HAL
open science

Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale

Imen Said

To cite this version:

Imen Said. Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale. Sciences of the Universe [physics]. Ecole des Ponts ParisTech, 2006. English. NNT : . pastel-00002359

HAL Id: pastel-00002359

https://pastel.hal.science/pastel-00002359

Submitted on 17 Apr 2007

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THESE DE DOCTORAT

Présentée par

Imen SAID

Pour l'obtention du grade de

DOCTEUR
DE
L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

Spécialité : **Géotechnique**

Intitulée :

Comportement des interfaces et modélisation des pieux sous charge axiale

Centre d'Enseignement et de Recherche en Mécanique des Sols
(CERMES, Institut Navier)

Soutenue le 8 Décembre 2006

Les membres de Jury :

Pierre FORAY	**Rapporteur**
Richard JARDINE	**Rapporteur**
Philippe MESTAT	**Examinateur**
Alain PUECH	**Examinateur**
Vincenzo DE GENNARO	**Conseiller d'études**
Roger FRANK	**Directeur de thèse**

Remerciements

Je tiens à remercier le professeur Roger FRANK, pour avoir dirigé mes travaux de thèse. Ses bonnes directives m'ont aidé à avancer dans l'accomplissement de mon travail de recherche. Je remercie également Vincenzo DE GENNARO pour avoir encadré et suivi ma thèse. Ses compétences scientifiques et ses qualités morales m'ont été d'une grande aide.

Mes remerciements vont également à tous les membres du Cermes pour leur disponibilité et esprit de convivialité. Je remercie particulièrement Sahar Hemmati, Jean Paul Karam, Paul lazar, Yamen Maalej, Armelle Fayol, Emanuel De Laure et Patricia Piat pour leur soutien et profonde amitié.

Une profonde pensée à ma famille, ma belle famille et mes amis.

Enfin, je souhaite adresser ma gratitude à mes parents et mon mari pour leur soutien, leur patience et leur amour infini. Je leur dédie ce travail de recherche.

Imen

« La persévérance, c'est ce qui rend l'impossible possible, le possible probable et le probable réalisé… »

Robert Half

RESUME

Le présent travail à caractère théorique et numérique étudie le comportement mécanique des interfaces sol granulaire-structure ainsi que son application aux pieux isolés sous chargement statique. A partir du modèle de comportement élastoplastique d'interface bidimensionnel "MEPI 2D", un modèle tridimensionnel dit ″MEPI 3D″ est développé afin de mettre en évidence l'effet des contraintes de confinement tridimensionnelles régnant à l'interface au cours du cisaillement. Ces modèles considèrent un écrouissage déviatorique, prennent en compte l'état caractéristique (notion de contractance-dilatance) et intègrent l'état critique aux grands déplacements tangentiels. Les prévisions du comportement de l'interface à l'aide de MEPI 3D sont satisfaisantes. Parallèlement à cette contribution rhéologique, une méthodologie générale de modélisation numérique par éléments finis d'un essai de chargement de pieu est proposée. Les modèles MEPI 2D et MEPI 3D sont implantés dans le code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC. L'analyse numérique par CESAR-LCPC d'un pieu modèle en chambre d'étalonnage (Cermes, type 1), de pieux modèles sur site réel (Imperial College Pile, type 2) et d'un pieu en vraie grandeur (caisson du LCPC, type 3) est menée considérant les modélisations axisymétriques (MEPI 2D, MEPI 3D) et tridimensionnelles (MEPI 3D). En comparant les prévisions numériques aux données expérimentales, il est montré que le comportement des pieux est correctement reproduit. Par ailleurs, la comparaison de l'influence des modèles MEPI 2D et MEPI 3D est abordée.

Mots-clés : interface sol-structure, modèle élastoplastique, modèle tridimensionnel, écrouissage/radoucissement, contractance-dilatance, éléments finis, élément d'interface, frottement latéral, pieu isolé, élément de contact.

