

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou (UMMTO)



Faculté du génie de la construction

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme de **Master** en : **Génie Civil**

Option : Géotechnique

Thème

Influence de l'interaction sol-structure sur le comportement au fluage des pieux sous chargement latéral constant

Réalisé par : **Mlle CHIBANI Laithmas**

Encadré par : **Mr GHOUILEM Kamel**

Devant le jury composé de :

Mme BOUZEBoudja.A

Maitre de conférences B à l'UMMTO

Présidente

Mr MERAKEB.S

Maitre de conférences B à l'UMMTO

Examineur

Mr GHOUILEM.K

Maitre de conférences A à l'UMMTO

Encadreur

Promotion : 2020/2021

Remerciements

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de mon parcours et qui m'ont aidée lors de la rédaction de ce mémoire.

Je voudrais dans un premier temps remercier, mon directeur de mémoire Monsieur GHOUILEM.K, professeur de Génie Civil à l'université de MOULOUD MAMMERI de Tizi-Ouzou, pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter ma réflexion.

Je tiens à remercier Madame BOUZEBODJA, ainsi que Monsieur MERAKEB pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger mon travail.

Je remercie les autres professeurs et enseignants de ma session, sans oublié Monsieur BOUDLAL pour sa patience et sa disponibilité, et surtout ses judicieux conseils.

Dédicace

Je dédie ce présent travail à ma famille, en l'occurrence mon père et ma mère pour leurs sacrifices, leurs accompagnements, et leurs encouragements, ainsi que mes sœurs Kahina, Miassa, Chafia, Samira et Ferroudja, sans oublié mes chères amis Messaouda et Said.

A tous ceux qui ont contribué et aidé de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire de fin d'étude.

Résumé

Le présent travail à caractère théorique et numérique étudie l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement au fluage des pieux sous chargement latéral constant, avec une introduction de cette étude, ainsi que la modélisation de se dernier à l'aide du logiciel ANSYS 17.1 en 2D. En première partie, s'expose les différents types de fondations profondes, ainsi que les modes opératoires et outils de réalisation de quelques pieux. La seconde partie, s'intéresse aux différentes méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure. La troisième partie, porte sur les différentes méthodes d'analyse pour un pieu isolé et pour un groupe de pieux sous charges latérales. La dernière partie, concerne la modélisation du fluage dans l'analyse du comportement d'un groupe de deux pieux à long terme, sous chargement latéral constant avec prise en compte de l'influence de l'interface sol – structure à l'aide du logiciel ANSYS, par la méthode des Eléments Finis. Pour finir, des conclusions et perspectives qui découlent de ce travail sont présentées.

Table des matières

Liste des figures

Liste des tableaux

Liste des abréviations et symboles

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Généralités sur les fondations profondes

I.1. Introduction	01
I.2. Définitions de la fondation profonde	01
I.3. Définition d'un pieu	02
I.4. Principe De Fonctionnement	03
I.4.1. Cas d'un pieu isolé	03
I.4.2. Cas de groupes de pieux	05
I.5. Classification Des Pieux	05
I.6. Modes opératoires et outils de réalisation de quelques pieux	10
I.6.1. Modes opératoires de réalisation de quelques pieux	10
I.6.2. Outils de réalisation de quelques pieux	13
I.7. Domain d'utilisation des pieux	15
I.7.1. Pieu battu	15
I.7.2 Pieux forés moulés	16
I.8. Détermination de la charge limite d'un pieu isolé	16
I.9. Dimensionnement des pieux	17
I.9.1. Dimensionnement par la méthode pressiométrique	17
I.10. Principes de calcul des pieux	19
I.11. Conclusion	20

Chapitre II : Généralités sur l'interaction sol-structure

II.1. Introduction	21
II.2. Objectif des analyses d'interaction sol-structure	21
II.3. Généralités	22
II.4. Notion d'interaction sol-structure.....	23
II.5. Etude du problème d'interaction sol structure	23
II.5.1. Formulation d'un problème d'interaction	23
II.5.2. Mouvement du sol en champ libre	25
II.6. Illustration de l'effet de l'interaction sol structure	26
II.6.1. Model analogique simplifie	26
II.6.2. Influence de l'interaction sol structure	27
II.7. Les effets de l'ISS	27
II.8. Les phénomènes physiques dus à l'interaction sol-structure	28
II.8.1. Interaction cinématique et interaction inertielle	28
II.8.2. L'amortissement radiatif	28
II.8.3. La liquéfaction	29
II.9. Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure	30
II.9.1. Méthodes directes	30
II.9.2. Méthodes de sous-structures	31
II.9.2.1. Méthode de frontière	32
II.9.2.2. Méthode de volume	33
II.9.3. Méthodes hybrides	33
II.10. Discrétisation par éléments finis du problème de contact en géotechnique	36
II.10.1. Eléments sans épaisseur	37
II.10.2. Eléments couche mince	38
II.11. Conclusion	39

Chapitre III : Généralités sur les fondations profondes sous charges latérales

III.1. Introduction	40
III.1.1. Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral	40
III.1.2. Valeurs proposées pour le module de réaction du sol	41
III.2. Pieu isolé sous charges latérales	43
III.2.1. Méthodes à la rupture	43
III.2.2. Confrontation des méthodes à la rupture.....	43
III.2.3. Méthode de Broms	44
III.2.4. Équations pour le calcul de H_u et y_0 par la méthode de Broms.....	46
III.2.5. Dimensionnement et vérification par la méthode de Broms.....	48
III.3. Groupe de pieux sous charges	50
III.3.1. Approches d'analyse	52
III.3.1.1. Méthode statique	52
III.3.1.2. Méthode de Broms	52
III.3.1.3. Méthode du pieu isolé équivalent	53
III.3.1.4. Méthode aux modules de réaction	53
III.4. Modélisation des pieux sous chargements latéral	58
III.4.1. Modélisation d'un pieu soumis à une charge latérale.....	58
III.4.1.1. Approche tridimensionnelle	58
III.4.2. Description des effets d'une charge latérale sur un pieu	59
III.4.2.1. Déformations d'un pieu isolé sous l'effet d'une charge latérale....	60
III.5. Conclusion	61

Chapitre IV : Modélisation du fluage avec interaction sol-pieux

IV.1. Introduction	62
IV.2. Mécanismes de fluage, effet de la température sur la microstructure du matériau	63
IV.2.1. Mécanismes à basses températures	63
IV.2.2. Mécanismes à hautes températures	64
IV.2.3. Cas particulier du micro fluage	65
IV.2.4. Cavitation lors du fluage tertiaire et rupture	65
IV.3. Présentation du logiciel ANSYS	67
IV.3.1. Procédures de modélisation	67

IV.4. Procédure de modélisation du fluage par ANSYS	69
IV.4.1. Formulation du fluage et discrétisation de la structure en éléments finis	71
IV.5. Comportement au contact des structure.....	75
IV.5.1. Méthodes de résolution du contact	75
IV.5.2. Procédure de modélisation du contact par ANSYS	76
IV.6. Présentation des résultats	80
IV.7. Conclusion	87
 CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES	 88
 Annexe	 89

Références bibliographiques

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1. Fondations profondes et superficielles	02
Figure I.2. Type de fondation en fonction de l'ancrage D.....	02
Figure I.3. Définition d'un pieu	03
Figure I.4. Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e	03
Figure I.5. Classification suivant le mode de fonctionnement	04
Figure I.6. Mécanismes du frottement latéral positif et négatif	04
Figure I.7. Pieu isolé, la zone compressible n'est pas influencée	05
Figure I.8. Groupement de pieux la zone compressible est influencée par l'effet radier du groupe de pieux	05
Figure I.9. Types de pieux battus en métal	07
Figure I.10. Pieu métallique battu	10
Figure I.11. Pieu battu pilonné	10
Figure I.12. Pieu battu moulé	11
Figure I.13. Pieu vissé moulé	11
Figure I.14. Pieu foré simple	11
Figure I.15. Pieu foré à la boue et barrette	12
Figure I.16. Pieu foré tubé	12
Figure I.17. Pieu à la tarière creuse	12
Figure I.18. Micro-Pieux	13
Figure I.19. Illustration d'une foreuse- foré simple	13
Figure I.20. Outils de forage adapté pour différents horizons - foré simple	13
Figure I.21. Outils de forage à la boue	14
Figure I.22. Outils de tubage	14

Figure I.23. Outils de forage à tarière creuse	14
Figure I.24. Outils de battage	15
Figure I.25. Outils de vibrofonçage	15
Figure I.26. Définition de A et P pour les pieux tubulaires ouvertes les palplanches et profilés H	17

Chapitre II

Figure II.1. Schématisation de l'interaction sol-structure (Gazetas et Mylonakis, 1998) ...	22
Figure II.2. Décomposition du problème d'interaction sol-structure	25
Figure II.3. Accélération en champ libre	25
Figure II.4. Modèle analogique simplifié d'interaction sol-structure	26
Figure II.5. Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS	27
Figure II.6. Principe de décomposition de l'interaction sol-structure	28
Figure II.7. Sol liquéfié entraînant l'inclinaison, voire le renversement, des bâtiments	29
Figure II.8. Schématisation d'un problème d'interaction Sol structure en éléments finis ...	30
Figure II.9. Principe de superposition de Kausel	31
Figure II.10. Méthode de sous-structures : méthode de frontière	32
Figure II.11. Méthode de sous-structures : méthode de volume	33
Figure II.12. Critère de rupture et quelques surfaces de charges pour le modèle de Nova .	35
Figure II.13. Discrétisation numérique du problème de contact sol-structure ([Potts et Zdravkovic 1999]; [Potts et al., 2002])	36
Figure II.14. (a) Surface de discontinuité (b) Eléments d'interface à deux nœuds [Frank et al. 1982]	38
Figure II.15. Élément couche mince à 6 nœuds [Sharma et Desai 1992]	39

Chapitre III

Figure III.1. Pression et réaction du sol (Tiré de Frank, 1995)	41
Figure III.2. Courbe de réaction du sol (Tiré de Frank, 1995)	41
Figure III.3. Mécanismes de rupture selon Blum et Brinch-Hansen (Tiré de Baguelin et Gézéquel, 1972)	43
Figure III.4. Mécanismes de rupture pour un pieu libre en tête sous charge latérale dans un sol cohérent (Adapté de Broms, 1964a)	45
Figure III.5. Mécanismes de rupture pour un pieu fixe en tête sous charge latérale dans un sol cohérent (Adapté de Broms, 1964a)	45
Figure III.6. Mécanismes de rupture pour un pieu libre en tête sous charge latérale dans un sol pulvérulent (Adapté de Broms, 1964b)	46
Figure III.7. Mécanismes de rupture pour un pieu fixe en tête sous charge latérale dans un sol pulvérulent (Adapté de Broms, 1964b)	46
Figure III.8. Approches de modification de courbes de réaction (P-y) d'un pieu en groupe : a) multiplicateur P_m ; b) multiplicateur y_m et c) multiplicateur de module (Adapté de Fan et Long, 2006)	54
Figure III.9. Approche P_m pour modification de courbes de réaction (P-y) d'un pieu en groupe (Adapté de Hannigan et al, 1998)	55
Figure III.10. Disposition des pieux par rapport au pieu de référence (i). (Adapté de Salgado, 2008)	58
Figure III.11. Effet d'une charge latérale sur le comportement d'un pieu vertical (a) Mécanisme de déformation ; (b) rupture par rotation ; (c) rupture par flexion (Ouvrage en interaction)	60
Figure III.12. Modélisation d'un pieu par une approche au coefficient de réaction (ouvrage en interaction)	61

Chapitre IV

Figure IV.1. Courbe de fluage	63
Figure IV.2. Variation de la vitesse de déformation	63
Figure IV.3. Schéma d'une structure cellulaire	64
Figure IV.4. Cavitation entre grains	66
Figure IV.5. Coalescence des cavités le long des joints de grain	66
Figure IV.6. Donner un titre à l'analyse	68
Figure IV.7. Choix d'unité des paramètres	68
Figure IV.8. Interface d'introduction des propriétés des matériaux	69
Figure IV.9. Procédure d'introduction du Module de Young et le coefficient de Poisson des matériaux	69
Figure IV.10. Introduction des Constantes de fluage	70
Figure IV.11. Introduction de la loi de comportement au fluage	70
Figure IV.12. Modèle basé sur la théorie de Winkler	72
Figure IV.13. Géométrie des éléments PLANE182 (ANSYS 17.1)	73
Figure IV.14. Discrétisation de la structure sol – pieux en Elément finis PLANE 182	73
Figure IV.15. Création de l'interface sol-structure (pieux) et discrétisation en élément finis.....	74
Figure IV.16. Contour de déformations au fluage « ϵ_x^{fl} »	74
Figure IV.17. Contour de déformations au fluage « ϵ_y^{fl} »	74
Figure IV.18. Modèle rhéologique du contact	75
Figure IV.19. Eléments de contact TARGE169 contacte 170, 171,172 et 175	76
Figure IV.20. Génération du contact sol - structure dans le modèle	77
Figure IV.21. Fixation de la durée de chargement	80
Figure IV.22. Contour des déplacement Ux	81
Figure IV.23. Contour des déplacements Uy	81

Figure IV.24. Contour de contraintes de cisaillement dans le plan XY	82
Figure IV.25. Courbe des déformations au fluage « ϵ_x^{fl} », « ϵ_y^{fl} » et « ϵ_{xy}^{fl} » du béton du pieux	83
Figure IV.26. Courbe des déformations au fluage « ϵ_x^{fl} », « ϵ_y^{fl} » et « ϵ_{xy}^{fl} » de l'agile ...	84
Figure IV.27. Courbe des déformations au fluage « ϵ_x^{fl} », « ϵ_y^{fl} » et « ϵ_{xy}^{fl} » du substratum (Roche d'ancrage)	85
Figure IV.28. Contour de la 1 ^{ère} Contrainte principale « σ_I »	85
Figure IV.29. Contour de la 2 ^{ème} Contrainte principale « σ_{II} »	86
Figure IV.30. Contour de l'intensité des Contraintes	86

Liste des tableaux

Chapitre I

Tableau I.1. Classification des pieux (adapté de MCIF, 2006)	06
Tableau I.2. Valeurs de ρ_p et ρ_s	17
Tableau I.3. Classification des sols	18
Tableau I.4. Valeurs du coefficient de portance K_p	19

Chapitre III

Tableau III.1. Valeurs du coefficient adimensionnel m (D'après Broms, 1964a)	42
Tableau III.2. Expressions proposées pour le module de réaction du sol (ou coefficient de réaction du sol)	42
Tableau III.3. Comparaison des méthodes à la rupture	44
Tableau III.4. Equations pour le calcul de H_u et y_0 selon Broms – sols cohérents	47
Tableau III.5. Equations pour le calcul de H_u et y_0 selon Broms – sols pulvérulents	47
Tableau III.6. Valeurs de n_1 et n_2 (Tiré de Broms, 1964a)	48
Tableau III.7. Valeurs de n_h pour les sols pulvérulents (Tiré du MCIF, 1994)	49
Tableau III.8. Répartition de la charge latérale totale pour chaque ligne de pieu ($s/B = 3$)	51
Tableau III.9. Valeurs proposées pour le coefficient d'efficacité ⁽ⁿ⁾ η_L pour le groupe chargé latéralement	51
Tableau III.10. Facteur de réduction (D'après Hannigan et al., 1998)	53
Tableau III.11. Synthèse des facteurs P_m	53
Tableau III.12. Valeurs de P_m à l'aide des équations	55
Tableau III.13. Valeurs de P_m à l'aide des équations (Adapté de Reese et al, 2006 et Salgado, 2008)	56

Chapitre IV

Tableau IV.1. Les paramètres de fluage des roches et du béton	72
---	----

Liste des abréviations et symboles

Abréviations

ÉLUT	État Limite d'Utilisation (service)
FKN	paramètre de pénétration (coefficient de pénalisation)
GNL	Gaz Naturel Liquéfié
GTB	zero thickness elements
ISS	Interaction Sol-Structure
LK1	macro-element
LRH	éléments développés par Hermann
MCIF	Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations
SPT	essai de pénétration standard (Standard Pénétration Test)

Symboles

A	aire de la section droite (m^2)
B	largeur de la fondation ou diamètre (m)
C	matrice d'amortissement du système
C_s	coefficient de forme adimensionnel
C_e	coefficient d'efficacité du groupe de pieu
C_1	paramètre de fluage du béton, l'argile et de la roche (s^{-1})
C_2	paramètre de fluage du béton, l'argile et de la roche
C_3	paramètre de fluage du béton, l'argile et de la roche (MPa)
C_4	paramètre de fluage du béton, l'argile et de la roche
c_u	résistance cisaillement non drainée (kPa)
D	hauteur d'encastrement réelle du pieu (m)

D_e	hauteur d'encastrement équivalent (m)
E	module d'Young du sol adjacent (kPa)
E_m	module pressiométrique de Ménard (kPa)
E_{pieu}	module d'Young du pieu (kPa)
E_s	module de réaction du sol (kPa)
E_{50}	module mesuré à l'essai triaxial à 50% de niveau de chargement (kPa)
EI	rigidité de pieu à la flexion (kNm)
EI_{eq}	rigidité équivalente du pieu imaginaire (kNm ²)
$EI_{\text{isolé}}$	somme des rigidités des pieux isolés formant le groupe (kNm ²)
e	excentricité pour pieu libre en tête (entre le point d'application de la charge latérale et la surface du sol) (m)
e_i	épaisseur de la couche i (m)
F_n	force de contact (KN)
f_y	limite d'élasticité spécifiée de l'acier (kPa)
f_c'	résistance à la compression du béton à 28 jours (kPa)
h	hauteur d'ancrage (m)
H	force horizontale spécifiée à ELUT (kN)
H_u	capacité horizontale ultime (kN)
I	moment d'inertie (m ⁴)
I_{pieu}	moment d'inertie du pieu (m ⁴)
K	matrice de raideur du système
K_n	raideur de contact (coefficient de pénalisation)
K_p	coefficient de portance
k	coefficient de réaction du sol (kPa/m ³)
k_0	coefficient de pression des terres au repos
L	longueur du pieu (m)

L	longueur de la fiche de pieu (m)
L/B	élancement du pieu (%)
M	matrice de masse du système
M_x	moment fléchissant selon l'axe x (kNm)
M_y	moment fléchissant selon l'axe y (kNm)
M_{yield}	moment plastique (kNm)
m	coefficient adimensionnel donné par Broms
n	nombre de pieu
n_h	coefficient relié à la masse volumique du sol (kN/m^3)
n_1	fonction de la résistance du sol
n_2	propriété du pieu
P	périmètre de la section du pieu (m)
P	onde de dilatation
P	force répartie sur le pieu (kN/m)
P_i	charge verticale supportée par le pieu (i)
$P_l^*(Z)$	pression limite nette à la profondeur z (kPa)
P_{le}^*	pression limite nette équivalente (kPa)
P_m	facteur multiplicateur sur la réaction du sol (P)
$P_{m,i}$	facteurs de réduction
P_1	pression limite nette équivalente mesurée au pressiomètre (kPa)
$Q_f (F)$	vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système
Q_{gu}	charge limite d'un groupe de pieux (kN)
Q_i	vecteur de charge
Q_P	effort de pointe noté (kN)
Q_{PU}	charge limite de pointe (kN)
Q_S	effort de frottement latéral noté (kN)

Q_{SU}	charge limite de frottement (kN)
Q_U	charge limite du pieu (kN)
Q_{ui}	somme des charges limites de chaque pieu isolé (kN)
q_{pu}	résistance limite de pointe (kPa)
q_{pu}	contrainte limite de pointe (kPa)
q_{su}	frottement latéral unitaire limite dans couche i (kPa)
q_u	résistance en compression non confinée (kPa)
$R(L)$	onde de surface
r	distance diagonale centre à centre entre deux pieux (m)
r/B	espacement (%)
S	module de section (m ³)
S	onde de cisaillement
T	température du milieu en Kelvin
t	temps de chargement
U_x, U_y	déplacements respectivement selon l'axes x et l'axe y (m)
u	vecteur de déplacement
$u\dot{}$	vecteur de vitesse
$\ddot{u}$	vecteur d'accélération
V_M	effort vertical maximum admissible par la fondation sur un sol donné (kN)
V_i	effort tranchant dans le pieu (i) (kN)
X_p	degré de pénétration
x_i, y_i	coordonnées de pieu (i) (m)
y	déplacement latéral du pieu (m)
y_0	déplacement latéral en tête de pieu (m)
y_m	facteur multiplicateur sur le déplacement latéral (y)
z	profondeur (m)

z_{critique}	profondeur critique (m)
ρ_c	variable d'écrouissage
ρ_p	coefficient réducteur de section de l'effort de pointe
ρ_s	coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral
σ	contrainte équivalente (kPa)
σ_n	contrainte normale (kPa)
σ_I	1 ^{ère} contrainte principale (kPa)
σ_{II}	2 ^{ème} contrainte principale (kPa)
τ	contrainte tangentielle (kPa)
ν	coefficient de Poisson
μ	coefficient de frottement entre le sol et la fondation
α	direction des discontinuités
α	coefficient rhéologique dépendant de la nature du sol
γ	coefficient pour tenir compte du type de béton ($\gamma = 1$ pour densité normale du béton)
β, ψ	coefficients constitutifs adimensionnels
β_B	coefficient indiquant l'inverse de la longueur de transfert, terme représentant la rigidité relative sol-pieu (B : désigne Broms) (m^{-1})
β_{ij}	coefficients d'interaction entre le pieu de référence i et le pieu j
η_B	coefficient indique l'inverse de la longueur de transfert, termes représentant la rigidité relative sol-pieu (B désigne Broms) (m^{-1})
η_L	coefficient d'efficacité d'un groupe de n pieux
ε_{cr}	vitesse de déformations de fluage (déformation de fluage de la rate)
$\varepsilon_x^{fl}, \varepsilon_y^{fl}$	déformations au fluage respectivement selon l'axes x et l'axe y
ε_{xy}^{fl}	déformations au fluage selon les deux axes xy

INTRODUCTION

GENERALE

Introduction générale

Parmi les rôles de l'ingénieur en génie civil est de dimensionner les différentes structures tout en prenant en considération l'aspect économique et sécuritaire. En effet afin d'appréhender d'une manière plus réaliste le comportement des ouvrages géotechniques qui sont en relation avec le sol qui les supporte, il est indispensable de traiter les différents problèmes géotechniques en régime statique et dynamique. D'ailleurs ces ouvrages sont souvent réalisés sur des sols de différentes qualités. Lorsque la qualité de ces sols est médiocre, les ingénieurs optent pour des fondations profondes pour accéder aux couches de sols offrant une meilleure portance. Parmi celles-ci, les fondations sur pieux constituent une solution souvent préconisée en construction.

Le comportement des fondations profondes est un problème d'interaction sol-structure. En effet, la transmission des efforts de la superstructure vers le sol se fait à travers l'interface (sol-structure). Or ce type de problème est assez complexe. D'autre part, il n'est généralement pas étudié dans le cursus de l'ingénieur. Si bien que l'ingénieur praticien n'est pas suffisamment outillé pour adresser les problèmes faisant appel aux fondations profondes. Par ailleurs, le fait que la conception de ce type de fondations fait appel à deux spécialités, la géotechnique et la structure, rend l'accès à ce domaine frontière difficile. Il en résulte que pour une modélisation correcte d'un ouvrage en géotechnique, il est important de prendre en compte le comportement particulier de l'interface entre le sol et les pieux rigides (en béton). C'est particulièrement vrai pour les fondations profondes, où la description du comportement en termes de frottement mobilisé, doit nécessairement passer par la modélisation de cette région fortement sollicitée.

Les travaux présentés dans ce mémoire à caractère théorique et numérique ont pour but d'essayer de donner les procédures de modélisation du fluage dans l'analyse du comportement d'un groupe de deux pieux à long terme, sous chargement latéral constant avec prise en compte de l'influence de l'interface sol – structure.

Pour atteindre l'objectif visé, ce mémoire est organisé autour de quatre chapitres, en plus d'une introduction générale qui situe le contexte du sujet, son but et le plan de travail mis en œuvre, et d'une conclusion générale avec perspectives.

Le premier chapitre s'intéresse aux fondations profondes en citant, les principes de fonctionnement pour un pieu isolé ainsi que pour des groupes de pieux, leurs classifications, et leurs dimensionnements par la méthode pressiométrique.

Le deuxième chapitre porte sur les généralités sur l'interaction sol-structure en mentionnant, son objectif d'analyse, sa notion, ces effets, les méthodes d'analyse de cette interaction, ainsi que la discrétisation par éléments finis du problème de contact en géotechnique.

Le troisième chapitre est consacré aux généralités des fondations profondes sous charges latérales en évoquant, le comportement du sol et du pieu sous ces charges, les valeurs proposées pour le module de réaction du sol pour un pieu isolé comme pour un groupe de pieux sous charges latérales, ainsi que la modélisation des pieux sous chargement latérale d'où son approche tridimensionnelle et la description des effets d'une charge latérale sur un pieu.

Le dernier chapitre s'intéresse à la modélisation du fluage dans l'analyse du comportement d'un groupe de deux pieux à long terme, sous chargement latéral constant avec prise en compte de l'influence de l'interface sol – structure à l'aide du logiciel ANSYS 17.1 avec Mechanical APDL en 2D. En désignant les mécanismes de fluage, effet de la température sur la microstructure du matériau, la présentation du logiciel ANSYS, la procédure de modélisation du fluage par ANSYS, le comportement au contact des structures, ainsi que la présentation des résultats.

Chapitre I :

Généralités sur les

fondations profondes

I.1. Introduction

Les fondations profondes sont en général plus coûteuses que les fondations superficielles, mais elles sont très utilisées dans les domaines de construction telle que le bâtiment, les ouvrages hydrauliques, les ouvrages d'art et les travaux maritimes.

Parmi les raisons qui poussent à utiliser ce type de fondation, on note :

- La présence des couches superficielles de caractéristiques médiocres
- Le risque d'interférence des contraintes à cause de la proximité d'un ouvrage ancien
- L'instabilité des terrains superficiels (affouillement, glissement)
- Le Bâtiment chargé de façon irrégulière

Les fondations profondes permettent de rapporter les chargements dus 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 sol en surface n'a pas une résistance suffisante pour supporter ces charges par l'intermédiaire de fondations superficielles.

Pour le calcul, les deux types de fondations se différencient essentiellement par la prise en compte d'un frottement sur les parois latérales de la fondation. Sur des sites présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes, les pieux et les micro-pieux (ou fondations profondes) permettent de profiter des couches résistantes, 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 micro-pieux se différencient essentiellement par leurs dimensions et leurs utilisations.

I.2. Définitions de la fondation profonde

On appelle aussi fondation profonde, une fondation descendue à une profondeur supérieure à sa profondeur critique. Où elle est définie dans le cas d'un sol homogène, comme étant le niveau au dessus duquel la résistance sous la base n'augmente plus avec la profondeur.

Ces fondations ayant leur base située au dessous de cette profondeur critique sont: les pieux, les puits et les barrettes (parois moulés porteuse). Cette profondeur critique varie en fonction du type de chargement du sol, de la résistance du sol et du diamètre du pieu. Cependant, on désigne :

- Un pieu : qui est une fondation profonde réalisée mécaniquement ;
- Un puits : qui est une fondation profonde creusée à la main, sous la protection d'un blindage ;
- Une barrette : qui est un pieu foré de section allongée ou composite (en T, ou en croix par exemple).

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées :

- ✓ Résistance en pointe ;
- ✓ Par frottement latéral ;
- ✓ résistance de pointe et frottement latéral (cas courant).

Ses dimensions sont définies par :

- D : Longueur de fondation enterrée dans le sol ;
- B : largeur de la fondation ou diamètre.

Au-delà de $D/B > 6$, et $D > 3$, nous sommes dans le domaine des fondations profondes.

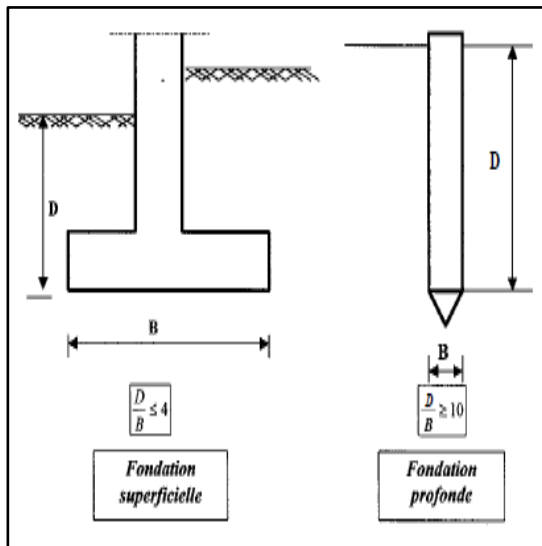


Figure I.1. Fondations profondes et superficielles

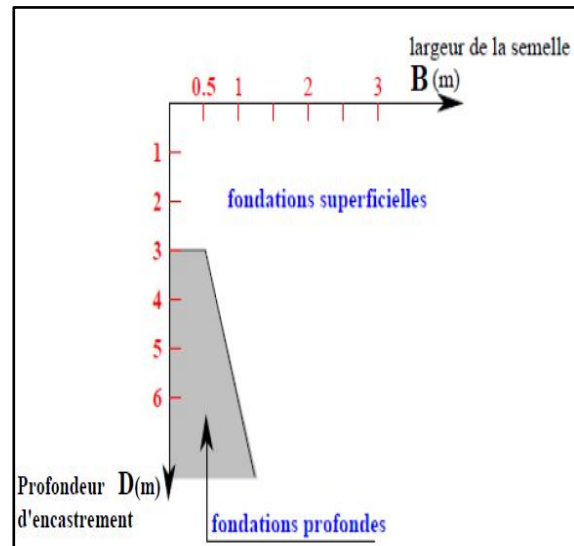


Figure I.2. Type de fondation en fonction de l'ancrage D

I.3. Définition d'un pieu

Le pieu est un élément porteur ayant les dimensions transversales négligeables devant sa longueur, et il est destiné à transférer les charges sur une grande profondeur vers un bon sol. Il existe des pieux travaillant au frottement uniquement, et d'autre travaillant en pointe ainsi qu'au frottement.

Un pieu est constitué principalement :

- D'une tête ;
- D'une pointe ;
- D'un fût compris entre la tête et la pointe.

La longueur d'ancrage h est la longueur de pénétration du pieu dans les couches de terrain résistantes. D'un point de vue mécanique, on distingue la longueur D du pieu de la hauteur d'encastrement mécanique D_e .

Cette valeur de D_e tient compte du fait que les caractéristiques mécaniques de la couche d'ancrage sont nettement supérieures à celles des sols de couverture traversés par le pieu (Figure I.4).

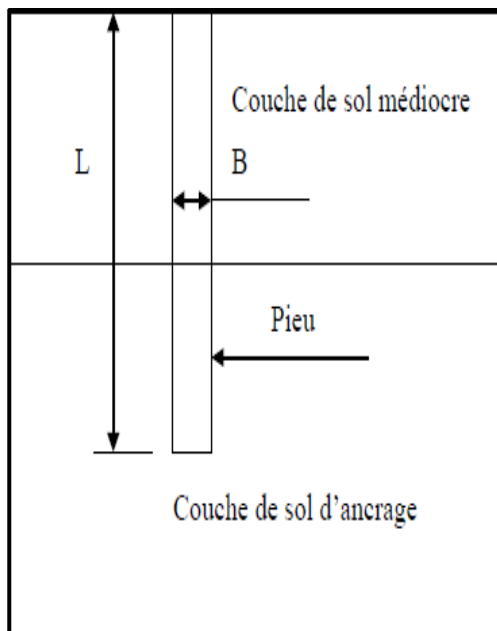


Figure I.3. Définition d'un pieu

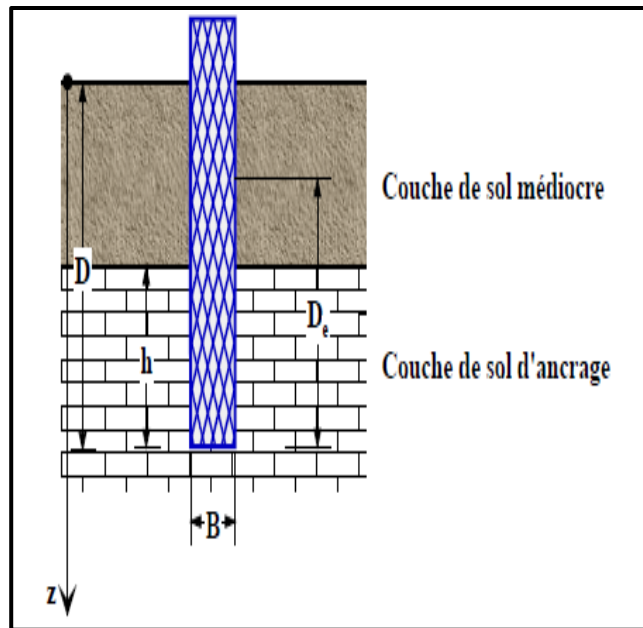


Figure I.4. Définitions de la hauteur d'encastrement géométrique D et mécanique D_e

I.4. Principe De Fonctionnement

I.4.1. 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) ;
- Le frottement latéral entre le sol et le pieu (effort de frottement latéral noté Q_s).

L'effort de pointe dépend de :

- ✓ La section de la base du pieu ;
- ✓ La résistance du substratum.

L'effort de frottement latéral dépend de :

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

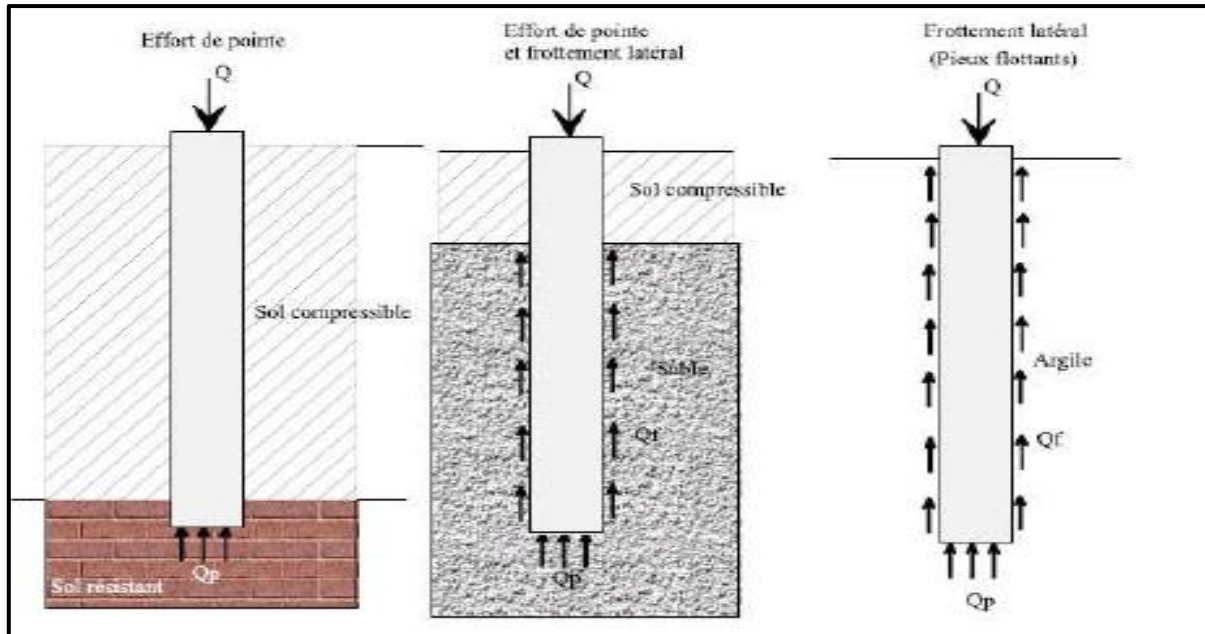


Figure I.5. Classification suivant le mode de fonctionnement

Le frottement latéral du pieu n'est mobilisable que s'il y a un déplacement relatif entre le pieu et le sol. Si le pieu a tendance à s'enfoncer dans un sol sableux, le frottement sol-pieu génère un effort vertical ascendant (frottement positif).

Si le pieu est immobile, le sol a tendance à tasser, le frottement sol-pieu est négatif avec comme conséquence la surcharge de pieu. Pour remédier à ce problème (couches compressibles, remblais récents non stabilisés), on chemisera le pieu par un tubage afin de diminuer l'effet du frottement négatif.

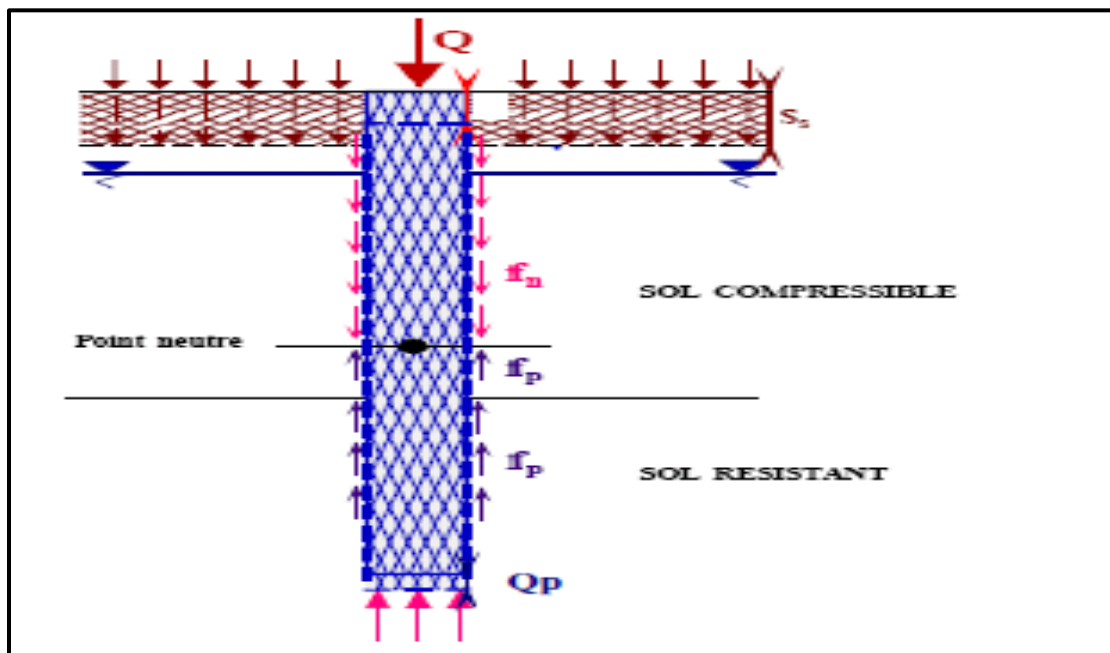


Figure I.6. Mécanismes du frottement latéral positif et négatif

I.4.2. Cas de groupes de pieux

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

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

$$C_e = \frac{Q_{gu}}{Q_{ui}} \quad (I.1)$$

D'autre part la diffusion de contraintes en profondeur sous un groupe de pieux est différente de celle sous un pieu isolé. Il se produit un effet radier. Cela a pour conséquence de transmettre les contraintes en profondeur bien au delà de celles générées par un pieu isolé.

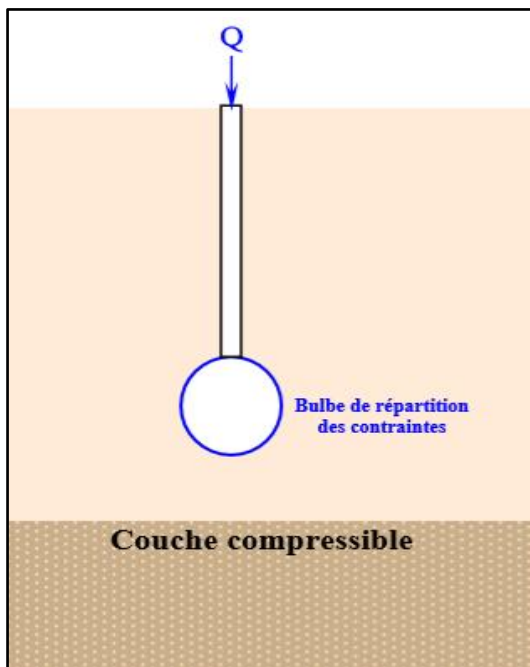


Figure I.7. Pieu isolé, la zone compressible n'est pas influencée

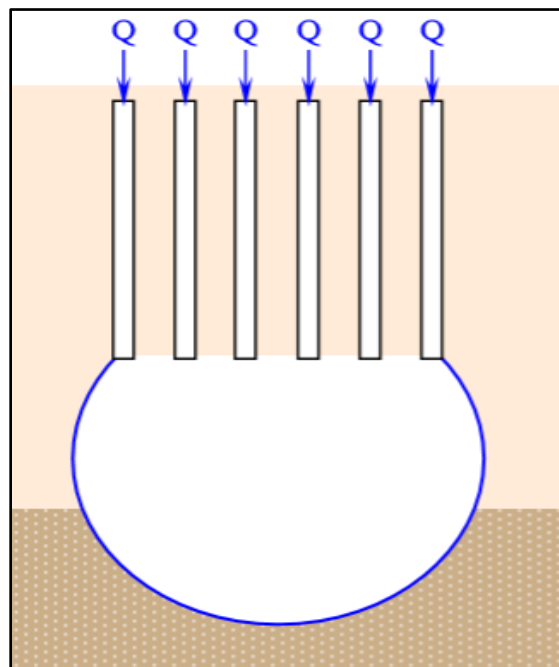


Figure I.8. Groupement de pieux la zone compressible est influencée par l'effet radier du groupe de pieux

I.5. Classification des pieux

- ❖ Les pieux peuvent être classés selon le tableau A.1 adaptés par l'annexe A.1, on distingue 9 classes :
 - Pieux forés (Classe 1) sans refoulement ;
 - Pieux forés tarière creuse (Classe 2) sans refoulement ;
 - Pieux vissés (Classe 3) avec refoulement ;
 - Pieux battus fermés (Classe 4) avec refoulement ;

- Pieux battus acier ouvert (Classe 5) avec refoulement ;
- Profilés H battus (Classe 6) avec refoulement ;
- Palplanches battues (Classe 7) avec refoulement ;
- Micro-pieux (Classe 1bis) sans refoulement ;
- Micro-pieux (Classe 8) sans refoulement.

