieu positive. Il est modélisé par une loi de comportement linéaire élastique.

Le modèle 3D construit a des dimensions en plan horizontal de 30x30m et une profondeur de 30 m (cf. tableau IV.1 et la figure IV.2a).

Tableau IV.1 : Paramètres dimensionnels du modèle (pieu isolé).

Matériau	L [m]	l [m]	Z[m]	d [m]
sol	30	30	30	-
pieu	-	-	10	0.5

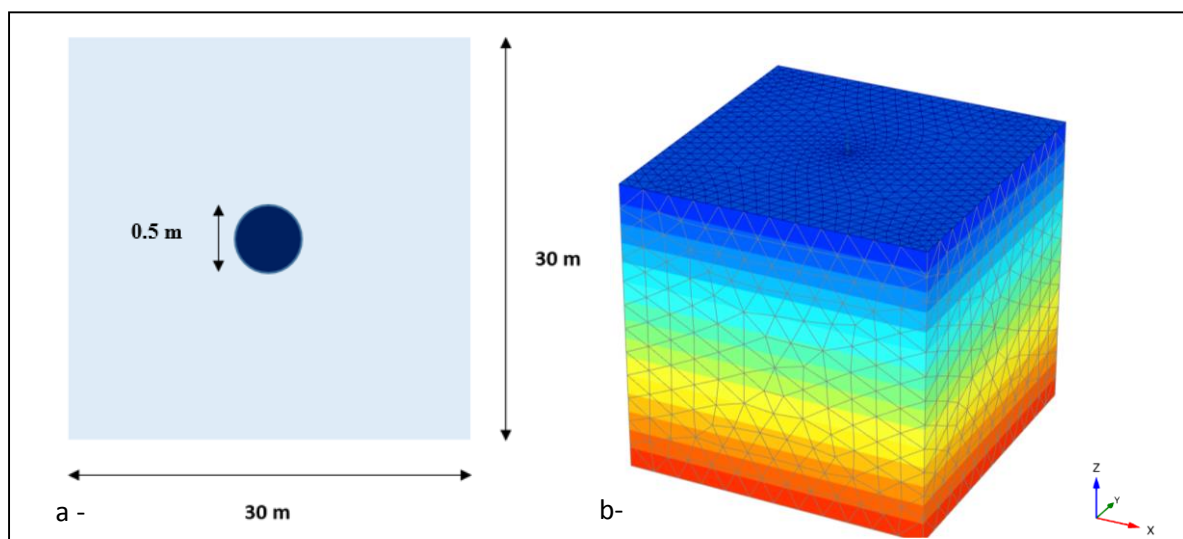


Figure IV.2 : Dimensions du modèle (pieu isolé) (a). Maillage déformé (b).

Le sol est discrétisé avec un maillage triangulaire à 9 nœuds (cf. figure IV.2b) et il est modélisé par une loi de comportement élasto plastique de type Mohr-Coulomb. Les caractéristiques physiques et mécaniques du pieu et du sol sont récapitulées dans le tableau IV.2.

Tableau IV. 2 : Propriétés physiques et mécaniques du modèle de validation.

Matériau	Modèle	Type	γ <i>kN/m³</i>	γ_s <i>kN/m³</i>	E <i>kN/m²</i>	ν	C' <i>(Kpa)</i>	φ <i>(°)</i>	Ψ <i>(°)</i>
Pieu	Elastique linéaire	Non poreux	25	-	$20 \cdot 10^6$	0,2	-	-	-
Sol	Mohr-Coulomb	Drainé	16	18	$25 \cdot 10^3$	0,3	1	36	6

b- Résultats et Interprétation :

• Tassement :

Une série de calculs a été effectuée afin de valider le modèle sur la base de résultats d'évolution du tassement en fonction du chargement en tête du pieu appliqué. Les chargements appliqués sont 2000 kN, 2500 kN, 3000 kN, 3500 kN et 4000 kN. Une sortie graphique montre en figure IV.3 l'aspect du déplacement total autour du pieu pour un chargement de 4000 kN.

La figure IV.3 illustre le tassement du pieu en tête en fonction de la charge appliquée. L'allure de la courbe est typique de celle que l'on enregistre expérimentalement lors d'un essai de chargement d'un pieu. Ce tassement semble faible pour de petites charges puis augmente graduellement en fonction de celle-ci. Il s'amorce dès le second palier de chargement ($xQ=0,2$).

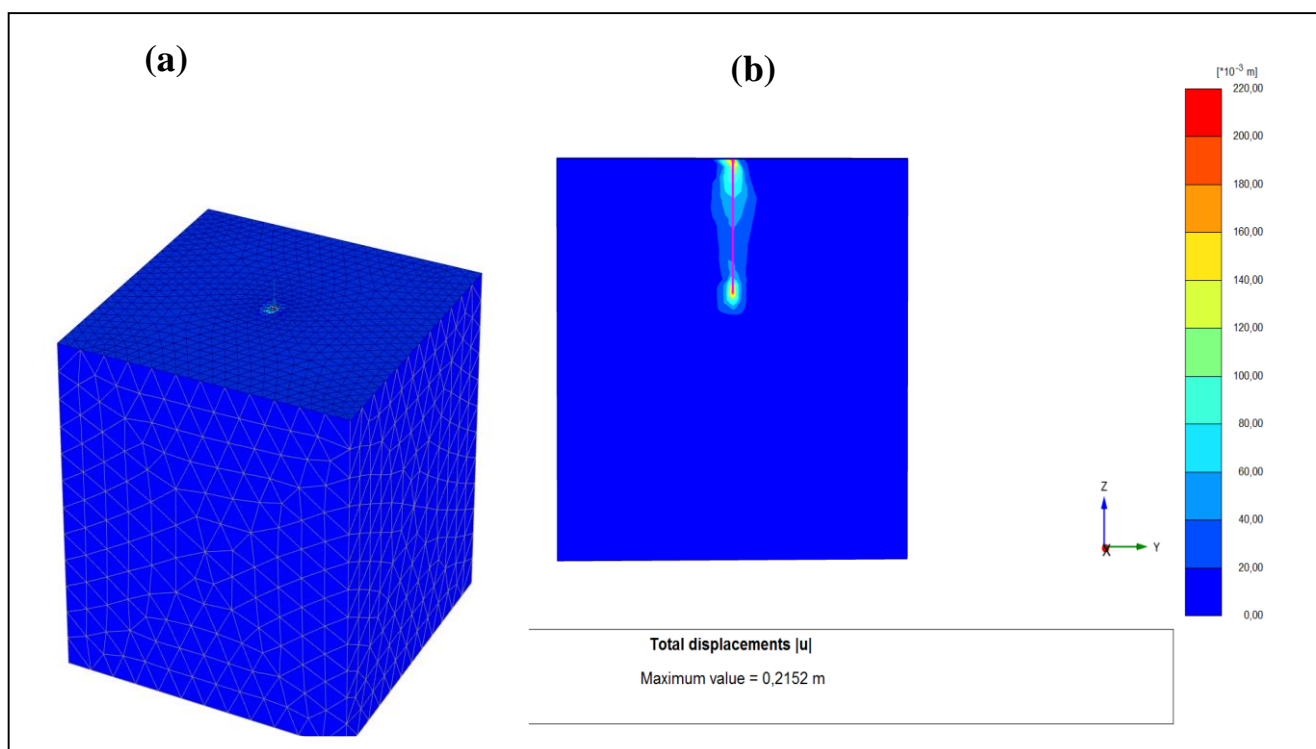


Figure IV.3 : Déplacement total du pieu-sol (pour un chargement $Q = 4000$ KN).

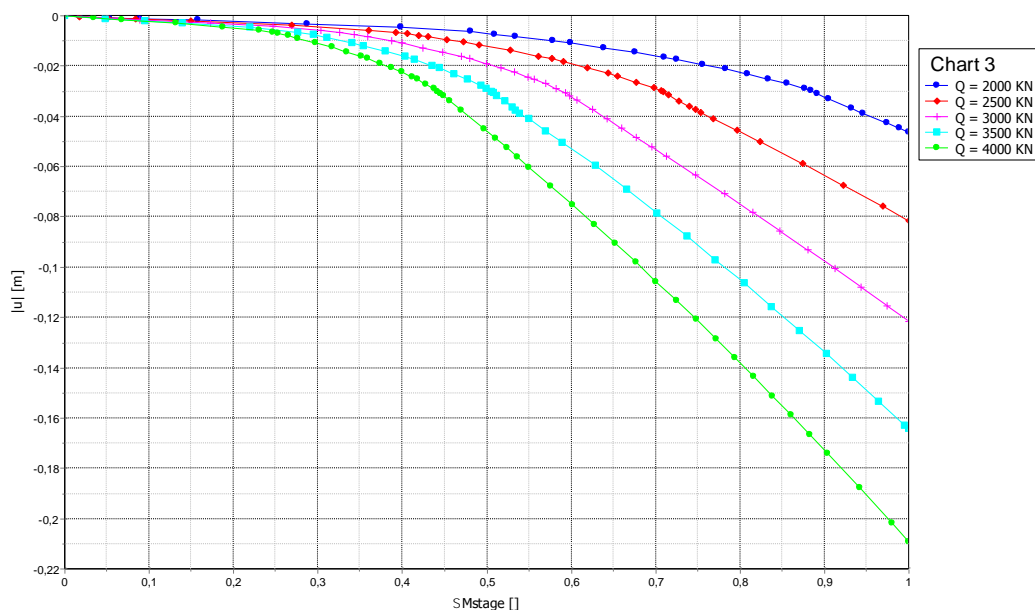


Figure IV.4 : Evolution du tassement avec la charge appliquée en tête du pieu.