ABSTRACT

The theoretical and numerical study of the mechanical behaviour of granular medium-structure interfaces and its application to single piles under static loading is presented herein. Starting from the two-dimensional elastoplastic interface behaviour model "MEPI 2D", a three-dimensional model ″MEPI 3D″ is developed in order to highlight the effect of the three-dimensional stress confinement applied at the interface during shearing. These models consider deviatoric hardening, take into account the transformation phase (contraction-dilation) and integrate the critical state for large tangential displacements. Predictions of the interface behaviour with MEPI 3D are satisfactory. Parallel to this rheological contribution, a general methodology of numerical analyses by finite elements of a pile loading test was proposed. MEPI 2D and MEPI 3D are implemented into the finite element program CESAR-LCPC. Using CESAR-LCPC, various pile load tests are analysed both in axisymmetric (MEPI 2D, MEPI 3D) and three-dimensional (MEPI 3D) conditions: a model pile in the calibration chamber (Cermes, type 1), model piles in situ (Imperial College Pile, type 2) and a full-scale pile (LCPC, type 3). By comparing the numerical predictions with the experimental data, it is shown that behaviour of the piles is correctly reproduced. Furthermore, influence of the models MEPI 2D and MEPI 3D is given.

Key words: soil-structure interface, elastoplastic model, three dimensional model, hardening/softening, contraction-dilation, finite elements, interface element, shaft friction, single pile, contact element.

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.....1

CHAPITRE I. GENERALITES SUR LES INTERFACES ET LE COMPORTEMENT DES PIEUX SOUS CHARGE AXIALE DANS LES SABLES 5

I.1. Introduction 5

I.2. Caractérisation du comportement de l'interface sol-structure..... 5
I.2.1. Définition de l'interface sol-structure 5
I.2.2. Caractérisation expérimentale de l'interface 6
I.2.2.1. Rappels de quelques appareils de caractérisation de l'interface 7
I.2.2.2. Observations expérimentales du comportement de l'interface 9
I.2.2.3. Notion de coefficient de frottement 10
I.2.2.4. Notion d'angle de frottement sol-structure 10
I.2.2.5. Epaisseur d'interface 11
I.2.3. Influence des différents paramètres sur le comportement de l'interface 12
I.2.3.1. Influence de la contrainte normale 12
I.2.3.2. Influence de la rugosité 13
I.2.3.3. Influence de la densité relative de l'échantillon 14

I.3. Modélisation du comportement de l'interface..... 15
I.3.1. Modèles élastoplastiques bidimensionnels..... 15
I.3.1.1. Modèle élastique parfaitement plastique 16
I.3.1.2. Modèles élastoplastiques avec écrouissage 17
I.3.2. Modèles élastoplastiques tridimensionnels 21
I.3.3. Discrétisation par éléments finis du problème de contact en géotechnique 22
I.3.3.1. Eléments sans épaisseur 23
I.3.3.2. Eléments couche mince 25
I.3.4. Détails sur la mise en œuvre numérique de l'élément d'interface couche mince 27
I.3.4.1. Notion de rapport de forme 27
I.3.4.2. Caractéristiques mécaniques élastiques fictives 29
I.3.4.3. Intégration numérique spécifique 29

I.4. Capacité portante des fondations profondes dans un sol granulaire 30
I.4.1. Généralités 30
I.4.2. Installation d'un pieu isolé 31
I.4.2.1. Effets d'installation d'un pieu 31
I.4.2.2. Contraintes résiduelles..... 34
I.4.3. Aperçu sur les paramètres influençant la capacité portante d'une fondation profonde..... 34
I.4.3.1. Densité du massif 35
I.4.3.2. Etat de surface des inclusions..... 36
I.4.3.3. Effet du temps 36
I.4.4. Quelques méthodes de calcul pour le frottement latéral 37
I.4.4.1. Méthode de calcul à partir d'essais pressiométriques et pénétrométrique : Fascicule 62-V (Melt 1993)..... 37
I.4.4.2. Méthode API (1993)..... 37
I.4.4.3. Méthode Toolan, Lings et Mirza (1990)..... 38
I.4.4.4. Méthode de Randolph (2003) 40
I.4.4.5. Méthode de Jardine et al. (2005) 42
I.4.4.6. Autres méthodes 43