❖ Les pieux peuvent aussi être classés selon les paramètres regroupés dans le tableau I.1, adapté du Manuel Canadien d'Ingénierie des Fondations (MCIF, 2006).

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

Classification selon	Types de pieu
Mode d'installation	Battu, foré, tubé, vissé, moulé.
Nature de matériau	Acier, béton, bois, béton précontraint.
Géométrie et forme	Vertical (section variable ou uniforme, base élargie), incliné.
Rigidité	Long (flexible), court (rigide).
Type de structure	Tour, machinerie, bâtiment.
Déplacement du sol	Subissant un grand déplacement, un faible déplacement, ne subissant pas de déplacement.
Mode de fonctionnement	Friction, pointe.

❖ D'autre part, on distingue trois grandes classes de fondations profondes en fonction de son mode d'exécution :

A. Les pieux mise en place par refoulement du sol

9 types de pieux entrant dans ce groupe sont les suivants :

1) Pieux battus préfabriqués

Ils sont préfabriqués en béton armé, ou précontraint, ils sont fichés dans le sol par battage ou vibrofonçage.

2) Pieux métalliques battus

Ces pieux sont complètement métalliques, ils sont fichés dans le sol par battage. Leurs différentes sections sont (voir la figure I.9) :

- En forme de H ;
- En forme d'anneau (tube) ;
- En forme quelconques (pal-pieux) ;

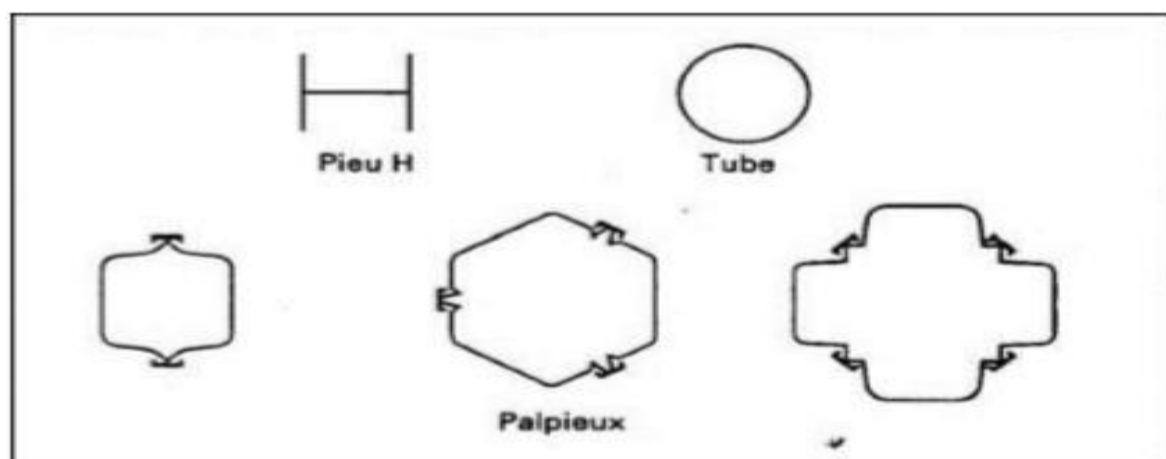


Figure I.9. Types de pieux battus en métal

Ils sont classés dans ce groupe que si leur base est obturée, sinon ils font partie des pieux particuliers (voir la figure I.10).

3) Pieux en béton foncés

Ils qui sont constitués d'éléments cylindriques en béton armée, préfabriqués ou coffrés à l'avancement, de 0.50 à 2.50 m de longueur et de 30 à 60 cm de diamètre. Ces éléments sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

4) Pieux en métal foncés

Ces pieux sont entièrement métalliques, constitués d'acier E24-2 ou similaire avec addition éventuelle de cuivre (0.2 à 0.5%). Ils sont foncés dans le sol à l'aide d'un vérin qui prend appui sous un massif de réaction.

5) Pieux battus pilonnés

C'est un tube muni à sa base d'un bouchon de béton ferme, qui est enfoncé par battage sur le bouchon. En phase finale et par petites quantités, le béton ferme est introduit dans le tube, pilonné successivement à l'aide du mouton de battage au fur et à mesure de l'extraction du tube. Les pieux peuvent être armés suivant les cas (Figure I.11).

6) Pieux battus moulés

C'est 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, qui est enfoncé par battage sur un casque placé en tête du tube. Avant son extraction, le tube est ensuite rempli totalement de béton d'ouvrabilité moyenne, (Figure I.12).

7) Pieux battus enrobés

Ces pieux à âme métallique est constitué de :

- Tube d'acier de 150 à 500 mm de diamètre extérieure ;
- Profilés H ;
- Caissons formés de profils, ou de palplanches à 2.3 ou 4 éléments.

Un sabot débordant à la base du pieu assure l'enrobage du métal du fût du pieu.

8) Pieux tubulaires précontraint

Ils sont constitué d'éléments tubulaires en béton légèrement armé, assemblés par précontrainte, antérieurement au battage.

Normalement la mise en œuvre est faite par battage avec base ouverte.

9) Pieux vissés moulés

Il consiste à pénétrer dans le sol, par rotation et fonçage. D'autre part, ce procédé ne s'applique pas aux sols sableux sans cohésion situés sous la nappe en raison des éboulements important qu'il risquerait de provoquer (Figure I.13).

B. Les pieux mis en place sans refoulement du sol

6 types de pieux entrant dans ce groupe sont les suivants :

1) Pieux forés simples

La mise en œuvre de ces pieux se fait à partir d'un forage exécuté dans le sol par des moyens mécaniques tels que : tarière ; benne, etc. Ce procédé ne s'applique que dans les sols suffisamment cohérents et situés au-dessus des nappes phréatiques, et qui n'utilise pas le soutènement de parois (Figure I.14).

2) Pieux forés à la boue et barrettes

La mise en œuvre de ce type de pieu se fait de la même manière que le pieu foré simple, mais sous protection d'une boue de forage. De plus, le forage est rempli de béton de grande ouvrabilité sous la boue, en utilisant une colonne de bétonnage (Figure I.15).

3) Pieux forés tubés

Ce type de pieu a la même procédure que le précédent, mais seulement sous protection d'un tubage dans la base est toujours située au-dessous du fond de forage. D'autre part, le forage est rempli soit partiellement ou bien totalement d'un béton de grande ouvrabilité, puis le tubage est extrait sans que le pied du tubage puisse se trouver à moins de 1m sous le niveau du béton (Figure I.16).

4) Puits

Ce puits de fondation est une fouille ayant des dimensions transversales comparables à sa longueur, remplie ensuite de béton. par contre il peut être exécuté soit à la main, soit à la machine. De plus, les parois du forage sont soutenues par un blindage.

5) Pieux à la tarière creuse

La mise en œuvre de ce pieu avec une tarière à axe creux, d'une longueur totale au moins égale à la profondeur des pieux à exécuter, qui est vissée dans le sol sans extraction notable de terrain. La tarière est extraite du sol sans tourner simultanément le béton est injecté dans l'axe creux de la tarière, prenant la place du sol extrait (Figure I.17).

6) Micro-pieux

La consolidation d'une couche de mauvais terrain par densification c'est-à-dire par serrage du sol, est parfois intéressante. En revanche la création de micro-pieu par refoulement du terrain permet d'atteindre cet objectif. Ce procédé peut être également employé pour des travaux confortatifs de fondation défectueuses. Dans les cas courants, on utilise ces micro-pieux pour améliorer la couche porteuse située sous l'assise d'une fondation par radier, ou sous une dalle au sol destinée à reprendre des charges verticales importantes (dallages industrielles) (Figure I.18).

On distingue quatre (04) types de micro-pieux :

Micro-pieux type 1

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

Micro-pieux type 2

La même procédure que le micro-pieu de type 1, seulement 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.

Micro-pieux type 3

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. L'injection est faite en tête à une pression supérieure ou égale à 1 MPa. Elle est globale et unitaire.

Micro-pieux type 4

La même procédure que le micro-pieu de type 3. Seulement à l'injection, on procède à l'obturation simple ou double d'un coulis ou mortier de scellement, à une pression d'injection supérieure ou égale à 1 MPa. De plus l'injection est répétitive et sélective.

C. Pieux particuliers

Ces pieux sont métalliques (H, tubes, pal-pieux), or ils sont battus sans obturation de la base. Leur section réelle en pointe est faible par rapport à l'encombrement extérieur du pieu. Ils feront l'objet de recommandation pour le calcul de la force portance.

I.6. Modes opératoires et outils de réalisation de quelques pieux

I.6.1. Modes opératoires de réalisation de quelques pieux

Les figures suivantes illustrent les modes opératoires de réalisation de quelques pieux :

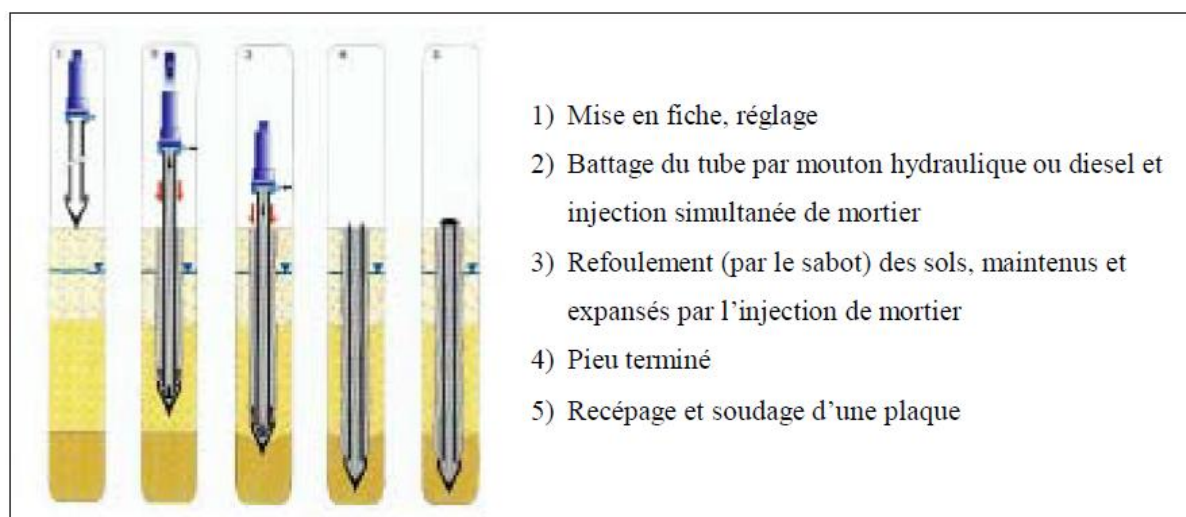


Figure I.10. Pieu métallique battu

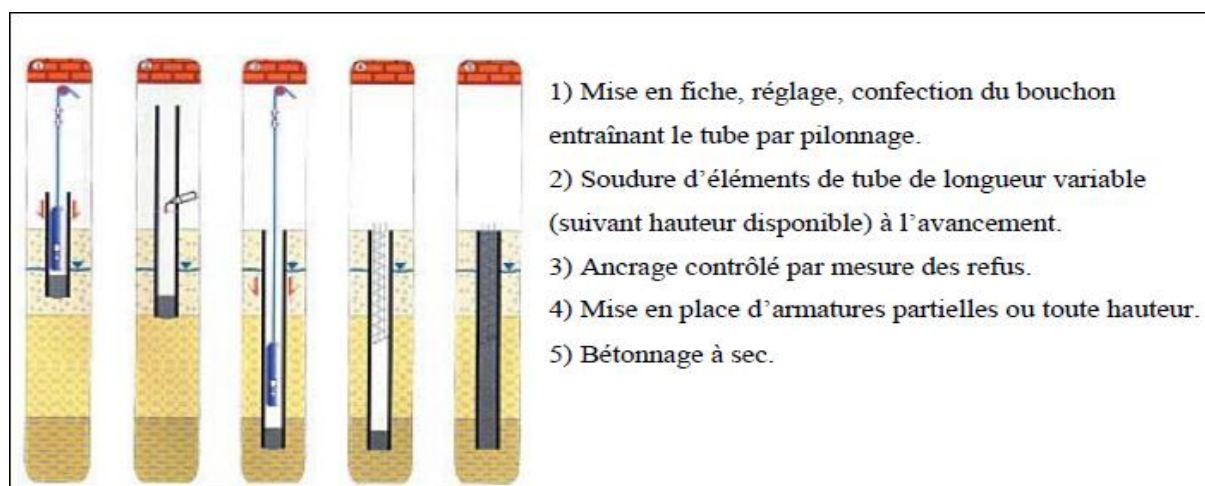


Figure I.11. Pieu battu pilonné

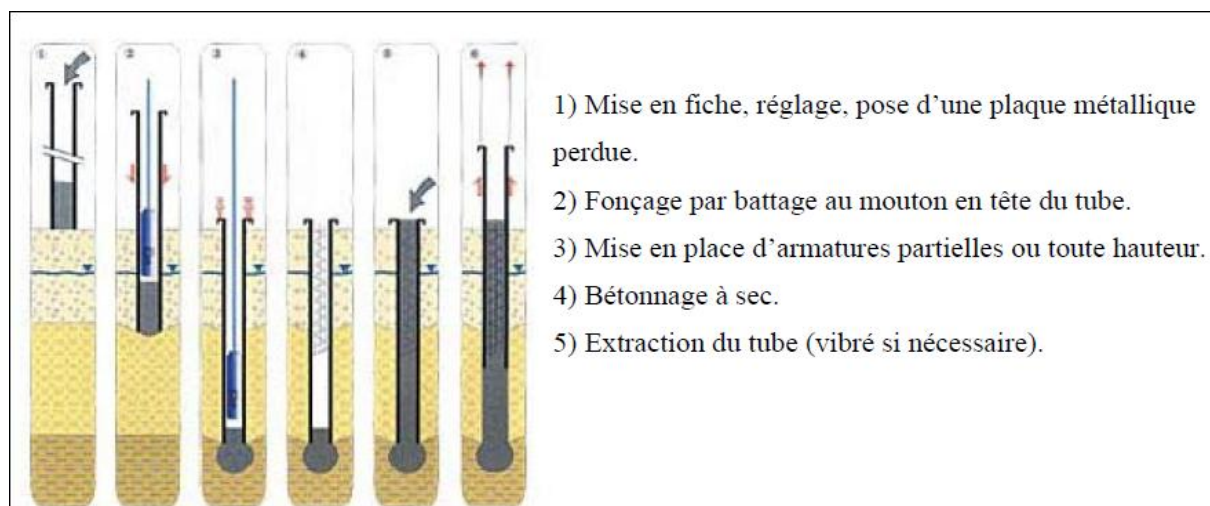


Figure I.12. Pieu battu moulé

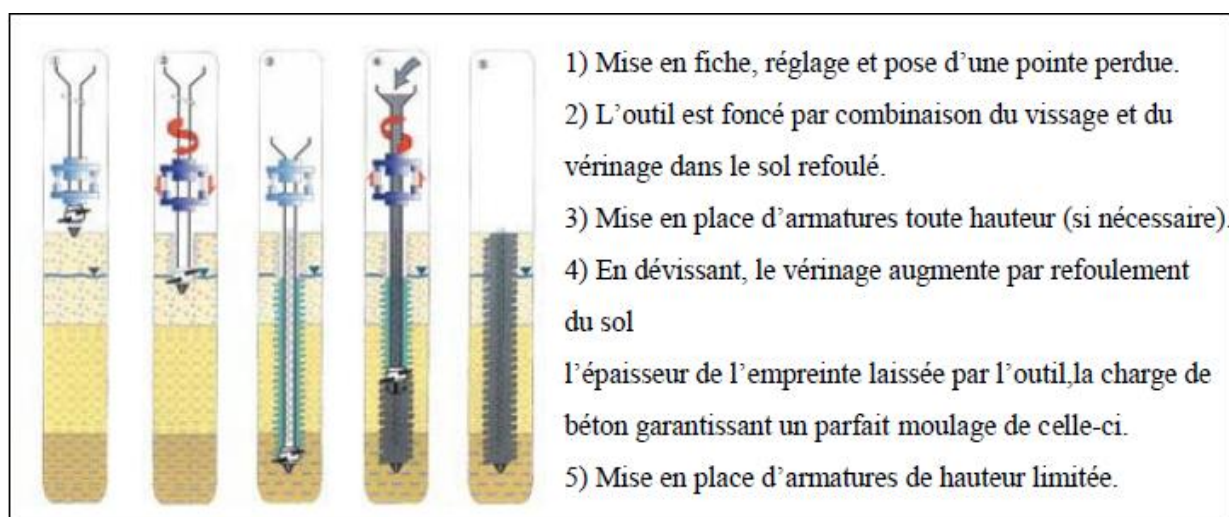


Figure I.13. Pieu vissé moulé

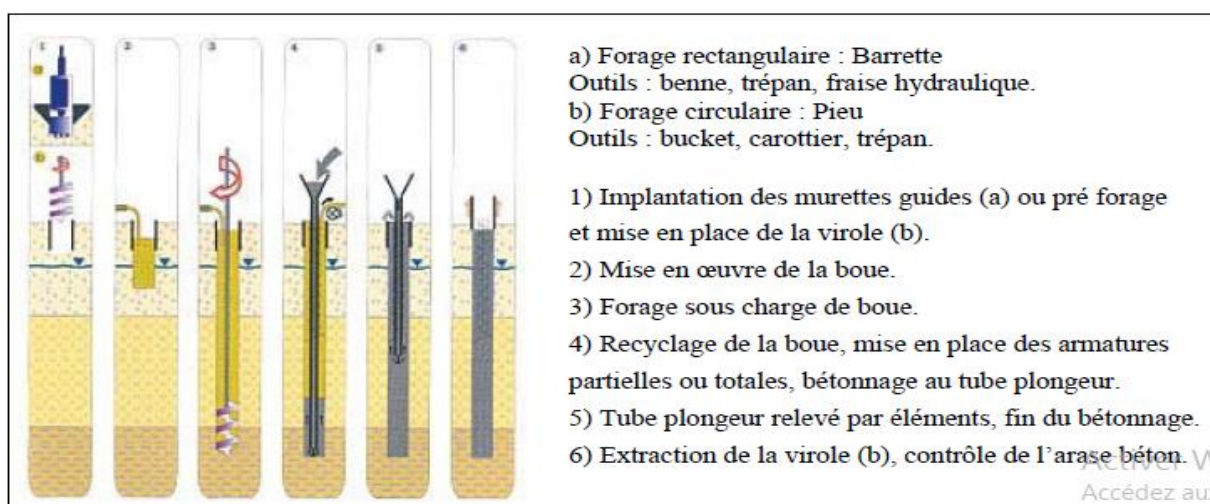


Figure I.14. Pieu foré simple

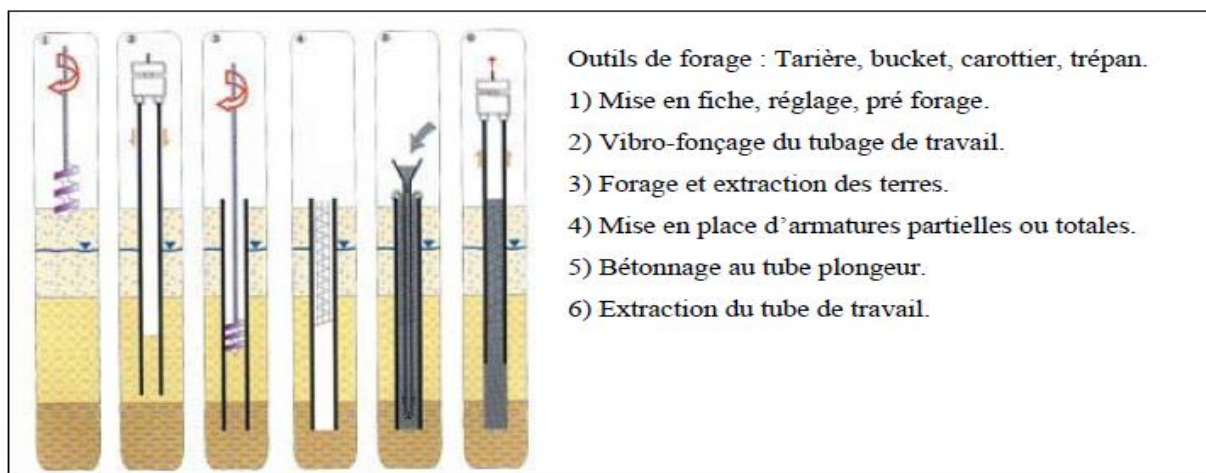


Figure I.15. Pieu foré à la boue et barrette

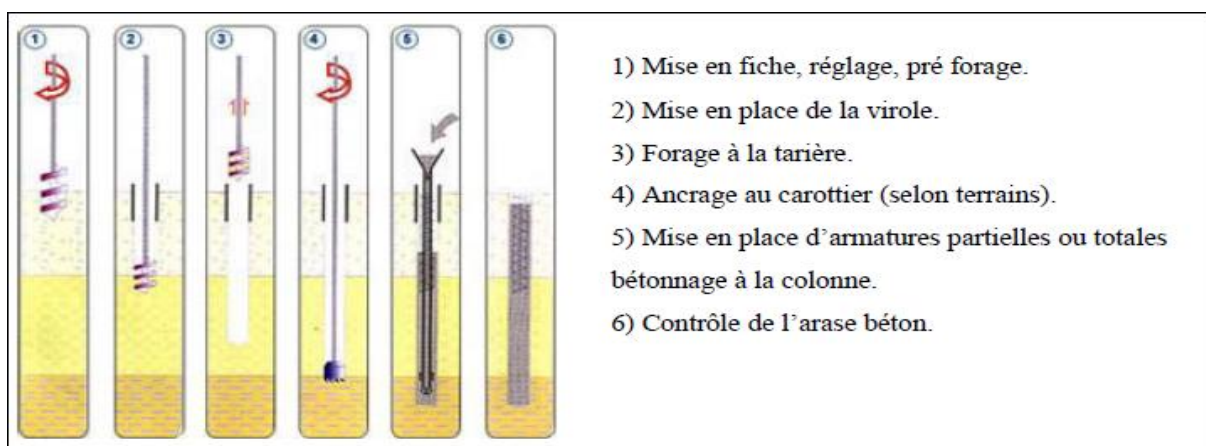


Figure I.16. Pieu foré tubé

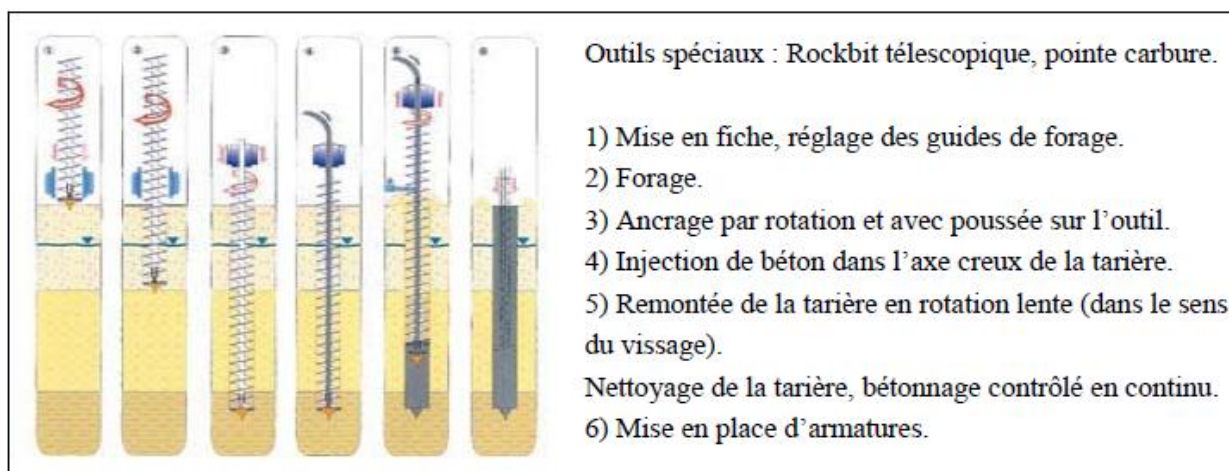


Figure I.17. Pieu à la tarière creuse

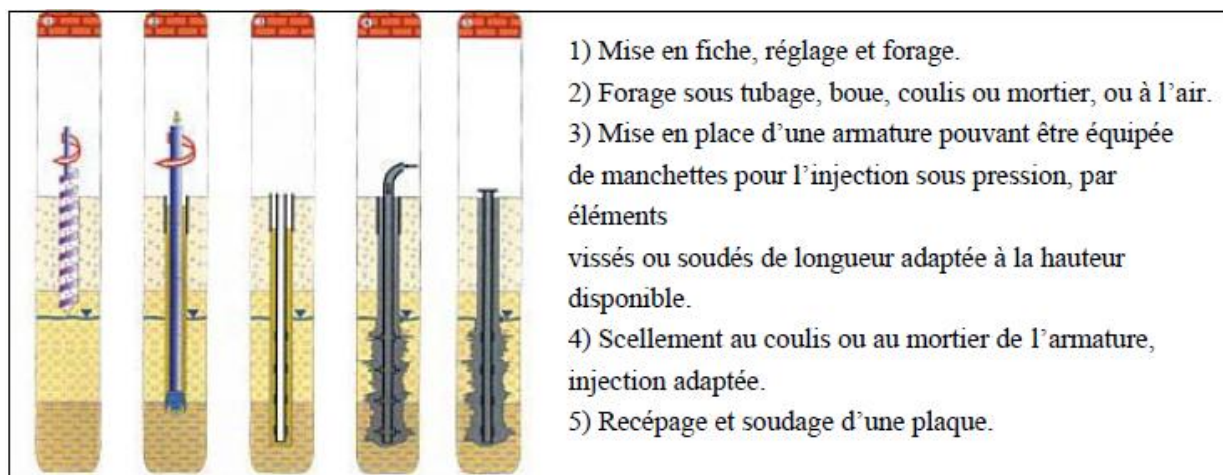


Figure I.18. Micro-Pieux

I.6.2. Outils de réalisation de quelques pieux

Ces figures suivantes illustrent les outils de réalisation de quelques pieux (extraites de l' ENPC 2019) :



Figure I.19. Illustration d'une foreuse- foré simple



Figure I.20. Outils de forage adapté pour différents horizons - foré simple



Figure I.21. Outils de forage à la boue



Figure I.22. Outils de tubage



Figure I.23. Outils de forage à tarière creuse

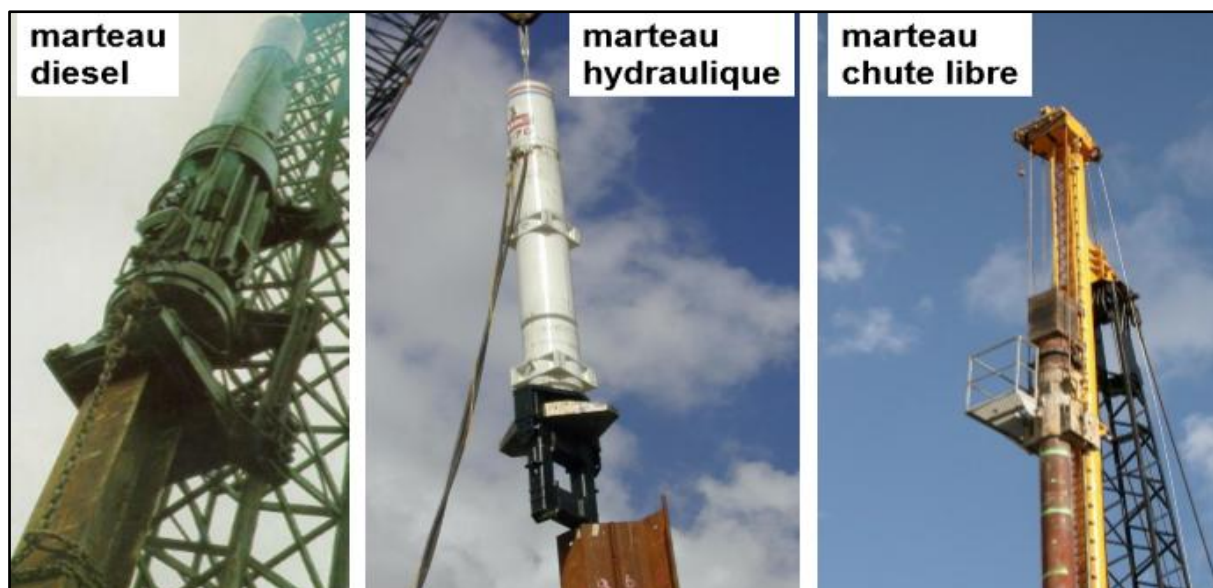


Figure I.24. Outils de battage

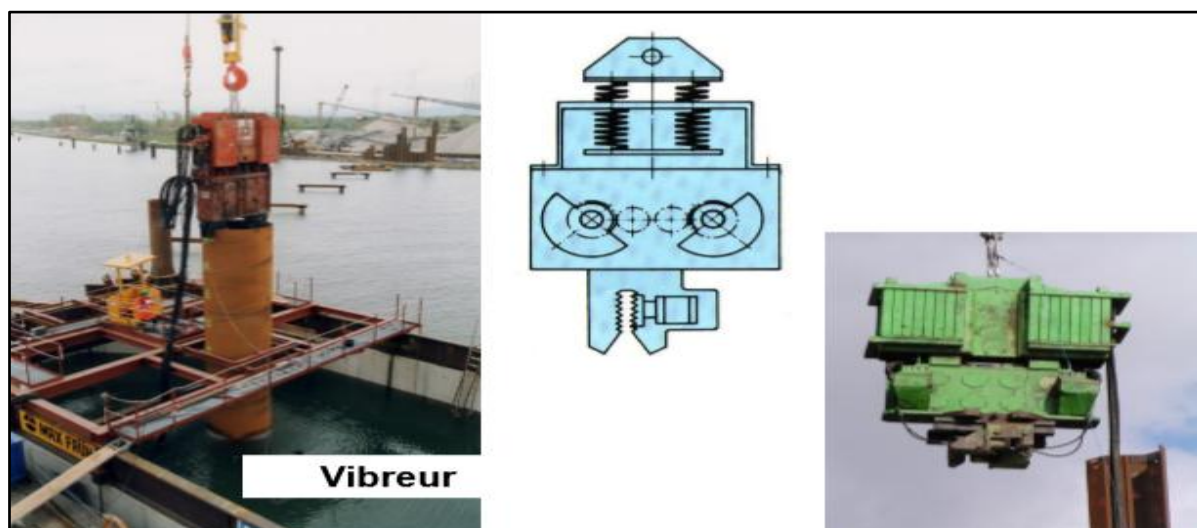


Figure I.25. Outils de vibrofonçage

I.7. Domain d'utilisation des pieux

I.7.1. Pieux battus

Pour des raisons d'économie, il est préférable d'utiliser des pieux battus aux pieux forés moulés, qui coutent de 50 à 70% plus cher.

Trois (03) causes peuvent empêcher l'utilisation des pieux battus :

- Le diamètre : Il ne sera pas possible d'exécuter des pieux moulés battu, dans le cas de forte charges ou si les caractéristiques mécaniques du sol sont particulièrement faibles ;
- Le site : En site urbain et à proximité d'une construction existante (respecter une distance d'une quinzaine de mètre environ), donc il est préférable de ne pas prévoir de pieux battus

afin d'éviter les effets nocifs sur les constructions existantes de l'onde de choc due à la chute du mouton ;

- Le terrain : dans des terrains très argileux, il est souhaitable d'éviter des fondations par pieux battus, car les terrains non consolidés sont très peu compressibles sous l'effet de contraintes même élevées appliquées pendant une très courte durée, ainsi la chute du mouton provoque une remontée du terrain autour du pieu d'où chute la résistance.

I.7.2 Pieux forés moulés

Le domaine d'emploi des pieux forés moulés s'impose en site urbain en assurant une bonne sécurité. La force portance unitaire peut être comprise entre 50 T et 1000T.

Remarque : Il ne faut pas oublier que le battage peut modifier de façon très sensible les caractéristiques mécaniques du sol.

I.8. Détermination de la charge limite d'un pieu isolé

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

La charge limite du pieu Q_U , est obtenue en additionnant la charge limite de pointe Q_{PU} , qui correspond au poinçonnement du sol sous la base du pieu, et la charge limite Q_{SU} mobilisable par le frottement latéral entre le sol et le pieu :

$$Q_U = Q_{PU} + Q_{SU} \quad (I.2)$$

La charge limite de pointe est donnée par :

$$Q_{PU} = \rho_P \cdot A \cdot q_{PU} \quad (I.3)$$

La charge limite de frottement est donnée par :

$$Q_{SU} = \rho_S \cdot A \cdot q_{SU} \cdot e_i \quad (I.4)$$

Avec :

ρ_P : Coefficient réducteur de section de l'effort de pointe (Voir le tableau I.2) ;

ρ_S : Coefficient réducteur de section de l'effort de frottement latéral (Voir le tableau I.2) ;

A : Aire de la section droite ;

P : périmètre de la section du pieu ;

q_{pu} : Résistance limite de pointe ;

q_{su} : Frottement latéral unitaire limite dans couche i ;

e_i : Épaisseur de la couche i ;

h : Hauteur d'ancrage.

Notation : La détermination de A et de P ne pose pas de problème particulier pour les pieux à section pleine, ou pour les pieux tubulaires fermés. Pour les autres sections, on se référera à la figure I.26 ci-dessus.

Tableau I.2. Valeurs de ρ_p et ρ_s

Type de pieu	Argiles		Sables	
	ρ_p	ρ_s	ρ_p	ρ_s
Section pleine, tubulaire fermé	1.00	1.00	1.00	1.00
Tubulaire ouvert, pal-pieux	0.50	1.00	0.50	1.00
Pieux H	0.50	1.00	0.75	1.00
Palplanches	0.50	1.00	0.30	0.50

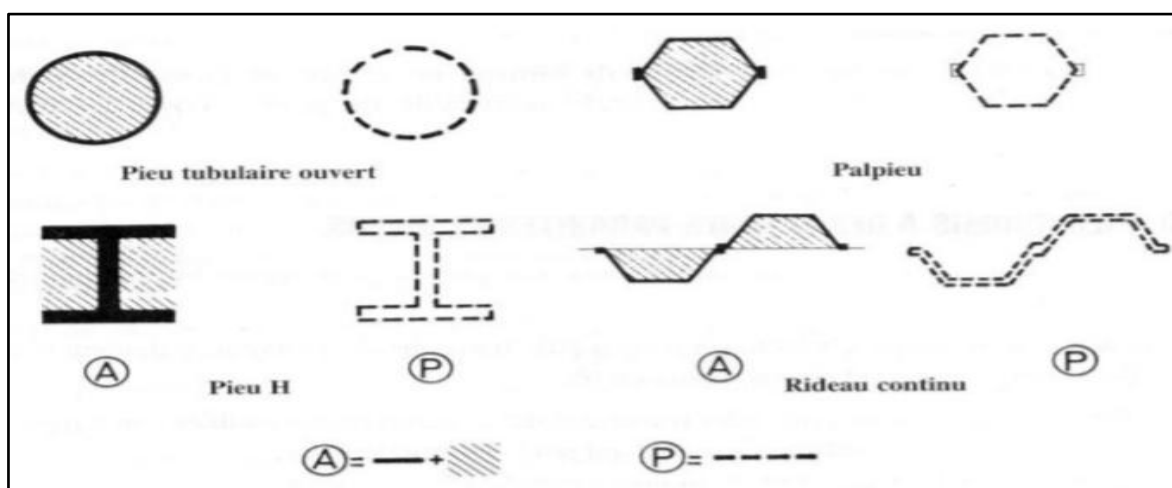


Figure I.26. Définition de A et P pour les pieux tubulaires ouverts, les palplanches et profilés H

I.9. Dimensionnement des pieux

Le dimensionnement des pieux se réalise à partir des essais de laboratoires, l'essai pénétrométrique ou l'essai pressiométrique. Actuellement la méthode pressiométrique donne de bons résultats quel que soit le type de sol. Elle est présentée ci-après.

I.9.1. Dimensionnement par la méthode pressiométrique

Détermination de la contrainte limite de pointe q_{pu} :

- La hauteur d'encastrement équivalente (D_e) est définie selon la formule suivante :

$$D_e = \frac{1}{P_{le}^*} \int_0^D P_l^* Z \cdot dz \quad (I.5)$$

Avec :

P_{le}^* : Pression limite nette équivalente ;

$P_l^* Z$: Pression limite nette à la profondeur z ;

d : pris en général égal à 0 ;

D : hauteur d'encastrement réelle du pieu.

- La valeur de la pression limite nette équivalente est donnée par la formule :

$$P_{le}^* = \frac{1}{b+3a} \int_0^D P_l^* Z \cdot dz \quad (I.6)$$

Avec :

a : $\max\left(\frac{B}{2}, 0.50\text{m}\right)$;

b : $\min(a, h)$;

h : ancrage dans la couche où se situe la pointe du pieu.

- La contrainte limite de pointe q_{pu} est donnée par la formule :

$$q_{pu} = K_p \cdot P_{le}^* \quad (I.7)$$

K_p : est appelé coefficient de portance (Tableau I.4). Il traduit la proportionnalité entre la contrainte limite de pointe, et la pression limite nette équivalente mesurée au pressiomètre (Tableau I.3).

Tableau I.3. Classification des sols

Classe de sol		Description	Préssiomètre P_1 (MPa)
Argiles, Limons	A	Argiles et limons mous	< 0.7
	B	Argiles et limons fermes	1.2 – 2.0
	C	Argiles très fermes à dures	> 2.5
Sables, Graves	A	Lâches	< 0.5
	B	Moyennement compacts	1.0 – 2.0
	C	compacts	> 2.5
Craies	A	Molles	<0.7
	B	Altérées	1.0 – 2.5
	C	compactes	>3.0
Marnes; marno-calcaires.	A	Tendres	1.5 – 4.0
	B	compacts	>4.5

Tableau I.4. Valeurs du coefficient de portance K_p

Nature des terrains		Éléments mis en œuvre sans refoulement du sol	Éléments mis en œuvre 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
Graves	A	1.3	1.6
	B	1.4	2.2
	C	1.8	2.6
Marnes-Marno- calcaires		1.8	2.6
Roches ALTFREES (1)		1.1 à 1.8	1.8 à 3.2
(1) La valeur de K_p pour ces formations est prise égal à celle de la formation meuble du tableau à laquelle le matériau concerne s'apparente le plus.			

I.10. Principes de calcul des pieux

Les essais in situ de mécanique des sols les plus courants sont les essais réalisés au pénétromètre (statique ou dynamique, y compris l'essai de pénétration au carottier dit SPT « Standard Pénétration Test»), et les essais au scissomètre de chantier.

Pour la reconnaissance des sols en vue du dimensionnement des fondations, les essais de pénétration et les essais pressiométriques sont à recommander. Ils permettent de chiffrer les propriétés des sols en place à des degrés divers, et par la suite soit d'orienter l'étude au stade de l'avant projet, soit de dimensionner définitivement les fondations.

En générale, ils conduisent à des dimensionnements plus proches de la réalité que ceux déduits des essais classiques réalisés au laboratoire.

On peut arbitrairement subdiviser les essais in situ en deux grandes familles :

- Les pénétromètres statiques et dynamiques : sont des essais qui donnent une caractéristique de sol à la limite (ou à la rupture).
- Le pressiomètre et le scissomètre : sont des essais qui donnent en plus une relation contraintes-déformation.

I.11. Conclusion

Ce chapitre expose, les généralités sur les fondations profondes telles que les pieux qui sont généralement utilisés dans les grands ouvrages, et aussi dans les mauvais sols tels que l'argile. Où nous avons défini le pieu et fait sa classification. Ensuite nous avons exposé les modes opératoires et outils de réalisation de quelques pieux, mais encore nous avons énoncé le domaine d'utilisation des pieux battus ainsi que pour les pieux forés moulés.

Chapitre II :

Généralités sur l'interaction

sol-structure

II.1. Introduction

Dans le domaine du génie civil, on entend généralement, improprement, par interaction sol-structure l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. Littéralement, l'interaction sol-structure traduit la modification du sol (ou de la structure) lors d'un séisme du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Selon les caractéristiques de la structure et le mouvement du sol, l'interaction sol structure peut avoir un effet sur la magnitude des forces induites à la structure en question.

La réponse sismique d'une structure se trouve toujours liée à la forme avec laquelle les mouvements sismiques du sol sont transmis à travers ses fondations au système fondation structure. Cette interaction est bien entendu plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation. Pour certains ouvrages, fondés superficiellement, elle peut être pratiquement négligeable. Par contre, la nécessité d'étudier la réponse sismique d'un ouvrage, en ne le considérant pas isolément mais comme partie intégrante d'un ensemble comprenant le sol et les structures avoisinantes, et les analyses d'interaction Sol-structure impérieuses pour une part grandissante d'ouvrages importants : barrages, centrales nucléaires, réservoirs de Gaz naturel liquéfié (GNL)...