- **La force axiale dans le pieu :**

La figure IV.5 montre le diagramme de l'effort normal qui se développe dans l'axe du pieu. Cette force est négative en tête du pieu (dans le sens contraire de l'axe Z) mais elle est positive à la base du pieu (dirigée vers le haut) et vaut 1963 kN pour un chargement de 4000 kN (près de la moitié ou 50% de la charge appliquée (4000 kN)) c'est la résistance au pic du pieu.

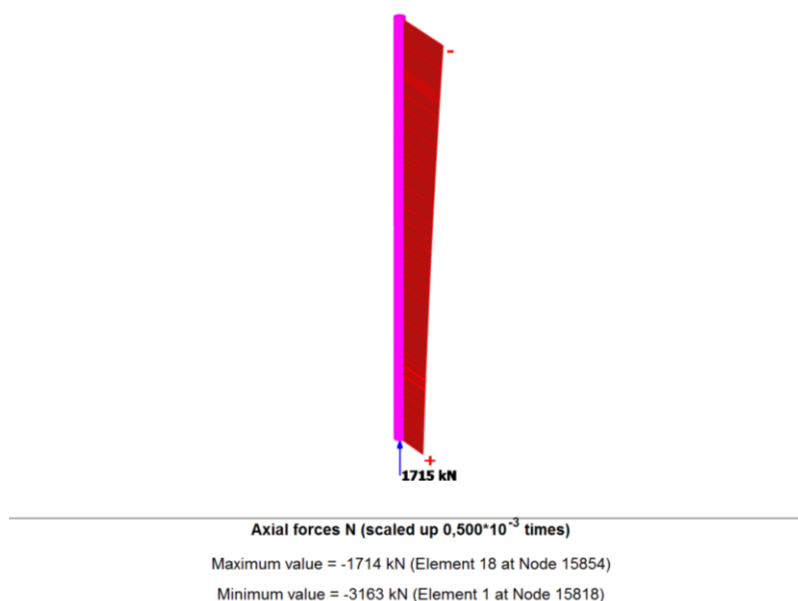


Figure IV.5 : Diagramme de l'effort normal sur le long du pieu (Q = 4000 kN).

• **Les moments fléchissants :**

Les Figures IV.6 et 7 montrent les diagrammes des moments fléchissants dans les deux directions xx et yy sur le long du pieux pour trois charges appliquées (2MN, 3MN, 4MN), où l'on constate que l'augmentation de la charge s'accompagne d'une montée de la valeur des moments fléchissants dans les deux directions. Les fortes valeurs s'observent à la base du pieu (en valeur absolue).

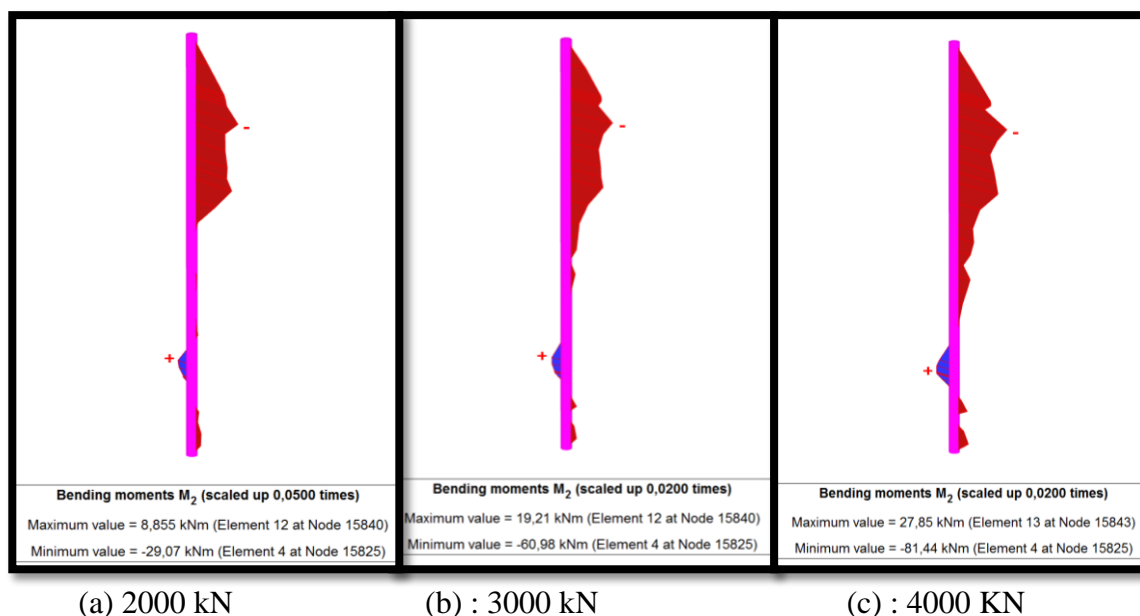


Figure IV.6 : Diagramme des moments fléchissants M_2 le long du pieu pour différents chargements.

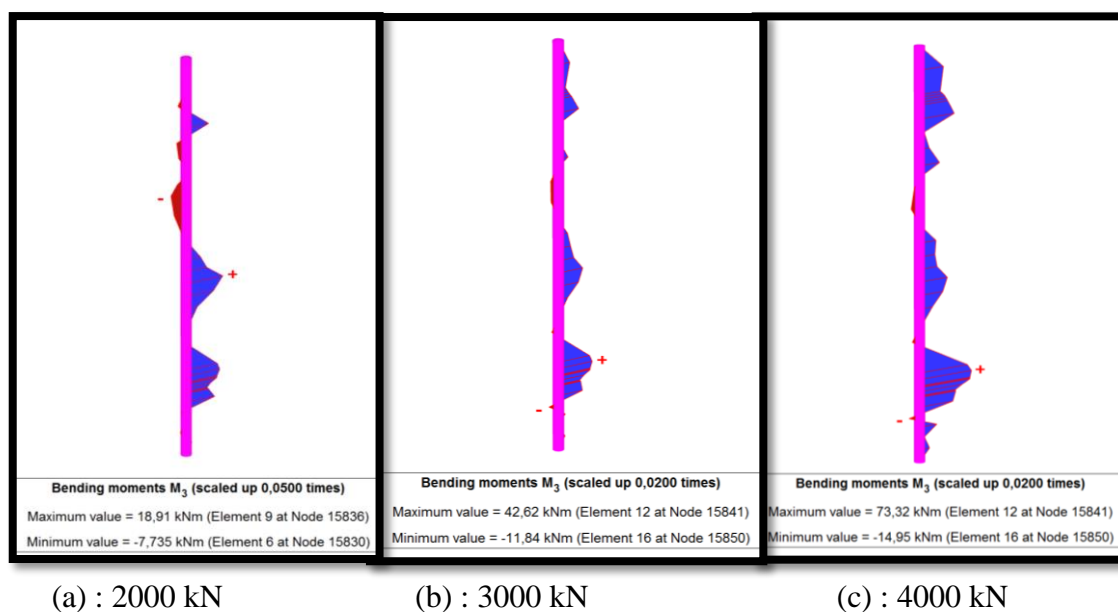


Figure IV.7 : Diagramme des moments fléchissants M_3 le long du pieu pour différents chargements.

IV.3.2. Groupe de 4 pieux (2×2) :

a- Géométrie du modèle :

Pour la modélisation du groupe de pieux nous avons construit des pieux encastrés dans un radier (pile cap foundation). Le modèle 3D a des dimensions en plan horizontal de 30x30m et une profondeur de 30 m tout comme auparavant (cf. tableau IV.3 et la figure IV.8a).

Tableau IV.3 : Caractéristiques géométriques du modèle (groupe de 4 pieux).