I.4.5. Quelques méthodes de calcul pour la résistance en pointe 44
I.4.5.1. Méthodes de calcul françaises à partir des essais pressiométriques et pénétrométriques 44
I.4.5.2. Théorie conventionnelle de la résistance en pointe 45
I.4.5.3. Théorie d'expansion de cavité 45
I.4.5.4. Méthode de Jardine et al. (2005) 46
I.4.5.5. Autres méthodes 47

I.5. Modélisation du comportement des pieux sous charge axiale 48
I.5.1. Modélisation numérique en éléments finis (EF) 48
I.5.1.1. Modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF 48
I.5.1.2. Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par EF 49
I.5.2. Méthode des fonctions de transfert des charges t-z 50
I.5.3. Modélisation numérique par équations intégrales aux frontières 52

I.6. Conclusions 53

CHAPITRE II. BASE EXPERIMENTALE D'ESSAIS DE PIEUX SOUS CHARGE AXIALE 55

II.1. Introduction 55

II.2. Essai Type 1 : Chambre d'étalonnage (modèle réduit) 56
II.2.1. Description du pieu modèle 56
II.2.2. Essais de laboratoire 57
II.2.2.1. Essais triaxiaux sur le sable de Fontainebleau 57
II.2.2.2. Essais d'interface à la boîte de cisaillement modifiée 59
II.2.3. Dispositif d'essai et procédure expérimentale 59
II.2.4. Résultats expérimentaux 60

II.3. Essai Type 2 : Dunkerque et Labenne 61
II.3.1. Description du pieu 61
II.3.2. Profil géotechnique des deux sites 62
II.3.3. Essais de reconnaissance in situ 64
II.3.3.1. Description des essais 64
II.3.3.2. Détermination du module d'Young à partir des essais in situ 64
II.3.4. Essais de laboratoire 66
II.3.4.1. Essais sur les sables et détermination des angles de frottement et de dilatance 66
II.3.4.2. Essais d'interface 67
II.3.5. Essais de chargement des pieux 68
II.3.5.1. Installation des pieux 68
II.3.5.2. Essai de chargement du pieu 72

II.4. Essai type 3 : Dunkerque LCPC 75
II.4.1. Description du pieu 76
II.4.1.1. Géométrie 76
II.4.1.2. Extensomètres amovibles 76
II.4.2. Essais de reconnaissance 77
II.4.2.1. Description des essais 77
II.4.2.2. Détermination des caractéristiques mécaniques du sable 79
II.4.3. Essais de chargement du pieu 81
II.4.3.1. Principe de l'essai de chargement 81
II.4.3.2. Mesures et résultats de l'essai de chargement 81

II.5. Conclusion 84

CHAPITRE III. MODELES D'INTERFACE MEPI 85

III.1. Introduction 85

III.2. Modèle MEPI 2D 85
III.2.1. Formulation 86
III.2.2. Validation du modèle 89