La complexité du phénomène et l'intérêt qu'y ont porté nombreux chercheurs sont à la fois traduit par l'abondance de la littérature concernant l'interaction sol-structure, deux synthèses générales [Lysmer, 1978 ; IDRISSE-KENNEDY, 1980] ont entrepris une classification des méthodes d'étude de l'interaction sol-structure. Ces publications mettent en évidence le fait que l'étude des phénomènes d'interaction est essentiellement limitée au cas des problèmes linéaires, l'approche de problèmes purement non linéaires reste à l'exception.

II.2. Objectif des analyses d'interaction sol-structure

Les analyses d'interaction sol-structure à un objectif fondamental, qui est de déterminer l'influence réciproque du sol et de la structure sur leur comportement mécanique lors d'un séisme. [Gazetas et Mylonakis, 1998] ont considérés deux structures, dont l'une est encastrée dans un rocher, et l'autre repose sur un massif de sol plus souple, dont les différents éléments à prendre en compte sont illustrés dans la figure II.1.

Cette figure II.1 ci-dessous, illustre bien le problème de l'ISS, mais encore elle montre le cas général d'une fondation, de type radier, encastrée dans le sol et supportée par des pieux traversant plusieurs couches de sol et se reposant sur une couche rigide ou rocheuse. Le problème de l'ISS reste cependant le même pour tous les types de fondations.

Plusieurs types d'ondes sismiques sont soumis à la couche de sol autour de la structure, les voici :

- Des ondes de cisaillement : onde S ;
- Des ondes de dilatation : onde P ;
- Des ondes de surfaces : onde R ou L.

Les conditions sismologiques dictent la nature des ondes, néanmoins la géométrie, la raideur et l'amortissement du sol modifient le mouvement de ce dernier sous sollicitations sismiques. Ce mouvement modifié correspond au mouvement en champ libre dont la détermination est complexe.

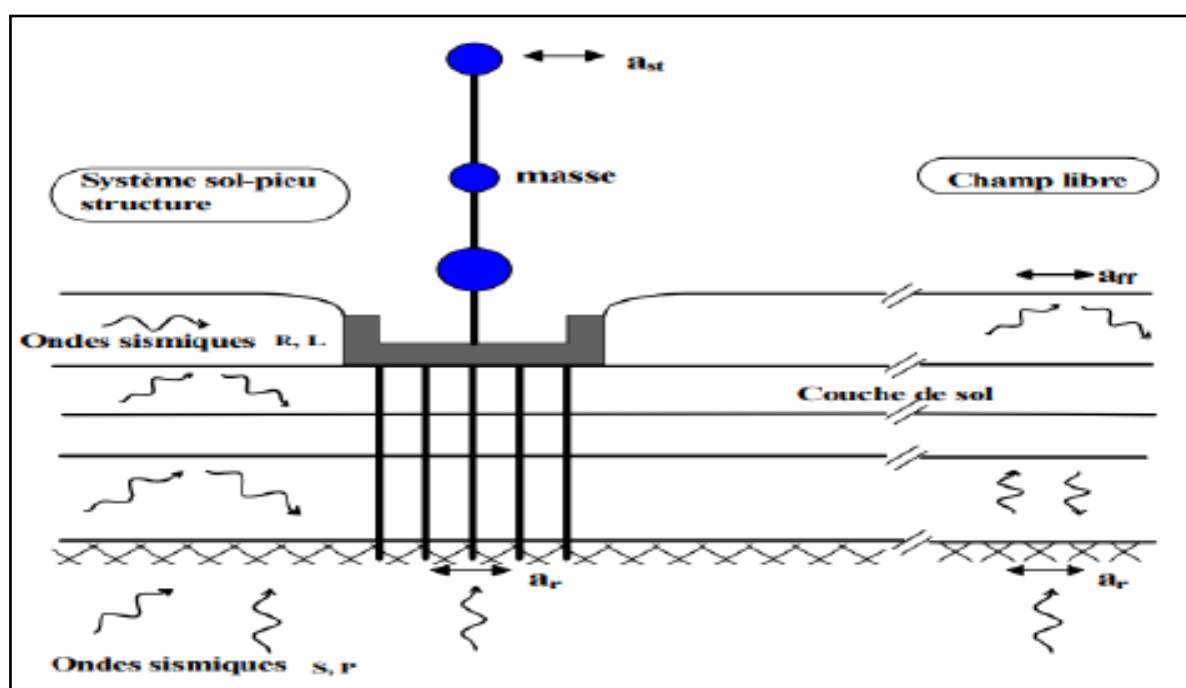


Figure II.1. Schématisation de l'interaction sol-structure
[Gazetas et Mylonakis, 1998]

II.3. Généralités

Les charges appliquées sur une fondation lors d'un séisme proviennent des forces d'inerties qui se développent dans la superstructure et des déformations du sol, provoquées par le passage des ondes sismiques, imposées à la fondation.

Ces deux types de chargement sont appelés :

- ✓ Chargement inertiel
- ✓ Chargement cinématique

L'importance de ces chargements dépend des caractéristiques de la fondation ainsi que de la nature des ondes sismiques. Le terme générique comportant ces deux phénomènes est appelé Interaction Sol-Structure (ISS).

Néanmoins le plus souvent les ingénieurs emploient ce terme pour désigner le chargement inertiel en ignorant la part dû au chargement cinématique. Cela provient du fait que :

- L'interaction cinématique est négligeable dans certains cas ;
- La majorité des règlements parasismiques, excepté certain dont l'Eurocode 8, ne le mentionne pas ;
- Les effets de l'interaction cinématique sont plus difficiles à évaluer minutieusement que les effets inertiels.

La réponse d'une structure à une action sismique dépend de nombreux paramètres tels que :

- La nature du mouvement sismique ;
- Les propriétés dynamiques de l'ouvrage ;
- Les propriétés dynamiques du sol.

II.4. Notion d'interaction sol-structure

L'interaction du sol avec la structure est un phénomène de la modification de la réponse du sol (de la structure) par la présence de la structure (le sol). La vibration de la superstructure entraîne des forces sur la fondation qui sont transmises au sol modifiant sa réponse. Sous l'effet d'un chargement dynamique, le sol et la superstructure vibrent simultanément et interagissent l'un avec l'autre. Ou le sol n'est pas parfaitement rigide.

L'Interaction du Sol avec la Structure (ISS) est un phénomène important à considérer pour une bonne évaluation de la vulnérabilité des ouvrages situés en zone sismique. Les procédures simples suggérées dans les règlements parasismiques ne sont pas suffisantes pour évaluer correctement l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse de la structure. L'ensemble des rigidités du sol, de la fondation et des structures sont dépendantes des interactions sols-structures.

Quatre modes d'interaction sont distingués :

- Effets des mouvements de sol sur le comportement des structures ;
- Action des structures sur le sol environnement ;
- Interaction entre structures voisines par l'intermédiaire du sol ;
- Effet du renforcement des sols.

II.5. Etude du problème d'interaction sol structure

II.5.1. Formulation d'un problème d'interaction

Il est utile de formuler de façon générale le problème, avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol-structure. Cette formulation est orientée vers un traitement par élément fini du phénomène d'interaction.

Certainement, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable les équations du mouvement sont obtenues par référence à la figure II.2 qui schématise un ensemble sol structure.

L'équation du mouvement s'écrit :

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = Q_f \quad (\text{II.1})$$

M : matrice de masse du système ;

C : matrice d'amortissement du système ;

K : matrice de raideur du système ;

Q_f : ou F le vecteur de charge appliquée à la frontière extérieure du système ;

u : vecteur de déplacement ;

$\dot{u}$: vecteur de vitesse ;

$\ddot{u}$: vecteur d'accélération.

L'équation du mouvement du champ libre en l'absence de structure est analogue de par sa forme à l'équation (II.1) les indices f désignant les matrices masses, amortissement et raideur relative au seul champ libre, cette équation s'écrit :

$$M \ddot{u}_f + C \dot{u}_f + K u_f = Q_f \quad (\text{II.2})$$

Posant : Le déplacement total pour le problème d'interaction est alors donné par l'équation :

$$U = U_i + U_f \quad (\text{II.3})$$

L'équation définit le déplacement d'interaction u_i qui satisfait l'équation :

$$M \ddot{u}_i + C \dot{u}_i + K u_i = Q_i \quad (\text{II.4})$$

Avec :

$$Q_i = [M - M_f] \ddot{u}_f + [C - C_f] \dot{u}_f + [K - K_f] u_f \quad (\text{II.5})$$

À partir des déplacements en champ libre se détermine le vecteur de charge Q_i . Pour les systèmes linéaires on a alors le théorème de superposition illustré sur la figure II.2 ci-dessous.

Le problème d'interaction est dissocié, en la somme d'un problème de réponse du sol en champ libre et d'un problème source où les forces appliquées Q_i n'ont des composantes non nulles qu'aux nœuds communs à la structure et sol.

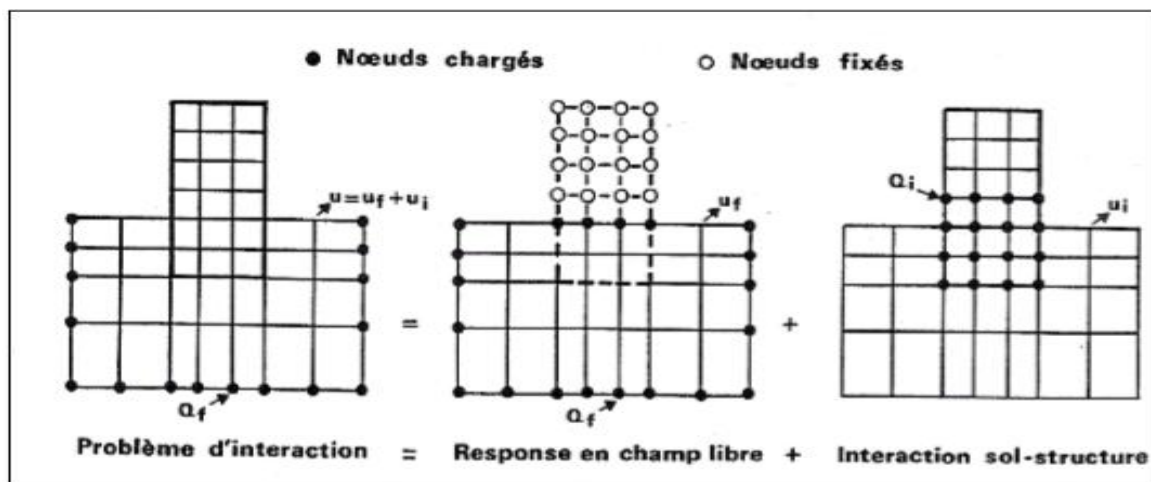


Figure II.2. Décomposition du problème d'interaction sol-structure

II.5.2. Mouvement du sol en champ libre

Le mouvement sismique est très influencé par les conditions géotechniques locales, cependant il est défini par un accélérogramme (figure II.3), ou par un spectre de réponse.

L'étude d'un site doit suivre les principes suivants :

- ✓ Définition du mouvement à la surface du sol ;
- ✓ Niveau d'accélération réaliste pouvant être transmis par le sol ;
- ✓ Caractéristique fréquentielle du mouvement compatible avec les caractéristiques physiques du site ;
- ✓ Variation de l'accélération avec la profondeur dans des limites raisonnables.

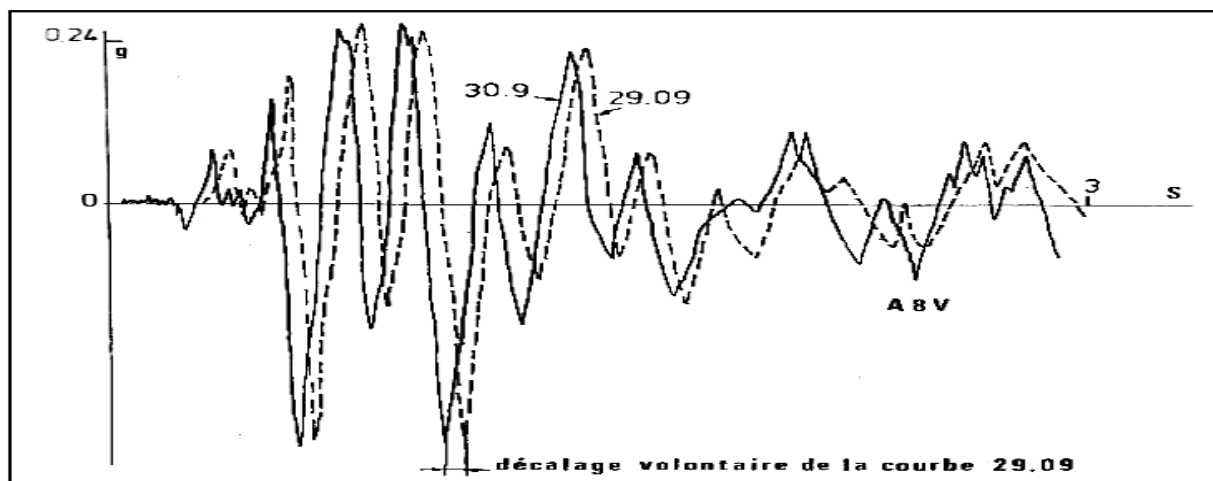


Figure II.3. Accélération en champ libre

II.6. Illustration de l'effet de l'interaction sol structure

II.6.1. Model analogique simplifié

À l'aide du modèle analogique de la figure II.4, peut s'illustrer l'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse d'un ouvrage. La structure est assimilée à une Masse et un ressort, placés à une hauteur h au-dessus de la fondation. La relation entre la Structure et la fondation est réalisée par une barre rigide. La fondation est reposée sur le sol et son interaction avec celui-ci est modélisée par le biais des fonctions d'impédance.

Pour l'instant on admettra que les fonctions d'impédance, c'est à dire les réactions exercées par le sol sur la fondation, peuvent être représentées par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs indépendants de la fréquence ; l'amortisseur rend théoriquement compte à la fois de l'amortissement radiatif, c'est à dire de la dissipation d'énergie par les ondes s'éloignant de la fondation, et de l'amortissement propre du matériau "sol", appelé amortissement matériel.

On supposera que l'amortissement matériel est négligeable devant l'amortissement radiatif (comportement élastique du sol), dans un souci de simplification de la présentation, ce qui est valide pour un milieu homogène et des sollicitations sismiques d'amplitudes faibles à moyennes.

Le système de la figure II.4 ci-dessous possède 3 degrés de liberté, les voici:

- Le déplacement horizontal u de la masse m ;
- Le déplacement horizontal u_0 de la fondation ;
- La rotation θ de la fondation autour d'un axe horizontal. Il est soumis à un déplacement horizontal du sol support, harmonique de pulsation ω et d'amplitude u_g .

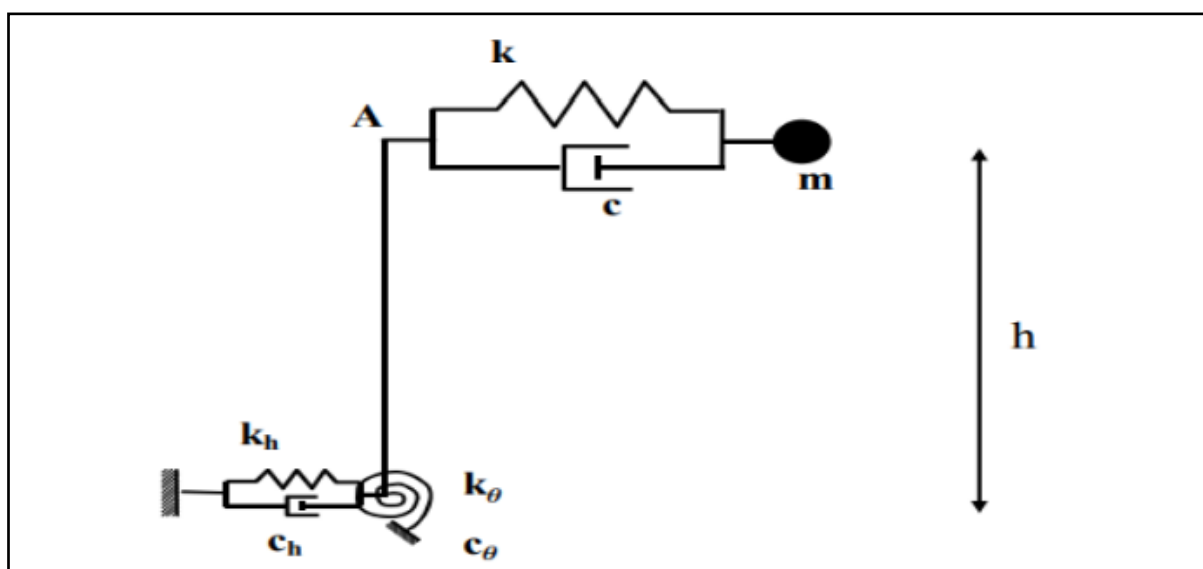


Figure II.4. Modèle analogique simplifié d'interaction sol-structure

II.6.2. Influence de l'interaction sol structure

- Un mouvement du sol à la base du bâtiment supposé identique à celui du champ libre ; dans les cas courants cette approximation est considérée comme acceptable.
- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment.

II.7. Les effets de l'ISS

Généralement, l'ISS engendre :

- Un allongement de la période de vibration du 1er mode notamment, qui peut entraîner une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre élastique ;
- Un amortissement non négligeable (amortissement radiatif + amortissement propre au matériau-sol) puisqu'il est toujours supérieur à celui des matériaux de la structure. Ne pas le prendre en compte mène à surestimer la réponse ;
- Une rotation de la fondation pouvant modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment ;
- Un mouvement du sol à la base du bâtiment supposé identique à celui du champ libre ; cette approximation est considérée comme acceptable dans les cas courants. Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendances à être bénéfiques dans les différents éléments de la structure du moment qu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants.

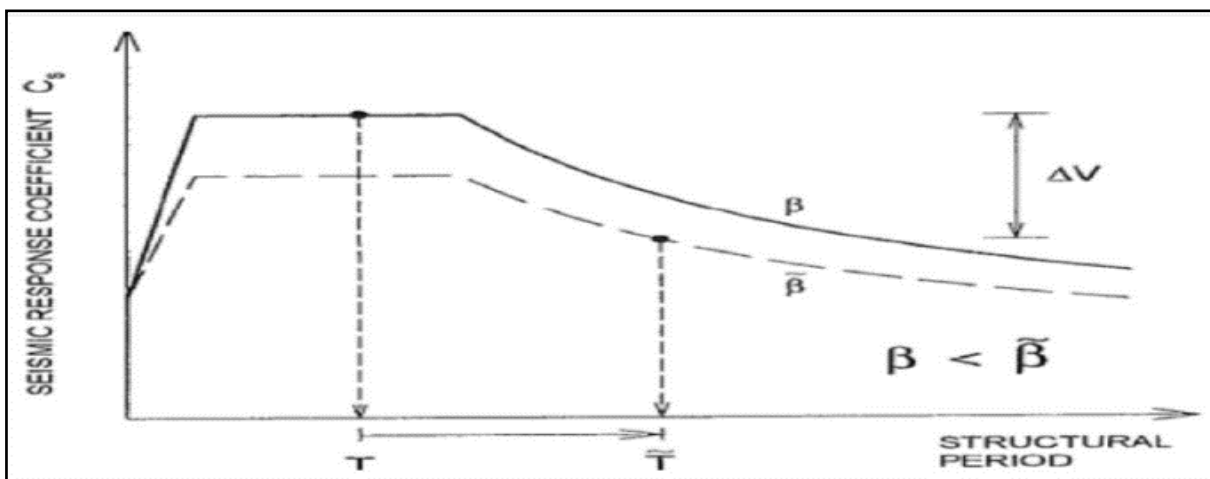


Figure II.5. Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS

Les effets favorables représentent en moyenne, à une réduction de la réponse de 10 à 12% et, à une aggravation de quelques pourcent lorsqu'ils agissent dans un sens défavorable.

II.8. Les phénomènes physiques dus à l'interaction sol-structure

La conséquence principale de l'ISS est de briser le schéma séquentiel où est défini tout d'abord le mouvement sismique pour ensuite dimensionner l'ouvrage. L'interaction cinématique et l'interaction inertielle sont deux ordres classiques désignant cette rupture.

II.8.1. Interaction cinématique et interaction inertielle

Nous distinguons pour une structure reposant sur un massif de sol plus souple, la notion d'interaction cinématique de celle d'interaction inertielle, illustré dans la figure II.6 suivante.

L'interaction cinématique représente la différence entre, le mouvement sismique en champ libre, et celui dans un champ dont l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques. Elle résulte de la différence de raideur pour la partie en terre, entre le sol et la fondation, qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol. Négligeable pour les fondations superficielles avec des ondes à propagation verticale.

L'interaction inertielle est issue des efforts d'inertie provoqués par la masse de la structure à sa base, et donc dans le sol sous l'effet du mouvement imposé à la fondation. Elle résulte de la différence de masse entre la structure et le sol.

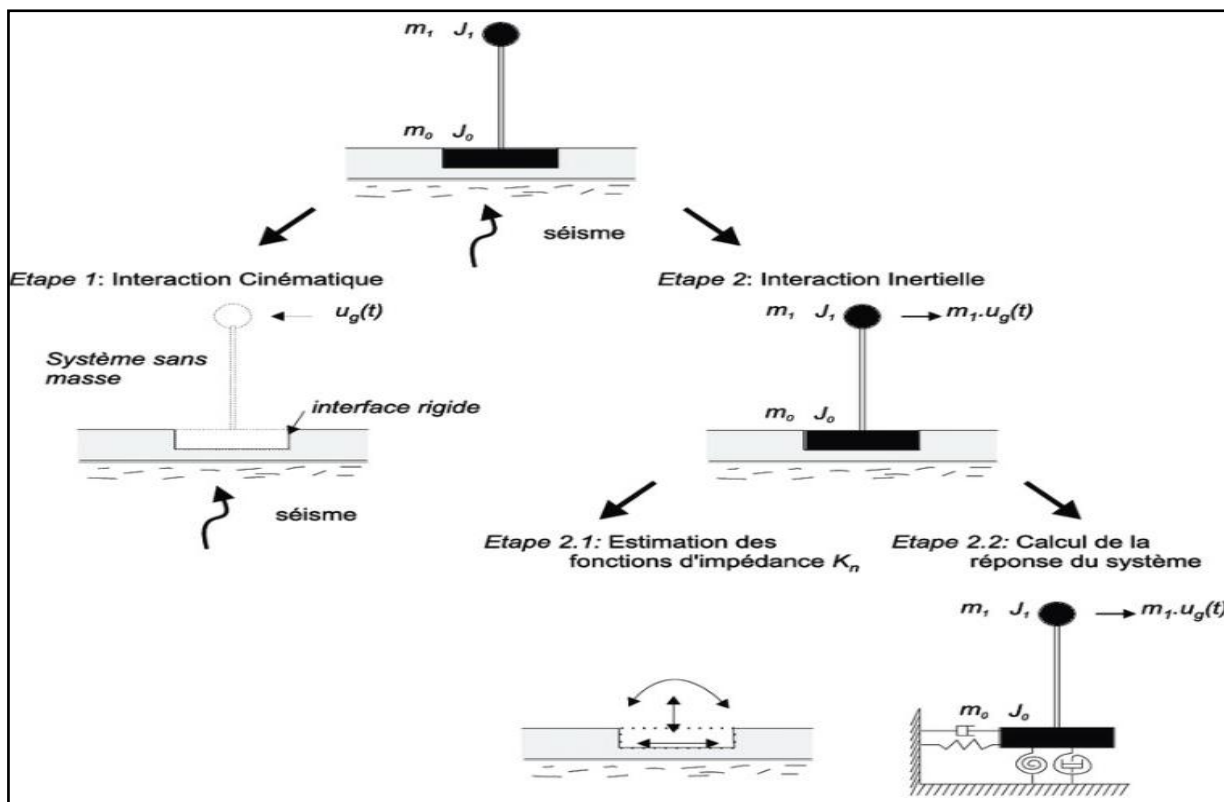


Figure II.6. Principe de décomposition de l'interaction sol-structure

II.8.2. L'amortissement radiatif

En considérant un massif de sol semi infini, lors d'un chargement dynamique, l'énergie amenée par le mouvement de la structure est dissipée de deux manières :

- ✓ Un amortissement hystérétique (matériel) dû aux non-linéarités présentes dans le sol et dans la fondation ;
- ✓ Une dissipation due au rayonnement des ondes dans le milieu semi-infini.

Cette dissipation de l'énergie rayonnée par la structure s'appelle l'amortissement radiatif. De ce fait, une influence existe aussi bien du sol sur la structure que de la structure sur le sol. C'est pour cela que nous parlons de problèmes d'interactions entre le sol et la structure.

II.8.3. La liquéfaction

La liquéfaction est un phénomène géologique qui se produit sous sollicitation sismique, généralement temporaire, par lequel un sol saturé en eau perd une partie ou la totalité de sa portance.

La liquéfaction d'un sol saturé et sans cohésion sous l'effet d'un mouvement sismique se traduit par une diminution de la rigidité du sol, et de sa résistance en relation avec l'accumulation de la pression interstitielle engendrée par les déformations cycliques, et la réduction consécutive des contraintes effectives du matériau. Il est donc pour cela nécessaire que le matériau considéré soit saturé.

Ces pertes de rigidité et de résistance sont susceptibles de produire des déformations permanentes significatives, voire une quasi-annulation de la contrainte effective dans le sol. Par ailleurs, il apparaît que la Granulométrie du matériau considéré a une certaine importance, les sols susceptibles de liquéfier sous chargement cyclique étant limoneux à sableux (Figure II.7).



Figure II.7. Sol liquéfié entraînant l'inclinaison, voire le renversement, des bâtiments

II.9. Méthodes d'analyse de l'interaction sol-structure

Pour prendre en compte l'interaction sol-structure différentes méthodes existent. Parmi lesquelles, nous distinguons trois catégories de méthodes qui sont respectivement les méthodes directes, les méthodes de sous-structure, les méthodes hybrides.

Ces méthodes sont décrites et détaillées dans [Pecker, 1984], ou [Wolf, 1988], ou encore dans les différentes thèses ([Crémer, 2001], [Chatzigogos, 2007], et [Grange, 2008]). Par la suite nous allons présenter ces méthodes.

II.9.1. Méthodes directes

Les méthodes directes, appelées également méthodes globales, traitent le problème de l'interaction sol-structure dans sa globalité de manière à obtenir les réponses du sol et de la structure simultanément. Elles consistent à résoudre directement l'équation du mouvement dans l'ensemble du système sol-structure :

$$M \ddot{u} + C \dot{u} + K u = F \quad (\text{II.6})$$

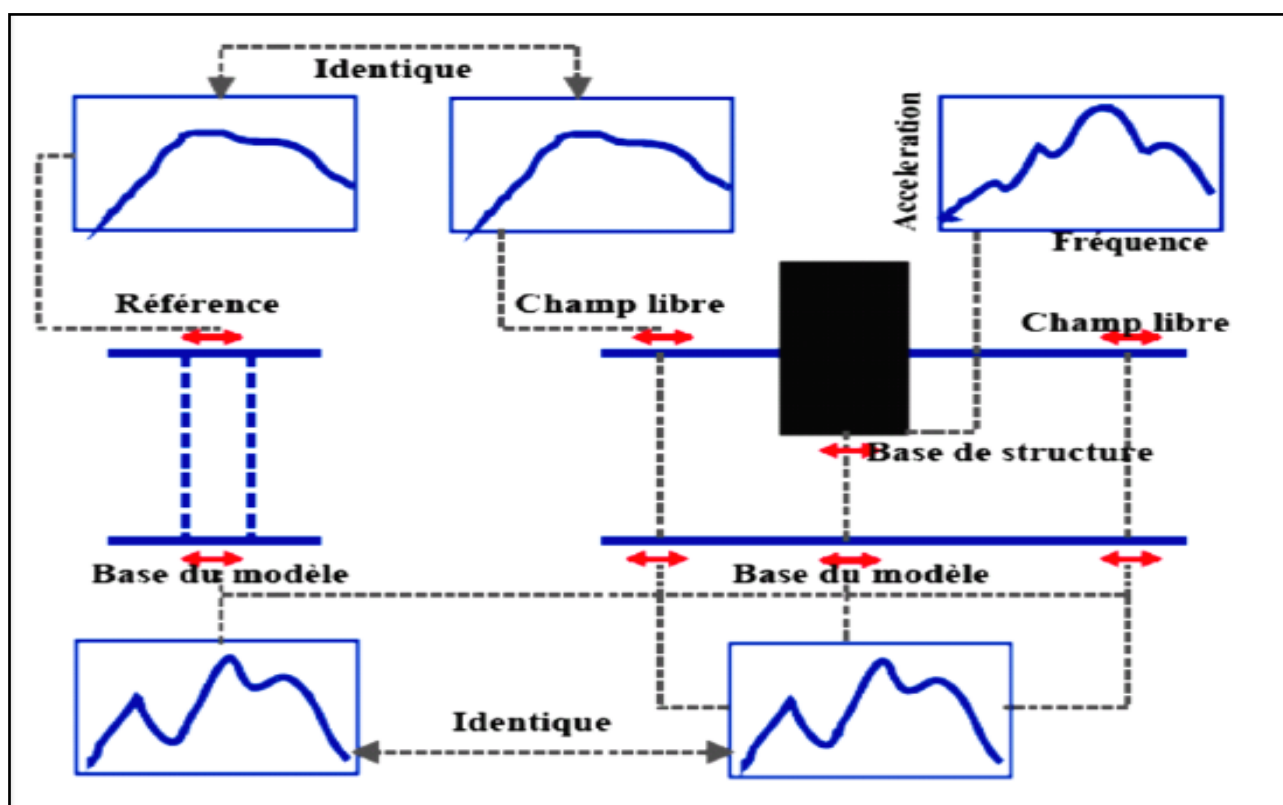


Figure II.8. Schématisation d'un problème d'interaction Sol structure en éléments finis

La résolution directe de ce système d'équation est tellement complexe que le recours aux méthodes numériques, comme les méthodes des éléments finis et des différences finies, est pratiquement inévitable. Ci-dessus la figure II.8 illustre la problématique de la résolution par une méthode globale.

- Le mouvement sismique de dimensionnement est spécifié à la surface du sol, en champ libre ;
- Le mouvement est calculé à la base inférieure du modèle, choisie à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas ce mouvement ; cette étape est connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique ;
- Le mouvement déconvolué est imposé uniformément à la base du système sol structure et la réponse est calculée par résolution de l'équation (II.6).

II.9.2. Méthodes de sous-structures

Ces méthodes visent à dissocier le problème en la somme de 58 sous-problèmes plus simples à résoudre. Elles consistent à utiliser le de superposition De [Kausel et al., 1978] dans le cas de fondations rigides. Ce principe est illustré par la figure II.9 ci-dessous.

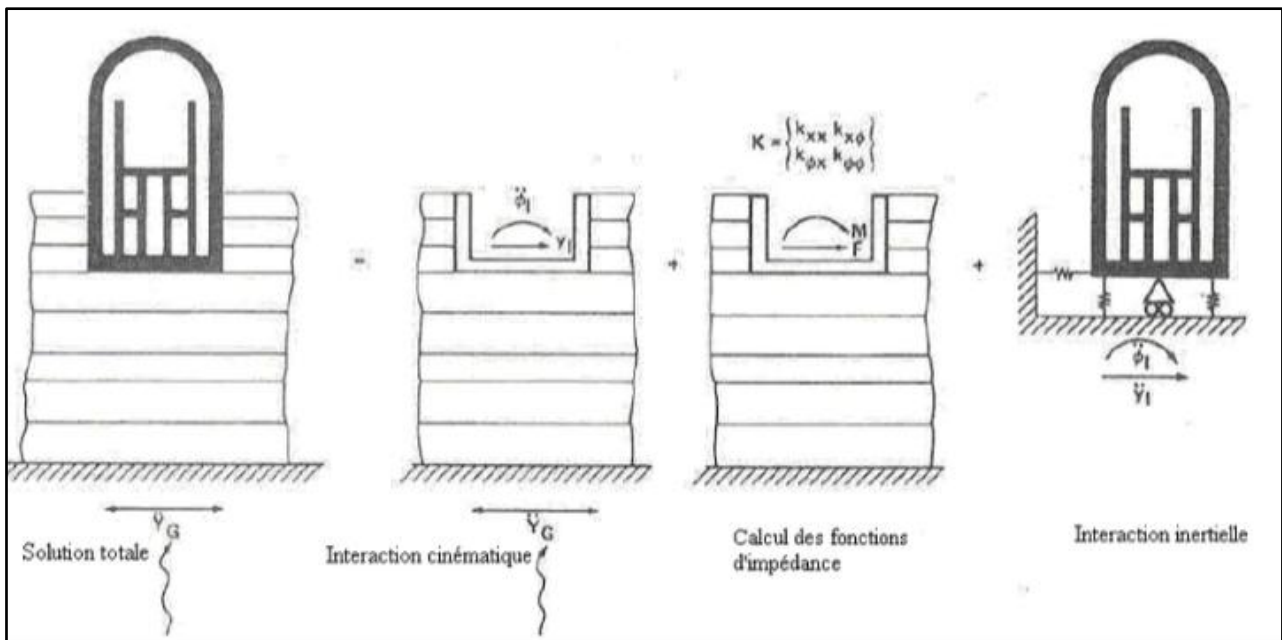


Figure II.9. Principe de superposition de Kausel

Cette méthode consiste à décomposer la résolution du problème en trois étapes successives :

- Nous considérons le milieu {sol + fondation rigide sans masse}. En appliquant la sollicitation sismique à la base de ce milieu nous déterminons l'accélération à laquelle sera soumise la fondation. De nombreuses études ont été effectuées dans la littérature proposant des méthodes analytiques et numériques notamment celle des équations intégrales [Aubry, 1986] afin de résoudre ce premier problème. C'est l'analyse de l'interaction cinématique ;
- Nous calculons la matrice d'impédance dynamique de la fondation, permettant d'obtenir les raideurs ainsi que les termes d'amortissement dans les différentes directions, pour tout type de

fondations sont recueillis dans [Pecker, 1984], [Gazetas, 1991] ou encore [Sieffert et Ceavaer, 1992]. C'est l'analyse de l'interaction inertielle ;

(iii) Nous calculons la réponse dynamique de la structure supportée par les ressorts d'impédances trouvés en (ii) et soumise à la sollicitation calculée en (i). La résolution de ce problème reste classique et utilise souvent la méthode des éléments finis. Malgré que les méthodes de sous-structures soient limitées aux problèmes linéaires, de nombreux travaux montrent qu'elles donnent de très bons résultats [Pitilakis et al., 2008].

Les différentes méthodes de sous-structures se distinguent par la décomposition en sous modèles du modèle global, où on différencie la méthode de frontière et la méthode de volume.

II.9.2.1. Méthode de frontière

Chopra-Gutierrez, Gutierrez, Kausel ont développé cette méthode. Le modèle global sol-structure est divisée en deux sous-modèles représentant la structure et le sol (figure II.10), tel que la compatibilité des efforts et des déplacements est écrite le long de la frontière séparant les deux sous-structures.

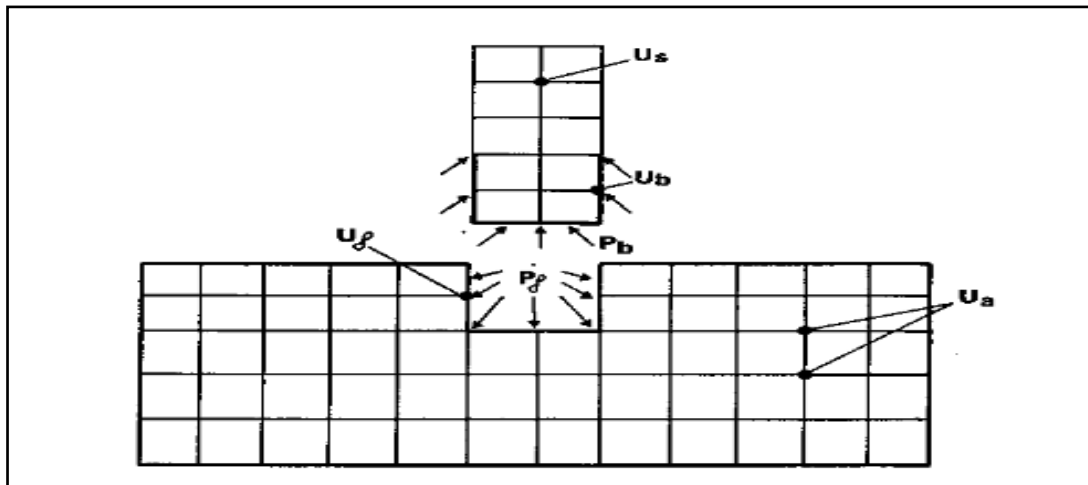


Figure II.10. Méthode de sous-structures : méthode de frontière

Les différentes équations d'équilibre s'écrivent :

Structure :

$$\begin{bmatrix} M_s & 0 \\ 0 & M_b \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_s \\ \ddot{U}_b \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sb} \\ K_{bs} & K_{bb} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_s \\ U_b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_b \end{Bmatrix} \quad (\text{II.7})$$

Sol :

$$\begin{bmatrix} M_f & 0 \\ 0 & M_a \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_f \\ \ddot{U}_a \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ff} & K_{fa} \\ K_{af} & K_{aa} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_f \\ U_a \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} -P_b \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (\text{II.8})$$

Dans les équations précédentes $[M]$, $[K]$ ont les significations usuelles des matrices de masse et de raideur et $[U]$ représente le vecteur des déplacements absolus. Les termes d'amortissement ont été négligés pour alléger la présentation. Les solutions numériques sont obtenues, pour la méthode de sous-structures, par intégration dans le domaine des fréquences.

II.9.2.2. Méthode de volume

L'interaction entre le sol et la structure est prise en compte, à l'interface sol-structure, mais encore à tous les nœuds de la structure sous la surface du sol, comme cela apparaît par la division en sous-structures définie sur la figure II.11.

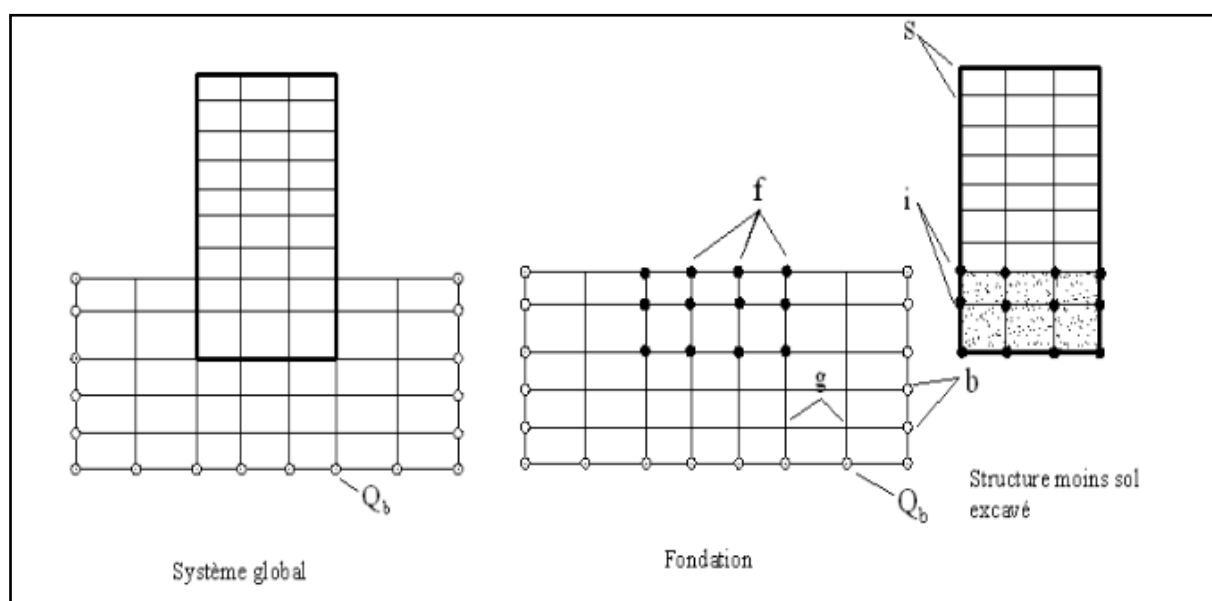


Figure II.11. Méthode de sous-structures : méthode de volume

Comme pour la méthode de sous-structures envisagées précédemment, les équations du problème peuvent être formulées. En considérant que cette méthode n'est pratiquement utilisable que pour une intégration dans le domaine fréquence et pour alléger les notations.

II.9.3. Méthodes hybrides

Les méthodes hybrides constituent une troisième famille de méthodes, réunissant les avantages des méthodes directes et des méthodes de sous-structures. Ces méthodes ont pour objectif de diviser le système en deux sous-domaines : un champ lointain et un champ proche.

Le champ lointain reste suffisamment éloigné de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par l'interaction sol-structure, ainsi il peut être considéré comme élastique. Ce champ peut être modélisé par des méthodes adaptées aux problèmes linéaires, par exemple, les impédances dynamiques.

Le champ proche à proximité de la fondation, comporte toutes les hétérogénéités et non linéarités du système. Il s'intègre dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe, par exemple la méthode des éléments finis. Excepté la méthode classique des éléments finis, une nouvelle méthode basée sur le concept de macroélément a été développée depuis trois décennies de manière à reproduire les non-linéarités dans le champ proche.

Le concept de macroélément a été développé pour la première fois par [Nova et Montrasio, 1991] dans le domaine géomécanique. Dans le cas d'une fondation superficielle reposant sur un massif de sol, il consiste à considérer la fondation et le sol dans un domaine fini (champ proche) en un élément. Cet élément permet de prendre en compte toutes les non-linéarités du système d'une manière globale. Les chargements agissant sur la fondation ainsi que ses déplacements sont modélisés en variables généralisées et concentrés en un point représentatif.