Matériau	L [m]	l [m]	Z[m]	d [m]
sol	30	30	30	-
pieux	-	-	10	0,5
semelle	4	4	0,8	-

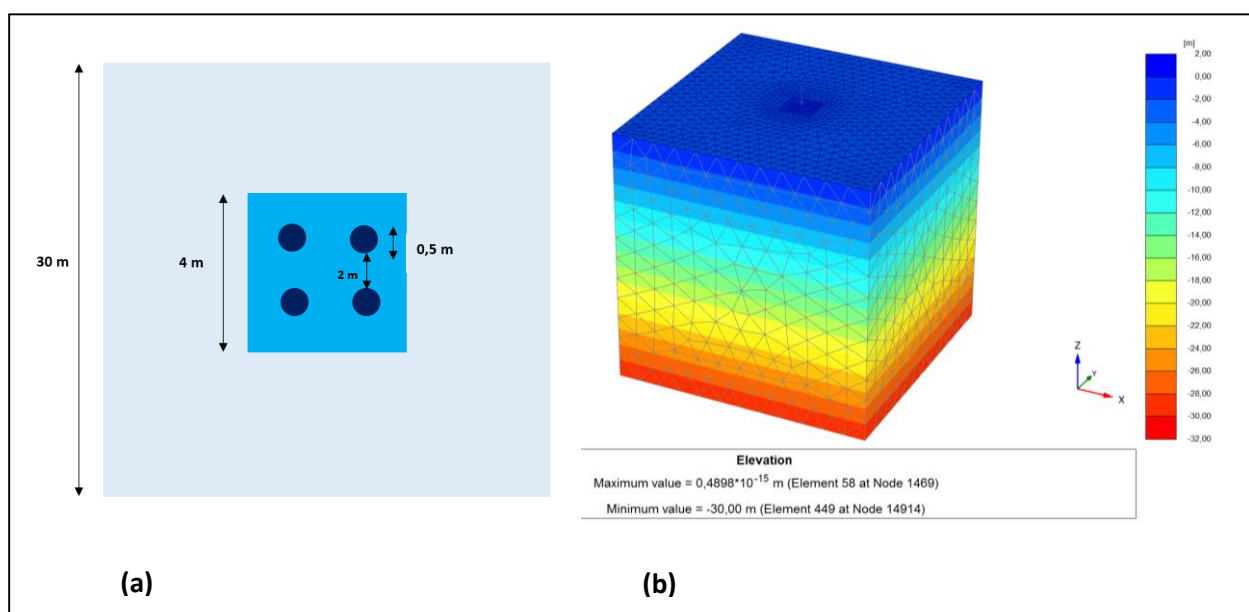


Figure IV.8 : Dimensions du modèle (groupe 4x4) (a). Maillage déformé (b).

Le sol est discrétisé avec un maillage triangulaire à 9 nœuds (cf. figure IV.8b) et il est modélisé par une loi de comportement élasto plastique de type Mohr-Coulomb. Les caractéristiques physiques et mécaniques des pieux et de la semelle ainsi que du sol sont récapitulées dans le tableau IV. 4.

Tableau IV. 4 : Propriétés physiques et mécaniques du modèle de validation

Matériau	Modèle	Type	γ <i>kN/m³</i>	γ_s <i>kN/m³</i>	E <i>kN/m²</i>	ν	C' <i>(Kpa)</i>	φ <i>(°)</i>	Ψ <i>(°)</i>
Pieu	Elastique linéaire	Non poreux	25	-	$20 \cdot 10^6$	0,2	-	-	-
Sol	Morh-Coulomb	Drainé	16	18	$25 \cdot 10^3$	0,3	1	36	6
semelle	Elastique linéaire	Non poreux	25	-	$20 \cdot 10^6$	0,2	-	-	-

b- Résultats et interprétation :

• Le tassement :

La figure IV. 9 montrée les déplacements sous l'effet du chargement vertical. Nous remarquons que les déformations se localisent plus au moins autour de la semelle de liaison pour les déplacements verticaux et diminuent en s'éloignant de celle-ci. Nous constatons que les déplacements sont moins importants à la base des pieux, puis diminuent au-delà en profondeur. Le déplacement vertical maximal est de l'ordre de 8 cm.

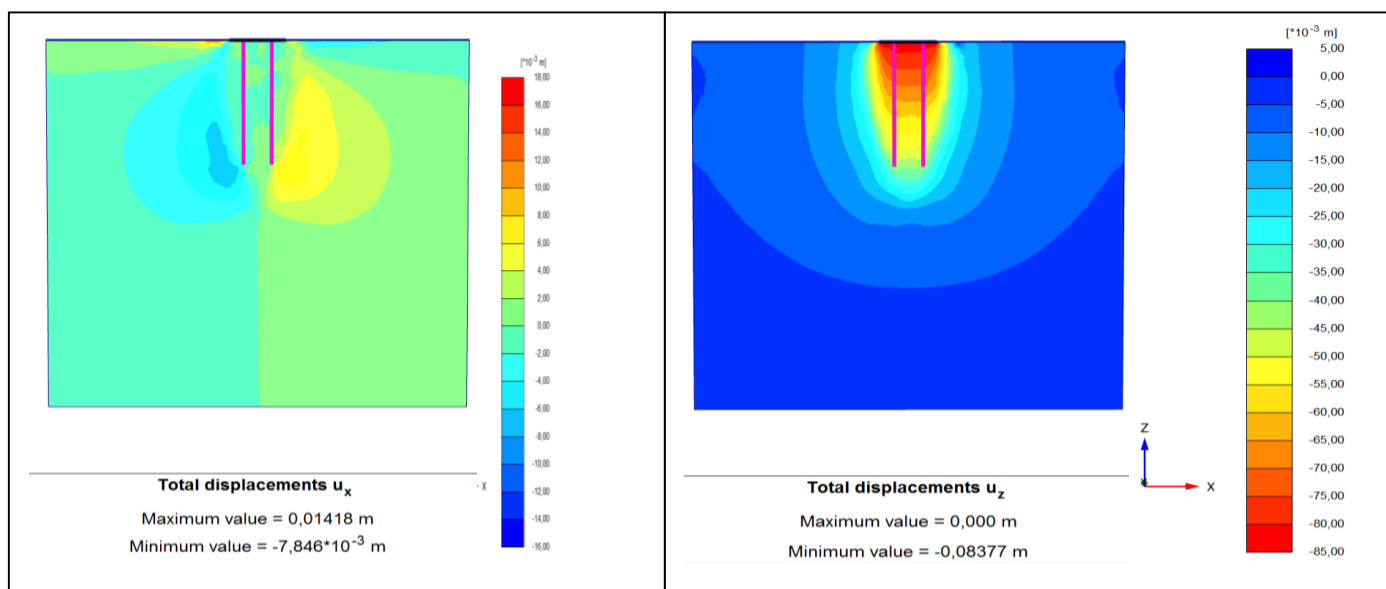


Figure IV.9 : Déplacement horizontal et vertical du sol-structure (chargement de 10 MN).

La figure IV.10 ci-dessous est très ressemblante à celle observée pour un seul pieu isolé. L'allure de la courbe est typique de celle que l'on enregistre expérimentalement lors d'un essai de chargement d'un groupe de pieux. Ce tassement semble faible pour de petites proportions

de charges puis augmente graduellement en fonction de celle-ci (pour ce cas de chargement nous avons pris 10000, 15000, 20000, 25000 et 30000 kN). Il s'amorce dès le second palier de chargement ($xQ=0,2$). Globalement les tassements sont plus faibles quand on utilise un groupe comme c'est le cas ici.

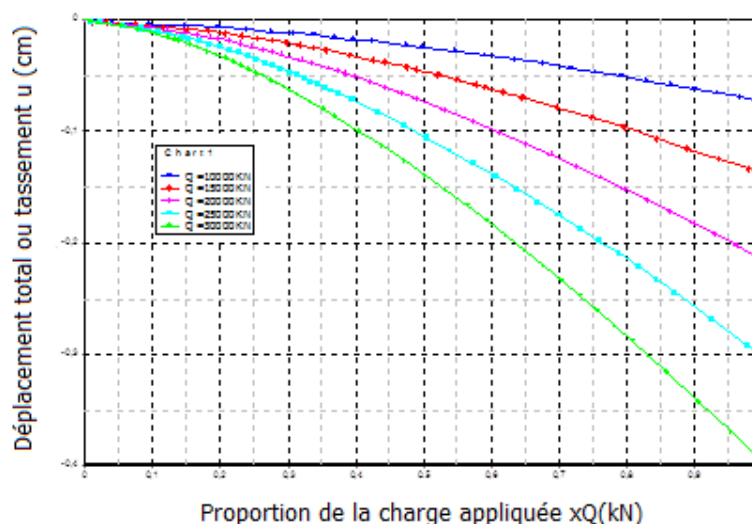


Figure IV.10 : Evolution du tassement avec la charge appliquée en tête du groupe de 4 pieux.