III.3. Modèle MEPI 3D 92
III.3.1. Formulation du modèle 92
III.3.1.1. Position du problème 92
III.3.1.2. Réponse élastique 95
III.3.1.3. Fonction de charge 96
III.3.1.4. Fonction d'écrouissage/ radoucissement 99
III.3.1.5. Potentiel plastique et règle d'écoulement 101
III.3.2. Reproduction des essais d'interface bidimensionnels à l'aide de MEPI 3D 105
III.3.3. Définition et détermination des paramètres 108
III.3.3.1. Paramètres élastiques K_n et K_t 108
III.3.3.2. Paramètre α_f 108
III.3.3.3. Paramètres n et β 109
III.3.3.4. Paramètres α_0 et α_{c0} 110
III.3.3.5. Paramètres A_0 et B_0 110
III.3.4. Analyse de sensibilité des paramètres 112
III.3.4.1. Influence des paramètres K_n et K_t 113
III.3.4.2. Influence des paramètres α_0, α_f et A_0 114
III.3.4.3. Influence des paramètres α_{c0} et B_0 116
III.3.4.4. Influence des paramètres β, n et t 118
III.3.5. Programmation du modèle et résolution du système non linéaire 120
III.3.6. Validation du modèle : Comparaison entre les prévisions du modèle et les résultats expérimentaux 122
III.3.6.1. Essais à contrainte normale constante 123
III.3.6.2. Essais d'interface à rigidité normale constante 127
III.3.6.3. Validation du modèle par essais à la chambre d'étalonnage 129
III.3.7. Formulation du modèle MEPI 3D en coordonnées cylindriques 131
III.3.7.1. Formulation en coordonnées cylindriques (r,θ, z) 132
III.3.7.2. Formulation en symétrie de révolution 133

III.4. Conclusion 133

CHAPITRE IV. ANALYSE NUMERIQUE BIDIMENSIONNELLE PAR ELEMENTS FINIS DU COMPORTEMENT DES PIEUX 135

IV.1. Introduction 135

IV.2. Méthodologie générale 135
IV.2.1. Considérations concernant les étapes de la méthodologie 136
IV.2.1.1. Etape 1 : Recueil des données expérimentales et géométriques 136
IV.2.1.2. Etape 2 : Définition des conditions initiales et des effets d'installation 136
IV.2.1.3. Etape 3 : Modélisation du chargement statique 141
IV.2.2. Phases de calcul pour la modélisation d'un essai de chargement d'un pieu foncé ou battu 142
IV.2.2.1. Phase 1 : Initialisation géostatique 142
IV.2.2.2. Phase 2 : Prise en compte des effets d'installation 142
IV.2.2.3. Phase 3 : Chargement du pieu 143

IV.3. Type 1 : Chambre d'étalonnage (modèle réduit) 144
IV.3.1. Etape 1 : Recueil des données expérimentales et géométriques 145
IV.3.1.1. Géométrie et maillage 145
IV.3.1.2. Modèles et paramètres des matériaux 145

IV.3.2. Etape 2 : Définitions des conditions initiales 146
IV.3.2.1. Processus de reconstitution du sable 147
IV.3.2.2. Phase de confinement 149
IV.3.3. Etape 3 : Modélisation du chargement statique 150

IV.4. Type 2 : Dunkerque et Labenne (ICP) **153**
IV.4.1. Etape 1 : Recueil des données expérimentales et géométriques 153
IV.4.1.1. Géométrie et maillage 153
IV.4.1.2. Modèles et paramètres des matériaux 155
IV.4.2. Etape 2 : Définition des conditions initiales 157
IV.4.2.1. Reproduction de la contrainte radiale résiduelle σ'_{rc} 157
IV.4.2.2. Reproduction de la contrainte résiduelle en pointe q_{pres} 157
IV.4.2.3. Reproduction de la contrainte résiduelle de cisaillement τ_{res} 158
IV.4.3. Etape 3 : Modélisation du chargement statique du pieu 159
IV.4.3.1. Résultats de la contrainte de cisaillement au fût du pieu 159
IV.4.3.2. Résultats de la contrainte radiale au fût du pieu 162
IV.4.3.3. Résultats des charges totales 163
IV.4.3.4. Déplacements et déformations plastiques autour du pieu durant le chargement 166
IV.4.4. Influence du modèle d'interface 169

IV.5. Type 3 : Dunkerque (LCPC) **171**
IV.5.1. Etape 1 : Recueil des données expérimentales et géométriques 172
IV.5.1.1. Géométrie et maillage 172
IV.5.1.2. Modèles et paramètres des matériaux 173
IV.5.2. Etape 2 : Définition des conditions initiales 174
IV.5.2.1. Reproduction de la contrainte radiale résiduelle σ'_{rc} 175
IV.5.2.2. Reproduction de la contrainte résiduelle en pointe q_{pres} 175
IV.5.2.3. Reproduction de la contrainte résiduelle de cisaillement τ_{res} 175
IV.5.3. Etape 3 : Modélisation du chargement statique du pieu 176