A partir des déplacements appliqués au système, nous calculons les efforts associés en prenant en compte les non-linéarités. Ainsi le concept de macroélément permet une conception de structures basée sur les déplacements. Depuis sa première parution, les modèles de macroélément ont été développés par de nombreux auteurs. Nous présentons très brièvement par la suite l'évolution de cette méthode sans entrer dans les détails.

Le tout premier modèle suggéré par [Nova et Montrasio, 1991], a été établi pour une semelle filante de largeur B reposant sur un sable lâche sous chargements statiques excentrés et inclinés en 2D, c'est-à-dire, un effort vertical V , un effort horizontal H et un moment M .

À partir des résultats expérimentaux, [Nova et Montrasio, 1991] montrent que le critère de rupture du système sol-fondation est indépendant du chemin de chargement, et s'écrit de la manière suivante :

$$f_{\xi, h, m} = h^2 + m^2 - \xi^2 (1 - \xi^{2\beta}) = 0 \quad (\text{II.9})$$

Les termes ξ , h et m dans cette expression, représentent les éléments du vecteur d'efforts généralisé adimensionné Q , défini par les auteurs :

$$Q = \begin{pmatrix} \xi \\ h \\ m \end{pmatrix} = \frac{1}{V_M} \begin{pmatrix} V \\ H \\ M \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ \mu \\ \psi B \end{pmatrix} \quad (\text{II.10})$$

Où V_M est l'effort vertical maximum admissible par la fondation sur un sol donné, μ est le coefficient de frottement entre le sol et la fondation, β et ψ sont des coefficients constitutifs adimensionnels.

En introduisant la variable d'écrouissage ρ_c , [Nova et Montrasio, 1991] proposent la surface de charge, à l'intérieur de laquelle le comportement reste élastique, écrit comme suit :

$$f(\xi, h, m) = h^2 + m^2 - \xi^2 \left(1 - \frac{\xi}{\rho_c}\right)^{2\beta} = 0 \quad (\text{II.11})$$

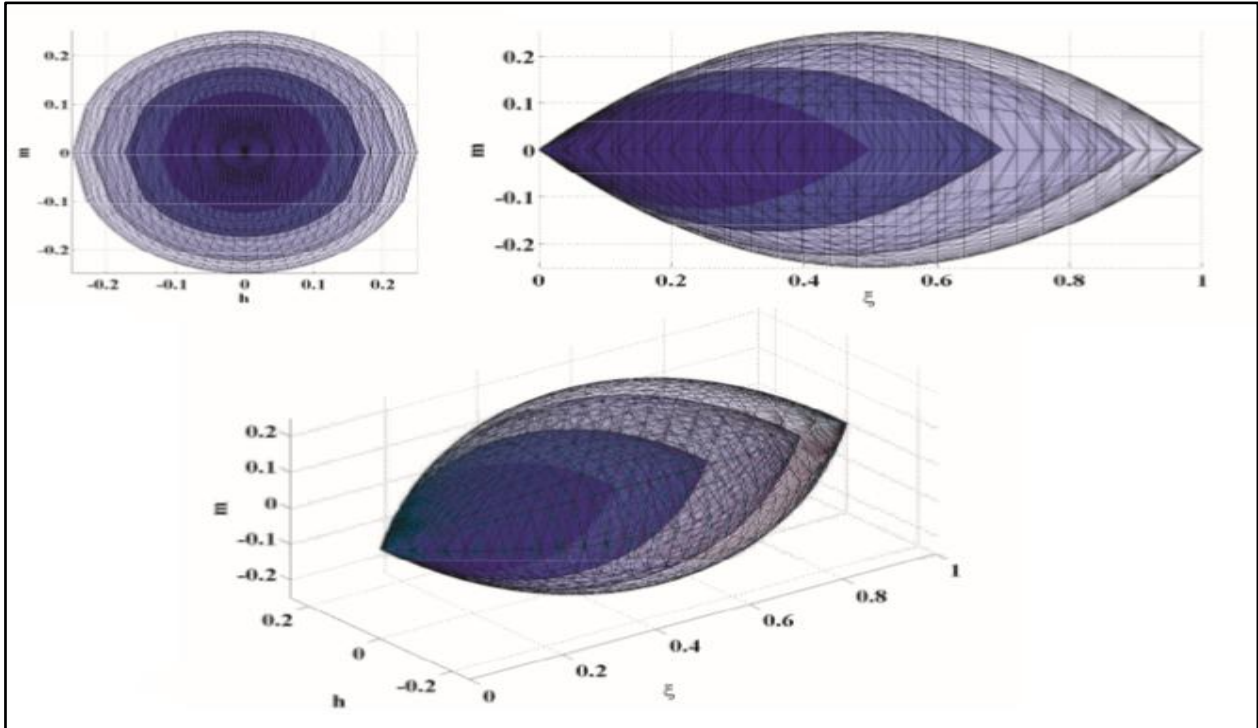


Figure II.12. Critère de rupture et quelques surfaces de charges pour le modèle de Nova

En se déplaçant vers l'extérieur, une fois que le point de charge se trouve sur la surface de charge, des déplacements plastiques auront lieu. Dans l'espace des efforts adimensionnés (figure II.12), la surface de rupture et la surface de charge ont une forme d'un ballon de rugby.

La loi d'écrouissage ρ_c est définie en fonction des déplacements. La surface de charge et la surface de rupture coïncident et le système atteint la rupture, lorsque $\rho_c = 1$. Une loi d'écoulement non-associée est également proposée.

Pour le cas d'une fondation circulaire, de la même façon, [Martin, 1994], [Houlsby et Cassidy, 2002] et [Cassidy et al., 2002] ont développé ce modèle. Pour la même fondation [Butterfield et Gottardi, 1994], [Gottardi et al., 1999] et [Cassidy et al., 2004] ont étendu les modèles pour des chargements en 3D.

Pour la fondation filante en prenant compte le décollement de la fondation [Paolucci et Pecker, 1997a] et [Cremer, 2001] ont développé les modèles sous chargements cycliques et dynamiques en 2D.

Le modèle a été complété, plus récemment par [Grange, 2008], [Grange et al., 2007] et [Grange et al., 2008]. Dans ce modèle, les fondations: filante, rectangulaire et circulaire, sont incorporées sous chargements: statique, cyclique et dynamique en 3D avec un nouveau modèle de décollement.

II.10. Discrétisation par éléments finis du problème de contact en géotechnique

Pour les ouvrages géotechniques, la modélisation des contacts par éléments finis est une opération délicate, à cause des grandes dimensions que présentent les surfaces de contact et de la dilatance de l'interface au cours du cisaillement.

Également, la programmation des algorithmes de résolution des éléments de contact reste difficile [Zheng et al. 2004], dans le cas où on négligerait la dilatance. Une étape importante dans la simulation du comportement de l'interface concerne la représentation de l'élément d'interface, généralement sous forme d'éléments spéciaux par la méthode des éléments finis.

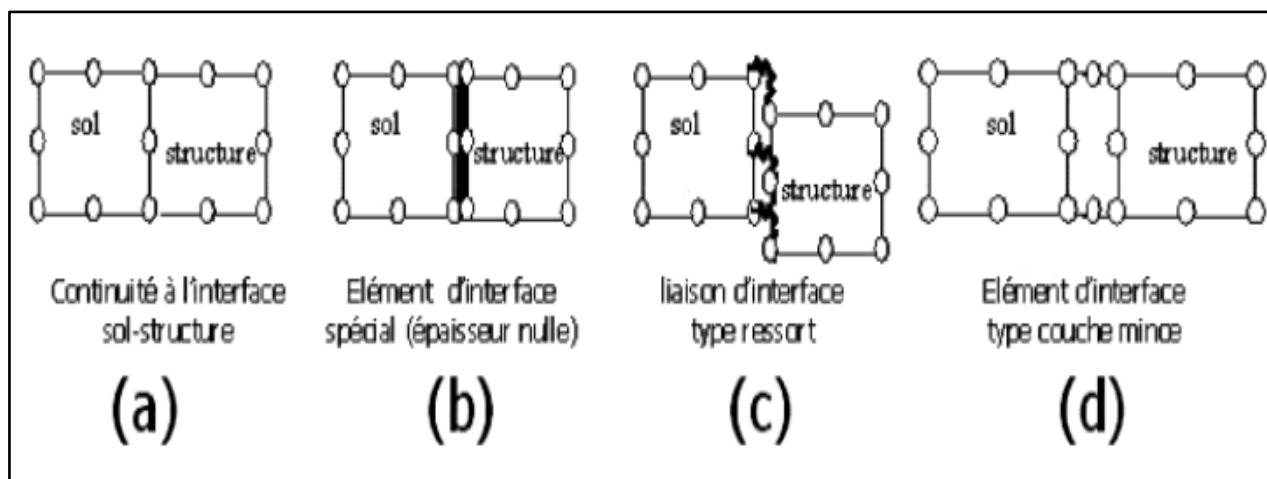


Figure II.13. Discrétisation numérique du problème de contact sol-structure ([Potts et Zdravkovic 1999]; [Potts et al., 2002])

Le mouvement relatif entre le sol et la structure peut se produire dans une interaction sol-structure. L'utilisation d'éléments continus habituels, avec compatibilité des déplacements, empêche le mouvement relatif entre le sol et la structure (Figure II.13.a). La compatibilité nodale de la méthode des éléments finis oblige le sol et la structure à se déplacer ensemble.

C'est pour ça que des éléments d'interface spéciaux sont utilisés. Les avantages principaux de l'utilisation des éléments d'interface sont, la possibilité de faire varier le comportement constitutif de l'interface, et de permettre le mouvement relatif entre le sol et la structure.

Pour modéliser le comportement discontinu de l'interface sol-structure beaucoup de méthodes ont été utilisées. Citons l'utilisation d'éléments sans épaisseur (Figure II.13.b et Figure II.13.c), les éléments de type couche mince (Figure II.13.d), et les méthodes hybrides, où le sol et la structure sont

modélisés séparément, et liés ensuite par des équations de compatibilité de différentes natures pour les forces et les déplacements.

II.10.1. Eléments sans épaisseur

Les éléments sans épaisseur sont aussi appelés éléments joints ou "zero thickness elements". Ils ont été initialement développés par [Goodman et al. 1968] présentant 4 nœuds, 8 degrés de liberté et nommés "GTB". Ces éléments ont subi plusieurs améliorations ([Ghamboussi et al., 1973] ; [Carol et Alonso 1983] ; [Desai et al., 1984] ; [Beer 1985] ; [Gens et al., 1989] ; [Van Langen et Vermeer 1991] ; [Day et Potts 1994] ; [Boulon et al., 1995b] ; [Day et Potts 1998] ; [Potts et al., 2002]).

Pour ces éléments, les déplacements relatifs entre les nœuds sont les principales variables de déformation. Les déplacements relatifs sont reliés aux déplacements absolus en utilisant la matrice des fonctions d'interpolation. Il est question d'associer à chaque nœud d'un milieu, son homologue de l'autre milieu.

Une utilisation de ces éléments consiste à considérer les liaisons ressorts qui se résument à des connexions entre les nœuds opposés. ([Hermann 1978] ; [Frank et al., 1982] ; [Coutinho et al., 2003]) ont dédoublé les points de contact entre les deux milieux ,aussi ils ont muni chaque doublet de deux ressorts fictifs (l'un tangentiel, l'autre normal à la surface de contact) (figure II.14).

Dans ce cas, les déplacements relatifs sont exprimés en fonction des déplacements absolus, par une matrice, dont tous les termes sont nuls, excepté ceux qui indiquent l'existence du ressort tangentiel ou normal. Les éléments développés par Hermann sont appelés "LRH".

L'élément qui combine les avantages des éléments GTB [Goodman et al. 1968], et LRH [Hermann 1978] est appelé "macro-Element" "LK1" et est constitué de deux éléments GTB.

Généralement, la méthode de résolution des éléments sans épaisseur consiste à appliquer une méthode d'adaptation des rigidités ; le glissement est obtenu en donnant une valeur très faible à la rigidité tangentielle si la contrainte de cisaillement franchit le seuil donné par un critère de frottement. D'autre part, si la contrainte normale et celle de traction, les deux rigidités (tangentielle et normale) sont annulées, afin de se rendre compte du décollement à l'interface.

Certains défauts associés aux éléments sans épaisseur ont été signalés, notamment en termes d'effort normal à l'interface [Sharma et Desai 1992]. Le problème des points plastiques singuliers a également été abordé [Van Langen et Vermeer 1991]. D'autres auteurs ont utilisé des éléments d'interface sans épaisseur [Day et Potts 1994, 1998], ont noté des problèmes de conditionnement numérique lorsque K_n et K_t dépassent $100E$ (E module d'Young du sol adjacent).

Mais encore, lorsqu'il y a un grand changement dans la matrice de rigidité dû à l'utilisation d'une interface non dilatante, des problèmes dans la convergence peuvent subvenir dans le cas d'une solution de type Newton-Raphson, pour laquelle la matrice de rigidité élastique est considérée constante ; dans ce cas, les auteurs préconisent l'utilisation d'une rigidité élastoplastique tangente à chaque étape de l'analyse, ce qui accélérerait la convergence.

Tout compte fait, des problèmes numériques liés au fait que le déplacement relatif des nœuds affecte la contrainte en chaque point d'intégration, qui est différent des nœuds, ces problèmes peuvent être aussi causé par l'utilisation des points d'intégration de Gauss ; avec la méthode d'intégration de Newton Cotes ce problème peut être évité, où les points d'intégrations coïncident avec les nœuds.

D'autre part, dans le comportement de l'élément l'épaisseur nulle ne peut entraîner des singularités numériques; ceci peut être évité en lui attribuant, une épaisseur très faible, pour le calcul [Mestat, 2001]. Pour formuler une interface quadrilatère pour les analyses tridimensionnelle, d'autres auteurs comme [Schellekens et De Borst, 1993] ont étendu l'approche de [Goodman et al., 1968].

Enfin, [Bouزيد et al., 2004] ont développé un élément d'interface axisymétrique à épaisseur nulle dont la formulation est compatible avec l'élément triangulaire à 6 nœuds, et rectangulaire à 8 nœuds, et prend en compte l'inclinaison de l'interface.

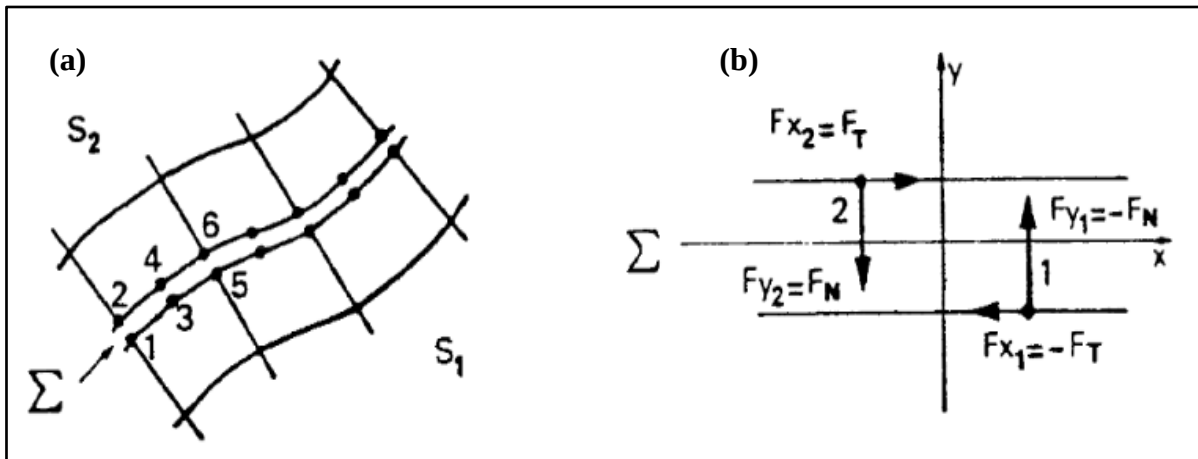


Figure II.14. (a) Surface de discontinuité (b) Eléments d'interface à deux nœuds
[Frank et al. 1982]

II.10.2. Éléments couche mince

[Desai et al., 1984] ont abordé le concept de couche mince, ou "thin layer element", qui ont considéré que la réponse de l'interface devrait être traitée par un modèle constitutif approprié.

La formulation de l'élément type couche mince est basée sur l'hypothèse, que l'interface peut être remplacée par un élément de massif équivalent avec une petite épaisseur et une loi constitutive

spéciale. L'utilisation de l'élément couche mince est amplement traité dans la littérature ([Pande et Sharma 1979] ; [Zaman 1985] ; [Desai et Ma 1992] ; [Sharma et Desai 1992] ; [Hohberg et Schweiger 1992]; [De Gennaro 1999] ; [Karabataakis et Hatzigogos 2001] ; [De Gennaro et Frank 2005]).

Le problème de contact est modélisé en utilisant des éléments finis de massif isoparamétriques (Figure II.15). Dans le cas bidimensionnel, les éléments type couche mince isoparamétriques les plus classiques sont à 8 nœuds, et ont pour degrés de liberté les déplacements relatifs entre le sol et la structure. L'élément présente quatre points d'intégration de Gauss.

[Frank et al., 1982] ont adoptée une approche de type couche mince, associant à l'élément un modèle de comportement élastoplastique parfait, avec un critère orienté dans une direction α . La direction des discontinuités α est imposée, et constante. Le critère de plasticité adopté est celui de [Mohr Coulomb]. Ce critère relie à la rupture la contrainte normale σ_n et la contrainte tangentielle τ de l'élément d'interface.

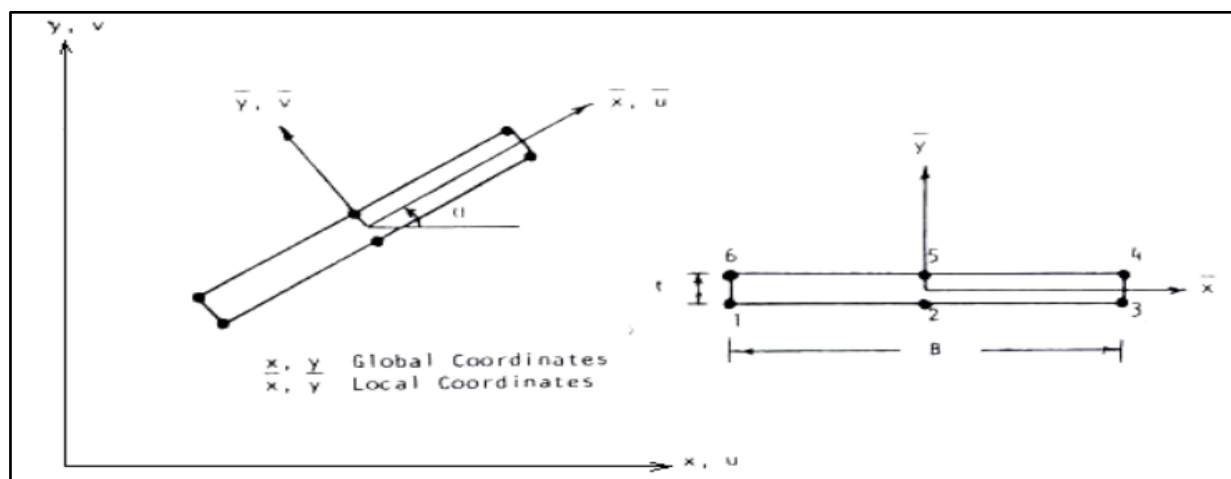


Figure II.15. Élément couche mince à 6 nœuds
[Sharma et Desai 1992]

II.11. Conclusion

Ce chapitre décrit de façon générale le problème d'interactions sol-structure, ainsi que la modélisation de cette interaction, en prenant en considération la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol. L'interaction sol-structure permet une approche réaliste du comportement des ouvrages. Où nous avons exposé les phénomènes physique dus à l'ISS et ces effets, ainsi que les différentes méthodes d'analyse de cette interaction tel que « les méthodes directes, les méthodes de sous structure, les méthodes hybrides ». Ensuite nous avons étalés la discrétisation par éléments finis du problème de contact en géotechnique abordée par divers auteurs.

Chapitre III :

Généralités sur les

fondations profondes sous

charges latérales

III.1. Introduction

L'analyse de la réponse latérale d'un système de fondations sur pieux était depuis plusieurs décennies un thème fécond d'études et de recherches aussi bien numérique qu'expérimentales, en vue de comprendre le phénomène de la réponse latérale, aussi de mettre au point des méthodes pratique de dimensionnement des pieux. La complexité de l'interaction pieu/sol sous charges latérales est principalement due à son caractère tridimensionnel et à la multitude de paramètre clefs gouvernant la réponse du système pieu/sol.

Devant la complexité des essais de chargement des pieux en vrais grandeur liée à la multitude de facteurs entrant en jeu, et la rhéologie mal connu des sols, ou encore la difficulté de modélisation rationnelle due au coût élevé et la difficulté, voire l'impossibilité de mener une étude. Les méthodes de dimensionnement des fondations profondes sous chargements se basent sur des hypothèses simplificatrices qui ne représentent pas le comportement réel de la fondation.

Les charges horizontales dues à l'action du vent ou d'un séisme sur les structures dans le passé, étaient reprises par des pieux inclinés, alors que l'effort axial et le moment étaient repris par des pieux verticaux. De nouveaux besoins sont apparus, comme par exemple, la stabilité des plateformes marines (off shore), structures soumises à des charges horizontales de houle considérables, a mis en évidence la nécessité d'établir des méthodes de calcul tenant compte de la sollicitation horizontale dans le dimensionnement de tous les pieux.

Ainsi, fut l'apparition des méthodes de calcul à l'état limite ultime, suivies par les méthodes de calcul en déplacement, qui permettent en revanche d'évaluer la réponse de la fondation sous une force latérale (horizontale). D'ailleurs ces dernières méthodes sont basées sur la théorie du module de réaction de Winkler.

III.1.1. Comportement du sol et du pieu sous chargement latéral

Un chargement latéral en tête est soumis à un pieu, qui résiste à ces charges soit en subissant un déplacement d'ensemble sans se déformer, soit en fléchissant, ce qui entraîne dans le sol des réactions qui vont équilibrer ce chargement (Figure III.1). Dans le premier cas, le pieu est dit rigide, alors que dans le cas contraire qui est le plus fréquent, il est dit souple.

Bien que, le comportement d'un pieu sous chargement latéral passe par le développement d'une famille de courbe (P-y), qui est une approche pratique permettant une analyse performante des efforts et déplacements des pieux sous ces charges, définissant la réaction du

sol (P) en fonction de la déflexion latérale du pieu (y) (Figure III.2). Le module de réaction du sol par la pente est défini par :

$$E_s = \frac{P}{y} \quad (\text{III.1})$$

Où :

P : force répartie sur le pieu (kN/m);

y : déplacement du pieu (m).

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

$$E_s = k B \quad (\text{III.2})$$

Où :

k : coefficient de réaction (kPa/m) donné par $k = \frac{p}{y}$, avec $p = \frac{P}{B}$ (kPa) ;

B : largeur frontale ou diamètre du pieu.

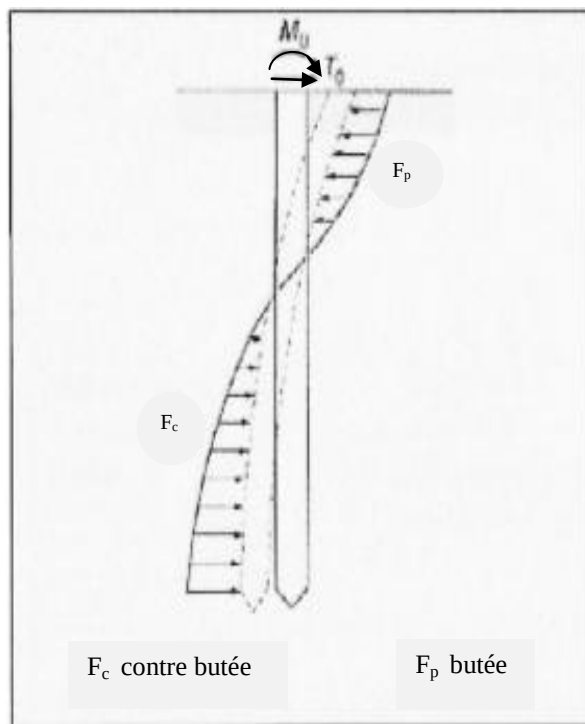


Figure III.1. Pression et réaction du sol
(Tiré de Frank, 1995)

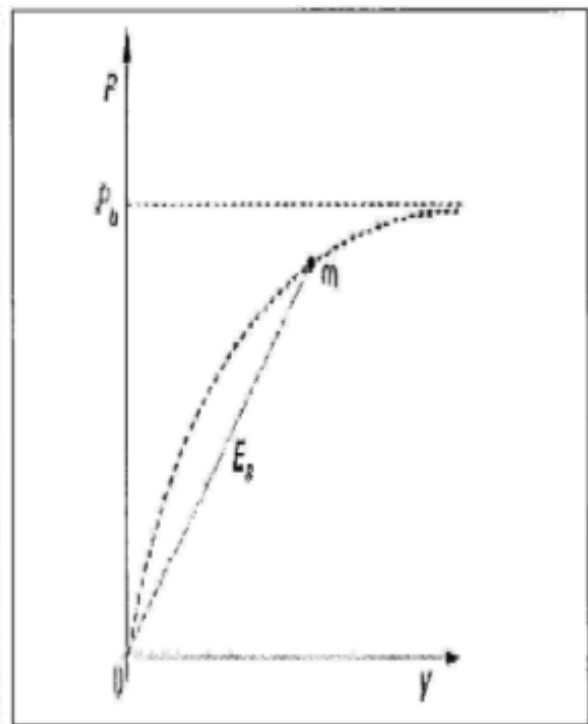


Figure III.2. Courbe de réaction du sol
(Tiré de Frank, 1995)

III.1.2. Valeurs proposées pour le module de réaction du sol

En supposant que le module de réaction du sol est constant dans le cas des sols cohérents, et croît linéairement avec la profondeur dans les sols pulvérulents. Dans le tableau III.2 sont présentées les principales expressions du module de réaction du sol, (ou coefficient de réaction du sol) souvent rencontrées dans la littérature.

Tableau III.1. Valeurs du coefficient adimensionnel m (D'après Broms, 1964a)

Elancement du pieu L/B	1	1.5	2	3	5	10	100
m	0.95	0.94	0.92	0.88	0.82	0.71	0.37

Tableau III.2. Expressions proposées pour le module de réaction du sol (ou coefficient de réaction du sol)

Sol pulvérulent	Sol cohérent	Commentaire	source
$k = n_h \frac{z}{B}$	$E_s = 67 c_u$ c_u = résistance cisaillement non drainée	Déconseillé pour le calcul des déplacements.	Terzaghi (1955)
	$E_s = \frac{0.65 E}{1-\nu^2} \sqrt[12]{\frac{EB^4}{E_{\text{pieu}} I_{\text{pieu}}}}$ E = module de Young ν = coefficient de Poisson	Valable pour $\beta_B L > 2.25$ où L = longueur de la fiche de pieu; $\beta_B = \sqrt[4]{\frac{E_s}{4E_{\text{pieu}} I_{\text{pieu}}}}$	Vesic (1961)
Même expression que celle de Terzaghi (1955)	$E_s = \frac{1}{m(1-\nu^2)} \frac{B}{L}$ m = coefficient adimensionnel en fonction de l'élancement du pieu L/B . (*)	Valable pour $\beta_B L < 2.25$ où L = longueur de la fiche de pieu; pour $\beta_B L > 2.25$ l'expression de Vesic reste valable.	Broms (1964a, 1964b)
$k = \frac{3E_m}{\frac{2B_0}{3} + \frac{2.65B}{B_0}^\alpha + \frac{\alpha B}{2}}$ $k = \frac{18E_m}{B 4(2.65)^\alpha + 3\alpha}$	($B \geq B_0 = 0.6$ m) ($B < B_0 = 0.6$ m)	Semi empirique, α = coefficient rhéologique, dépendant de la nature du sol.	Ménard et al (1969)
	$E_s = 1.8 E_{50}$ (Courbe P-Y)	Expérience. Valable pour la profondeur $z \geq z_{\text{critique}}$; E_{50} = module mesuré à l'essai triaxial à 50% de niveau de chargement. (**)	Matlock (1970)

Note : (*) les valeurs de m sont données dans le tableau III.1 ci-dessus.

(**) $z_{\text{critique}} = 6 / (\gamma c_u + 0.5 B)$

Les expressions de Terzaghi (1955), de Vesic (1961) et de Ménard et al (1969) sont convenables pour des poutres horizontales chargées verticalement. Par contre, le fait de considérer le pieu comme une poutre horizontale a pour effet de négliger les contraintes

exercées par le sol à l'arrière du pieu. Ces contraintes s'opposent au chargement horizontal, ce qui résulte en une augmentation du déplacement du pieu.

III.2. Pieu isolé sous charges latérales

III.2.1. Méthodes à la rupture

La pression ultime est la particularité de ces méthodes, c'est la valeur limite de la réaction aux grands déplacements. En 1932, Blum a développé la plus ancienne méthode pour les sols pulvérulents, cette méthode considère la rupture du sol à partir du coin vers la surface (Figure III.3). Alors qu'en 1961, Brinch-Hansen juge que la rupture se produit non seulement à partir du coin mais qu'elle est aussi profonde et se localise autour de pieu (Figure III.3).

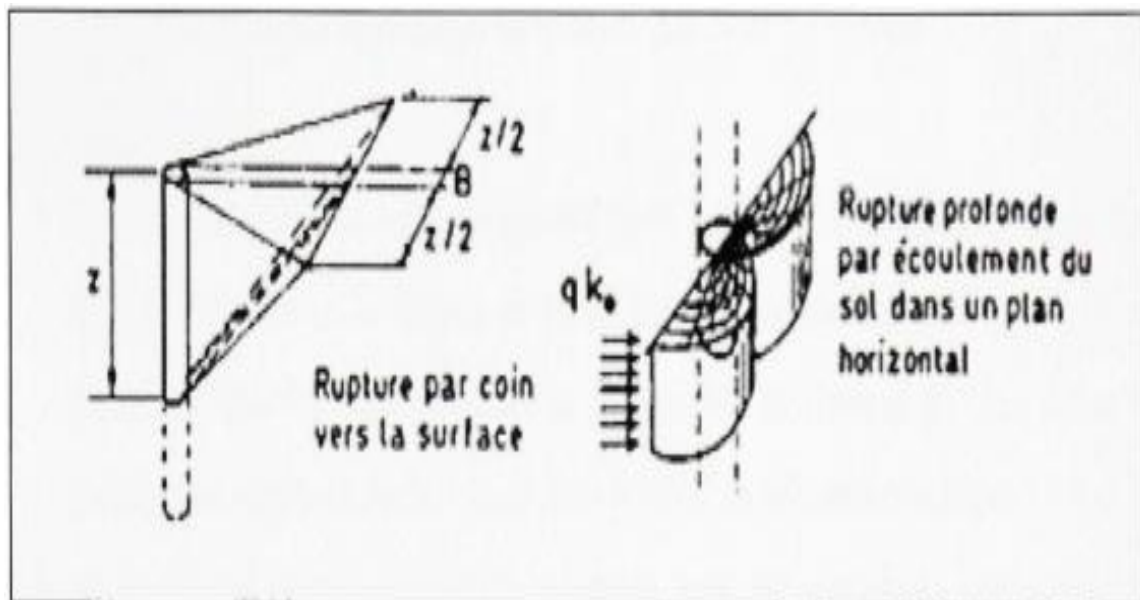


Figure III.3. Mécanismes de rupture selon Blum et Brinch-Hansen
(Tiré de Baguelin et Gézéquel, 1972)

Bien que la méthode de Broms (1964a-b) soit basée sur le même mécanisme de rupture que Brinch-Hansen, sauf qu'elle s'appuie sur des hypothèses simplificatrices quant à la répartition de la pression ultime le long de pieu.

III.2.2. Confrontation des méthodes à la rupture

Bien qu'il existe plusieurs méthodes pour le calcul de la force horizontale (section III.2.1). Pour un calcul préliminaire, la méthode de Broms (voir tableau III.3) est la plus utilisée. Cette méthode a l'avantage d'offrir une solution rapide sous forme d'abaques tout en tenant compte des conditions limites et de la rigidité de pieu.

Tableau III.3. Comparaison des méthodes à la rupture

Méthode	Avantage	Inconvénient
Blum (1932)		• Sol pulvérulent • Rupture par coin • Uniquement pour pieu rigide
B-Hansen (1961)	• Applicable pour les sols avec $(c-\phi)$ • Applicable pour plusieurs couches	• Uniquement pour pieu rigide • Point de rotation difficile à localiser
Broms (1964 a-b)	• Applicable pour pieu rigide et pieu souple • Analyse pour sol purement cohérent et sol purement pulvérulent analyse aux conditions limites (libre en tête, tête fixe)	• N'est pas applicable pour les sols avec $(c-\phi)$ • Applicable pour une seule couche de sol

III.2.3. Méthode de Broms

La méthode de Broms est basée sur la théorie classique où le sol est entièrement à l'état de rupture. Pour développer sa méthode, Broms a posé des hypothèses simplificatrices. Parmi celles-ci on peut mentionner :

- La pression ultime du sol est supposée égale à zéro à $1.5B$ de la surface du sol (B étant le diamètre ou la largeur de pieu). Cette hypothèse est justifiée par la faible résistance du sol en surface quand le pieu fléchit. En dessous de cette distance, dans le cas d'un sol cohérent (Figures III.4 et III.5), la pression est supposée égale à $9c_u B$.
- Dans le cas d'un sol pulvérulent (Figures III.6 et III.7), la contrainte passive du sol en arrière du pieu est considérée négligeable et la pression ultime en avant du pieu est égale au produit de 3 fois la contrainte passive horizontale par le diamètre du pieu (ou la largeur).

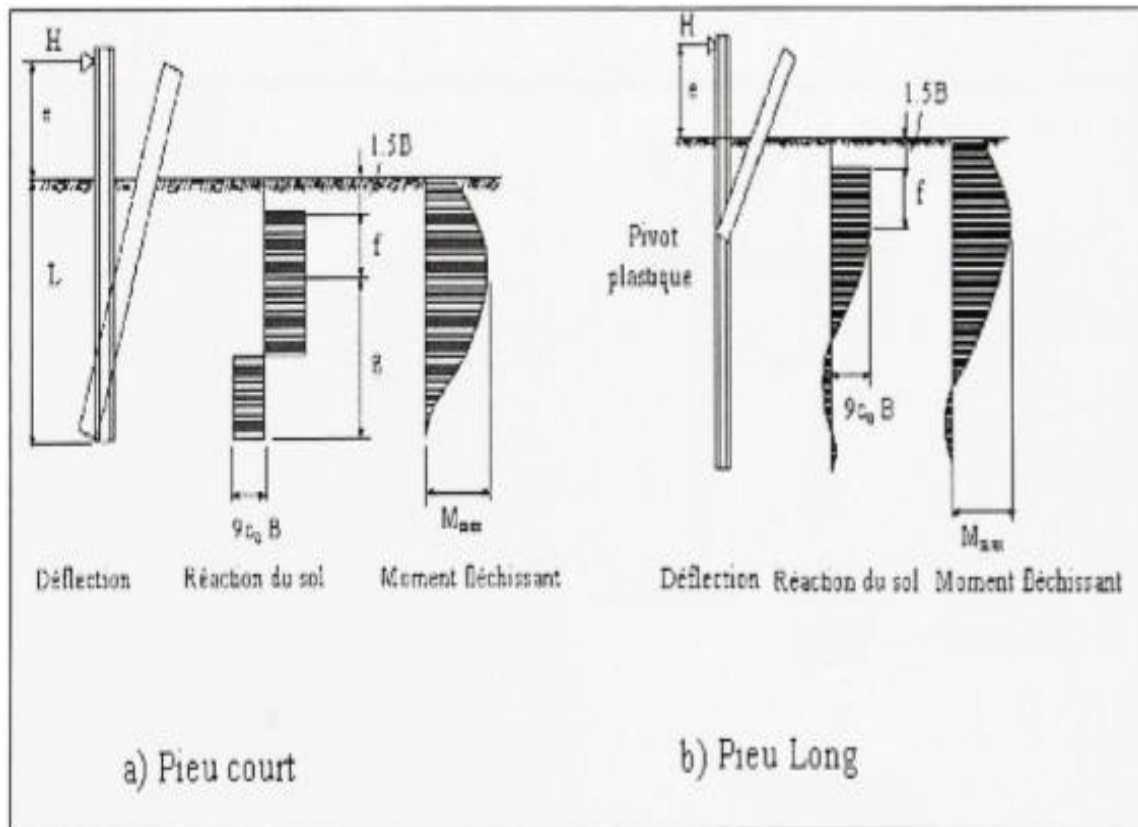


Figure III.4. Mécanismes de rupture pour un pieu libre en tête sous charge latérale dans un sol cohérent (Adapté de Broms, 1964a)

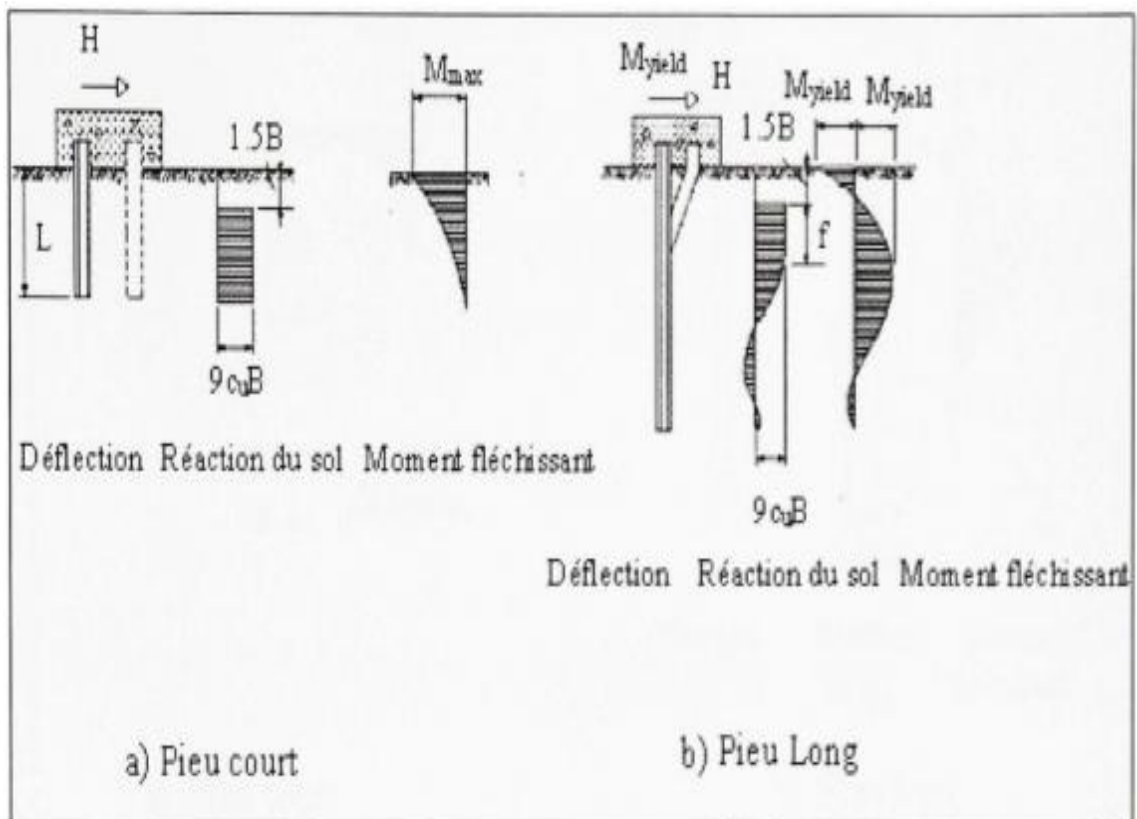


Figure III.5. Mécanismes de rupture pour un pieu fixe en tête sous charge latérale dans un sol cohérent (Adapté de Broms, 1964a)

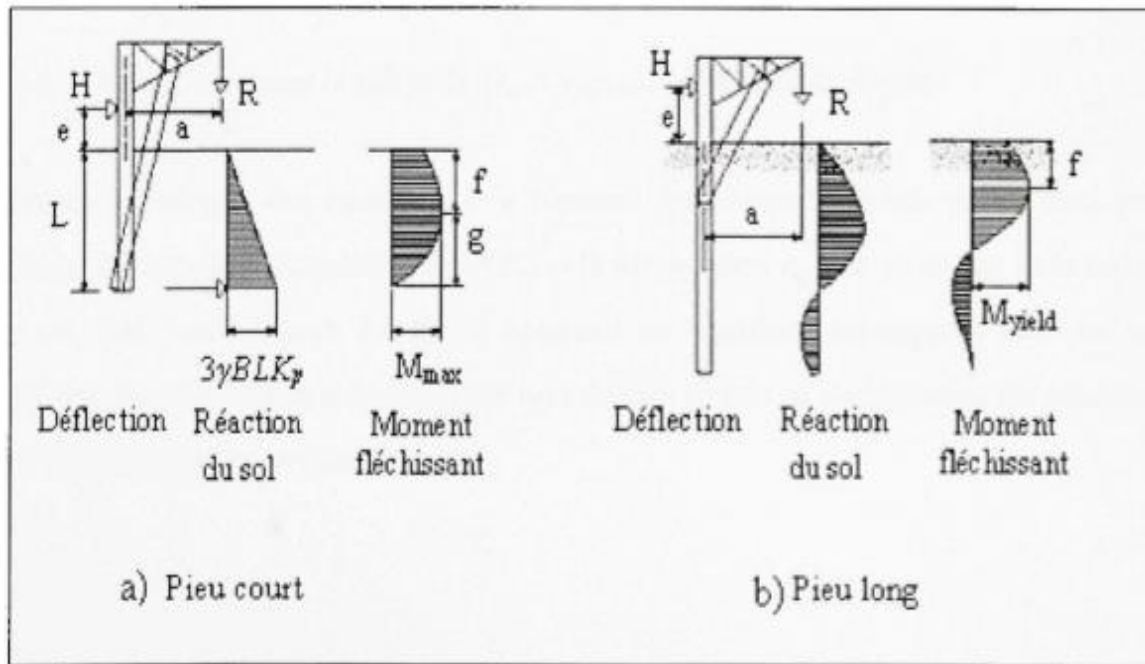


Figure III.6. Mécanismes de rupture pour un pieu libre en tête sous charge latérale dans un sol pulvérulent (Adapté de Broms, 1964b)

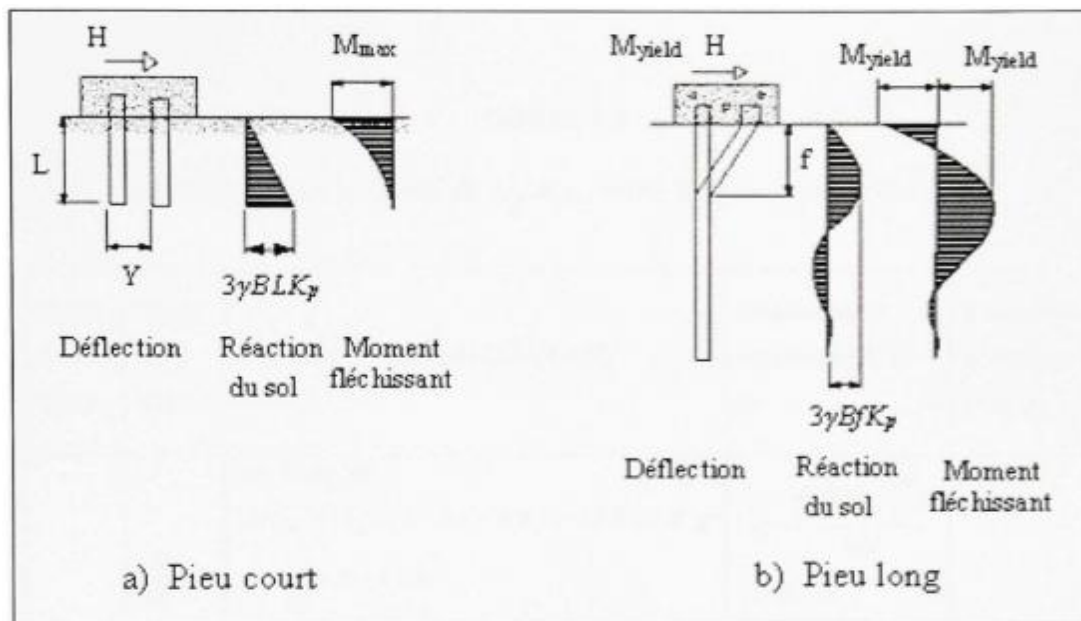


Figure III.7. Mécanismes de rupture pour un pieu fixe en tête sous charge latérale dans un sol pulvérulent (Adapté de Broms, 1964b)

III.2.4. Équations pour le calcul de H_u et y_0 par la méthode de Broms

Broms a développé des équations et a construit des abaques à l'aide de celles-ci, pour pouvoir calculer la capacité horizontale ultime (H_u) et le déplacement en tête, au niveau de la surface du sol (y_0). Les tableaux III.4 et III.5 résument les équations développées pour les sols cohérents et pulvérulents, ainsi que pour chaque type de pieu (rigide ou souple) selon les conditions aux limites (tête fixe ou tête libre).