• **La force axiale dans les pieux :**

La figure IV.11 montre le diagramme de l'effort normal qui se développe dans l'axe du pieu. Cette force est positive à la base du pieu (dirigée vers le haut) et pour un chargement de 10000 kN, les pieux ont globalement le même chargement axial ce qui signifie que les pieux sont sollicités de la même manière (on voit ici le rôle de la semelle dans la répartition des efforts au pic ou à la base des pieux). On a une valeur de l'ordre de 600 kN.

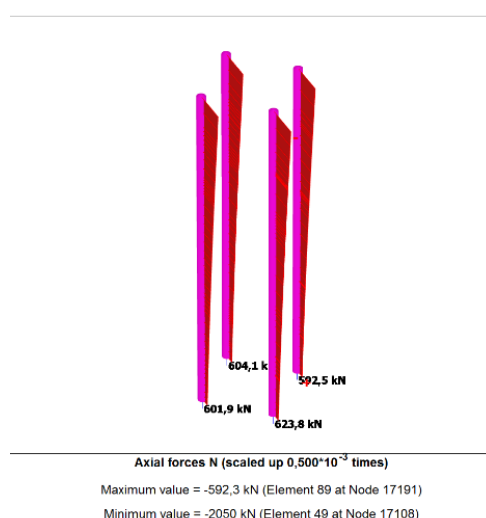
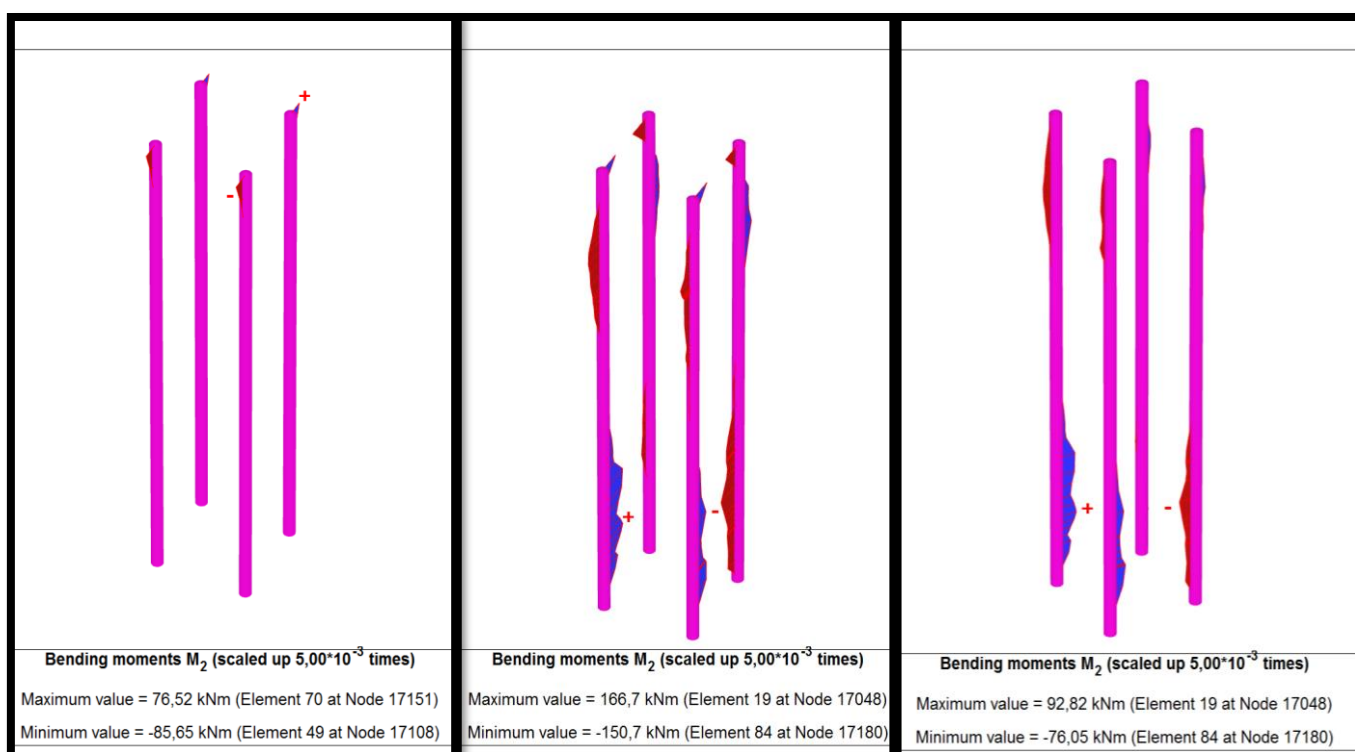


Figure IV. 11 : Diagramme des forces axiales dans les pieux (pour Q = 10000 KN).

• **Les moments fléchissants :**

Les Figures IV.12 et 13 montrent les diagrammes des moments fléchissants dans les deux directions xx et yy sur le long des pieux pour trois charges appliquées (10MN, 20MN, 30MN), où l'on constate que l'augmentation de la charge s'accompagne d'une montée de la valeur des moments fléchissants dans les deux directions. Les plus fortes valeurs s'observent à la base du pieu (en valeur absolue).

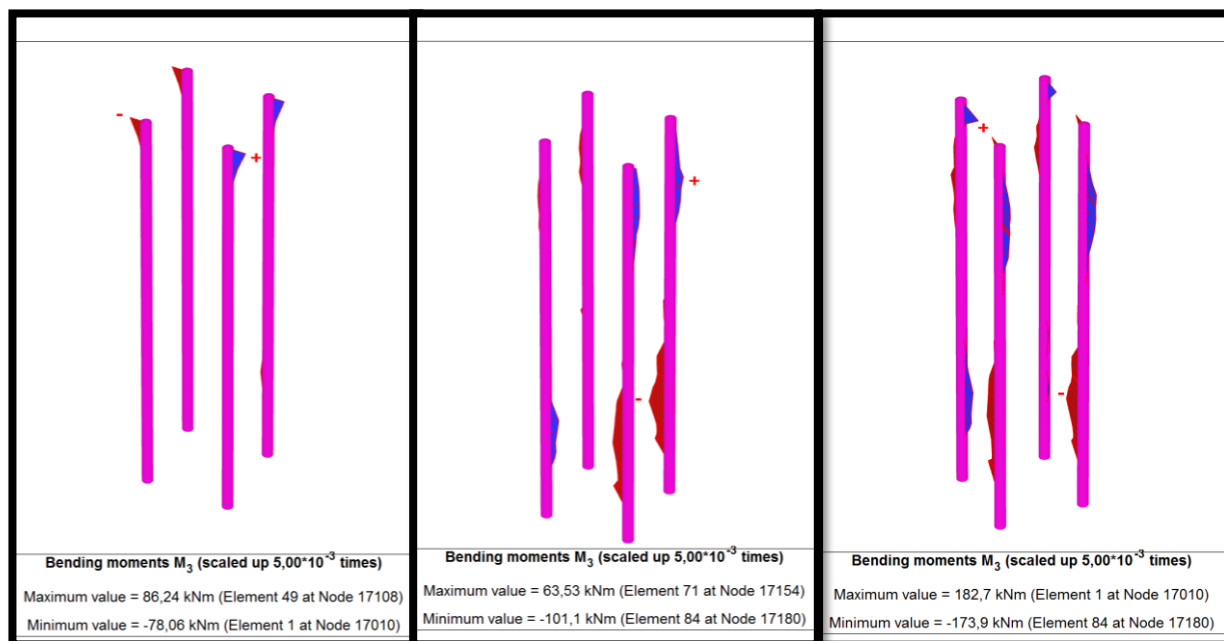


(a): $Q = 10000 \text{ KN}$,

(b): $Q = 20000 \text{ KN}$,

(c): $Q = 30000 \text{ KN}$

Figure IV. 12 : Diagrammes de M_2 le long des pieux pour différents chargements.



(a): $Q = 10000 \text{ KN}$, (b): $Q = 20000 \text{ KN}$, (c): $Q = 30000 \text{ KN}$

Figure IV. 13 : Diagrammes de M_3 le long des pieux pour différents chargements.

IV.3.3. Groupe de 9 pieux (3×3) :

a- Géométrie du modèle :

Pour la modélisation du groupe de 9 pieux nous avons construit des pieux encastrés dans un radier (pile cap foundation) de la même manière que précédemment (avec 4 pieux). Le modèle 3D a des dimensions en plan horizontal et en profondeur identiques que le modèle 4x4 (cf. la figure IV.14a). Le maillage 3D (déformé) est illustré en figure IV.14b.