IV.6. Modélisation des pieux à l'aide du logiciel ICFEP **178**
IV.6.1. Elément d'interface sans épaisseur utilisé dans ICFEP 178
IV.6.2. Programmation et validation du modèle MEPI 2D dans ICFEP 179
IV.6.3. Simulation de l'essai en chambre d'étalonnage avec ICFEP 183
IV.6.4. Simulation de l'essai de pieu ICP à Dunkerque 184

IV.7. Conclusion **186**

CHAPITRE V. MODELISATION NUMERIQUE TRIDIMENSIONNELLE DU COMPORTEMENT DES PIEUX **189**

V.1. Introduction **189**

V.2. Implantation du modèle d'interface MEPI 3D dans CESAR-LCPC **189**
V.2.1. Généralités 189
V.2.2. Eléments d'interface de type couche mince tridimensionnels 190
V.2.3. Détermination des caractéristiques élastiques fictives de l'interface 195
V.2.4. Rapports de forme de l'élément tridimensionnel 199
V.2.5. Influence de K_0 202
V.2.6. Tests sur des interfaces orientées 203
V.2.7. Intégration numérique 205

V.3. Analyse des essais de pieux sur site réel **206**
V.3.1. Analyse tridimensionnelle des pieux de type 2 "ICP" (Dunkerque et Labenne) 206
V.3.1.1. Préparation des calculs 206
V.3.1.2. Résultats des calculs 208

V.3.2. Analyse tridimensionnelle d'un pieu de type 3 : essai en vraie grandeur à Dunkerque (LCPC) 223
V.3.2.1. Préparation des calculs 223
V.3.2.2. Résultats des calculs 225
V.3.3. Comparaison des calculs MEPI 2D et MEPI 3D 232

V.4. Conclusion 237

CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.....239

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....245

Notations et abréviations

A : section de la pointe du pieu
A_p : aire du pieu circonscrit par le diamètre extérieur
c : cohésion
d_{pm} : déplacement en tête du pieu à la rupture
$d\lambda$: multiplicateur plastique
D : diamètre du pieu
D_r : densité relative = $(100I_D)$
D_{50} : diamètre moyen des grains
E : module d'Young
E_{eq} : module d'Young équivalent du pieu
E_d : module d'Young sécant de déchargement-rechargement
E_M : module pressiométrique
E_p : module d'Young du pieu
E_s : module d'Young du sable
E_t : module d'Young tangent du sable
E* : module d'Young fictif de l'interface
f_s : contrainte moyenne de cisaillement entre deux manchons de mesure
f_{10} : frottement local axial à 10 m de la pointe
G : module de cisaillement
G_M : module de cisaillement au pressiomètre Ménard
G_p : module de cisaillement au pressio-pénétromètre
G_{p0} : module de cisaillement sécant au préssiomètre autoforeur
h : distance verticale à partir de la pointe du pieu
H : largeur de l'interface tridimensionnelle
I_1 : premier invariant
I_D : indice de densité
J : racine du second invariant
J_2 : second invariant
J_3 : troisième invariant
Jc : racine du second invariant à la phase caractéristique
k_p : facteur de portance par la méthode pressiométrique
k_c : facteur de portance par la méthode pénétrométrique
K_0: coefficient des pressions des terres in situ au repos
K: coefficient des pressions des terres
K_c : coefficient des pressions des terres après installation
K_n : rigidité normale (kPa/m)
K_N : rigidité normale (kPa)
K_t : rigidité tangentielle (kPa/m)
K_{sx} : rigidité tangentielle dans la direction x
K_{sy} : rigidité tangentielle dans la direction y
K_τ : pente initiale de la courbe de frottement pendant le chargement
L : longueur de l'interface
L_p : longueur du pieu
l_i : longueur du tronçon i
N_i : fonctions d'interpolation
N_q : facteur de capacité portante
N_{side} : valeur moyenne du nombre de coups au SPT
N_{SPT} : nombre de coups du SPT
OCR : coefficient de surconsolidation
p : contrainte effective moyenne (=p')
p_{LM} : pression limite mesurée au pressiomètre
p_{le}* : pression limite nette équivalente à la base du pieu