A. Sols cohérents

Tableau III.4. Equations pour le calcul de H_u et y_0 selon Broms – sols cohérents

	Type de pieux	Type de tête	Capacité horizontale (ELUT) H_u	Déplacement en tête (ELUT) y_0	Conditions d'application pour y_0
Sol cohérent	Court	Libre	$H_u = 9c_u B f$ $M_{\max} = H_u(e + 1.5B + 0.5f)$ $= 2.25 c_u B^2 g$ $g = L - f - 1.5B$ Solution donne H_u ; (B = diamètre où largeur de pieu)	$y_0 = \frac{4H(1 + \frac{1.5e}{L})}{kBL}$ (H=force horizontale spécifiée à ELUT)	$\beta_B L < 1.5$
		Fixe	$H_u = 9c_u B (L - 1.5B)$ $(M_{\max} = H_u (0.5L + 0.75B))$	$y_0 = \frac{H}{kBL}$	$\beta_B L < 0.5$
	Long	Libre	$H_u = \frac{M_{\text{yield}}}{(e + 1.5B + 0.5f)}$	$y_0 = \frac{2H\beta_B(e\beta_B + 1)}{k_{\infty}B}$	$\beta_B L > 2.5$
		Fixe	$H_u = \frac{2M_{\text{yield}}}{(1.5B + 0.5f)}$	$y_0 = \frac{H\beta_B}{k_{\infty}B}$	$\beta_B L > 1.5$

Notes : pour le calcul de : β_B (voir Eq.3.5); k , (voir Eq.3.3) et pour a (voir tableau III.2).

B. Sols pulvérulents

Tableau III.5. Equations pour le calcul de H_u et y_0 selon Broms – sols pulvérulents

	Type de pieux	Type de tête	Capacité horizontale (ELUT) H_u	Déplacement en tête (ELUT) y_0	Conditions d'application pour y_0
Sol cohérent	Court	Libre	$H_u = \frac{0.5B L^2 K_p \gamma}{(e + L)}$	$y_0 = \frac{18H(1 + \frac{1.33e}{L})}{L^2 k}$	$\eta_B L < 2.0$
		Fixe	$H_u = 1.5B \gamma L^2 K_p$ $(M_{\max} = 2 \ 3 H_u L)$	$y_0 = \frac{2H}{L^2 k}$	$\eta_B L < 2.0$
	Long	Libre	$H_u = \frac{M_{\text{yield}}}{(e + 0.54 \frac{H_u}{\gamma B K_p})}$	$y_0 = \frac{2.4H(1 + 0.67e\eta)}{k^{3/5} (EI)^{2/5}}$	$\eta_B L > 4.0$
		Fixe	$H_u = \frac{2M_{\text{yield}}}{(e + 0.54 \frac{H_u}{\gamma B K_p})}$	$y_0 = \frac{0.93H}{k^{3/5} (EI)^{2/5}}$	$\eta_B L > 4.0$

Notes : pour le calcul de η_B (voir Eq.3.6); $k_p = \tan^2 (45 + \phi/2)$.

III.2.5. Dimensionnement et vérification par la méthode de Broms

A. Étape 1 de dimensionnement - Calcul préliminaire

Cette étape de dimensionnement est adaptée de Hannigan et al. (1998) :

a. Choisir le modèle et déterminer les caractéristiques du sol (cohérent, pulvérulent)

Principalement, on tient compte des propriétés du sol à l'intérieur d'une profondeur de 3 à 4 diamètres du pieu qui gouverne le calcul de déplacement latéral et la résistance ultime horizontale (Kazdri et Rethati, 1988).

b. Choix de coefficient de réaction du sol (k)

- Sol cohérent

Choisir :

$$k_{\infty} = \frac{\alpha k_0}{B} \quad (\text{III.3})$$

De l'équation de Vesic (1961) pour un pieu long (Tableau III.2).

Broms a proposé une valeur approximative de $(\alpha = n_1 \times n_2)$ où: n_1 est une fonction de la résistance du sol et n_2 de la propriété du pieu (Tableau III.6) et $k_0 = 80 q_u$.

Tableau III.6. Valeurs de n_1 et n_2 (Tiré de Broms, 1964a)

Résistance en compression non confinée q_u en (kPa)	n_1	Matériau du pieu	n_2
$q_u \leq 48$	0.32	Acier	1.00
$48 \leq q_u \leq 191$	0.36	Béton	1.15
$q_u \geq 191$	0.40	Bois	1.30

- Sol pulvérulent

Terzaghi (1955) estime que le module de réaction du sol varie linéairement avec la profondeur du sol, soit (voir tableau III.2) :

$$E_s = n_h z \quad (\text{III.4})$$

Où :

z : profondeur ;

n_h : coefficient relié à la masse volumique du sol (kN/m^3).

Le MCIF (1994) propose les valeurs de n_h données dans le tableau III.7 qui suit :

Tableau III.7. Valeurs de n_h pour les sols pulvérulents (Tiré du MCIF, 1994)

Etat du sol	n_h (kN/m ³)	
	Sec	Saturé
Lâche	2200	1300
Compact	6600	4400
Dense	18000	11000

c. Calcul de M_{yield} et des caractéristiques du pieu

$$M_{yield} = C_S f_y S \text{ (kNm) (pieu en acier)}$$

$$M_{yield} = f_c' S \text{ (kNm) (pieu en béton)}$$

I : Moment d'inertie ;

E : Module d'élasticité ;

S : Module de section ;

f_y : Contrainte élastique de l'acier ;

f_c' : Résistance de compression du béton ;

B : Diamètre ;

L : Fiche ;

e : Excentricité pour pieu libre en tête (entre le point d'application de la charge latérale et la surface du sol).

Note: Tenir compte de la réduction de la section : compensation pour corrosion ou perte due à l'enfoncement.

Où : C_S = coefficient de forme adimensionnel

$C_S = 1.1$ pieu en section H
(Charge latérale dans la direction normale de la semelle)

$C_S = 1.5$ pieu en section H
(Charge latérale dans la direction parallèle de la semelle)

$C_S = 1.3$ pieu en section circulaire

d. Ajustement de la valeur de k pour charges soutenues et cyclique

- **Sol cohérent – chargement statique (cas des charges soutenues)**

Argile molle à très molle $\Rightarrow$ (1/3 à 1/6) de k déterminé en (b)

Argile raide à très raide $\Rightarrow$ (1/4 à 1/2) de k déterminé en (b)

- **Sol pulvérulent – chargement cyclique (ex : séisme)**

Sable moyen à dense $\Rightarrow$ (1/2) de k déterminé en (b)

Sable lâche $\Rightarrow$ (1/4) de k déterminé en (b)

e. Type de pieu en présence (court ou long?)

$$\bullet \text{ Sol cohérent } \Rightarrow \beta_B = \sqrt[4]{\frac{k_B}{4E_{\text{pieu}} I_{\text{pieu}}}} \quad (\text{III.5})$$

$\beta_B L > 2.25 \Rightarrow$ Pieu long

$\beta_B L < 2.25 \Rightarrow$ Pieu court

$2 < \beta_B L < 2.5 \Rightarrow$ Faire les deux calculs et prendre la plus petite valeur

$$\bullet \text{ Sol pulvérulent } \Rightarrow \eta_B = \sqrt[5]{\frac{k}{E_{\text{pieu}} I_{\text{pieu}}}} \quad (\text{III.6})$$

$\eta_B L > 4 \Rightarrow$ Pieu long

$\eta_B L < 2 \Rightarrow$ Pieu court

$2 < \eta_B L < 4 \Rightarrow$ Pieu intermédiaire

Où : β_B et η_B sont des coefficients inverses de la longueur de transfert, termes représentant la rigidité relative sol-pieu.

III.3. Groupe de pieux sous charges latérales

III.3.1. Introduction

La répartition de l'effort total sur chaque pieu du groupe, et la détermination de coefficient d'efficacité η_L sont les deux problèmes majeurs dans l'analyse d'un groupe de pieux.

Un problème d'interaction sol-structure c'est l'analyse d'un groupe de pieux soumis aux charges latérales. Du moment que l'espacement entre les pieux est suffisamment important, l'interaction pieu-sol-pieu n'est pas considérée, et l'analyse du groupe de pieux se fait en considérant chaque pieu comme agissant indépendamment des autres (analyse d'un pieu isolé). En revanche, si l'espacement est faible, il y a effet de groupe, dans ce cas $\eta_L < 1$.

La répartition de la charge latérale appliquée au groupe sur chaque pieu n'est pas uniforme. La ligne avant reprend toujours plus d'efforts que les lignes arrière (Tableau III.8).

Le coefficient d'efficacité d'un groupe de n pieux est défini par :

$$\eta_L = \frac{\text{effort latéral sur le groupe (pour un déplacement spécifié)}}{n \times \text{effort latéral sur le pieu isolé (même déplacement)}} \quad (\text{III.7})$$

Tableau III.8. Répartition de la charge latérale totale pour chaque ligne de pieu ($s/B = 3$)

Source	Type du sol	Pieux en ligne			Test	Groupe
		Avant (%)	Milieu (%)	Arrière (%)		
McVay et al., 1998	Sable Dense	43.3	31.5	25.2	Centrifugeuse	3×3
	Sable lâche	46.6	29.3	24.1	Centrifugeuse	3×3
	Sable dense	37.8	24.4	19.2 (18.6)	Centrifugeuse	4×3
	Sable lâche	36.7	23.9	19.2 (20.2)	Centrifugeuse	4×3

Le tableau III.9 qui suit donne quelques valeurs proposées de η_L .

Tableau III.9. Valeurs proposées pour le coefficient d'efficacité⁽ⁿ⁾ η_L pour le groupe chargé latéralement

Source	Type du sol	Espacement	Coefficient (η_L)	Déplacement (pouce)	Test
		Groupe			
Brown et al., 1988	sable très dense	3B	75%	1	in situ
		(3×3)			
McVay et al., 1995	sable moyennement dense	3B	74%	3	centrifugeuse
		(3×3)			
McVay et al., 1995	sable moyennement dense	5B	95%	3	centrifugeuse
		(3×3)			
Ruesta et Townsend, 1997	sable lâche	3B	80%	1-3	in situ
		(4×4)			

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

III.3.2. Approches d'analyse

L'illustration de quelques méthodes d'analyse de groupe de pieux sous charges latérales, n'implique pas qu'elles sont les seules méthodes existantes dans la littérature. Nous présentons quelques-unes d'entre elles dans ce qui suit :

III.3.2.1. Méthode statique

La méthode statique suppose que chaque pieu prend un effort tranchant uniforme, et néglige la présence du sol, et la charge verticale sur le pieu due au moment appliqué dans la semelle est proportionnelle à la distance (x) et/ou (y) dans un sens, et/ou dans l'autre sens.

Ce qui mène à calculer l'effort tranchant, et la charge verticale sur chaque pieu selon l'équation 3.8 a et 3.8 b, respectivement :

$$V_i = \frac{V}{n} \quad (\text{III.8 a})$$

$$P_i = \frac{P}{n} \pm \frac{M_y X_i}{\sum_{j=1}^n (X_j)^2} \pm \frac{M_x Y_i}{\sum_{j=1}^n (Y_j)^2} \quad (\text{III.8 b})$$

Où :

V_i : effort tranchant dans le pieu (i) ;

P_i : charge verticale supportée par le pieu (i) ;

x_i et y_i : sont les coordonnées de pieu (i) ;

n : nombre de pieu.

Sur la base des pieux les plus sollicités se fait l'analyse et le dimensionnement des pieux. Il convient à noter que cette méthode ne tient pas compte des conditions de fixité semelle-pieu, et suppose souvent le moment en tête de pieu égal à zéro (Poulos et Davis, 1980).

III.3.2.2. Méthode de Broms

Dans la section III.2.5 est illustrée la méthode pour les pieux isolés chargés latéralement qui reste valable, excepté qu'il faut tenir compte de l'effet de groupe. Pour cela la capacité des pieux isolés calculés est réduite. Cette réduction est en fonction de l'espacement dans le groupe de pieux, et le facteur de réduction peut être déterminé à partir du tableau III.10. L'espacement des pieux est pris centre à centre dans le sens de la charge latérale.

Pour calculer la capacité totale du groupe de pieux, il suffit de multiplier la capacité réduite par le nombre de pieux.

Tableau III.10. Facteur de réduction
(D'après Hannigan et al., 1998)

Espacement des pieux (s)	Facteur de réduction
8B	1.0
6B	0.8
4B	0.5
3B	0.4

III.3.2.3. Méthode du pieu isolé équivalent

La résistance latérale à retenir pour le groupe est vraisemblablement la plus petite valeur entre la résistance du bloc monolithique comprenant les pieux et le sol avoisinant, et le produit de n fois la résistance latérale du pieu isolé. On trouve dans la littérature, deux modèles : l'un inspiré de la méthode de Broms, et l'autre du modèle de Reese.

A. Modèle inspiré de la méthode de Broms

Le modèle de Broms a été étendu au cas de groupe de pieux en modifiant la zone morte. En effet, Broms avait supposé pour un pieu isolé la zone morte sur une profondeur de $1.5 B$ (B étant le diamètre de pieu) à partir de la surface du sol. Sauf que ce n'est pas le cas pour un groupe de pieu où il convient de prendre pour l'ensemble une valeur de $1.5B$ ou $\frac{L}{10}$, où L est la fiche de pieu (Poulos et Davis, 1980). De la même manière qu'un pieu isolé se fait le dimensionnement du pieu équivalent (section III.2.5). Cette méthode, comme déjà mentionné, n'évalue pas les déplacements horizontaux des pieux.

B. Modèle de Reese

Le groupe de pieux et le sol adjacent sont présentés par un pieu isolé équivalent de diamètre imaginaire. Ce diamètre est le périmètre du bloc monolithique divisé par (π) . La rigidité équivalente du pieu imaginaire (EI_{eq}) est la somme des rigidités des pieux isolés ($EI_{isolé}$) formant le groupe. L'effort tranchant est réparti de façon uniforme sur chaque pieu isolé, et les moments fléchissants sont les mêmes (les pieux sont supposés avoir les mêmes rigidités) (Reese et al, 2006). Le calcul peut se faire à l'aide de courbes de réaction ($P-y$) pour un pieu isolé. Il convient de remarquer que cette méthode surestime les déplacements latéraux par environ 60% (McVay et al, 1995).

III.3.2.4. Méthode aux modules de réaction

Les courbes de réaction (P-y) de pieux isolés sont valables pour le groupe de pieux du moment que l'espacement entre les pieux est suffisamment important ($P_m = 1$). En revanche, quand l'espacement devient plus faible, ces courbes ne seront pas valables pour le cas d'un groupe de pieux.

La méthode aux modules de réaction suggère de faire des modifications sur la courbe de réaction (P-y) pour chaque pieu du groupe. La modification peut se faire sur les réactions en introduisant un facteur multiplicateur (P_m) qui est toujours inférieur à 1 (Figure III.8a), ou en appliquant sur le déplacement latéral y le facteur y_m , qui est généralement supérieur à 1 (Figure III.8b). Finalement, on peut faire la modification sur le module de réaction du sol (E_s) (Figure III.8c).

Pour le pieu isolé, les modifications de la courbe de réaction ont été proposées, soit en se basant sur des essais en vraie grandeur lors de chargements latéraux d'un groupe de pieux, soit sur des modèles centrifugés, soit sur des équations basées sur les travaux de recherches comme par exemple Reese et al. (2006) et Rollins et al. (2006) (Tableau III.12 et III.13).

L'approche de facteur multiplicateur P_m est la plus répandue dans la littérature pour la modification de courbes de réaction (P-y) d'un groupe de pieux (Figure III.9).

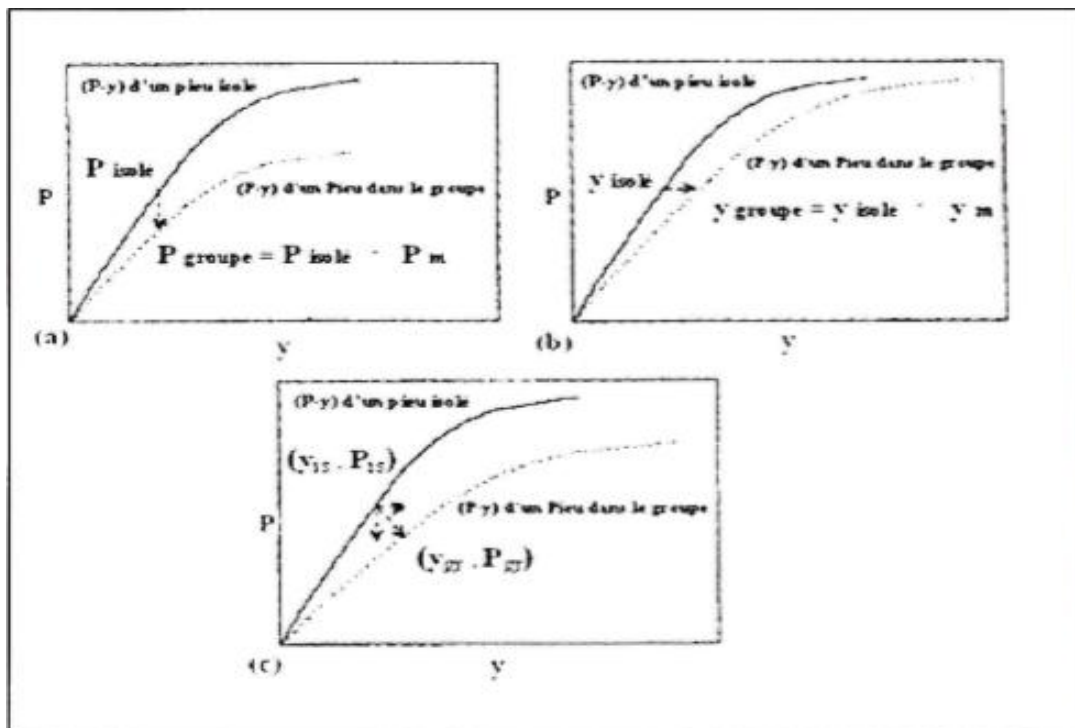


Figure III.8. Approches de modification de courbes de réaction (P-y) d'un pieu en groupe :
a) multiplicateur P_m ; b) multiplicateur y_m et c) multiplicateur de module
(Adapté de Fan et Long, 2006)

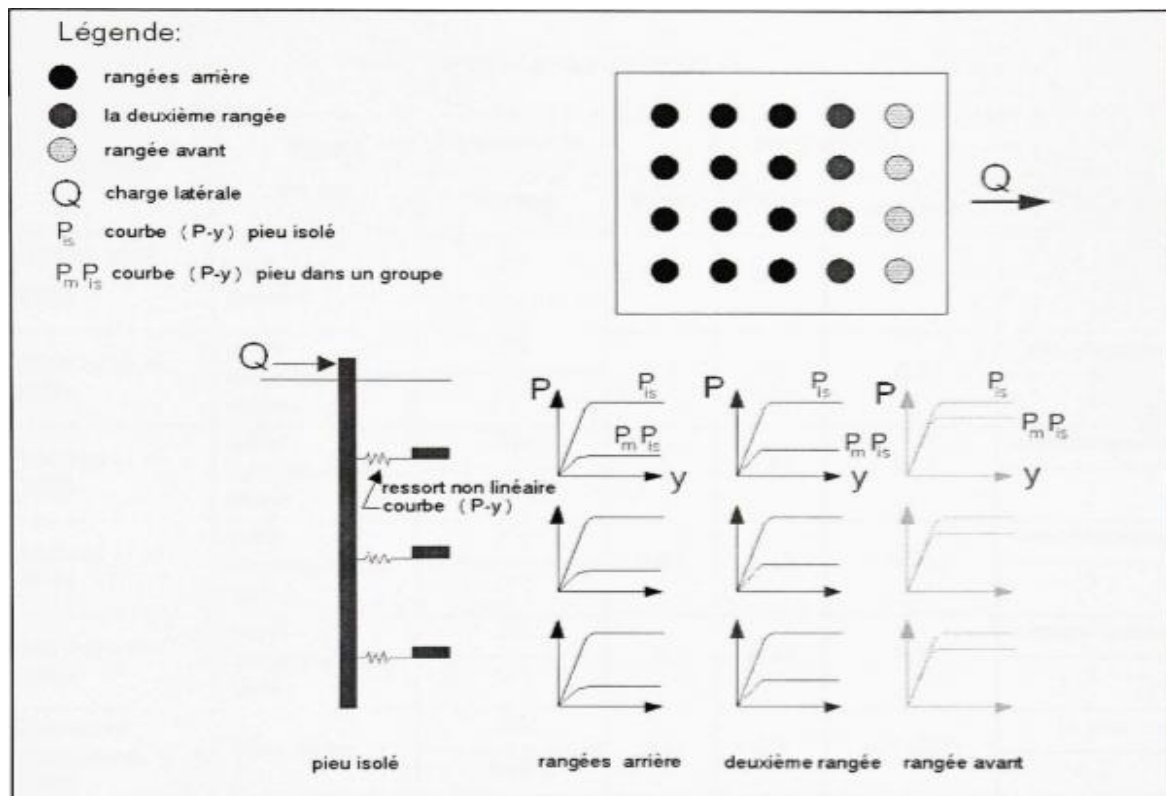


Figure III.9. Approche P_m pour modification de courbes de réaction (P-y) d'un pieu en groupe.
(Adapté de Hannigan et al, 1998)

Le tableau III.11 résume quelques facteurs proposés P_m pour exprimer l'effet de groupe.

Tableau III.11. Synthèse des facteurs P_m

Source	Type du sol	Espacement	P_m (pour pieux)			Test
		Groupe	Avant	Mili eu	Arrière	Déplacement (pouce)
Brown et al. 1988	sable très dense	3B	0.8	0.4	0.3	in situ
		3×3				1-1.5
McVay et al, 1995	sable moyennement dense	3B	0.8	0.4	0.3	centrifugeuse
		3×3				3
McVay et al, 1995	sable moyennement dense	5B	1	0.85	0.7	centrifugeuse
		3×3				3
McVay et al, 1995	sable moyennement lâche	3B	0.65	0.45	0.35	centrifugeuse
		3×3				3

McVay et al, 1995	sable moyennement lâche	5B	1	0.85	0.7	centrifugeuse
		3×3				3
Ruesta et Townsend, 1997	sable lâche	3B	0.8	0.7	0.3 (0.3)	in situ
		4×4				1-3
Rollins et al, 1998	argile raide et sable dense	3B	0.6	0.4	0.4	in situ
		3×3				-
McVay et al, 1998	sable avec densité différente	3B	0.8	0.4	0.3	centrifugeuse
		3×3				1
Rollins et al, 2006	argile raide et sable	5.65B	0.95	0.88	0.77	in situ
		3×3				0-2.6
Rollins et al, 2006	argile raide et sable	4.4B	0.9	0.8	0.69 (0.73)	in situ
		3×4				0-1.6
Rollins et al, 2006	Argile raide et sable	3.3B	0.82	0.61	0.45 (0.45, 0.51-0.46)*	in situ
		3×5				0-3.5

(*) : 0.51 pour déplacement inférieur à (2 pouce) et 0.46 pour les grands déplacements.

Tableau III.12. Valeurs de P_m à l'aide des équations

Paramètres	Équations de P_m^* (basées sur les abaques de Mokwa, 1999) **	Équations de P_m^* (basées sur les essais de Rollins et al., 2006)
Ligne avant	$P_{m, \text{avant}} = 0.64 + 0.06 \left(\frac{S}{B} \right)$	$P_{m, \text{avant}} = 0.26 \ln \left(\frac{S}{B} \right) + 0.5$
Première ligne arrière	$P_{m, 1\text{arr}} = 0.34 + 0.11 \left(\frac{S}{B} \right)$	$P_{m, 1\text{arr}} = 0.52 \ln \left(\frac{S}{B} \right)$
Deuxième ligne arrière	$P_{m, 2\text{arr}} = 0.16 + 0.14 \left(\frac{S}{B} \right)$	$P_{m, 2\text{arr}} = 0.60 \ln \left(\frac{S}{B} \right) - 0.25$
Troisième ligne arrière et plus	$P_{m, 3\text{arr}} = 0.04 + 0.16 \left(\frac{S}{B} \right)$	$P_{m, 3\text{arr}} = 0.60 \ln \left(\frac{S}{B} \right) - 0.25$

Note (*) : les valeurs de P_m sont limitées à 1. (**) : Voir (Salgado, 2008).

Les équations de Reese et al. (2006) sont basées sur les travaux de Brown et al (1987) et sont décrites comme suit :

Les facteurs de réduction $P_{m,i}$ sont donnés par le produit des coefficients d'interaction β_{ij} entre le pieu de référence i et les pieux j , $j = 1, 2, \dots, n$, où n est le nombre de pieux dans le groupe (Éq. III.9) (Figure III.10) :

$$P_{m,i} = \prod_{j=1}^n \beta_{ij} \quad (\text{Avec } i \neq j) \quad (3.9)$$

Tableau III.13. Valeurs de P_m à l'aide des équations
(Adapté de Reese et al, 2006 et Salgado, 2008)

Remarque	Équations de P_m^* (Reese et al., 2006)	Espacement
pieu i devient arrière par rapport au pieu avant (L) sur la même ligne	$\beta_{iL} = 0.48 \frac{S_{iL}}{B}^{0.38}$	$1 \leq \frac{S_{iL}}{B} < 7$
pieu i devient avant par rapport au pieu arrière (T) sur la même ligne	$\beta_{iT} = 0.7 \frac{S_{iT}}{B}^{0.26}$	$1 \leq \frac{S_{iT}}{B} < 4$
pieu disposé en rang (par rapport au pieu i)	$\beta_{iS} = 0.64 \frac{S_{iS}}{B}^{0.34}$	$1 \leq \frac{S_{iS}}{B} < 3.75$
pieu avant en diagonale par rapport au pieu i (pieu i devient arrière)	$\beta_{i\theta} = \beta_{iL}^2 \cos^2 \theta + \beta_{iS}^2 \sin^2 \theta^{\frac{1}{2}} **$	$1 \leq \frac{r_{iL}}{B} < 7$ $1 \leq \frac{r_{iS}}{B} < 3.75$
pieu arrière en diagonale par rapport au pieu i (pieu i devient avant)	$\beta_{i\theta} = \beta_{iT}^2 \cos^2 \theta + \beta_{iS}^2 \sin^2 \theta^{\frac{1}{2}} **$	$1 \leq \frac{r_{iT}}{B} < 4$

Note (*) : les valeurs de P_m sont limitées à 1. (**) : β_{iL} , β_{iT} et β_{iS} sont des fonctions de l'espacement (r/B), B étant le diamètre des pieux, et r la distance diagonale centre à centre entre deux pieux.

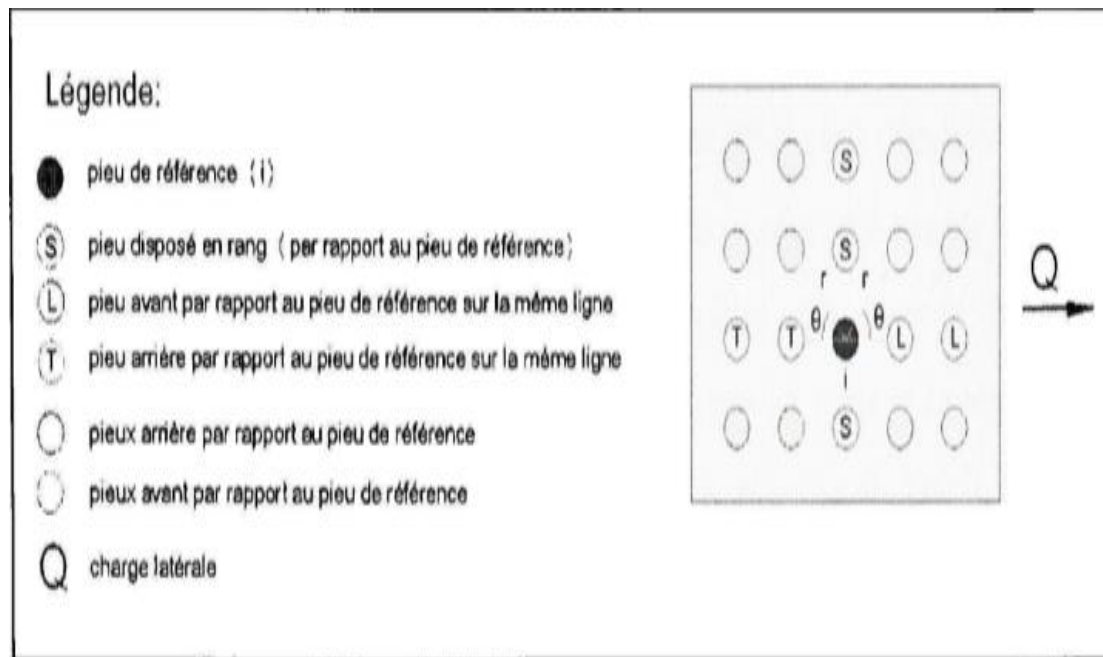


Figure III.10. Disposition des pieux par rapport au pieu de référence (i).
(Adapté de Salgado, 2008)

III.4. Modélisation des pieux sous chargements latéral

III.4.1. Modélisation d'un pieu soumis à une charge latérale

L'étude du comportement d'un pieu soumis à des charges latérales peut être menée selon l'approche tridimensionnelle.

III.4.1.1. Approche tridimensionnelle

La modélisation correcte d'un pieu installé dans un sol hétérogène quelconque, et soumis à une charge latérale (ou à un moment) nécessite un véritable calcul tridimensionnel car :

- Les couches de sol sont rarement horizontales ;
- Sous l'effet de la charge, des variations non négligeables affectent les contraintes verticales selon la profondeur ;
- La prise en compte de la surface du sol apparaît essentielle pour représenter les déformations du massif, qui sont localisées autour du pieu et près de la surface.

Pour des déplacements horizontaux de l'ordre de $0,02 d$, il semble que l'élasticité linéaire, et un critère de résistance à la traction autour du pieu soient suffisants pour représenter le comportement d'un pieu isolé soumis à une charge latérale.

Au-delà de ce déplacement, la prise en compte de la plasticité est indispensable pour une modélisation réaliste (BARTON, PANDE, 1982).

III.4.2. Description des effets d'une charge latérale sur un pieu

Certaines sollicitations appliquées aux structures, ou certains mouvements du sol provoquent des efforts latéraux et/ou des moments fléchissants dans les fondations profondes.

Des exemples typiques sont constitués par :

- les pieux supportant la culée d'un pont, elle-même soumise à la poussée d'un remblai adjacent ;
- les pieux supportant des structures offshore, soumises aux effets de la houle et du vent, aux chocs de bateau ou d'iceberg ;
- les pieux situés près d'une excavation ou utilisés pour la stabilisation des terrains susceptibles de glisser naturellement;
- les pieux inclinés dans un massif de sol qui tasse ;
- les fondations sur pieux soumises aux actions sismiques.

Dans quelques cas, notamment en offshore, les efforts dus à des glissements de terrain peuvent être très importants, et entraîner la rupture des fondations. De même, les moments fléchissants peuvent générer des contraintes suffisamment importantes pour provoquer la rupture du matériau qui constitue le pieu, et des déplacements incompatibles avec la stabilité des structures supportées par la fondation.

Le mécanisme de rupture peut être :

- pour un pieu relativement court, un mécanisme de rupture par translation ou rotation de bloc rigide ;
- pour un pieu élance ou relativement long, un mécanisme de rupture par flexion avec une plastification locale dans le pieu et un mouvement du sol localisé près de la surface.

Le déplacement latéral et la capacité portante latérale dépendent essentiellement des caractéristiques du pieu et des propriétés du sol près de la surface, jusqu'à une profondeur moyenne de 3 à 4 fois le diamètre du pieu (BROMS, 1981).

La procédure d'installation du pieu et les conditions de chargement (charge cyclique ou monotone) ont également une influence déterminante. Cependant, le déplacement latéral du pieu semble plus sensible à ces influences que le moment fléchissant maximal ou que la capacité portante.

Les déplacements significatifs se produisent autour du pieu dans une zone s'étendant latéralement sur 4 à 5 fois le diamètre du pieu et très rarement au-delà de 10 fois ce diamètre en profondeur (FLEMING, WELTMAN, RANDOLPH, & ELSON, 1992).

Quand un pieu est soumis à une charge latérale, les contraintes normales à l'arrière du pieu sont réduites et les contraintes de traction se développent. Comme un sol ne supporte pas de fortes contraintes de traction, il se produit le plus souvent un décollement entre le pieu et le sol (Figure III.11a). L'existence de ce vide entre le sol et le pieu, observe expérimentalement sur une certaine profondeur influence fortement la réponse du pieu, notamment au cours d'un chargement cyclique. D'autre part, sous l'effet de la charge latérale, les contraintes normales dans le sol augmentent devant le pieu.

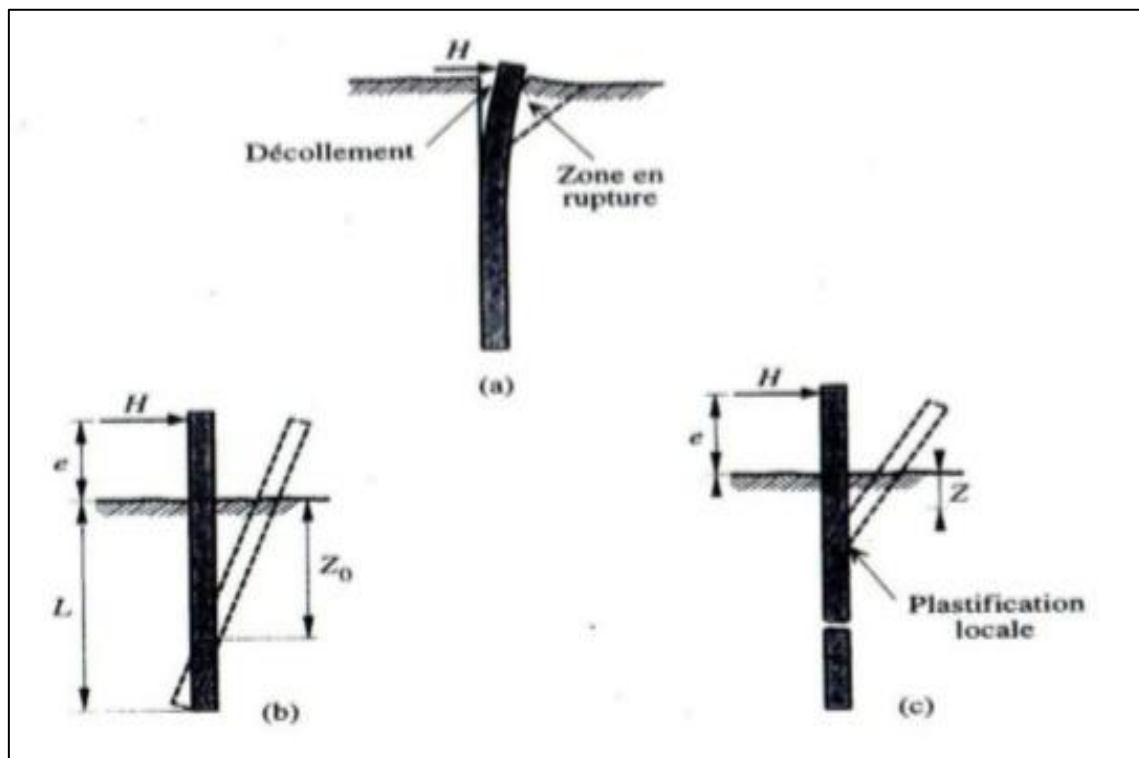


Figure III.11. Effet d'une charge latérale sur le comportement d'un pieu vertical
(a) Mécanisme de déformation ; (b) rupture par rotation ; (c) rupture par flexion
(Ouvrage en interaction)

III.4.2.1. Déformations d'un pieu isole sous l'effet d'une charge latérale

La déformation d'un pieu isole soumis à des efforts latéraux, et à des moments fléchissants a été très étudiée à l'aide d'une modélisation de type « poutre sur appuis élastiques ». Cette approche suppose que la réaction latérale du sol est proportionnelle au déplacement latéral, le comportement du sol est alors modélisé par des ressorts de raideur k , le coefficient k étant appelé coefficient de réaction (Figure III.12).

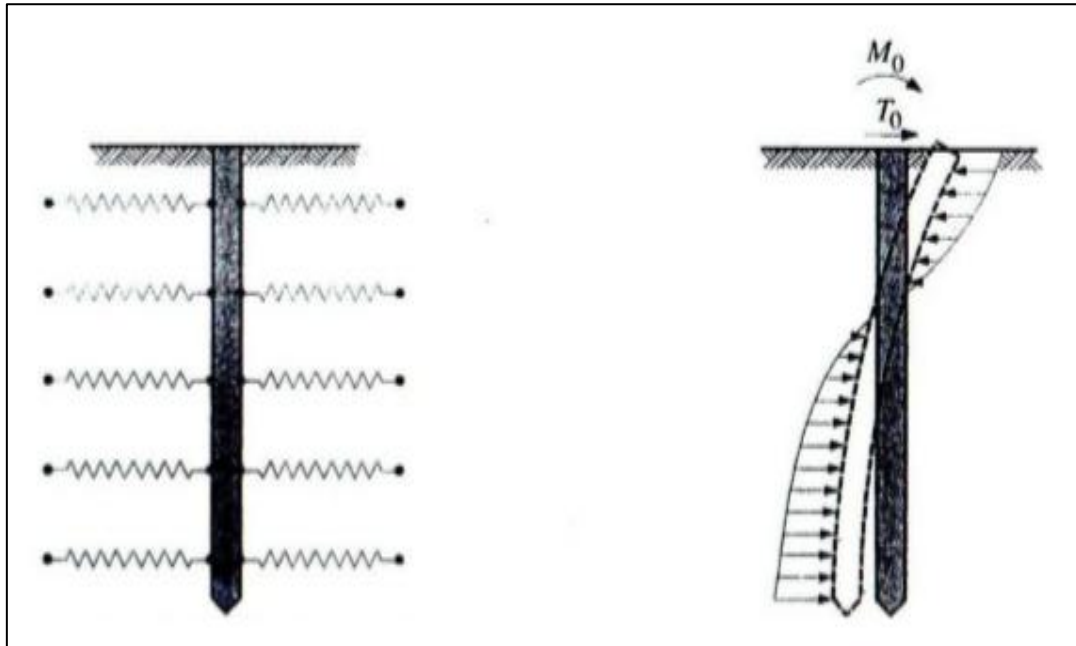


Figure III.12. Modélisation d'un pieu par une approche au coefficient de réaction (ouvrage en interaction)

III.5. Conclusion

Dans ce chapitre, on a pu constater que le comportement d'un pieu sous chargement latéral passe par le développement d'une famille de courbe (P-y). Plusieurs chercheurs mentionner dans se chapitre ont mis en évidence la nécessité d'établir des méthodes de calcul, pour un pieu isolé soumis à des charges latérales, comme pour un groupe de pieux sous charges latérales. C'est pour cela il est nécessaire de faire la modélisation d'un pieu ou de plusieurs pieux sous différents chargements dans notre cas c'est un chargement latéral.