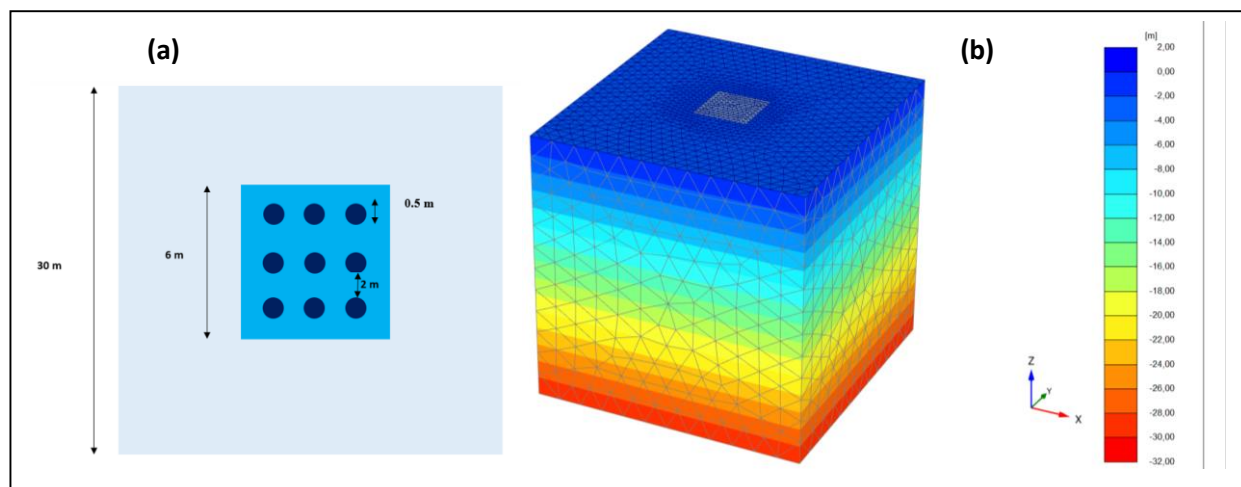


Figure IV.14 : Dimensions du modèle (groupe 3x3) (a). Maillage déformé du modèle (b).

b- Résultats et Interprétation :

• **Le tassement :**

La figure IV.15 montre les déplacements totaux et la valeur maximale est observée juste en dessous de la semelle qui descend de 4,5 cm environ pour un chargement de 10 MN.

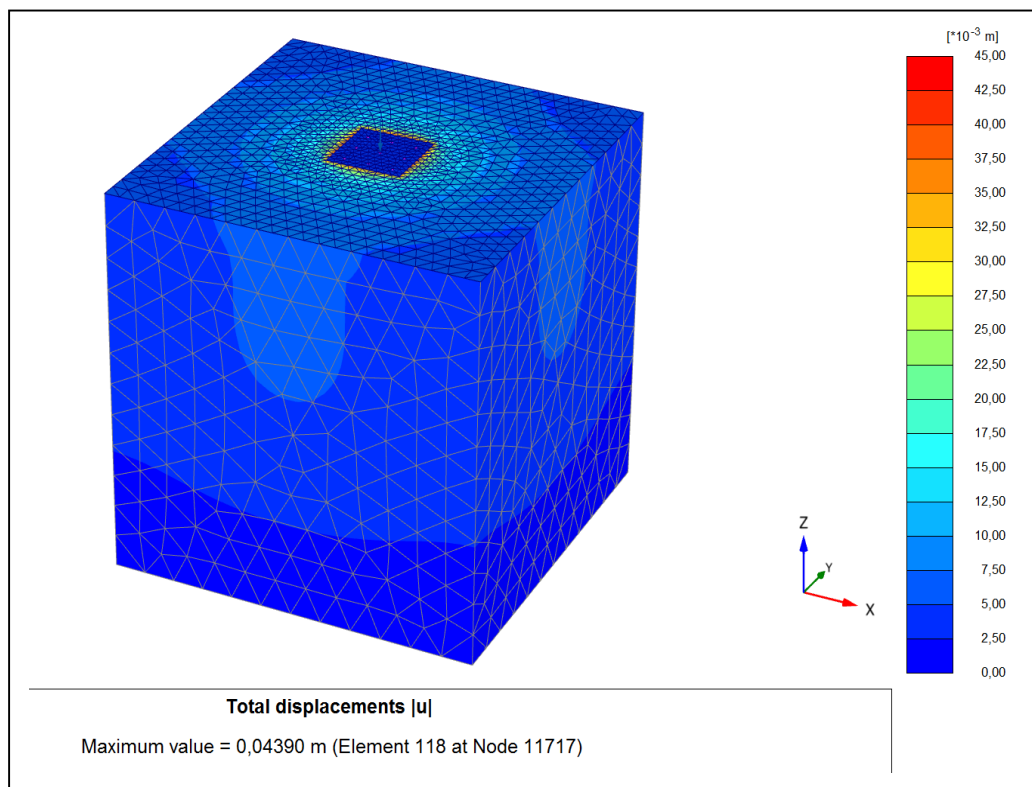


Figure IV.15 : Déplacement total pour un chargement de 10000 kN.

Les déplacements horizontaux sont nettement plus faibles (de l'ordre de 7 mm) par rapport aux déplacements verticaux (de l'ordre de 4,5 cm) et cela est compréhensible puisque la charge est appliquée verticalement (dans le sens z). Le déplacement vertical maximal s'observe au niveau des pieux centraux (car ils sont plus sollicités par la charge appliquée) mais pour les déplacements horizontaux ceux-ci sont observés aux extrémités opposées de la pointe des pieux et en périphérie de la semelle. Nous remarquons aussi que pour la même charge appliquée le déplacement vertical est réduit de moitié pour un groupe de 9 (4,5 cm) pieux par rapport à celui de 4 pieux (8cm).

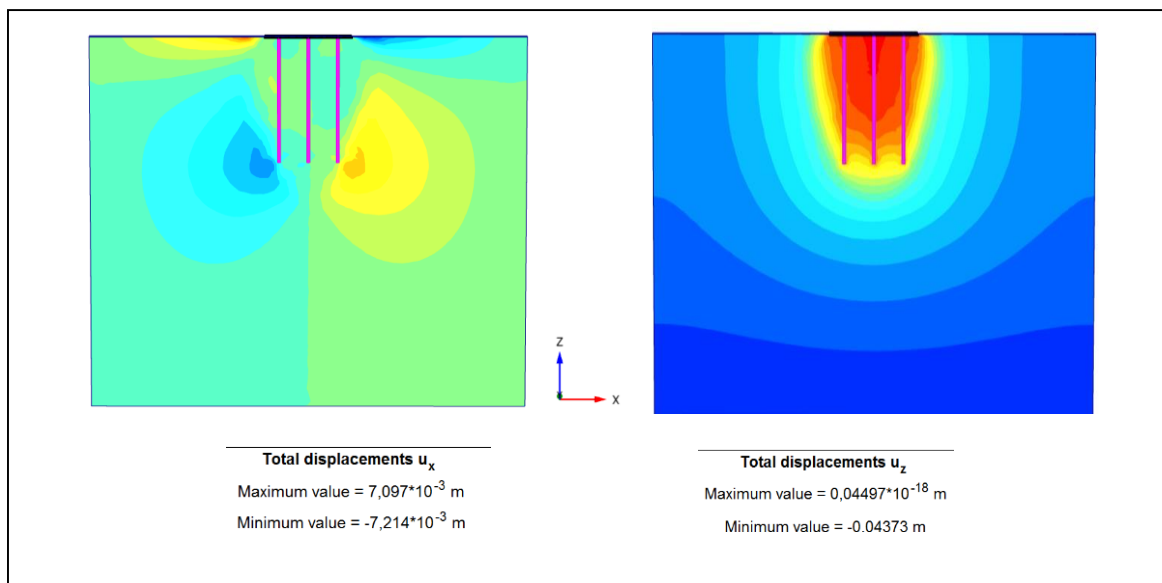


Figure IV.16 : Déplacement horizontal et vertical du sol (pour $Q=10000$ kN).

L'allure de la courbe est typique de celle que l'on enregistre expérimentalement lors d'un essai de chargement d'un groupe de pieux (cf. figure IV.17). Ce tassement semble faible pour de petites proportions de charge puis augmente graduellement en fonction de celle-ci (chargement pris exactement le même que précédemment : 10000, 15000, 20000, 25000 et 30000 kN). Il s'amorce dès le second palier de chargement ($xQ=0,2$). Globalement les tassements sont plus faibles pour un groupe de 9 pieux par rapport à celui observé pour un groupe de 4 pieux. C'est l'effet de groupe sur le tassement qui est mis en évidence.