Chapitre IV :

Modélisation du fluage avec

interaction sol pieux

IV.1. Introduction

L'objectif de ce chapitre est d'essayer de donner les procédures de modélisation du fluage dans l'analyse du comportement d'un groupe de deux pieux à long terme, sous chargement latéral constant avec prise en compte de l'influence de l'interface sol – structure.

Le but de la modélisation est de refléter les dispositifs de base du fluage dans une structure, en donnant le contour des différents résultats issus de l'analyse tels que : Déformations élastique et plastiques, contour des contraintes élastique et de fluage, courbes de fluages dans les nœuds appartenant à l'interface sol – structure. La modélisation du comportement à long terme et de l'interaction sol structure nécessite les étapes suivantes :

1. Nécessité de regarder sur la géométrie de la structure, type du chargement, conditions aux limites, etc. ;
2. Application d'un model rhéologique approprié, proche de la réalité de la structure ;
3. Modélisation et génération du contact surface – surface, Nœuds – ligne ou bien ligne surface ;
4. Introduction de la loi de comportement au fluage ;
5. Une solution non linéaire du problème est entamée.

Le fluage par définition est la variation des déformations d'un matériau statiquement sollicité en fonction du temps, il comprend les déformations visqueuses, déformations élastiques et plastiques. L'étude du fluage consiste donc à établir la fonction : $\varepsilon = f(t)$ qui décrit la courbe expérimentale du fluage et de variation de la vitesse de déformation (voir figures IV.1) et (figure IV.2). Cette courbe illustre trois phases de déformation au fluage, à savoir :

- Fluage primaire, au cours duquel la vitesse de déformation diminue rapidement, ce qui correspond à une augmentation de la résistance du matériau, ou encore à une consolidation ;
- Fluage secondaire, au cours duquel la vitesse de déformation reste sensiblement constante ;
- Fluage tertiaire, dans lequel la vitesse de déformation augmente jusqu'à la rupture.

ABAQUS, ADINA, ANSYS, COSMOS constituent une variété de logiciels développés afin de solutionner des problèmes de la mécanique. Par conséquent, des modèles spécifiques avec des variables internes, de types de contraintes et les fonctions de température ainsi que les constantes de matériau sont exposés sous forme de sous-routines à des fins expérimentales afin qu'ils soient commercialisés.

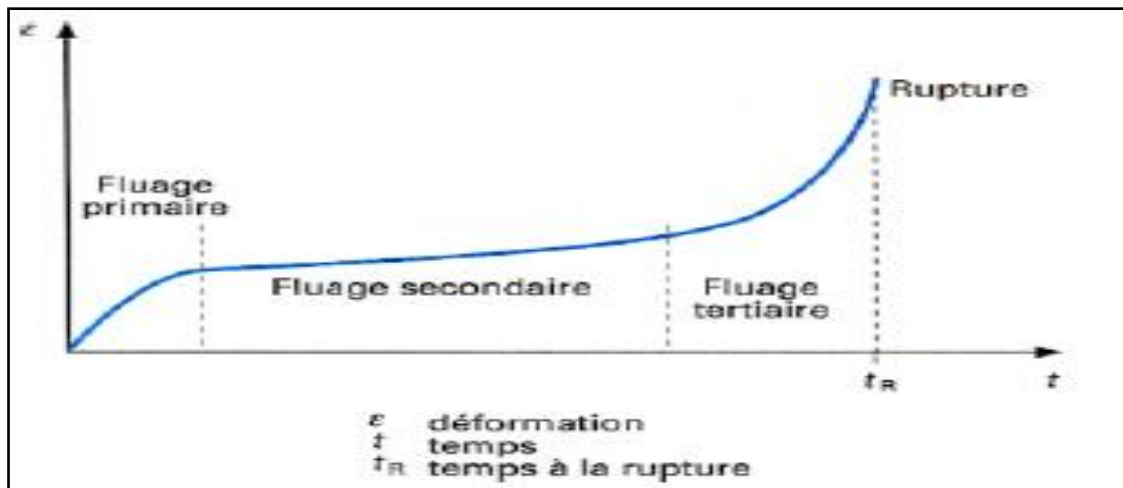


Figure IV.1. Courbe de fluage

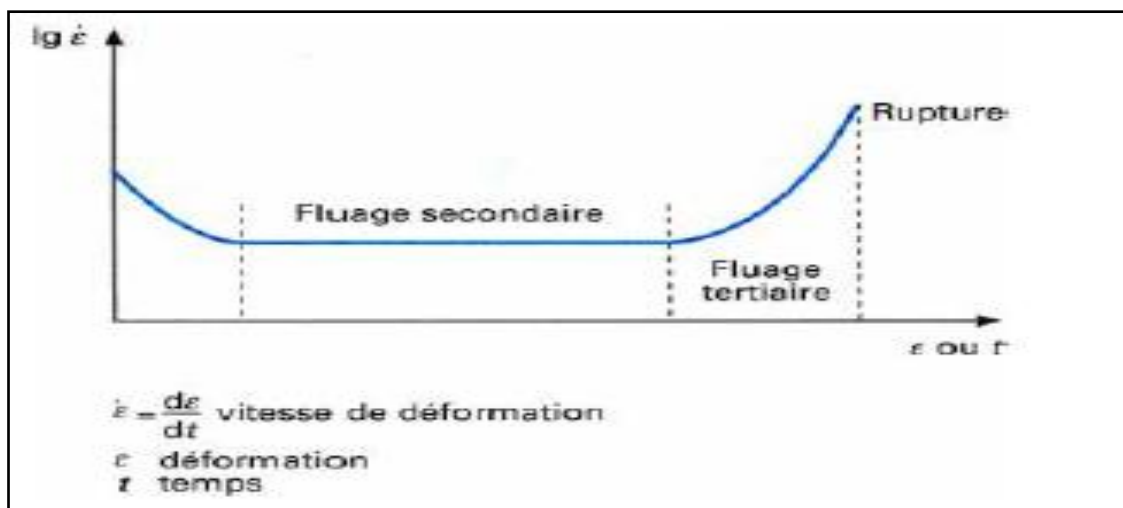


Figure IV.2. Variation de la vitesse de déformation

IV.2. Mécanismes de fluage, effet de la température sur la microstructure du matériau

IV.2.1. Mécanismes à basses températures

Aux basses températures ($T < 0,4$ à $0,5T_f$), il s'agit d'une déformation plastique, liée à des **mécanismes de dislocations**. Lors du chargement et du fluage primaire, il y a surtout création et propagation des dislocations. En général, ces dislocations ne forment pas de structures cellulaires particulières, elles sont enchevêtrées.

On observe les structures formées par glissement des dislocations : bandes de déformation et lignes de glissement plus ou moins espacées suivant la contrainte appliquée et le temps de fluage. Lors du fluage secondaire, les dislocations s'assemblent pour former une structure cellulaire plus ou moins nette : cela correspond à une polygonisation du glissement. Les murs des cellules sont constitués de dislocations enchevêtrées (figure IV.3).

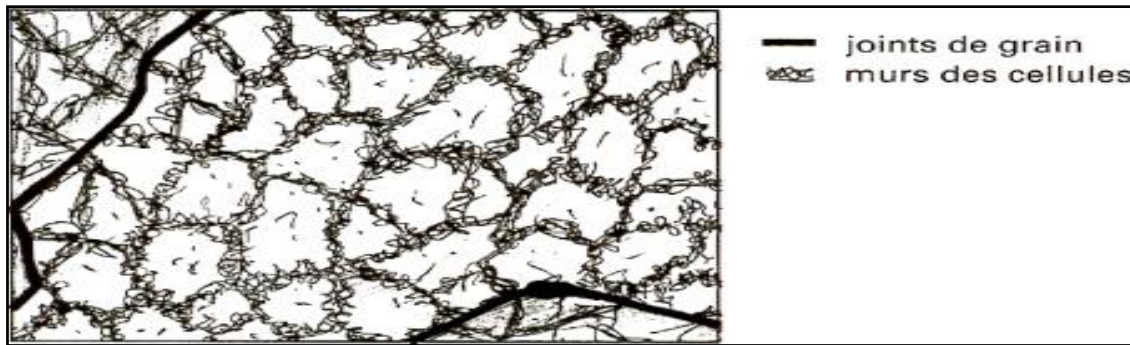


Figure IV.3. Schéma d'une structure cellulaire

Ces cellules sont d'autant moins formées que la température est basse. Elles présentent bien souvent un allongement suivant le type de glissement activé. La densité de dislocations reste stable au cours de ce stade. La sous-structure se forme et se détruit constamment : il y a équilibre entre les processus de formation et d'annihilation des dislocations. En revanche, la désorientation entre les sous-grains augmente avec le temps. Tout se passe comme si le processus de formation et d'annihilation des dislocations concourait uniquement à l'accroissement de la désorientation des sous-grains entre eux.

IV.2.2. Mécanismes à hautes températures

La différence entre le fluage à basses et à hautes températures ($T > 0,4$ à $0,5T_f$) est liée à la présence de mécanismes de montée des dislocations, phénomène qui est thermiquement activé. Comme précédemment, le chargement et le fluage primaire correspondent à la création et à la propagation des dislocations.

Il y a néanmoins une nette tendance à la formation de cellules de dislocations lors du fluage primaire. La disparition de la structure de plastification en fin de chargement est réalisée par restauration (mise en jeu des mécanismes de montée et de glissement dévié des dislocations). Les lignes de glissement sont réparties de manière régulière. Les cellules de dislocations sont nettement équiaxes et divisent chaque grain en sous-grains désorientés les uns par rapport aux autres. La densité de dislocations mobiles décroît au cours de ce stade.

L'établissement du fluage secondaire, ou stationnaire, correspond toujours à la présence d'une sous-structure de dislocation parfaitement formée (figure IV.3). La taille des sous-grains n'est une fonction ni du temps, ni de la déformation. Elle dépend uniquement de la contrainte appliquée : la taille des sous-grains est inversement proportionnelle à la contrainte σ et n'évolue pas pendant le fluage secondaire.

La densité de dislocation est stable. Il y a équilibre entre les processus de formation et d'annihilation des dislocations. Pour les **très fortes contraintes**, un phénomène de

recristallisation, avec accélération de la vitesse de déformation, peut se produire en cours de fluage. Pour les **très hautes températures** ($T > 0,8T_f$), le transport de matière par autodiffusion est prépondérant. La déformation est alors de nature visqueuse. Le transport d'atomes par diffusion s'effectue avec un contre-courant de lacunes qui s'éliminent au niveau des surfaces libres : c'est le **fluage Nabarro**.

Ce fluage est d'autant plus important que la taille de grain est petite. En effet, les joints de grain sont des chemins privilégiés pour la diffusion : entre deux grains d'orientation différente, il existe de nombreux atomes interstitiels et des lacunes. D'une manière générale, la vitesse de fluage augmente avec la diminution de la taille de grain ou, autrement dit, avec l'augmentation de la longueur des joints de grain, il y a augmentation du glissement aux joints.

IV.2.3. Cas particulier du micro fluage

Des alliages tels que les alliages base fer contiennent toujours une certaine quantité d'impuretés qui sont soit en position interstitielle dans le réseau, soit en substitution des atomes de la maille cristalline. Au niveau d'une dislocation, le réseau est déformé localement. Les dislocations, lors de leur propagation, captent les impuretés dans leur voisinage immédiat.

Si la déformation a lieu à une certaine température, la diffusion permet à ces impuretés de se déplacer près des dislocations et de former ce qui est appelé un nuage d'impuretés ou une atmosphère d'impuretés qui opposent une certaine résistance à la propagation des dislocations.

Si la contrainte de fluage est suffisante, les dislocations peuvent se déplacer indépendamment de ce nuage mais, pour une très faible contrainte (ou microfluage), les dislocations ne peuvent s'échapper du nuage d'impuretés. La propagation des dislocations est une fonction de la diffusion du nuage accompagnant les dislocations. Il s'agit alors du mécanisme de traînage des impuretés par les dislocations.

IV.2.4. Cavitation lors du fluage tertiaire et rupture

Le stade tertiaire correspond à l'apparition de cavités et de fissures dans tout le matériau, surtout au niveau des joints de grain. La **cavitation** est divisible en trois stades :

- l'**amorçage**, qui est la naissance des cavités bien souvent au niveau des lignes de glissement à l'intersection des joints de grain, des inclusions, des ségrégations, des

joints triples ou, encore, à l'interface de deux phases de nature différente ; la naissance des cavités peut avoir lieu avant le stade tertiaire (figure IV.4) ;

- la **croissance**, due à la diffusion de lacunes et à la présence d'un champ de contraintes autour des cavités ;
- la **coalescence**, correspondant à la fusion entre cavités entraînant la création des fissures, ce stade précédant la propagation de celles-ci (figure IV.5).

La **rupture** se produit par augmentation de la contrainte, due à la diminution de section de l'éprouvette résultant de la formation des cavités. La rupture par fluage des alliages métalliques est en général intergranulaire à hautes températures, tandis qu'elle est intragranulaire à basses températures.

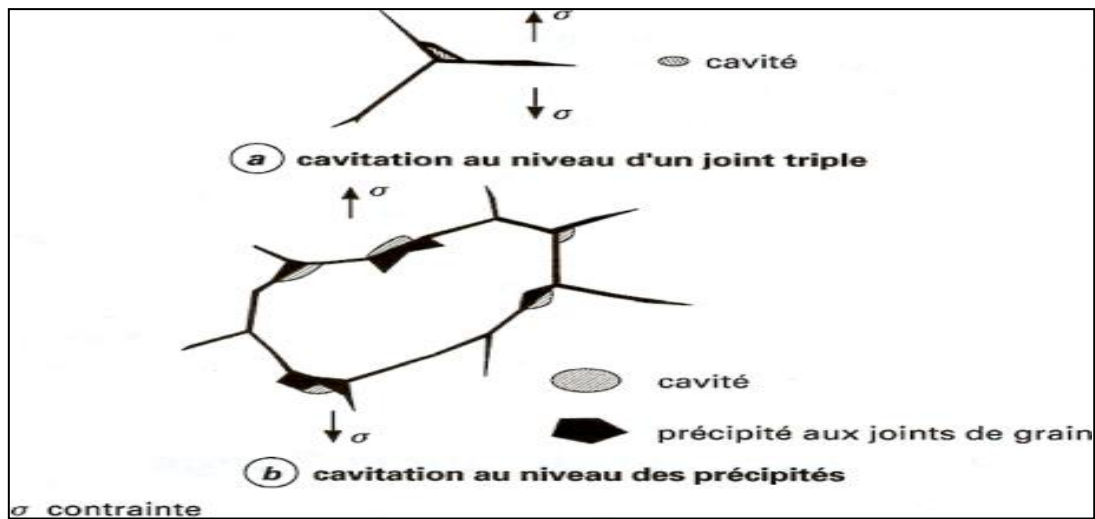


Figure IV.4. Cavitation entre grains

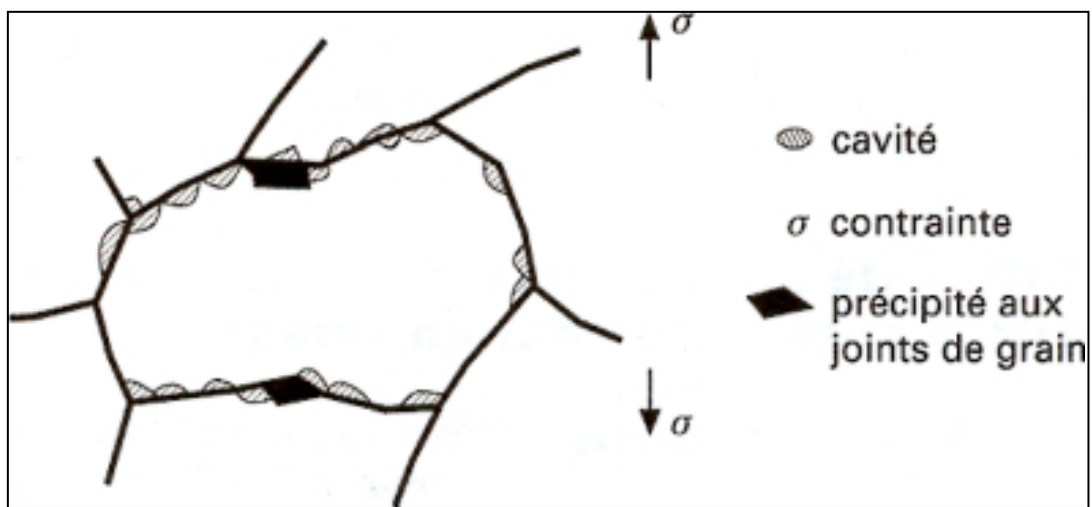


Figure IV.5. Coalescence des cavités le long des joints de grain

IV.3. Présentation du logicielle ANSYS

Le logiciel ANSYS a été développé par Dr. John A. Swanson, fondateur de la société ANSYS Inc. qui a son siège à Canonsburg en Pennsylvanie aux Etats-Unis. Il s'agit d'un outil de développement en analyse d'ingénierie.

ANSYS est un code en éléments finis d'usage général dédié à la résolution numérique d'une large variété de problèmes physique en général et de mécanique en particulier. Ces problèmes portent notamment sur : l'analyse structurale en statique et en dynamique (linéaire et non linéaire), transfert de chaleur, dynamique des fluides, acoustique, électromagnétique. Le traitement des problèmes de technologie contient fondamentalement trois étapes principales :

1. Préprocesseur :

- Choisir le type d'éléments
- Entrer les propriétés géométriques
- Entrer les paramètres physiques
- Créer le maillage : définir les nœuds et les éléments
- Appliquer les sollicitations
- Imposer les conditions aux limites

2. Solveur :

- Choisir le type d'analyse (statique, dynamique,...)
- Construire la matrice et le vecteur élémentaire k_e , f_e
- Assembler k_e et f_e dans K et F
- Prendre en compte les conditions aux limites
- Résoudre le système d'équations $K U = F$
- Calculer les variations additionnelles (gradients, réactions,...)

3. Post-processeur

- Présenter les résultats sous :
 - Forme numérique
 - Forme graphique
- Effectuer des fonctions complémentaires : combinaisons, interprétation, interpolation, animation,

IV.3.1. Procédures de modélisation

- **Pre-Processing:** Définir le Problème

a) Donner un Titre au Problème

Par exemple "Modélisation d'un tunnel".

Dans la barre **Utility menu** sélectionner : **File > Change Title**

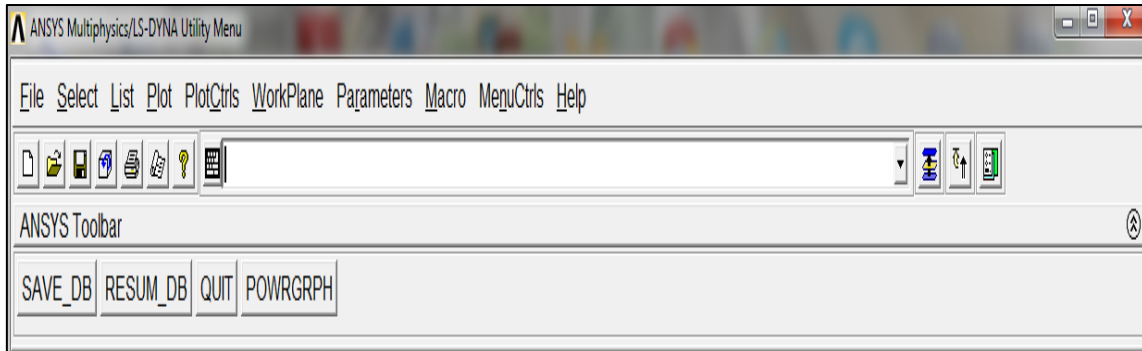


Figure IV.6. Donner un titre à l'analyse

b) Choix d'unité (MKS)

Pour définir l'unité qu'on veut utiliser, on doit suivre les étapes suivantes :

Preporocessor > Material Props > Material Library > select Units

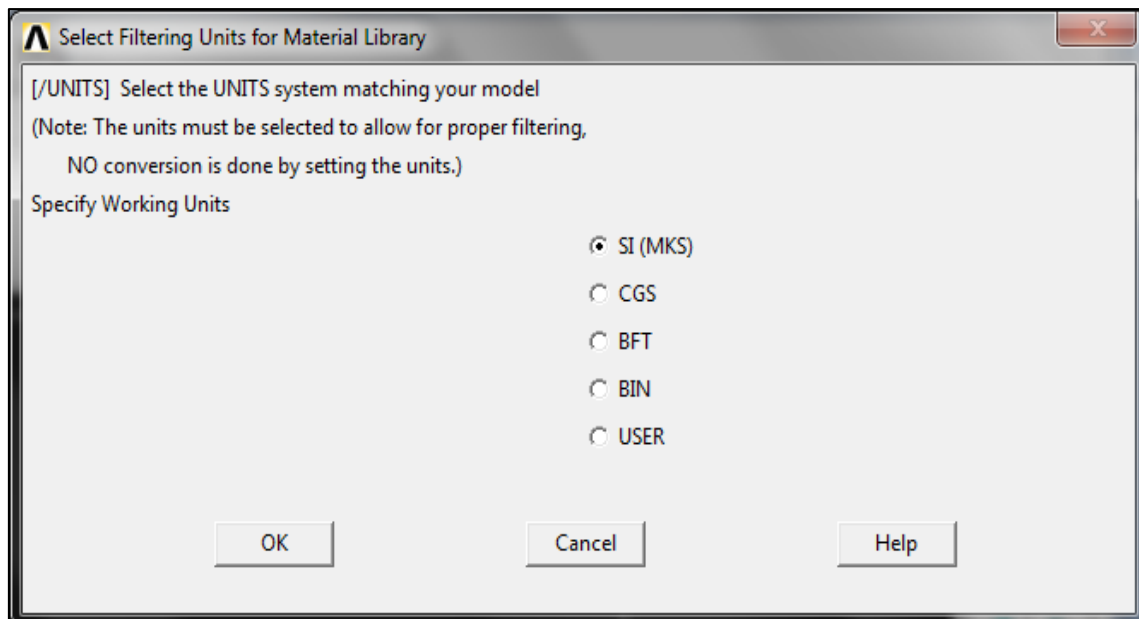


Figure IV.7. Choix d'unité des paramètres

c) Définir les propriétés mécaniques des matériaux

Désormais, nous devons définir les propriétés mécaniques du matériau utilisé par l'interface de la figure suivante.

Dans le menu "**Preprocessor**", sélectionner : **Material Props > Material Models**

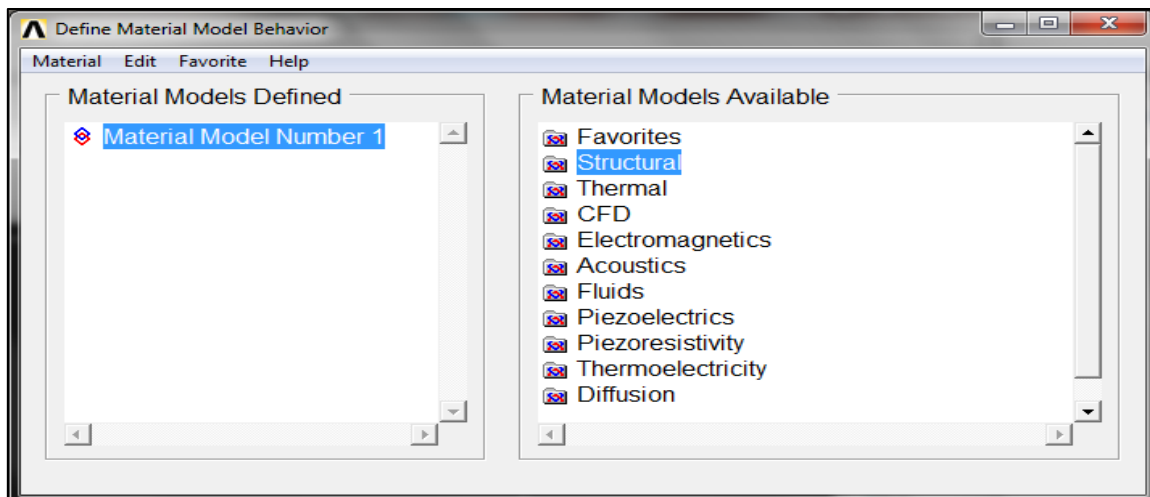


Figure IV.8. Interface d'introduction des propriétés des matériaux

- Cliquer sur **Structural** > **Linear** > **Elastic** > **Isotropic**

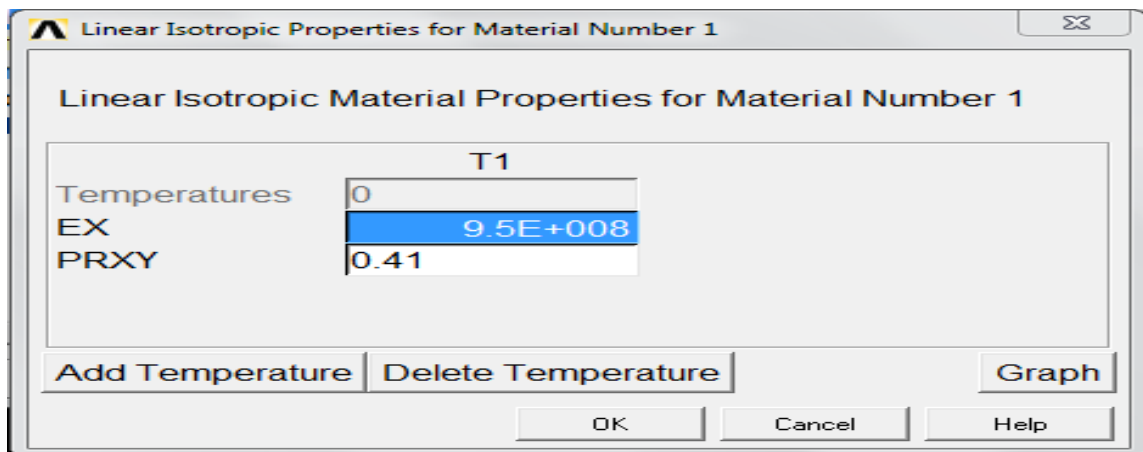


Figure IV.9. Procédure d'introduction du Module de Young et le coefficient de Poisson des matériaux

- Cliquer sur '**OK**' pour continuer
- On clique sur : **structural** > **Density**

IV.4. Procédure de modélisation du fluage par ANSYS

Le fluage implicite (Implicit creep) est la méthode la plus utilisée dans le programme ANSYS pour des raisons d'efficacité et d'exactitude. On la programme par l'utilisation de la commande **TB** avec Lab = CREEP, et choisir l'équation du fluage correspondante en spécifiant le numéro du model qu'il lui correspond par la commande TBOPT, voir exemple ci-dessous :

TB, CREEP, 1, 1, 4, 2

TBTEMP, 100

TBDATA, 1, C1, C2, C3, C4

TBOPT = 2 : Spécifie l'équation de la loi de comportement du modèle 2 du fluage.

Elle est définie comme étant la loi de fluage dite (time hardening) dans ANSYS. Elle décrit la variations de " ϵ_{cr} " en fonction de plusieurs paramètres. La commande **TBTEMP** implique l'introduction de la température et **TBDATA** est celle qui introduit les constantes du fluage associé à l'équation (C1, C2, C3, C4), selon la procédure suivante :

Main Menu > Pre-processor > Material Props > Material Models (Figure IV.10).

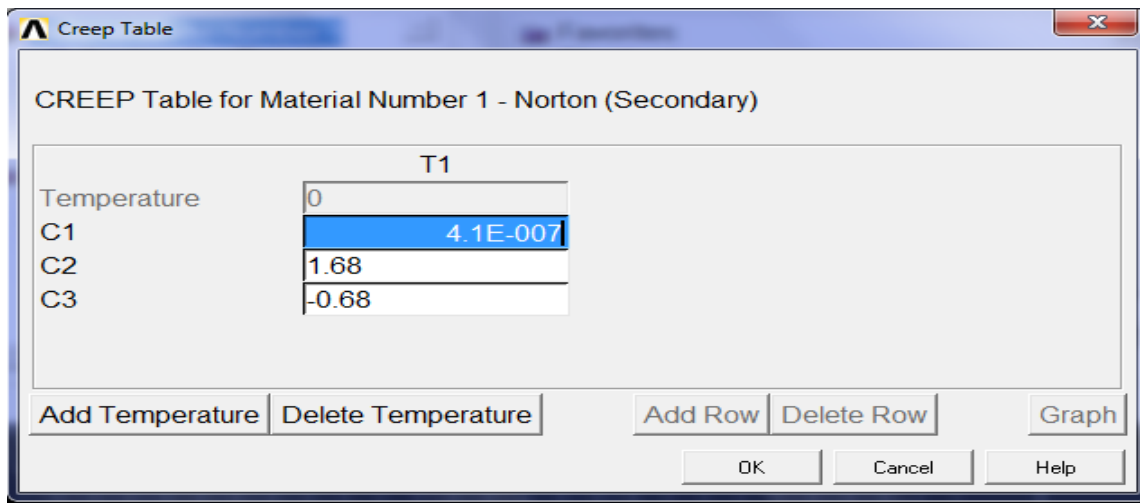


Figure IV.10. Introduction des Constantes de fluage

On fait de même pour définir les paramètres du fluage pour le matériau roche, constituant le sol entourant la cavité du tunnel.

La commande **TB** peut être introduite autrement comme suit :

Menu Paths (TB commande) : Main Menu > Preprocessor > Material Props > Material Models (Voir figure IV.11).

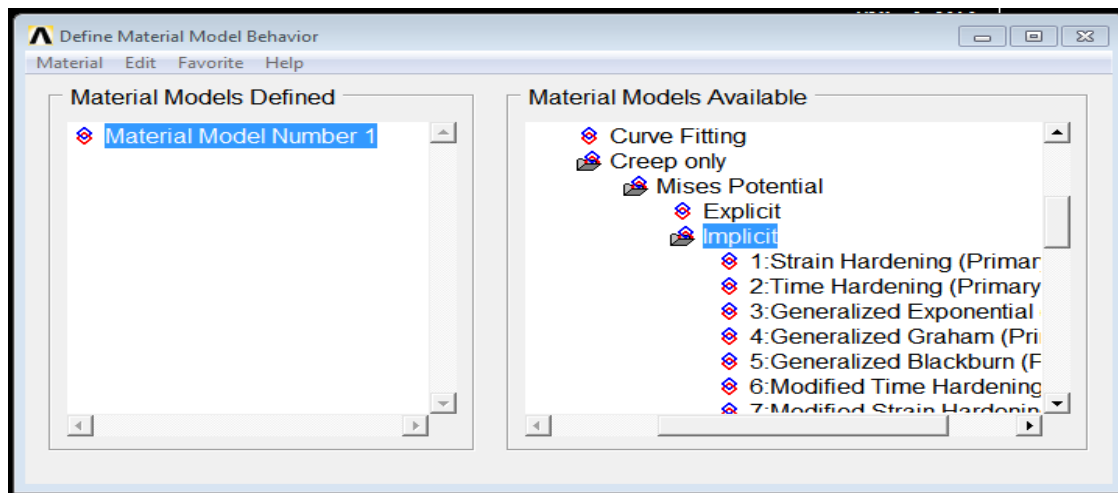


Figure IV.11. Introduction de la loi de comportement au fluage

IV.4.1. Formulation du fluage et discrétisation de la structure en éléments finis

Le logiciel Non commercial ANSYS, est l'un des simulateurs puissant d'analyse structural basé sur la méthode des éléments finis. Il est ainsi utilisé dans l'analyse et l'évaluation transitoire des transferts thermique dans les matériaux, le calcul de champ de contraintes résiduelles pendant le chargement, etc. L'analyse effectuée par ANSYS inclue deux étapes, à savoir une étape de modélisation et une étape de calcul.

La 1^{ère} étape consiste à modéliser la structure en élément finis en choisissant l'élément qui convient au type d'analyse à effectuer, comme par exemple : l'élément **PLANE 55** convient pour les problèmes thermiques et l'élément **PLANE 182** (figure IV.13) pour l'analyse structural. La 2^{ème} étape, est subdivisée en trois à savoir :

1. L'étape pré-processeur : qui consiste à introduire la géométrie du problème, propriétés des matériaux tel que (constantes du fluage, le module de rigidité, coefficient de poisson, densité, conductivité thermique, etc..) et les conditions au limite ;
2. Tandis que, dans l'étape solution, on choisit le type d'analyse qu'on doit effectuer ;
3. Finalement, les résultats de la solution effectuée sont observés dans l'étape post-processeur.

Afin, de modéliser le fluage, le model utilisé dans notre étude est le model donné en équation (IV.1). On considère que le matériau est isotropique, et la méthode de solution de base utilisée est celle de Newton-Raphson.

$$\varepsilon_{cr} = C_1 \sigma^{C_2} t^{C_3} e^{-\frac{C_4}{T}} \quad (IV.1)$$

Avec :

- ε_{cr} : Vitesse de déformations de fluage ;
- σ : Contrainte équivalente (contrainte équivalente) ;
- t : Temps de chargement ;
- C_1, C_2, C_3, C_4 : Paramètres de fluage du béton, l'argile et de la roche (Voir le tableau IV.1 si dessous) ;
- T : Température du milieu en Kelvin ;
- On prend $C_4 = 0$.

Le tableau suivant présente les différents paramètres de fluage des roches et du béton :

Tableau IV.1. Les paramètres de fluage des roches et du béton

	Paramètre des matériaux					
	Elastiques			Paramètres de fluage		
Substartum	Module de Young	ν	Densité (kg.m^{-3})	C_1 (s^{-1})	C_2	C_3 (MPa)
Rocheux	$2.4 \times 10^8 \text{ Pa}$	0.45	2000	$7e^{-20}$	2.19	-0.98
Béton (Pieux)	195 GPa	0.23	2500	$41e^{-8}$	1.48	-0.68
Argile	$22 \times 10^6 \text{ Pa}$	0.25	1800	$3.3e^{-6}$	1.2	-0.54

Le recours aux ressorts élastiques pour modéliser le comportement du sol peut présenter cet avantage. La méthode des ressorts assimile le comportement d'un pieu à celui d'une poutre élastique reposant sur une série de ressorts rapprochés découplés (Figure IV.12). Cette méthode relie le comportement du sol (réaction du sol (P)) au comportement du pieu (déplacement (y)) sous un chargement. La figure IV.12, illustre le modèle rhéologique proposé par Winkler.

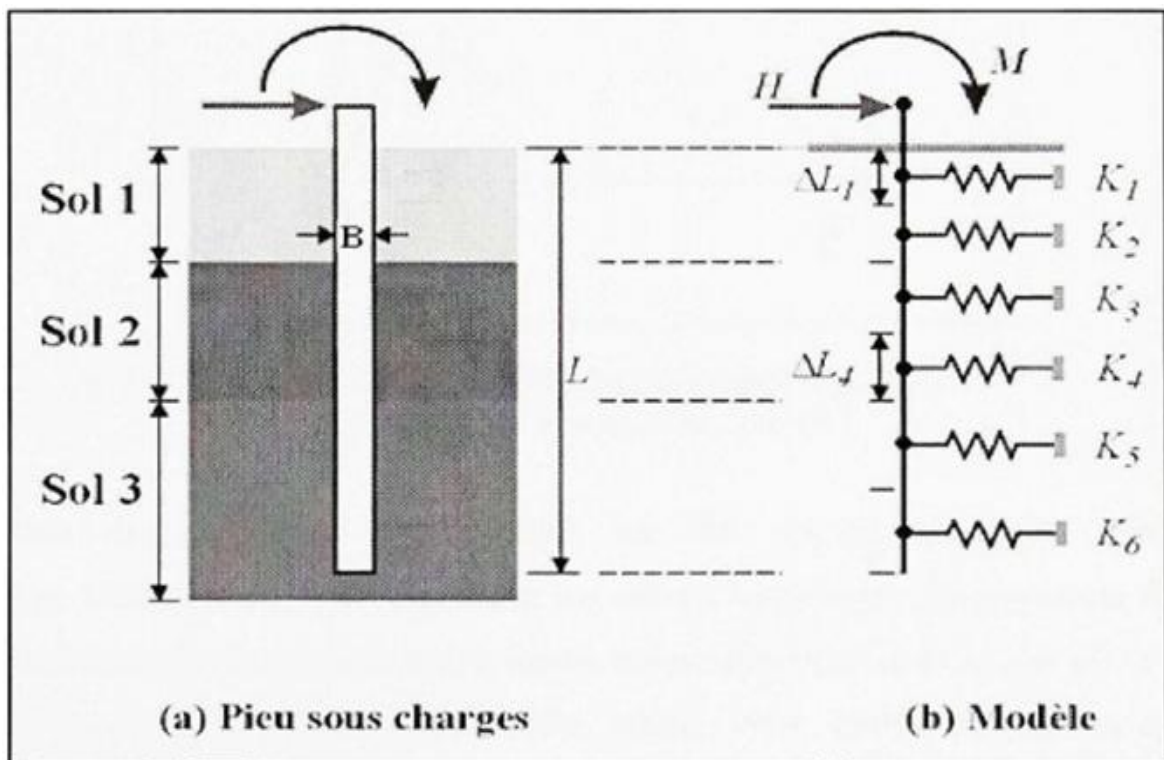


Figure IV.12. Modèle basé sur la théorie de Winkler

La figure IV.14 suivante illustre la discrétisation du modèle sol pieux en élément finis PLANE 182 (Figure IV.13), suivant le modèle rhéologique donné dans la figure IV.12, a donné une structure avec un nombre de 637 éléments et 1005 nœuds.

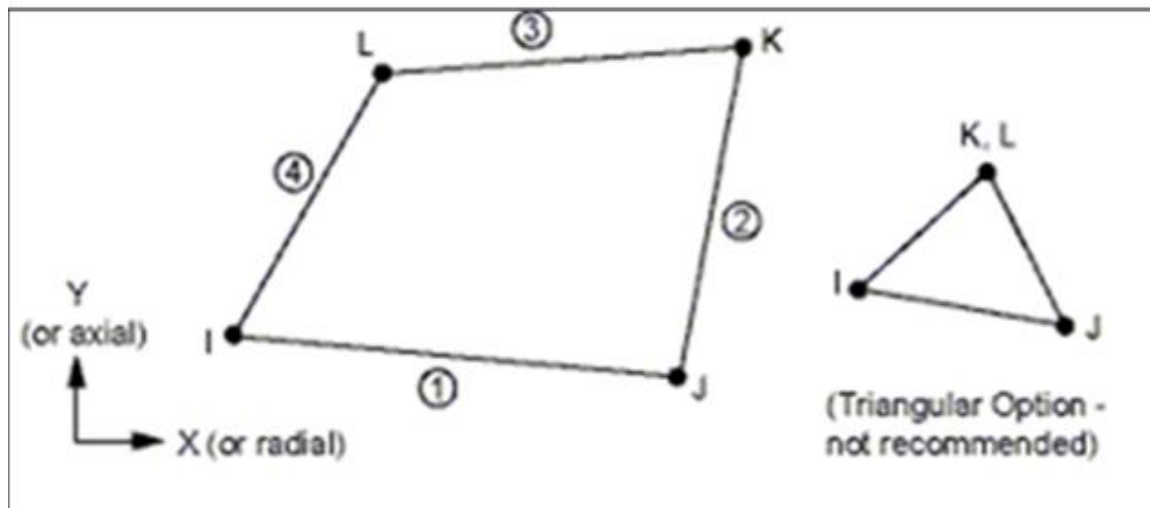


Figure IV.13. Géométrie des éléments PLANE182 (ANSYS 17.1)

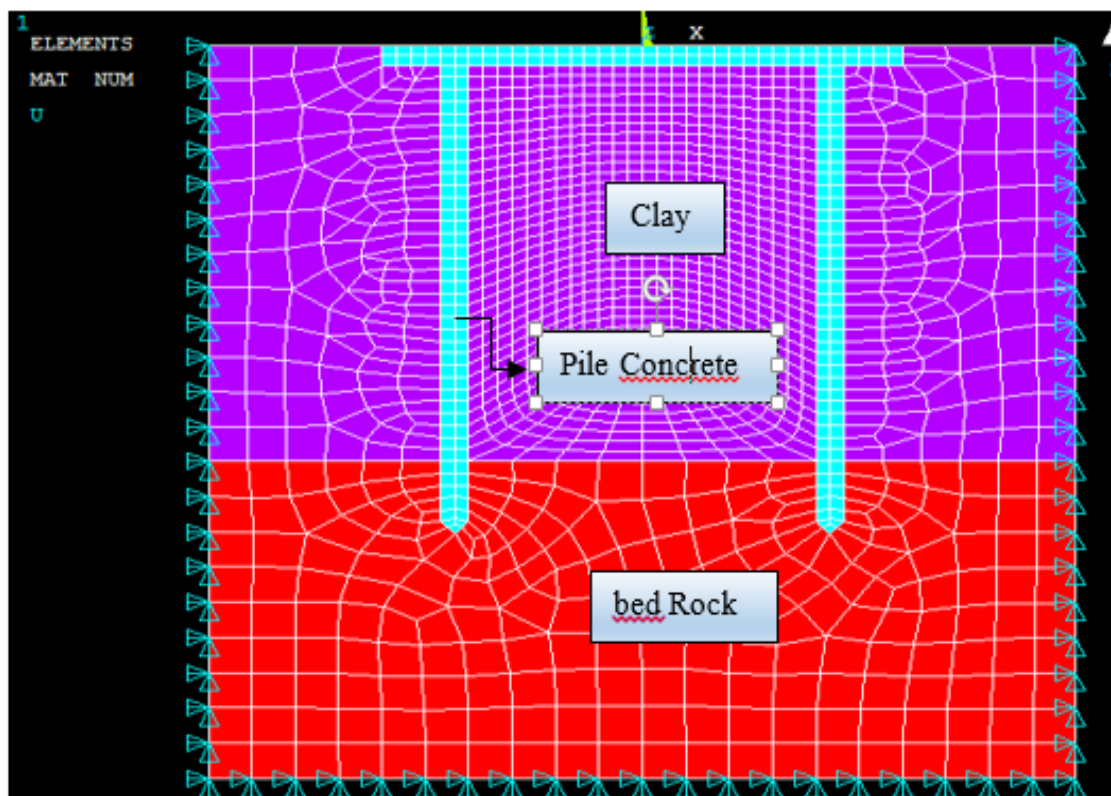


Figure IV.14. Discrétisation de la structure sol – pieux en Élément finis PLANE 182

La figure IV.15 ci-dessous illustre la zone d'interface sol structure et la discrétisation de la structure en éléments finis PLANE 182.

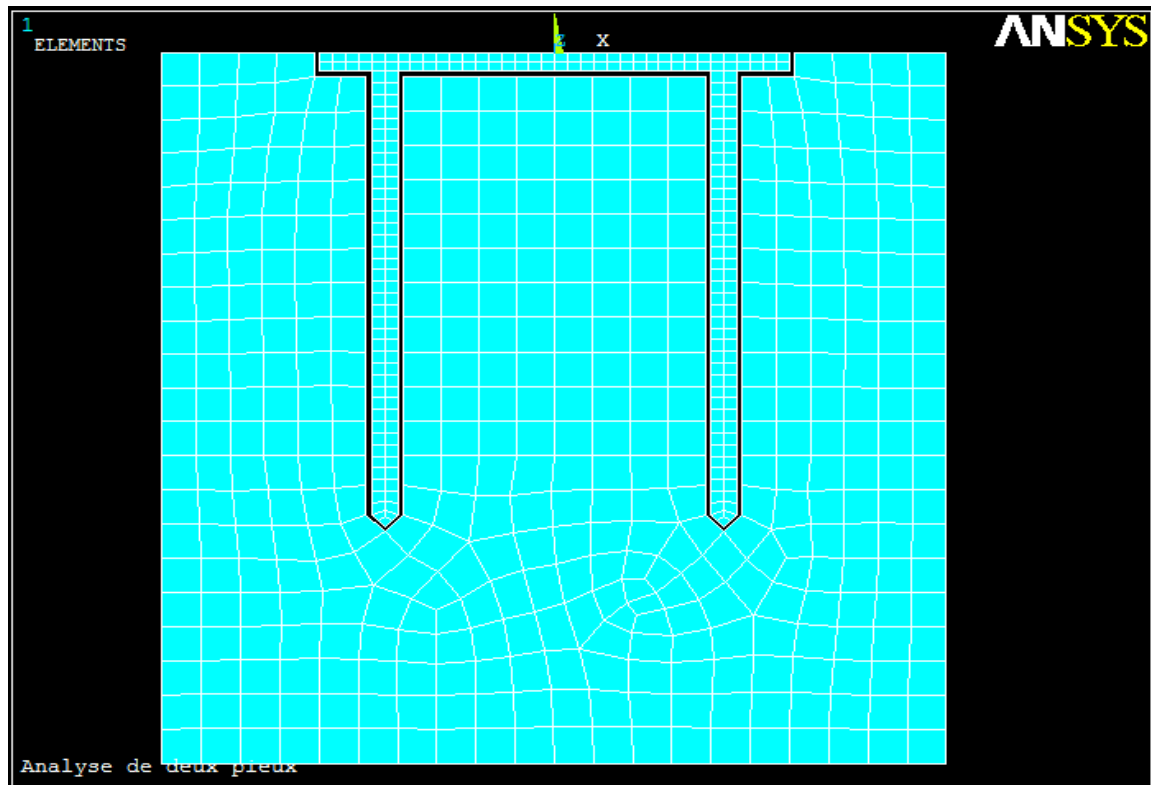


Figure IV.15. Création de l'interface sol-structure (pieux) et discrétisation en éléments finis

Les figure IV.16 et IV.17 suivantes illustrent le contour de déformations au fluage suivant les axes X et Y.

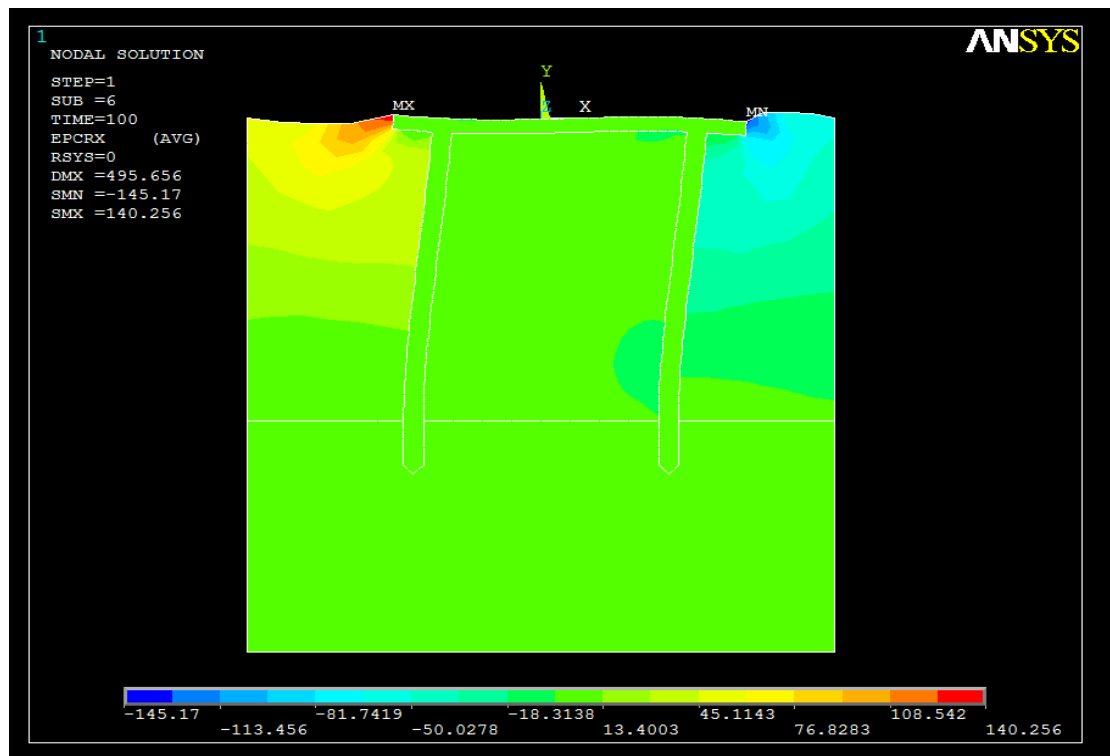
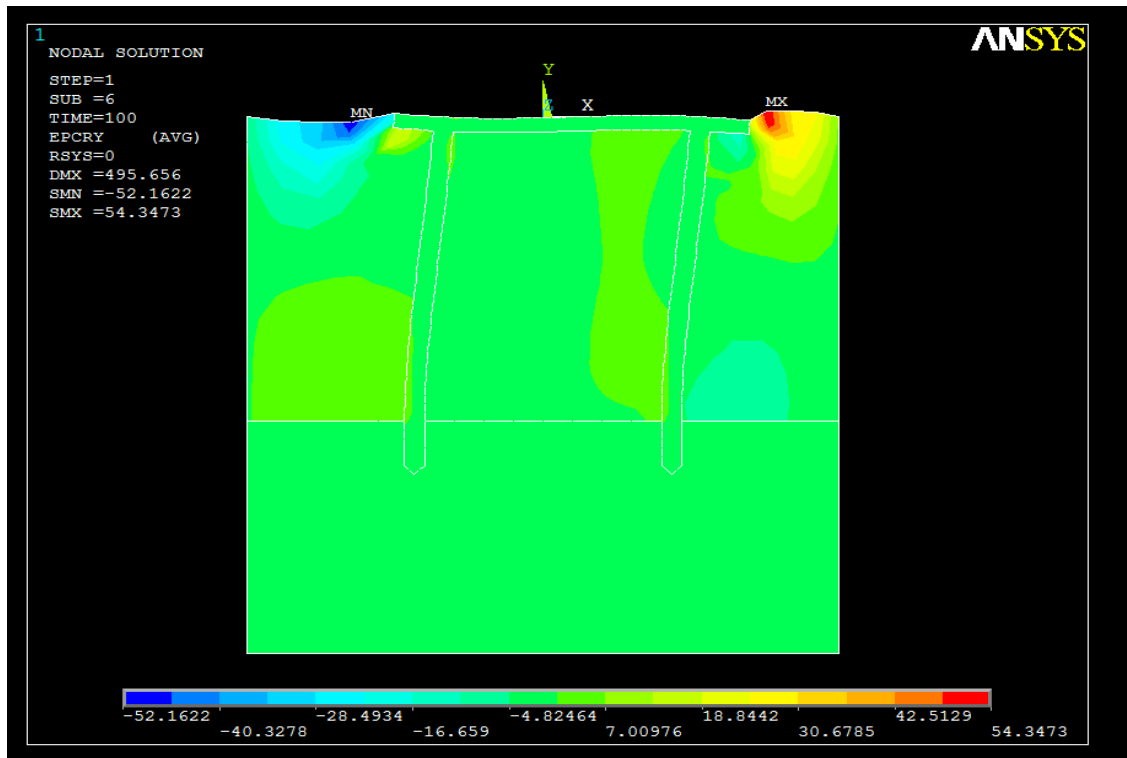


Figure IV.16. Contour de déformations au fluage « ϵ_x^{fl} »

Figure IV.17. Contour de déformations au fluage « ε_y^{fl} »

IV.5. Comportement au contact des structures

IV.5.1. Méthodes de résolution du contact

Il existe différentes méthodes numériques permettant de générer le contact entre deux solides ou entre un solide et une surface rigide. Parmi les plus utilisées et citée dans la littérature, on peut citer :

1. Méthode de Pénalité (Penalty Method)

Méthode exposée par [Chan S.H. and Tuba I.S., (1971)] (figure IV.18). Elle permet de gérer le contact entre un nœud frontière d'un corps élastique et une surface. Cette surface peut être rigide (contact élastique – rigide), soit une surface élastique (contact élastique – élastique). L'équation IV.2 illustre la force de contact en fonction de la pénétration et la rigidité du corps.

$$F_n = k_n X_p \quad (IV.2)$$

Avec :

F_n : force de contact ;

K_n : raideur de contact (coefficient de pénalisation), défini par Ansys par une constante réelle FKN pris entre (0.01 et 0.1) ;

X_p : degré de pénétration.

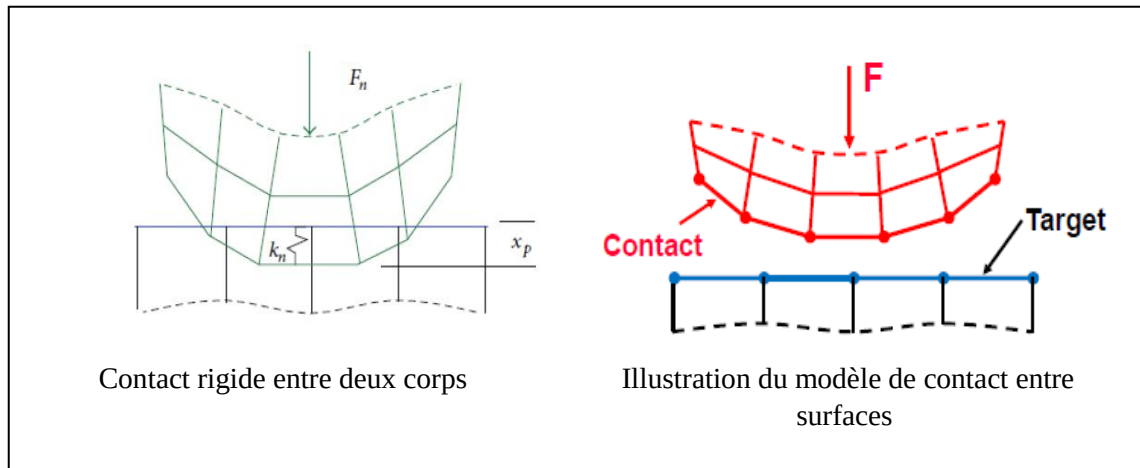


Figure IV.18. Modèle rhéologique du contact (ANSYS 17.1)

Cette méthode facile à mettre en œuvre dans un code d'élément finis. Le choix des coefficients de pénalisation (raideur de contact) définis dans ANSYS comme paramètre FKN est pris égal à une valeur comprise entre 0.01 et 0.1. En effet, une faible valeur de ce coefficient conduit à de grandes valeurs de pénétration qui ne sont pas acceptable physiquement. ANSYS prend une valeur maximale de 0.1.

2. Méthode des multiplicateurs de Lagrange

Méthode introduite par [Simo J.C. and all (1985), Wriggers P. and Simo J.C.(1985)], qui permet de respecter la condition de non pénétration et d'éviter les problèmes liés au choix des coefficients de pénalisation. Sa mise en œuvre est plus difficile puisque elle nécessite, d'une part l'introduction d'inconnus (multiplicateurs de Lagrange) et d'autre part la définition d'une surface maitre et de nœuds esclave. L'équation (IV.3) régit le comportement du contact.

$$[K_n] \{X\} = \{F\} + \{F_n\} \quad (IV.3)$$

Les conditions de contact sont alors imposées aux nœuds esclaves qui ne doivent pas pénétrer dans le domaine délimité par la surface maitre.

IV.5.2. Procédure de modélisation du contact par ANSYS

Le comportement des sols est très complexe. Le comportement des interfaces sont généralement soumises à de fortes sollicitations de cisaillement. Le contact sol-structures peut être modélisé à l'aide du modèle de contact entre deux corps. Afin de proposer une modélisation du contact, nous allons effectuer une discrétisation de la surface de contact.

ANSYS met en évidence la procédure de modélisation de plusieurs types de contact, en insérant pour chaque type, l'élément qui lui convient. A titre d'exemple :

- * Les éléments CONTACT12, LINK10, COMBIN40, CONTAC52 et CONTA178 conviennent le contact Nœud – nœud ;
- * Élément CONTAC26 pour le contact Nœud – ligne ;
- * Les éléments CONTAC48, CONTAC49, pour le contact nœud - surface ;
- * Et enfin les éléments de contact surface à surface sont: TARGE169, TARGE170, CONTA171, CONTA172, CONTA173, CONTA174.

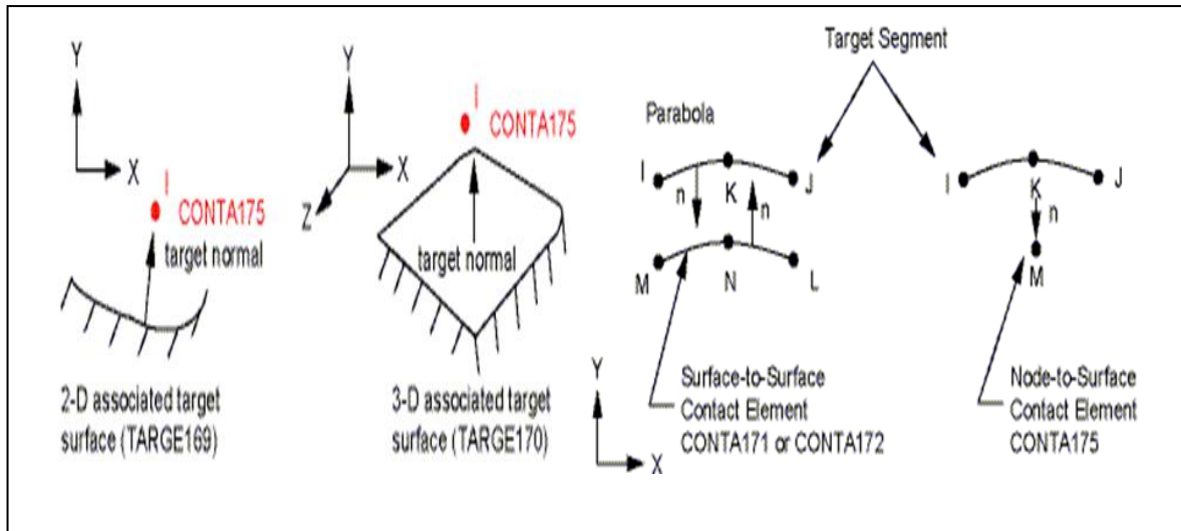


Figure IV.19. Eléments de contact TARGE 169 contacte 170, 171,172 et 175 (ANSYS 17.1)

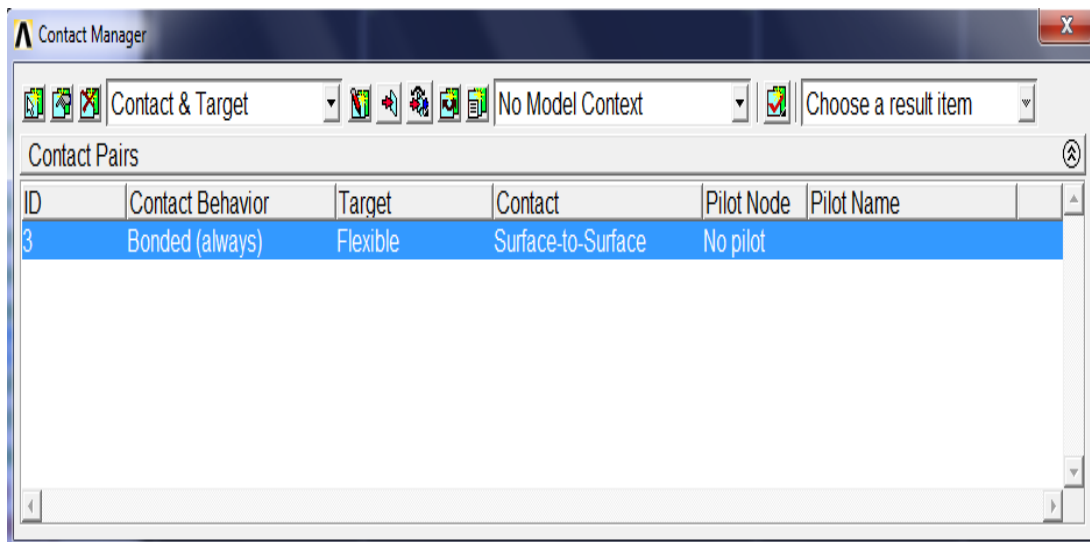
La procédure de modélisation nécessite sept étapes à savoir :

- Création de la géométrie du modèle ;
- Maillage du modèle ;
- Création d'une paire de contact (Surface – surface, Nœud – nœud ...etc) ;
- Spécifié le type d'analyse (Statique ou transitoire) et solution contrôle ;
- Application du chargement et les conditions aux limites ;
- Lancer la solution ;
- Avoir les résultats.

Ansys génère le contact en suivant la procédure suivante :

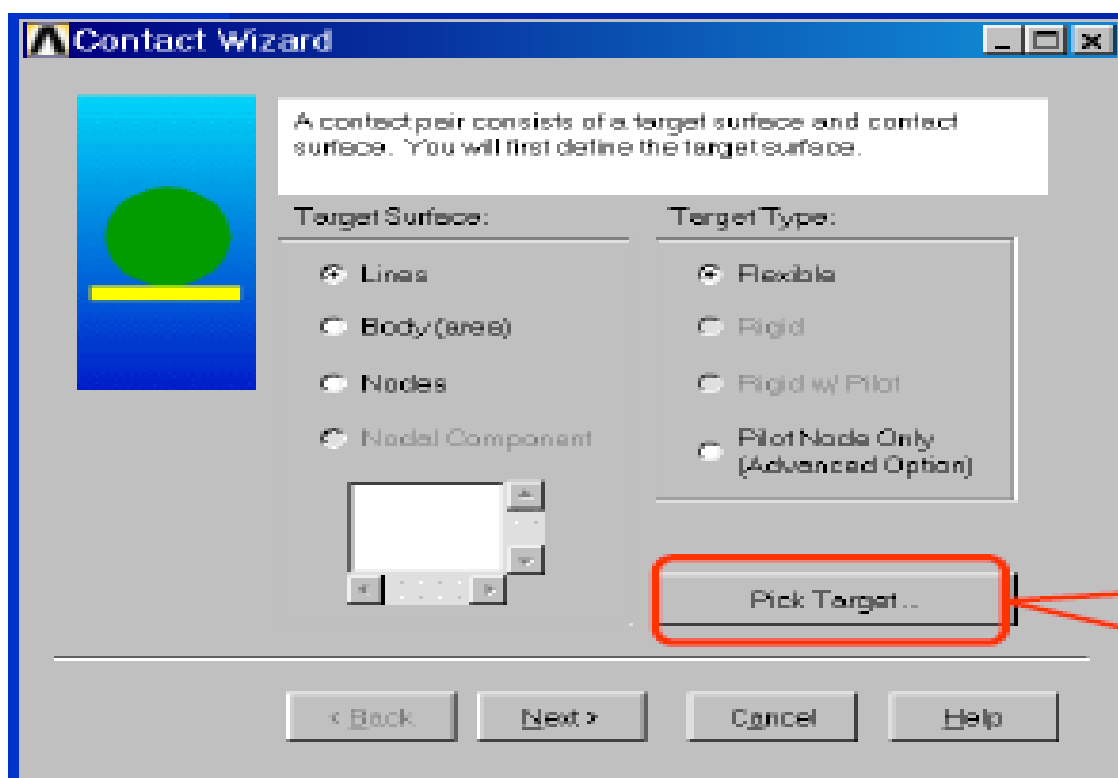
Dans le menu préprocesseur on clique :

1. Preprocessor > Modeling > Create > Contact Pair

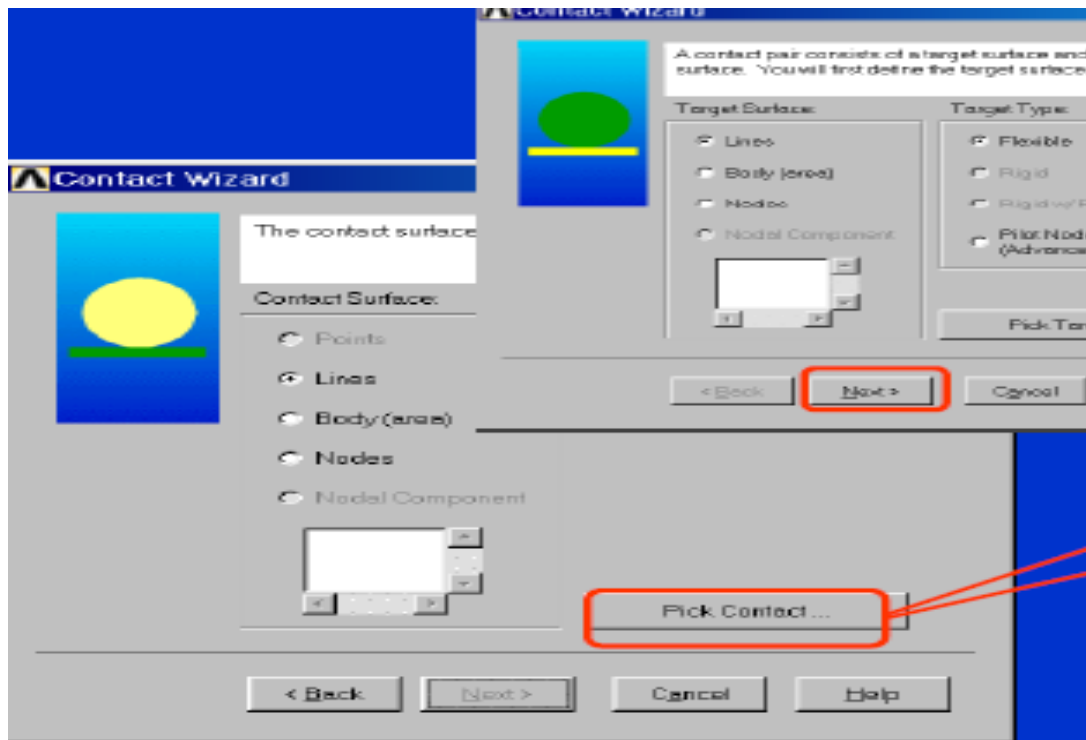


2. Contact Manager > Contact Wizard Icon

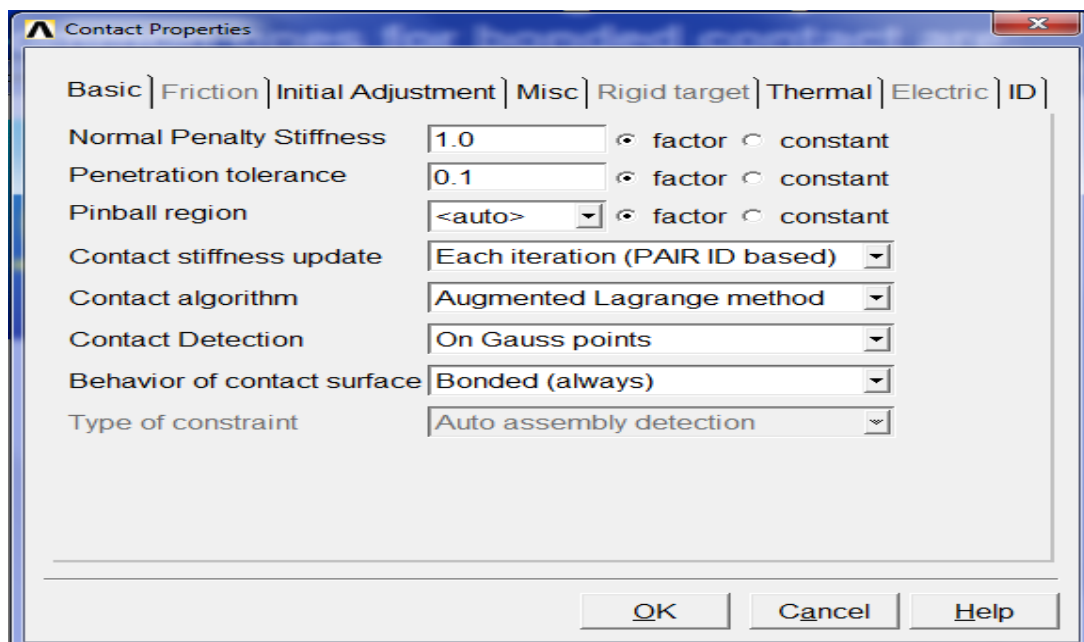
D'une part on clique sur (**Pick target**) pour sélectionner les surfaces maîtresses au sein du modèle géométrique.



D'autre part on clique sur (**pick the contact surface**), pour créer le contact (**surface – surface**).



On introduit la méthode choisie et le coefficient de pénalisation.



Finalement on doit générer le contact entre surface (figure IV. 20).

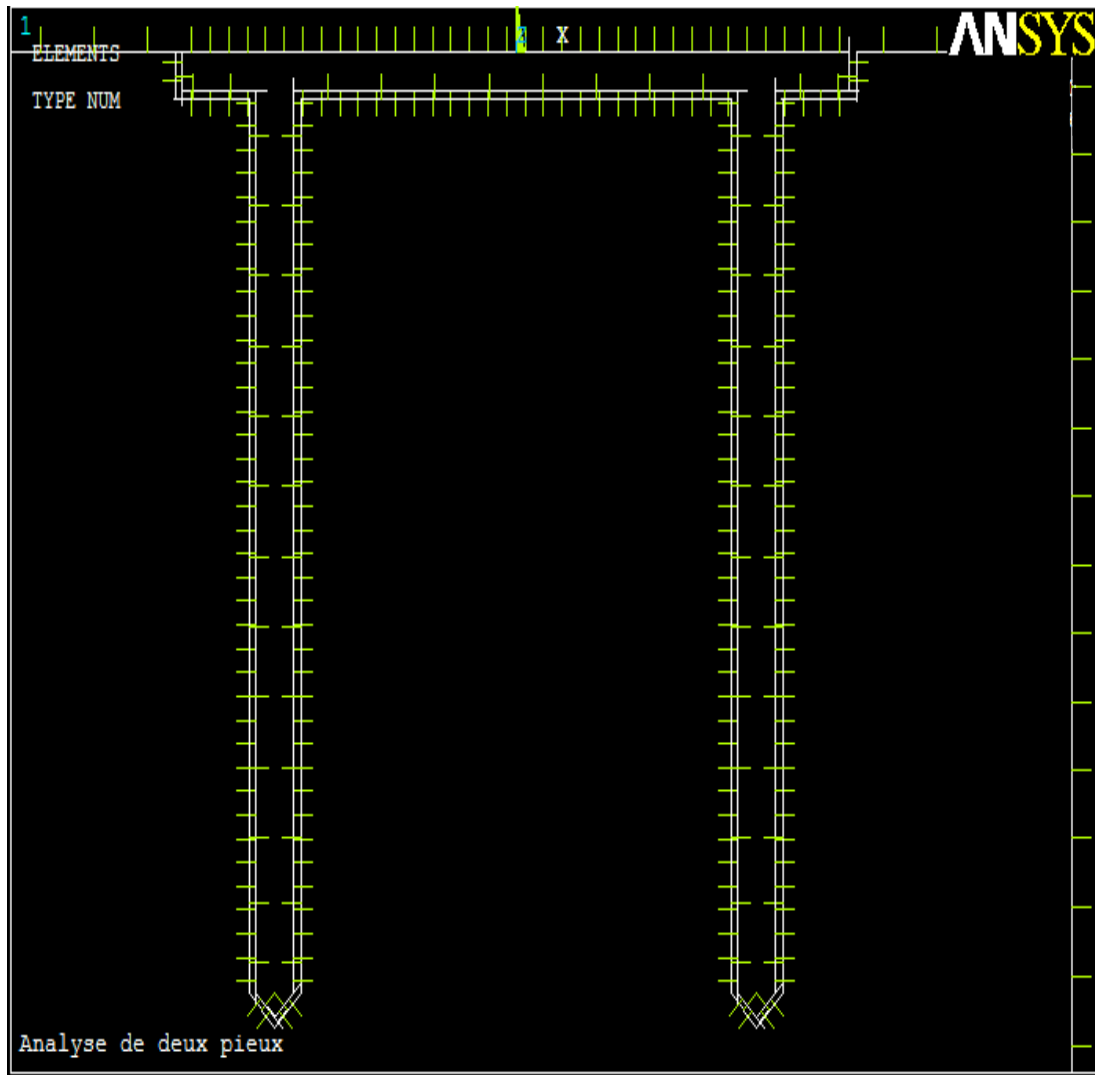


Figure IV.20. Génération du contact sol - structure dans le modèle

IV.6. Présentation des résultats

Dans ce mémoire, consistant à l'étude de l'influence de l'interaction sol-structure dans le comportement au fluage d'une structure sol-pieux, nous avons appliqué la méthode des éléments finis où nous avons introduit le modèle de loi de comportement intitulé «**Strain Hardening**» en utilisant le code de calcul ANSYS 17.1. La simulation est faite pour une durée de chargement des 100 premiers jours comme indiqué dans la figure IV.21.

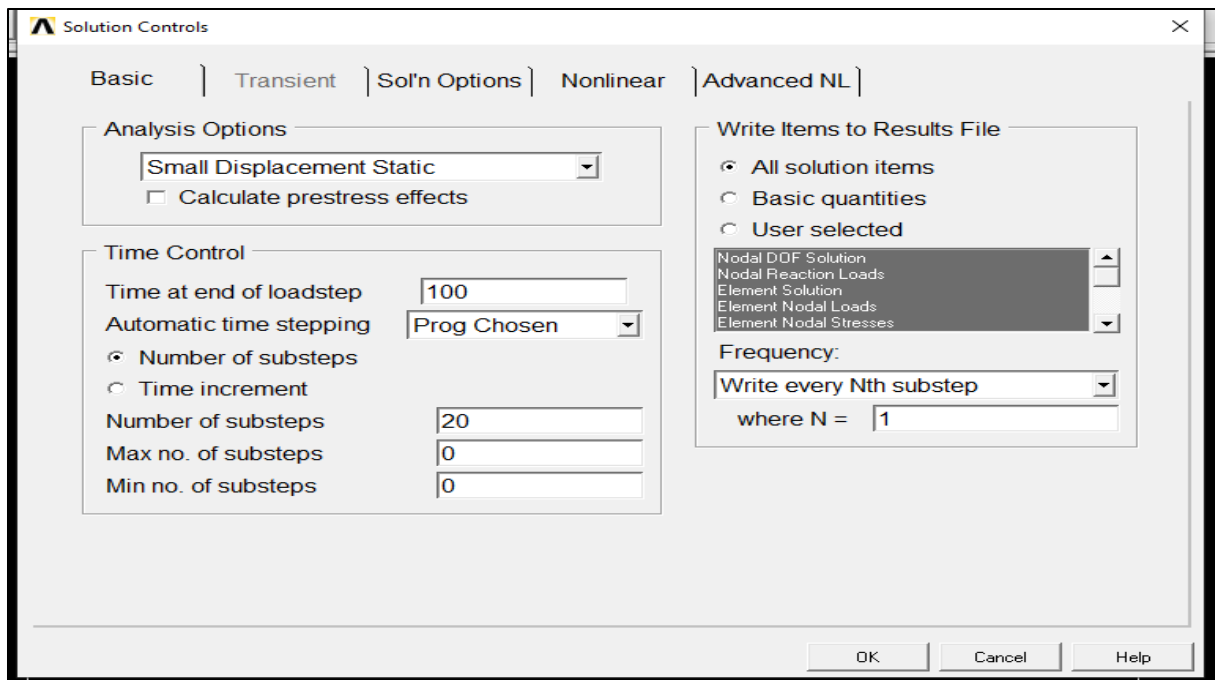
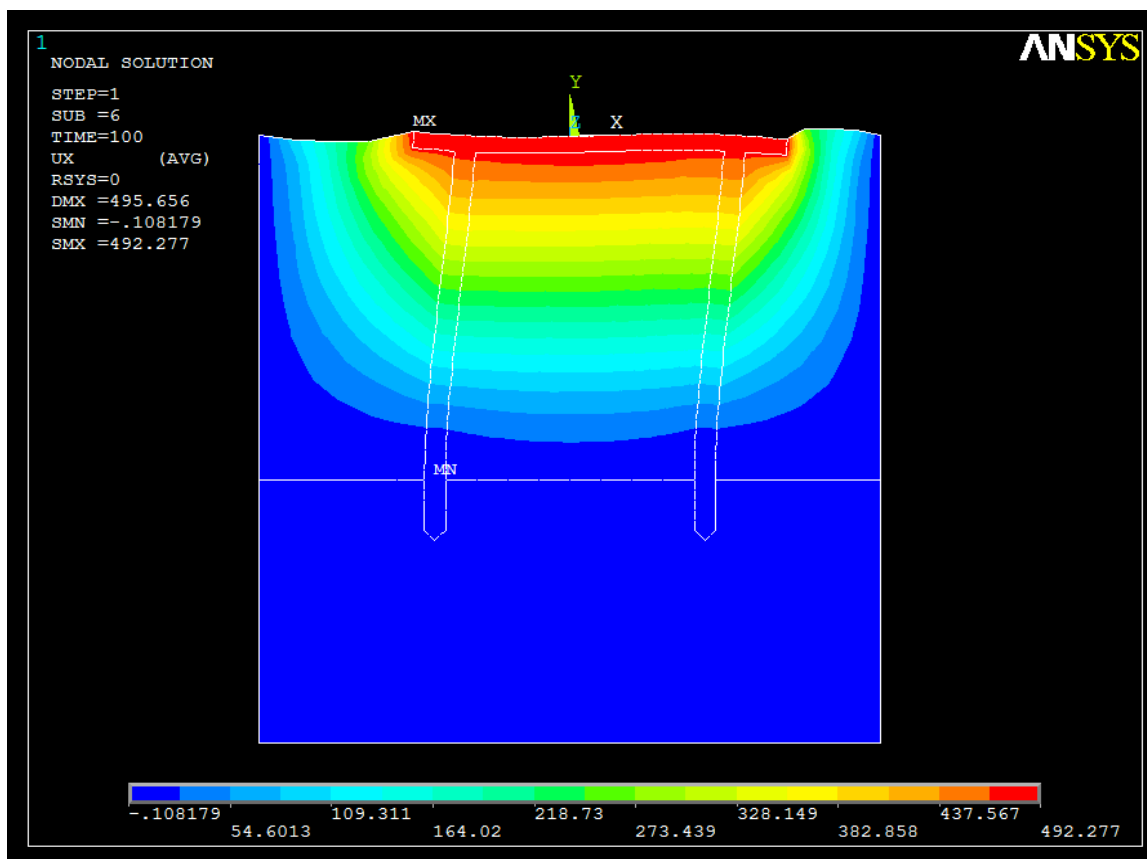


Figure IV.21. Fixation de la durée de chargement

Les figures IV.22, IV.23 et IV.24 suivantes, illustrent les déplacements U_x et U_y ainsi que les contraintes de cisaillement dans le plan XY

Figure IV.22. Contour des déplacement U_x

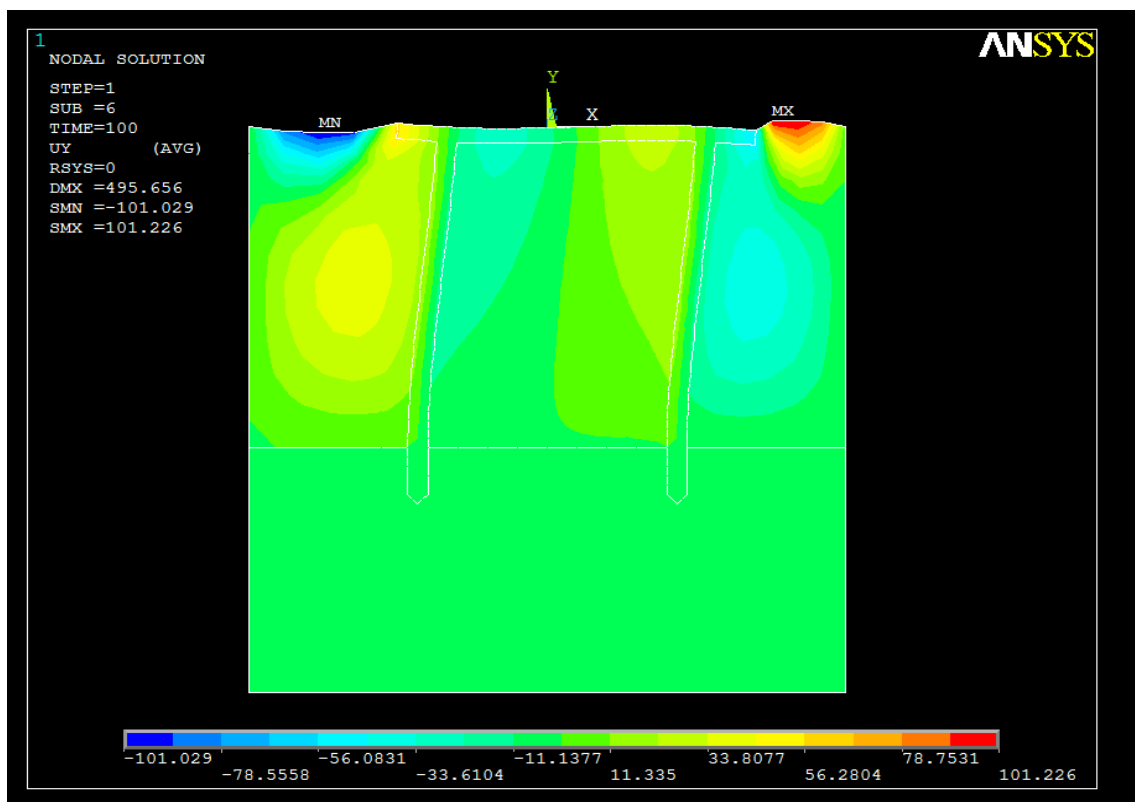
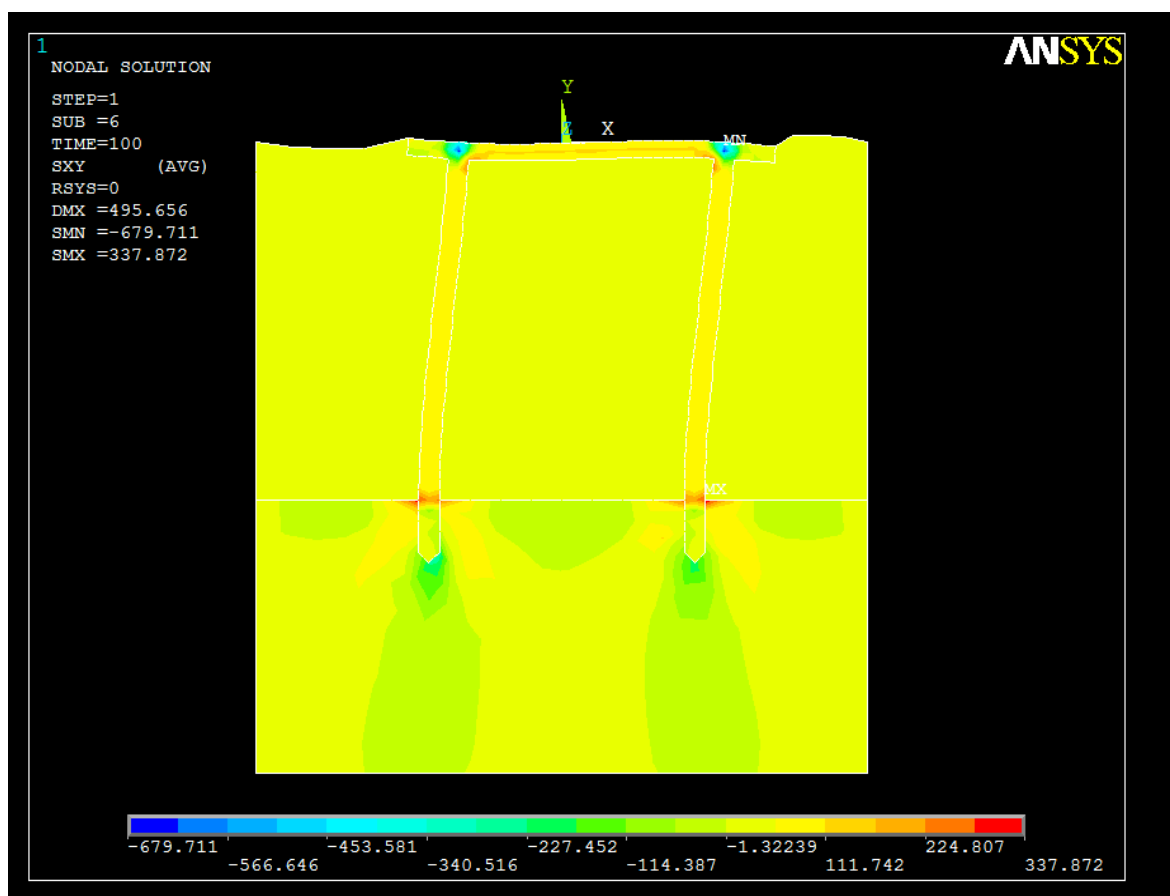
Figure IV.23. Contour des déplacements U_y 

Figure IV.24. Contour de contraintes de cisaillement dans le plan XY

La figure IV.25 illustre les courbes de fluage d'un nœud appartenant aux pieux (Béton) ainsi que les déformations au cisaillement à long terme, à travers ces courbes on constate qu'il y a trois phases de déformations à savoir :

- **1^{ère} phase** : phase initiales : qui s'étend sur un intervalle de temps de, $0 < t < 35j$. dans cet intervalle, les déformations au fluage se comptabilise à moins de 10%, au cours de laquelle la vitesse de déformation augmente rapidement, ce qui correspond à une augmentation de la résistance du matériau, dans ce cas les déformations du fluage au cisaillement « ϵ_{xy}^{fl} » sont presque nulles ;
- **2^{ème} phase** : phase secondaire : qui s'étend sur un intervalle de temps de, $35j < t < 58j$, phase très courte ou on constate "le début du processus de déformation au fluage ;
- **3^{ème} phase** : phase tertiaire, qui s'étend sur un intervalle de temps de, $58j < t < 100j$, les déformations au fluage s'accroissent et augmentent de cadence.