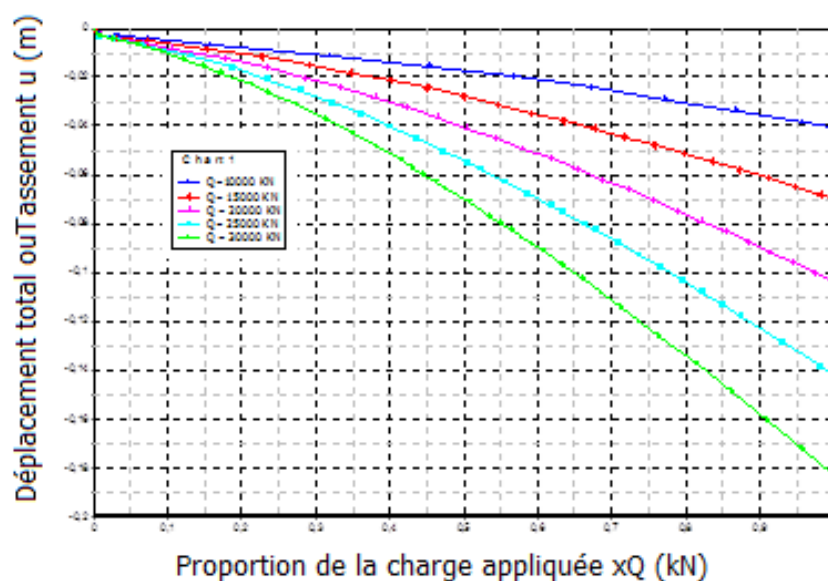


Figure IV.17 : Evolution du tassement avec la charge appliquée en tête du groupe de 9 pieux.

- **La force axiale dans les pieux :**

Le diagramme représentant l'effort normal qui se développe dans l'axe des pieux, donné en figure IV.18, montre que cette force est positive à la base de tous les pieux (dirigée vers le haut). Pour un chargement de 10000 kN, les pieux ont globalement le même chargement axial ce qui signifie que les pieux sont sollicités de la même manière (on voit ici le rôle de la semelle dans la répartition des efforts au pic ou à la base des pieux). On a une valeur de l'ordre de 200 kN, pratiquement le (1/3) de celle retrouvée pour un groupe de 4 pieux.

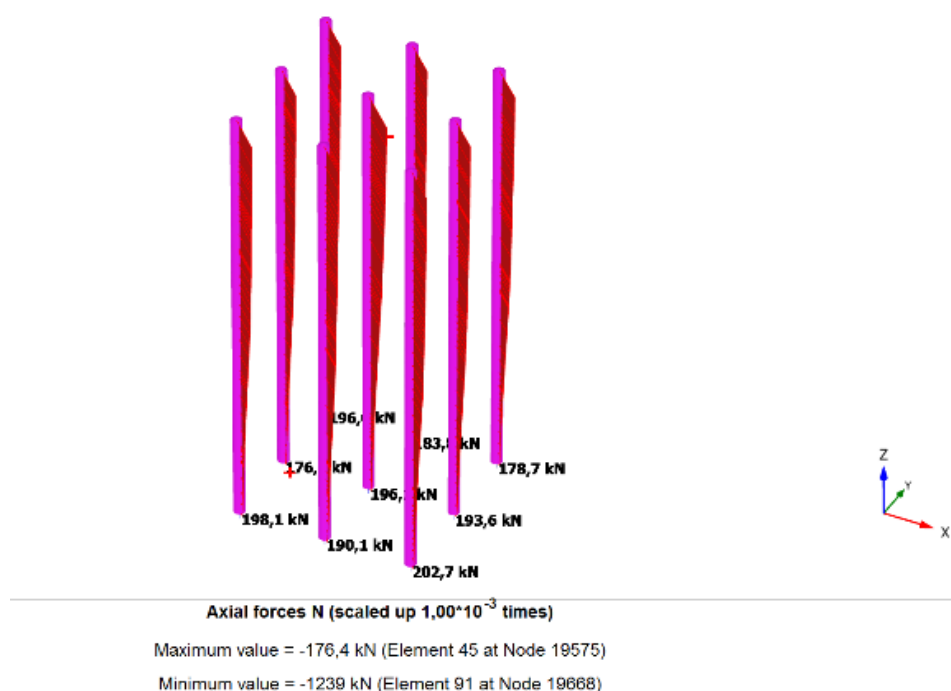
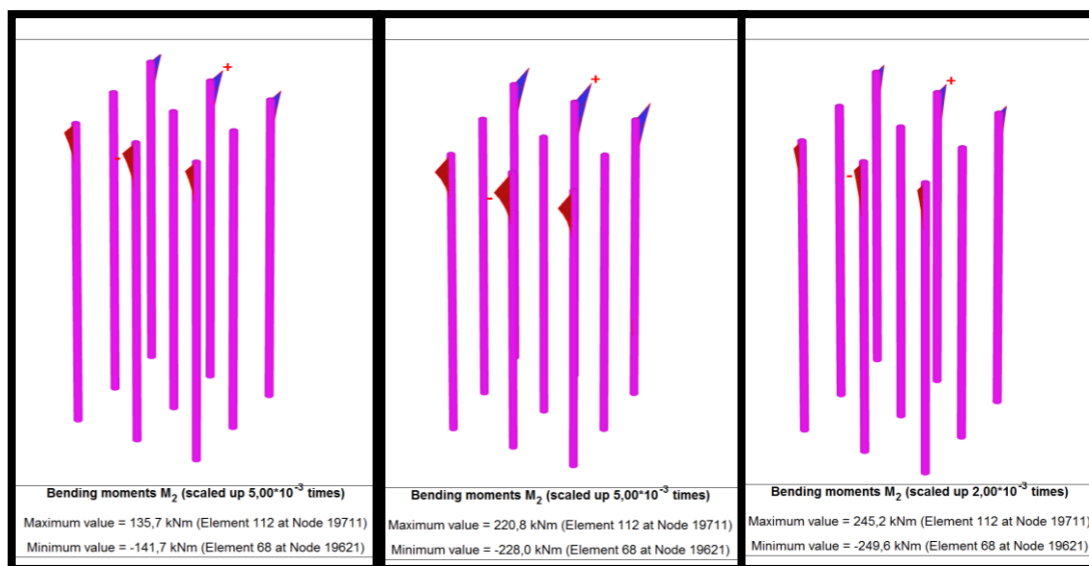


Figure IV. 18 : Diagramme de la force axiale sur la longueur du pieu (Q = 10000 KN)

- **Les moments fléchissants :**

Les Figures IV.19 et 20 montrent les diagrammes des moments fléchissants dans les deux directions xx et yy sur le long des pieux pour trois charges appliquées (10MN, 20MN, 30MN), où l'on constate que l'augmentation de la charge s'accompagne d'une montée de la valeur des moments fléchissants dans les deux directions. Les plus fortes valeurs s'observent à la base du pieu (en valeur absolue) mais les pieux centraux semblent épargnés (ou protégés) de la flexion du fait des autres pieux qui les entourent.

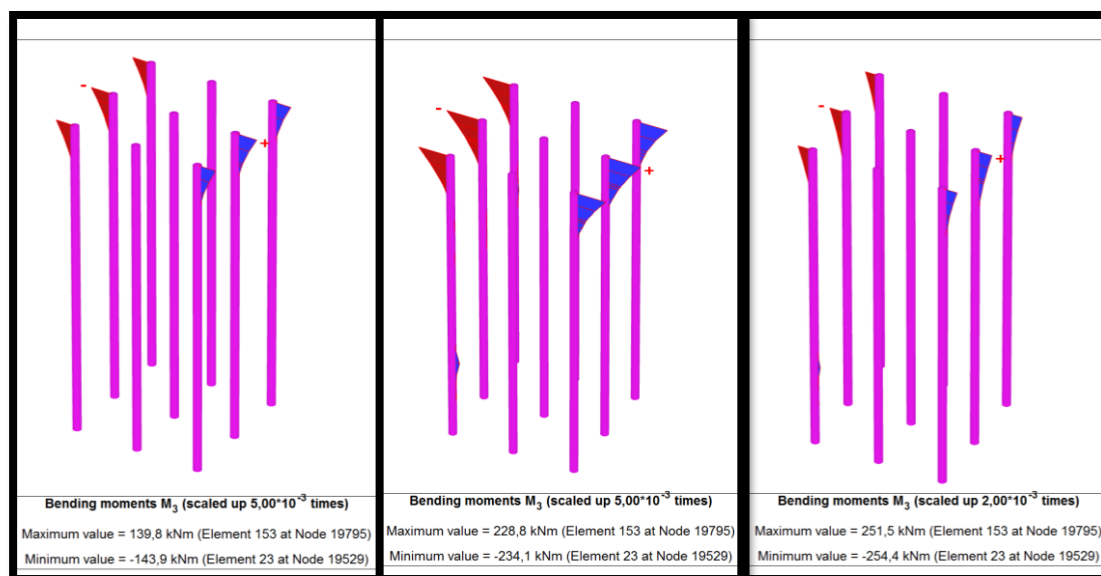


(a): $Q = 10000 \text{ KN}$

(b): $Q = 20000 \text{ KN}$

(c): $Q = 30000 \text{ KN}$

Figure IV. 19 : Diagramme des moments fléchissants M_2 sur le long du pieu.



(a): $Q = 10000 \text{ KN}$

(b): $Q = 20000 \text{ KN}$

(c): $Q = 30000 \text{ KN}$

Figure IV. 20 : Diagramme des moments fléchissants M_3 sur le long du pieu.

IV.4. Analyse et commentaires :

La modélisation par éléments finis nous a permis de faire les observations suivantes :

-En augmentant la charge verticale au centre de la semelle, les tassements augmentent que ce soit pour un pieu isolé ou avec un groupe de pieux, À partir de cela, on peut dire que la charge influe sur les tassements du sol entourant ces pieux.

- Les groupes de pieux peuvent supporter plus de charges avec moins de déplacement contrairement pour les pieux isolés.
- Enfin on peut dire que le groupe de pieux est affecter sur la stabilisation, il est diminué de tassement mais ne l'annule pas.

IV.5. Conclusion :

La modélisation avec le logiciel Plaxis 3D Version 2013, effectuée sur un pieu isolé au départ puis sur un groupe de 4 puis 9 pieux dans un terrain homogène sableux, a permis d'évaluer les réactions des pieux vis-à-vis des charges, nous dirons que :

- Le comportement d'un pieu dans un groupe est fort complexe, et est très différent du comportement du pieu isolé. Lorsque le pieu est soumis à un chargement transmis par la semelle de liaison, sa résistance vis-à-vis du chargement entraîne une mobilisation de la réaction du sol qui enserre le pieu, ce qui en résulte une superposition des contraintes et des déformations dans le sol.
- L'influence du chargement statique et/ou dynamique par des valeurs de déplacement vertical et horizontal de l'ensemble sol-pieu-radier et les moments dans les pieux est importante.
- L'analyse du tassement du groupe de pieux dans un sol pulvérulent (en conditions drainées) est basée sur la théorie du tassement linéaire, qui à besoin des valeurs de frottement latéral et de la résistance en pointe du pieu en entrée.

Finalement on peut dire que le groupe de pieux c'est la solution la plus efficace pour la stabilisation et la réduction du tassement des sols.

Conclusion générale :

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le comportement d'un groupe de pieux encastrés dans une semelle de liaison (un radier) sous charges verticales dans un sol. Ceux-ci sont enfoncés dans un sable lâche et avons considéré un frottement positif à l'interface sol-structure.

Les résultats de cette modélisation numérique en 3D avec Plaxis (version 2013) a montré que le pieu qui fait partie d'un groupe a un comportement différent de celui d'un pieu isolé. Les modifications dont il y a lieu de tenir compte concernent :

- la force portante, sous sollicitations axiales.
- le tassement d'ensemble sol-structure.
- le frottement positif à l'interface sol-structure (pieu).

Deux causes différentes sont à l'origine de ces effets de groupe :

- la mise en place d'un ensemble de pieux crée un remaniement du sol qui est différent de celui qui est produit par la mise en place d'un pieu isolé, dont le comportement sert de référence. La réaction du sol, sous et autour du pieu, est modifiée. Ainsi, lors de la mise en place de pieux battus dans des sables lâches, au cours du battage, la densité du sol augmente ainsi que ses propriétés mécaniques et il n'est pas rare de ne pas pouvoir mettre en place les derniers pieux d'un groupe. Cela "peut-être" peut expliquer les valeurs de tassement trouvés dans la modélisation plus faibles pour des groupes de pieux plus nombreux que ceux qui sont à petit groupe.
- la charge appliquée sur un pieu a une influence, en termes d'efforts et de déplacements, sur le comportement des pieux voisins. Cette influence provient de l'interaction entre les différents pieux : à chaque pieu correspond un volume de terrain plus ou moins important qui équilibre les efforts appliqués sur ce pieu. Au sein d'un groupe, ces volumes interagissent. La raideur apparente de chaque pieu est alors différente et la raideur globale du groupe est inférieure à la somme des raideurs de chaque pieu isolé. Les effets de groupe ont beaucoup plus d'importance sur l'évaluation des tassements que sur l'évaluation de la portance. Chaque pieu d'un groupe, selon sa position par rapport au point d'application de la charge verticale, n'est pas soumis au même chargement et montrent des diagrammes de moments de flexion différents entre les pieux centraux et les pieux en périphérie de la semelle. Cependant la semelle de liaison joue le rôle d'équilibrage dans la répartition des

efforts transmis à chaque pieu, comme il a été montré dans les valeurs prises par les efforts axiaux dans les pieux (effort en pointe), juste en dessous des pieux. Ces interactions peuvent être chiffrées par des méthodes numériques telles que la méthode des éléments finis. La mise en place d'un groupe de pieux est la solution la plus efficace pour la stabilisation et la réduction du tassement des sols.

Références bibliographique

- [1] **Adel M. Hanna, George Morcoux, Mary Helmy**, 2004, « Efficiency of pile groups installed in cohesionless soil using artificial neural networks », Article in Canadian Geotechnical Journal.
- [2] **Baguelin. F**, (2013), « Apport de l'essai pressiométrique MENARD au dimensionnement des fondations sur pieux. » FONDASOL Paris-France, Document OPU Alger (office des publications universitaires).
- [3] **Bakour. A**, (2008), mémoire présentée à l'école de technologie supérieure, « comportement des fondations profondes sous charge : aspects structuraux et géotechniques », université du Québec, Montréal.
- [4] **Benjamin baert**, 2014, master thesis, « Analysis of the Installation of a Series of Piles for Offshore Wind Turbine Foundations », Université Rostock.
- [5] **Bouafia. A**, (2018), « Conception et calcul des ouvrages géotechniques », Fondations, Soutènements et talus. Cours et problèmes résolus. Génie Civil. Collection les fascicules du LMD. Ed Pages Bleues Internationales-Maison d'édition pour l'enseignement et la formation, Bouira.
- [6] **Bouafia. A**, (2004), « les essais in-situ dans les projets de fondation », 3^{ème} Edition OPU (office des publications universitaires d'Alger), ISBN 978-9961-0-0692-4.
- [7] **Bourokba M, S. A**, (2015-2016), « Calcul pratique des fondations » Polycopié de Cours en Génie Civil - USTO (Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed BOUDIAF).
- [8] **C. Plumelle**, (2004-2005), « fondation profonde », cours génie civil chapitre XV, C.N.A.M (Conservatoire National des Arts et Métiers) Géotechnique B1/B6.
- [9] **Caritat, Peruzzis, Gaëtan**, (2018/2019), Mémoire master « Optimisation de dispositions de pieux uniformisant le tassement des réservoirs », Ecole polytechnique de Louvain, Université catholique de Louvain.
- [10] **Cheikh. S, Gora. S**, (2007), « Etude comparative entre Méthodes de calcul des pieux : Application à l'échangeur de la Patte d'Oie », projet de fin d'études de l'Université Cheikh Anta Diop de Dakar-Sénégal.
- [11] **Christin. J ; Reiffsteck. P ; LE Kouby. A**, (2012/2013), « Proposition d'une méthode de des fondations sur pieux. », FONDASOL Paris-France. Document OPU Alger (office des terrains), Livrable du projet Pieux Bois.