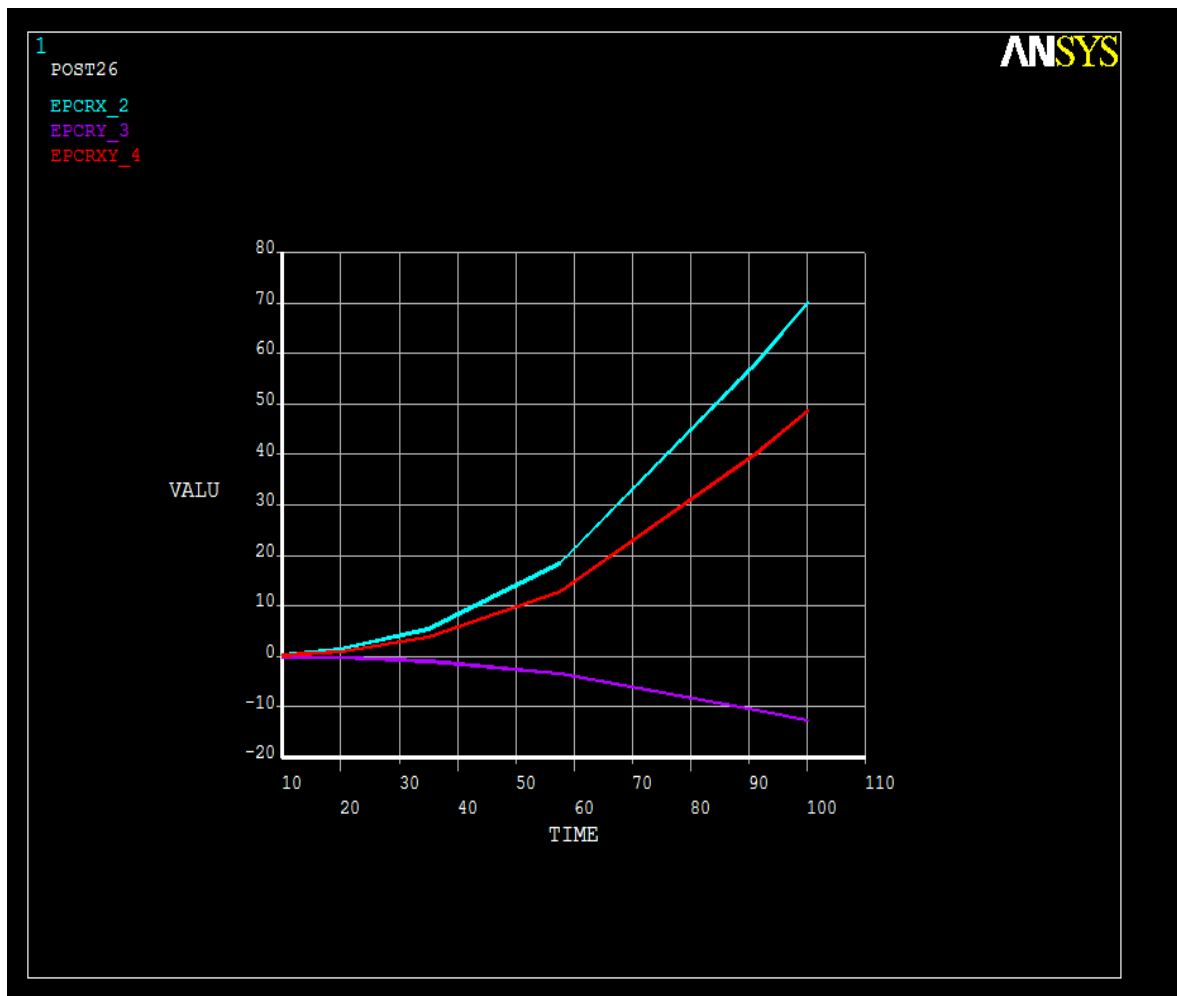


Figure IV.25. Courbe des déformations au fluage « ϵ_x^{fl} », « ϵ_y^{fl} » et « ϵ_{xy}^{fl} » du béton et du pieux

Les figures IV.26 et IV.27 illustrent les courbes de fluage au niveau de l'argile et du substratum rocheux, ainsi que les déformations au cisaillement à long terme, à travers ces courbes on constate qu'il y a trois phases de déformations à savoir :

- **1^{ère} phase** : phase initiales : qui s'étend sur un intervalle de temps de, $0 < t < 20j$. dans cet intervalle, les déformations au fluage se comptabilisent à moins de 2%. Les déformations enregistrées à ce niveau correspondent aux déformations élastiques (ϵ_0) ;
- **2^{ème} phase** : phase secondaire : qui s'étend sur un intervalle de temps de, $20j < t < 35j$, phase très courte où on constate le début du processus de déformation au fluage ;
- **3^{ème} phase** : phase tertiaire, qui s'étend sur un intervalle de temps de, $35j < t < 100j$, les déformations au fluage s'accroissent et augmentent de cadence.

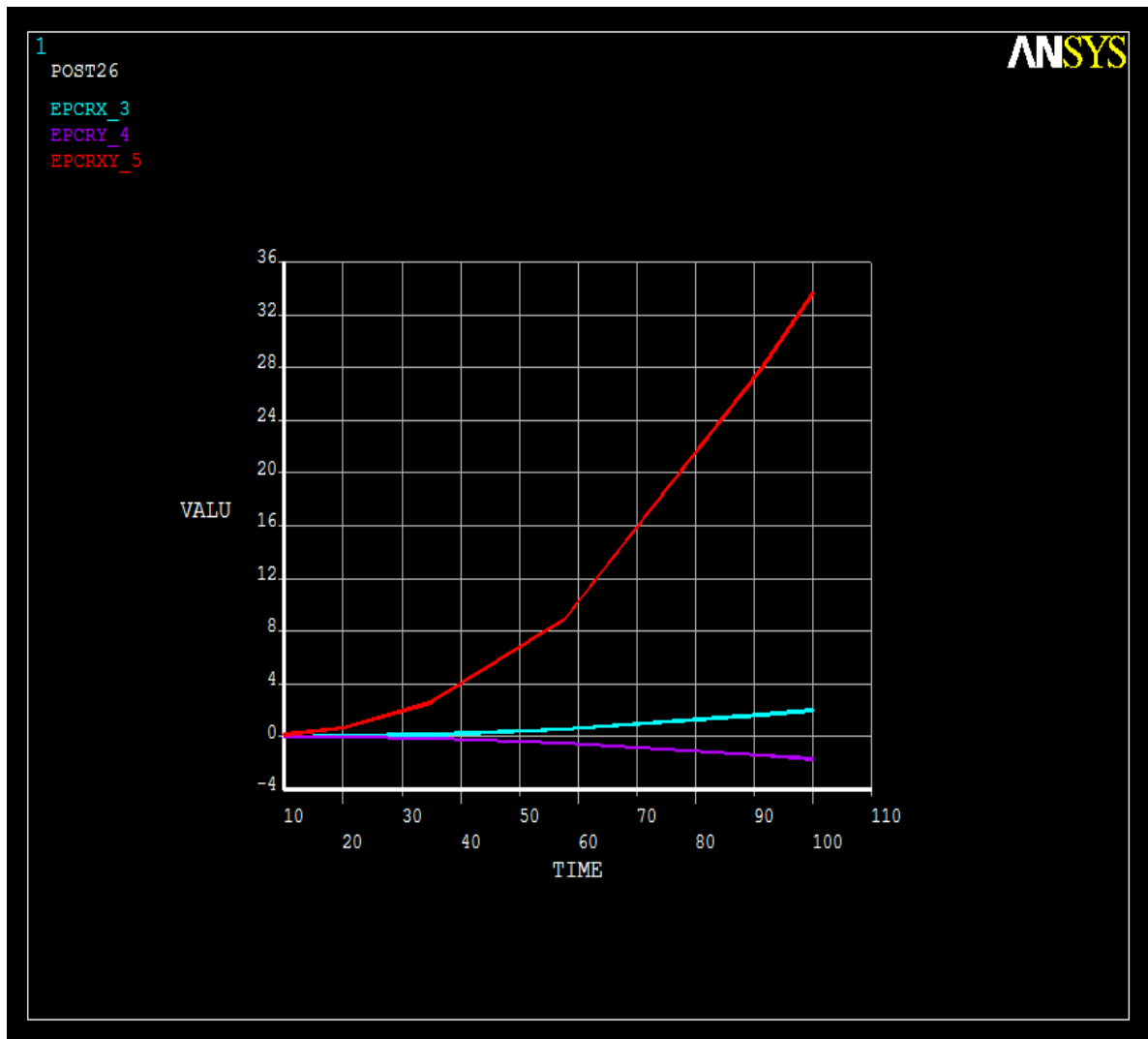


Figure IV.26. Courbe des déformations au fluage « ϵ_x^{fl} », « ϵ_y^{fl} » et « ϵ_{xy}^{fl} » de l'argile

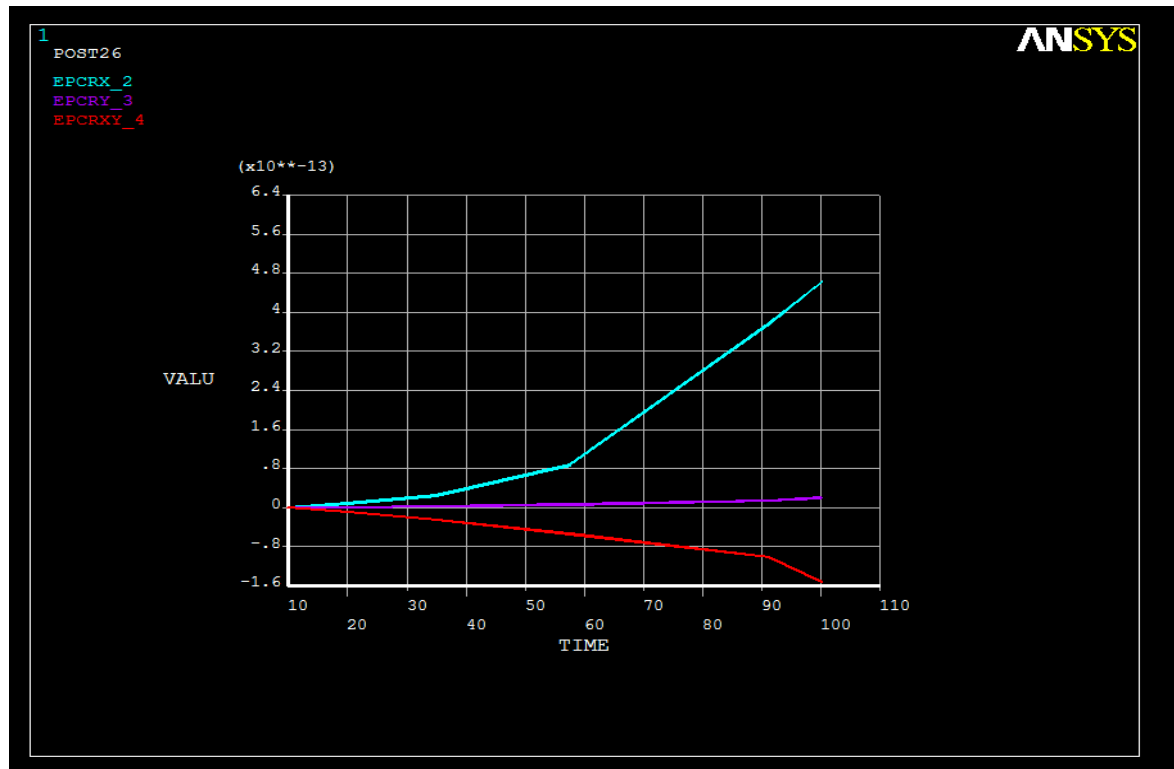


Figure IV.27. Courbe des déformations au fluage « ε_x^{fl} », « ε_y^{fl} » et « ε_{xy}^{fl} » du substratum (Roche d'ancrage)

Les figures IV.28, IV.29 et IV.30 suivantes illustrent le contour de la 1^{ère} et la 2^{ème} contrainte principale ainsi l'intensité des contraintes dans la structure.

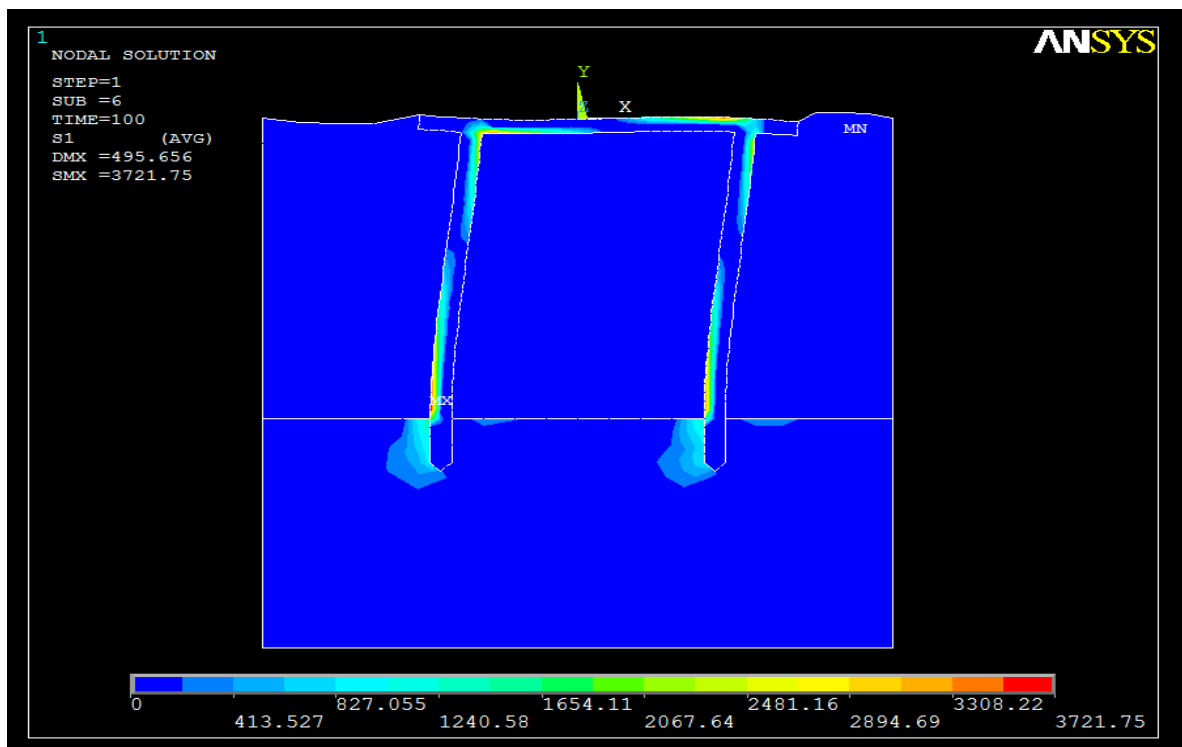


Figure IV.28. Contour de la 1^{ère} Contrainte principale « σ_I »

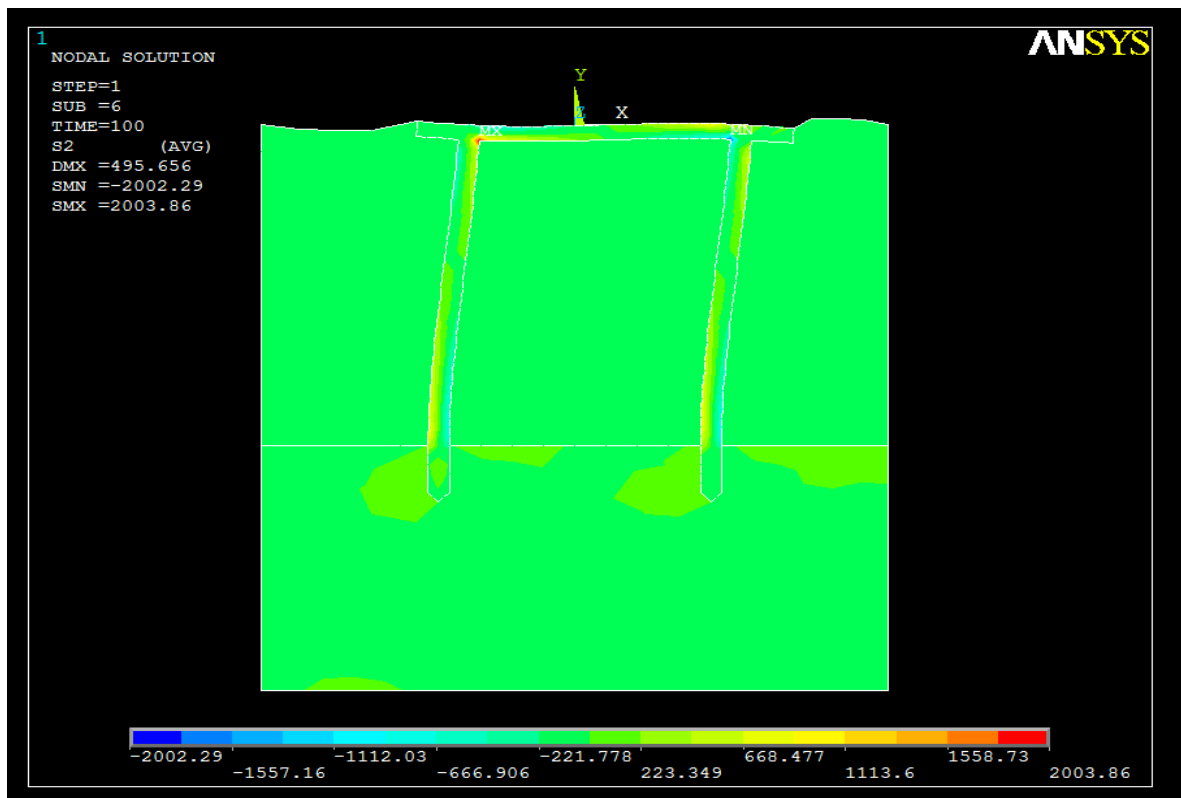
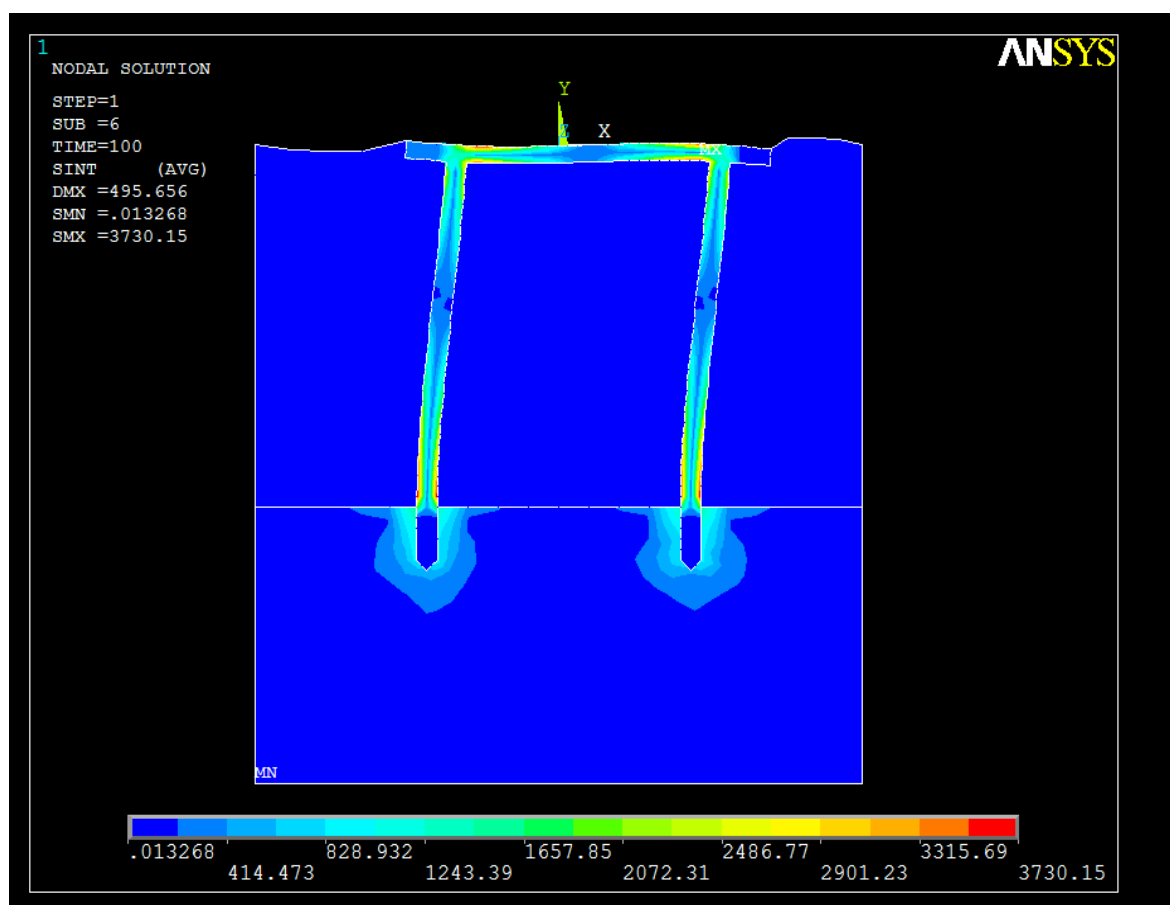
Figure IV.29. Contour de la 2^{ème} Contrainte principale « σ_{II} »

Figure IV.30. Contour de l'intensité des Contraintes

IV.7. Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons exposé les procédures de modélisation du contact sol structure et du fluage dans l'analyse du comportement d'une fondation profonde à deux pieux avec prise en compte de l'influence de l'interface sol – structure. Le but de la modélisation est de refléter les dispositifs de base du fluage dans une structure en donnant le contour des différents résultats issus de l'analyse, d'une part. D'autre part, comprendre la méthode de calcul du solide composite et sa mise en œuvre numériquement par le biais de la Méthode des Eléments Finis par le logiciel ANSYS constitue une étape cruciale dans la compréhension du comportement au niveau de la zone de contact.

Les résultats obtenus, au niveau de la zone de contact donnent un aperçu qualitatif sur les mécanismes de mouvements du terrain entourant la structure. Cette zone de transition qui constitue une discontinuité de la matière, est le siège du comportement au cisaillement et du glissement. Pour cela, réduire au minimum l'intervalle entre le sol et la structure par le renforcement des discontinuités (augmenter leur résistance au cisaillement) est une façon efficace de réduire le danger et d'assurer une stabilité d'ensemble.

CONCLUSION

GENERALE ET

PERSPECTIVES

Conclusion générale

Les fondations profondes sont en général plus coûteuses que les fondations superficielles, néanmoins elles sont très utilisées dans les domaines de construction telle que le bâtiment, les ouvrages hydrauliques, les ouvrages d'art et les travaux maritimes. Les pieux soumis, en plus des sollicitations statiques permanentes, à des sollicitations cycliques de natures différentes qui nécessitent d'être prises en compte par les concepteurs vu les conséquences que peuvent causer ces sollicitations : dégradation de la capacité portante, arrachement du pieux, ...etc.

Dans ce mémoire, nous avons effectué une modélisation numérique par la méthode des éléments fini, d'une fondation profonde composé de deux pieux sous chargement latéral constant, l'étude comporte aussi une simulation d'une loi de comportement au fluage de cette fondation.

Ce présent travail s'intéresse à la prise en considération de l'interaction sol - structure sur le comportement au fluage des pieux sous chargements latéral constant. L'étude a été réalisée en utilisant la modélisation par éléments finis à l'aide du logiciel ANSYS 17.1 en 2D.

À travers l'étude bibliographique, nous avons décrit le comportement de l'interface sol-structure en décrivant les différentes méthodes ainsi que des essais élémentaires et des modèles rhéologiques. On constate qu'une bonne modélisation nécessite, d'une part, un bon modèle de comportement basé sur la caractérisation expérimentale de l'interface (essais élémentaires), et d'autre part, une mise en œuvre numérique appropriée de l'élément d'interface qui dépend du choix du type de l'élément.

Au terme des résultats obtenus dans la simulation numérique, nous dirons que l'interface sol - pieux constitue une discontinuité de la matière qui est le siège du comportement au cisaillement et du glissement.

Perspective

Le travail a élaboré pour réduire au minimum l'intervalle entre le sol et la structure est par le renforcement des discontinuités (augmenter leur résistance au cisaillement) qui est une façon efficace de réduire le danger et d'assurer une stabilité d'ensemble.

Néanmoins nous souhaitons vivement comparer les résultats numériques obtenus à un modèle expérimentale réduit de pieux.

Annexe

Annexe A.1 (9 classes et 20 catégories de pieux)

Tableau A.1 – Classes et catégories de pieux

Classe	Catégorie	Technique de mise en œuvre	Abréviation	Norme de référence
1	1	Foré simple (pieux et barrettes)	FS	NF EN 1536
	2	Foré boue (pieux et barrettes)	FB	
	3	Foré tubé (virole perdue)	FTP	
	4	Foré tubé (virole récupérée)	FTR	
	5	Foré simple ou boue avec rainurage ou puits	FSR, FBR, PU	
2	6	Foré tarière creuse simple rotation, ou double rotation	FTC, FTCD	NF EN 1536
3	7	Vissé moulé	VM	NF EN 12699
	8	Vissé tubé	VT	
4	9	Battu béton préfabriqué ou précontraint	BPF, BPR	NF EN 12699
	10	Battu enrobé (béton – mortier – coulis)	BE	
	11	Battu moulé	BM	
	12	Battu acier fermé	BAF	
5	13	Battu acier ouvert	BAO	NF EN 12699
6	14	Profilé H battu	HB	NF EN 12699
	15	Profilé H battu injecté	HBi	
7	16	Palplanches battues	PP	NF EN 12699
1 bis	17	Micropieu type I	M1	NF EN 1536/14199/12699
	18	Micropieu type II	M2	
8	19	Pieu ou micropieu injecté mode IGU (type III)	PIGU, MIGU	
	20	Pieu ou micropieu injecté mode IRS (type IV)	PIRS, MIRS	

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- Abdesselem, L et Ali, B. (2017). Pieux isolés sous charges latérales-construction des courbes P-Y à partir de l'essai STP. Rev.Fr.Geotech. 2017,152, 4.
- ALfach, M. (2009). Modélisation tridimensionnelle du comportement sismique du système sol-pieux-pont : prise en compte des non-linéarités du sol et du béton. Thèse de doctorat en génie civil. Université des Science et Technologie de Lille. Français.
- ANSYS Contact Technology Guide, ANSYS Release 17.1. Documentation, ANSYS, Inc.Simo, J.C. Wriggers P. Taylor R. L. (1985) "A perturbed lagrangian formulation for the finite element solution of contact problems". Comp. Meth. Appl. Mech. Eng. 50, pp.163-180.
- Bakour, A. (2008). Comportement des fondations sous charges: aspects structuraux et géotechniques. Mémoire présentée à l'école de technologie supérieure. École de Technologie Supérieure université Québec. Algérie.
- Barton, Pande. (1982). Laterally loaded piles in sand: centrifuge tests and finite element analyses. Rotterdam, Zurich.
- Beer, G. (1985). Anisoparametric joint interface element for finite element analysis. Journal For Numerical Methods Engineering, Vol.21, pp.585-600.
- Beldjoudi, Y. (2019/2020). Interaction sol-structure d'un pont située sur la voûte ferrée Ain TOUTA Msila. Mémoire de master en génie civil. Université Mohamed Boudiaf – M'silla. Algérie.
- Benziane, H. (2015/2016). Interaction sol-structure d'une fondation. Mémoire de master en génie civil. Université Mohamed Boudiaf-M'silla. Algérie.
- Blum, H. (1932). « Wirtschaftliche Dalbenformenundderen Berechnung ». Bautechnik, vol. 5. 1961, Brinch-Hansen.
- Boudra, A, M. (2011/2012). Interaction sol-pieux et modélisation des pieux sous charge axiale et latérale. Mémoire de master en génie civil. Université A. MIRA, Bejaia.

- Boulon, M. GARNICA, P. VERMEER, P.A. (1995). Soil structure interaction : FEM computations. Mech. Of Geomat.Inter.Selvadurai A.P.S. Boulon, M. Ed. Elsevier, Vol.42, pp.147-171.
- Bouzid, A.D.; Tiliouns, B.; Vermeer P.A. (2004) Exact formulation of interface stiffness matrix for axisymmetric bodies under non-axisymmetric loading. Computers and Geotechnics, Vol.31, pp.75-87.
- Broms, B. B. 1964b. « Lateral Resistance of Piles in Cohesion less Soils ». Journal of Soil Mechanics and Foundations Engineering, ASCE, vol. 90, n° SM3 (mai), p. 123-156. Hannigan et al. (1998).
- Broms, B. B. (1964 a). « Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils ». Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering, ASCE, vol. 90, n° SM2 (mars) p. 27-64.
- Brown, D. A. L. C. Reese et M. W. O'Neill. (1987). « Cyclic lateral loading of a large-scale pile group ». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 113, n°11, p. 1326-1343.
- Brown, D.A., C. Morrison et L.C. Reese. (1988). « Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand ». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, vol. 114, n° 11, p. 1261-1276.
- Caro, II. Alonso, E.E. (1983). A new joint element for the analysis of fracture rock. 5th Int Congress on Rock Mechanics, Melbourne, pp.147-151.
- Chatzigogos, C. (2007). Comportement sismique des fondations superficielles : Vers la prise en compte d'un critère de performance dans la conception. Thèse de doctorat, Ecole Poly-technique, France.
- Coutinho, A. L. G. A. Martins M.A.D. Sydennticker, R.M. ALVES, J.L.D. Landau, L. (2003). Simple zero thickness kinematically consistent interface elements. Computers and Geotechnics, Vol.30, pp.347-374.
- Cremer,C. (2001). Modélisation du comportement non linéaire des fondations superficielles sous séisme. Thèse de doctorat, LMT Cachan-ENS, France.
- Day, R. A. et Potts, D. M. (1994). Zero thickness interface elements numerical Stability and application. International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.18, pp.689-708.

- Day, R.A. et POTTS, D.M. (1998) The effect of interface properties on retaining wall behaviour. *International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.22, pp.1021-1033.
- Desai, C.S. et Faruque, M.O. (1984) Constitutive model for (geologic) materials. *J. Engng. Mech. Div. Am. Soc. Civ. Engrs* 110, pp.1391-1408.
- Desai, C.S. et MA, Y. (1992). Modelling of joints and interfaces using the disturbed state concept. *International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.16, pp.623-653.
- DeGennaro, V. (1999). Etude du comportement mécanique des interfaces sol-structure. Application à l'analyse du comportement des pieux. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, pp.427
- DeGennaro, V. et Frank, R. (2005). Modélisation de l'interaction sol-pieu par la méthode des éléments finis. *Bull. de Liaison des Laboratoire des Ponts et Chaussées*, Vol.256-257, pp.107-13.
- Fan, ce, et J.L. Long. (2007). Modulus-multiplier approach for nonlinear analysis of laterally loaded pile groups. En ligne, « (www.interscience.wiley.com). Consulté mai 2007. DOI:10.1002/nag.582. *Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* ».
- Fleming, W. Weltman, A. Randolph, & Elson. (1992). *Piling Engineering*. LONDON. Focht, J., & Kosh, K. (1973). Rational analysis of the lateral performance of offshore pile groups. *Proc of 5 th Offshore Technology conference*, 2, 701-708.
- Frank, R. (1995). « Fondations Profondes ». En ligne ; Cahier de l'ingénieur C-248 <http://www.techniques-ingenieur.fr/pack/construction/ti250> (Consulté 2006).46.p.
- Frank, R. Guenot, A. Humbert, P. (1982). Numerical analysis of contacts in geomechanics. *Proc. 4th Int. Conf. on Num. Meth. In Geomechanics*, Edmonton, May 31-June, Vol.4, pp.37-45.
- Gazetas, G. (1991). *Foundation Engineering Handbook*, Chapter 15. Fang H-Y (ed.), vanNostrand Reinhold: New York.
- Gens, A. Carol I. Alonso, E. (1989). An interface element formulation for the analysis of soil-reinforcement interaction. *Computers and Geotechnics*, Vol.7 (1), pp.133-151.

- Ghamboussi, J. Wilson, E.L. Isenberg, J. (1973). Finite element for rock joint interfaces. ASCE, SM10, Vol.99, pp.833-848.
- Goodman, R.E. Taylor, R.L. Brekke, T.L. (1968). A model for the mechanics of jointed rock. Journal of Soils Mech. And Found Div, Vol.94, pp.637-659.
- Grange, S. Kotronis, P. et Mazars, J. (2008). A macro-element for a circular foundation to simulated soil-structure interaction. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 32(10):1205–1227.
- Hermann, L.R. (1978). Finite element analysis of contact problems. Journal of Engineering Mech.Div. ASCE, Vol.104 (EM5), pp.1043-1057.
- Hohberg, J.M. et Schweiger, H. (1992). On the penalty behaviour of thin-layer elements. Proc. 4th Int. Symp. on Num. Models in Geom. (NUMOG IV), Swansea, UK, pp.241-248.
- Jim Graham, Canadian geotechnical society 2006. Canadian Foundation Engineering Manual, 4th Ed. BiTech Publishers Ltd.
- Karabatakis, D.A. et Hatzigogs, T.N. (2001). Analysis of creeping response of interface elements. Computers and Geotechnics, Vol.29 (4), pp.257-277.
- Kausel, E. Whitman, A. Murray, J. et Elsabee, F. (1978). The spring method foreembedded foundations. Nuclear Engineering and Design, 48.
- Kézdi, À., et L. Réthàti. (1988). Handbook of soil mechanics, 3. vol.3; t.3. Elsevier Scientific Publishing Co, v. p.
- Lionel, Fix. (2019). Fondation, Fondations Profondes. Cerema – Ile de France.
- McVay, M. L. Zhang, T. Molnit et P. Lai. (1998). « Centrifuge Testing of Large Laterally Loaded Pile Groups in sands ». Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, vol. 124, n 10, p. 1016-1026.
- Ménard, L., Bourdon G. et M. Gambin. 1969. « Méthode générale de calcul d'un rideau ou d'un pieu sollicité horizontalement en fonction des résultats pressiométriques ». Sols-Soils, vol. 6, n 22-23, p. 16-29.
- Mestat, P. (2001). Interaction sol-structures en statique. Applications de la méthode es éléments finis. Polycopié de DEA. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, pp.301.

- Mokwa, R.L. 1999. « Investigation of the Résistance of Pile Caps to Lateral Loading ». Virginia Polytechnic Institute and State University. Source: <Salgado, 2008>.
- Morin, Pierre, et Société canadienne de géotechnique. (1994). Manuel canadien d'ingénierie des fondations, 2e éd. Richmond, B.C. Société canadienne de géotechnique, xix, 558 p.
- Nova, R. et Montrasio, L. (1991). Settlements of shallow foundations on sand. *Géotechnique*, 41(2):243–256.
- Pande, G.N. et Sharma, K.G. (1979). On joint/interface elements and associated problems of numerical ill-conditioning. *Int. J. Numer. Anal. Methods Geomech*, Vol.3, pp.293-300.
- Pecker, A. (1984). *Dynamique des sols*. Presse, ENPC, Paris, France.
- Pitilakis, D. Dietz, M. Wood, D. Clouteau, D. et Modaressi, A. (2008). Numerical simulation of dynamic soil-structure interaction in shaking table testing. *Soil Dynamic sand Earthquake Engineering*, 28:453–467.
- Potts, D.M. Axelsson, K. Grande, L. Schweiger, H. Long, M. (2002). Guidelines for the use of advanced numerical analyses. COST, London, Thomas Telford, pp.136.
- Poulos, H. G., et E. H. Davis. (1980). *Pile foundation analysis and design*. New York:Wiley, x, 397 p.
- Rahmani, S. Réponse dynamique des pieux en zone sismique. Mémoire de master en génie civil. Université El Hadj Lakhdar Batna. Batna. Algérie.
- Reese, Lymon C, William M. Isenhowe et Shin-Tower Wang. 2006. *Analysis and design of shallow and deep foundations*. Hoboken, N.J.: John Wiley, xxxiii, 574 p.
- Rollins, K.M., K.G. Olsen, D.H. Jensen, B.H. Garrett, R.J. Olsen et J.J. Egbert. 2006 « Pile Spacing Effects on Lateral Pile Group Behavior: Analysis ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 132, n° 10, p. 12721283.
- Rollins, K.M., K.T. Peterson et T.J. Weaver. (1998). « Lateral Load Behavior of Full-Scale Pile Group in Clay ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 124, n° 6, p. 468-478.

- Ruesta, P.F., et F.C. Townsend. (1997). « Evaluation of Laterally Loaded Pile Group at Roosevelt Bridge ». *Journal Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 123, n° 12, p. 1153-1161.
- Salgado, Rodrigo. (2008). *The engineering of foundations*. Boston; Toronto: McGraw Hill, xiv, 882 p.
- Sharma, K.G. et Desai, C.S. (1992). Analysis and implementation of thin-layer element for interfaces and joints', *Journal of Engineering Mechanics*, Vol.118 (12), pp.2442-2462.
- Schellekens, J.C.J. DE Borst, R. (1993). On the numerical integration of interface element. *Int. J. Num. Meth. Eng* Vol.36, pp.43-66.
- Sieffert, J. et Ceavaer, F. (1992). *Manuel des Fonctions d'Impédance - Fondations Superficielles*. Ouest ed. Presses Académiques.
- Terzaghi, K. (1955). « Evaluation of coefficients of sub-grade reaction ». *Geotechnique*, Institutions of Civil Engineers, London, n° 5, p. 297-326.
- VanLangen, H et Vermeer, P.A. (1991). Interface elements for singular plasticity points. *International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.15, pp.310-315.
- Vesic, A.S. 1961. « Bending of beam resting on isotropic elastic solid ». *Journal of the Engineering Mechanics and Foundation Division*, A.S.CE., vol. 87, n° EM2, p. 3553.
- Xiangwei, Z. (2011). *Modélisation physique et numérique des interactions sol-structure sous sollicitations dynamiques transverses*. Thèse de doctorat en génie civil. Université de Grenoble. Français.
- Yegian, M., et S. G. Wright. (1973). « Lateral soil resistance-displacement relationships for pile foundations in soft clays ». In *Offshore Technology Conference* p. 663-671. October.
- Zaman, M. (1985). Evaluation of thin layer element and modelling of interface behaviour in soil-structure interaction. *Proc of 5th Int. Conf. on Num. Meth. In Geomech*. Nagoya, 1-5 April, pp.1797-1803.