- [12] **Émilce Ligneau**, (2010), mémoire master « Micropieux et reprise en sous oeuvre des fondations », présenté au institut de la promotion supérieure du travail conservation national des arts et métiers.
- [13] **EPF Lausanne**, (2000), cours polycopie : Classification des pieux, Travaux de Fondation, Ecole polytechnique fédérale de Lausanne.
- [14] **Estephan Roger**, (2003), Thèse de doctora « Contributions aux méthodes de calcul des groupes et des réseaux de micropieux ». Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Centre d'Enseignement et de recherche en mécanique des Sols (CERMES).
- [15] **Fascicule N° 62- titre V**, (1993), Cahier des clauses technique générales applicables au marchés publics de travaux «règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de genie civil ».
- [16] **FOND 72**, (1972), document technique « Fondations courantes d'ouvrages d'art », L C P C - S E T R A, Ministère de l'Équipement, des transports et du logement.
- [17] **FOREVER**, (2004), « Synthèse des résultats et recommandations du Projet national sur les micropieux », presses de l'école nationale des ponts et chaussées, ISBN 2-85978-384-9.
- [18] **G. Degoutte, P. Royet**, (2009), « Aide-mémoire de mécanique des sols », publications de l'ENGREF (Ecole Nationale du Génie Rural des eaux et des forêts) Paris.
- [19] Guides pratiques sur les ouvrages en mer (1988) : «Pieux dans les formations carbonatées» et «capacité portante des pieux », ARGEMA (Association de Recherche En Géotechnique Marine), France.
- [20] **Hamdidi. T**, (2018/2019), mémoire Master « Étude de comportement d'une fondation sur un groupe de pieux », université mouloud mammeri de tizi-ouzou.
- [21] **Han XIAO**, (2014 –2015), mémoire Master « Etudes du comportement de la fondation offshore du type mono-pieu», université de liege, faculté des sciences appliquées.
- [22] **Hariech. k, Ykhelfoune. A**, (2019), Mémoire Master « Prédiction du comportement d'un pieu implanté à la proximité d'un talus par RNA », Université Mohammed Seddik Ben Yahia –Jijel.
- [23] **JNGG Nancy**. (2016), « modélisation d'un système d'interaction sol pieux structure sur un groupe de pieux géothermiques », document scientifique.
- [24] **John N, cernica**, (1994), « geotechnical engineering: foundation design », published by wiley, 1st edition, ISBN 0-471-30887-0.
- [25] **Kassoul A**, (2015/2016), « Ossatures Bâtiment »- Chapitre 2 : Fondations. Cours MASTER, Génie Civil – Option : Structures civiles et industrielles—UHB Chlef.

- [26] **L.H. Chekroun, N. Boumechra, A. Djedid**, (2015), « Behavior of a pile group (3.3) subjected to lateral loading », document scientifique, Université de Tlemcen, Algérie.
- [27] **Lo.** (1967), « Discussion to paper by Y.O. Beredugo », Article in Canadian Geotechnical journal, Volume 4.
- [28] **MENARD L.**, (1976), « le pressiomètre MENARD », Notice générale, 1961.
- [29] **Meyerhof, G.G.**, «Bearing Capacity and settlement of pile foundations», Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, VOL 102.
- [30] **Muni Budhu**, (2011), «Soil mechanics and foundations », Department of Civil Engineering & Engineering Mechanics - University of Arizona. 3rd Edition JOHN WILEY & SONS, INC. Printed in the United States of America, SBN 978-0-470-55684-9.
- [31] **Ngoc-Thanh Nguyen**, (2008), « Modélisation du comportement des fondations profondes dans les argiles molles », Thèse de doctorat en Géotechnique, Laboratoire Sols, Solides, Structures - Risques ; IP Grenoble.
- [32] **Olivier Combarieu**, (1999), « Estimation du frottement latéral sol-pieu à partir du pressiomètre et des caractéristiques de cisaillement », document scientifique, Laboratoire régional des Ponts et Chaussées de Rouen.
- [33] **Pierre Martin**, (2011), « Géotechnique appliquée au BTP », Groupe Eyrolles, ISBN : 978-2-212-12271-8.
- [34] **Poulos, H.G ; et E .H. Davis.** (1980), « Pile foundation analysis and design », series in geotechnical engineering, New York Wiley, university of sydney.
- [35] **Poulos, H.G et N.S .Mattes**, (1971b), «Settlement and Load Distribution Analysis of pile groups », Article in Australian Geomechanics Journal.
- [36] **Poulos, H.G.** (1968b), «Analysis of the settlement of pile groups ». Géotechnique, n° 18, Lecturer in civil engineering, university of Sydney.
- [37] **Prakash et Hari D. Sharma**, (1990), « pile foundations in engineering practice », New York, Chichester: Wiley, ISBN 0-471-61653-2.
- [38] **Reiffsteck P.**, (2010), Cour de fondation des ouvrages. Laboratoire Central des Ponts et chaussées Division Mécanique des Sols des Roches et de la Géologie de l'Ingénieur.
- [39] **S. mezazigh, D. levacher, A.dana**, (2000), « étude expérimental de l'effet de groupe et de la densité du massif de sol sur les courbes de réaction P-Y des pieux chargés latéralement », VI èmes journées nationales génie côtier-génie civil, université Caen, center français du littoral.
- [40] **Sébastien guillemoteau, nadège chabert**, (2018), « travaux maritimes et fluviaux », revue technique des entreprises de travaux public.

- [41] **TSTP.** (2008), Techniciens Supérieurs Travaux Publics, cours fondations profondes procédés généraux de construction, lycée pierre caraminot 19300 Egletons.
- [42] **V. M. Soukatchoff,** (1010/1011), « Géotechnique Appliquée », (2ème Partie), Cours Géotechnique 2^{ème} Année, Ecole des Mines de Nancy.
- [43] **V. N. S. Murthy,** (2002), « geotechnical engineering: principles and practices of soil mechanics and foundation engineering», Marcel Dekker, New York, Basel, ISBN 0-8247-0873-3.
- [44] **Vesic. A. S,** (1977), « design of pile foundation », Transportation Research Board (TRB), National cooperative Highway research program, synthesis of highway practice.
- [45] **Vesic. A. S,** (1969), « Experiment with Instrumented pile groups in sand », ASTM (American society for testing and materials), Special Technical Publication.
- [46] **Wei Dong Guo,** (2013), «Theory and Practice of Pile Foundations», CRC Press is an imprint of Taylor & Francis Group, an Informa business, ISBN-13: 978-0-203-12532-8.
- [47] <http://coursexosup.blogspot.com/2015/04/fondations-introduction-toute-structure.html?m=1>

Résumé

Ce travail constitue une contribution à la compréhension et à l'analyse du comportement d'un groupe de pieux enfoncés dans un sol sableux lâche et nous admettons qu'il y a un frottement positif entre l'interface sol-pieu. Ceux-ci, supposés construits en béton, sont encastrés dans une semelle de jointure et soumis à de différentes charges verticales, en utilisant le code de calcul par éléments finis tridimensionnel Plaxis 3D (version 2013). Afin d'estimer le tassement du sol sous les pieux et voir l'influence ou l'effet du groupe sur celui-ci ainsi que sur les valeurs des forces axiales en pointe des pieux et sur les moments de flexion, deux groupes de pieux (un de 2x2 et un autre de 3x3) ont fait l'objet d'une recherche d'influence et ont montré que plus le nombre de pieux du groupe est grand plus le tassement du sol est petit. L'effet de la présence de la semelle (ou radier) de jointure a un rôle majeur dans la répartition équitable de la charge dans les pieux.

Mots-clés :

Sol, fondation, sable, groupe de pieux, tassement, modélisation, éléments finis, Plaxis 3D.

Abstract

This work constitutes a contribution to the understanding and to the analysis of the behavior of a group of piles, driven in a loose sandy soil and we admit that there is a positive friction between the soil-pile interface. These, supposedly built in concrete, are embedded in a joint flange and subjected to different vertical loads, using the three-dimensional finite element calculation code Plaxis 3D (2013 version). To estimate the settlement of the soil under the piles and see the influence or the effect of the group on it as well as on the values of the axial forces at the point of the piles and on the bending moments, two groups of piles (one of 2x2 and another 3x3) were the subject of influence research and showed that the larger the number of piles in the group, the smaller the soil settlement. The effect of the presence of the joint flange (or raft) has a major role in the equitable distribution of the load in the piles.

Key words :

Soil, foundation, sand, group of piles. Settlement, modeling, finite elements, Plaxis 3D

ملخص

يشكل هذا العمل مساهمة في فهم وتحليل سلوك مجموعة من الأكوام، مدفوعة في تربة رملية فضفاضة ونعترف بوجود احتكاك إيجابي بين السطح البيئي للتربة. يتم تضمين هذه، التي يُفترض أنها مبنية من الخرسانة، في شفة مشتركة وتخضع لأحمال رأسية مختلفة، باستخدام كود حساب العناصر المحدودة ثلاثي الأبعاد Plaxis 3D (إصدار 2013). لتقدير استقرار التربة تحت الأكوام ومعرفة تأثير أو تأثير المجموعة عليها وكذلك على قيم القوى المحورية عند نقطة الأكوام وعلى لحظات الانحناء، تجتاحان من الأكوام (واحد من 2×2 والآخر 3×3) كان موضوعاً لبحث التأثير وأظهر أنه كلما زاد عدد الأكوام في المجموعة، كانت تسوية التربة أصغر. إن تأثير وجود الفلنجة المشتركة (أو الطوافة) له دور رئيسي في التوزيع العادل للحمل في الأكوام.

الكلمات الدالة :

التربة والأساس والرمل ومجموعة الركائز. التسوية، النمذجة، العناصر المحدودة، Plaxis 3D