p_0 : contrainte horizontale totale au même niveau dans le sol avant essai
P : périmètre du pieu
q : déviateur de contrainte
q_0 : contrainte verticale totale initiale in situ ($=\sigma_{v0}$) (kPa)
q_{ce}* : résistance en pointe équivalente au pénétromètre statique (kPa)
q_c : résistance de cône au CPT (kPa)
q_p : résistance en pointe du pieu (kPa)
q_{pres} : résistance en pointe résiduelle (kPa)
q_s : frottement axial unitaire ($=\tau$)(kPa)
q_{si} : frottement axial unitaire dans chaque tronçon i (kPa)
Q_0 : charge en tête du pieu (kN)
Q_c : charge de fluage du pieu (kN)
Q_{ca} : capacité portante calculée du pieu (kN)
Q_i : charge axiale du tronçon i (kN)
Q_m : capacité portante mesurée du pieu (kN)
Q_p : charge en pointe du pieu (kN)
Q_{pres} : charge en pointe résiduelle (kN)
Q_s : charge de frottement axial (kN)
Q_{sres} : charge résiduelle de frottement axial (kN)
Q_t : charge totale du pieu (kN)
R : rayon du pieu (m)
R_{eq} : rayon équivalent du pieu
R_n : rugosité normalisée
R_p : rugosité relative de l'interface
s : déplacement axial le long du pieu
S_i : section du tronçon i
S_{lat} : surface latérale du pieu
t : épaisseur de l'interface
u_n : déplacement normal relatif de l'interface
u_t: déplacement tangentiel relatif de l'interface bidimensionnelle
u_{ti} : déplacement tangentiel relatif de l'interface tridimensionnelle dans la direction i
u, v, w : déplacements locaux de l'interface tridimensionnelle
u_i, v_i, w_i : déplacements nodaux de l'interface tridimensionnelle correspondant au nœuds i
w_b : déplacement de la pointe du pieu
w_{t0} : déplacement en tête du pieu au cours du chargement
W : poids du pieu
z : profondeur
α : angle d'orientation de l'interface
α_g: coefficient géométrique, rapport des rayons intérieurs et extérieurs
$\alpha(\xi^p)$: fonction d'écrouissage du modèle MEPI 3D
δ' : angle de frottement de l'interface
δ'_p : angle de frottement de l'interface au pic
δ'_{cv} : angle de frottement critique de l'interface
δh : déplacement perpendiculaire au plan de cisaillement de l'interface
Δl_i : raccourcissement du tronçon i
$\Delta\sigma'_r$: augmentation de la contrainte radiale au cours du chargement
$\Delta\sigma'_{rp}$: diminution initiale de la contrainte radiale au cours du chargement due à la contractance
$\Delta\sigma'_{rd}$: augmentation de la contrainte radiale au cours du chargement due à la dilatance
ε_v : déformation volumique
ε_d : déformation déviatorique
ε_1, ε_2, ε_3: déformations normales aux plans de l'interface tridimensionnelle ($=\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}$)
ϕ' : angle de frottement interne du sable
ϕ'_{cv} : angle de frottement résiduel (critique) du sable
ϕ_i : angle de frottement intergranulaire du sable
ϕ'_p: angle de frottement interne au pic du sable
γ : poids volumique du sol
γ_p : poids volumique du pieu
γ_1,γ_2, γ_3 : distorsions agissant sur l'interface tridimensionnelle ($=\gamma_{zx}, \gamma_{zy}, \gamma_{xy}$)
η : flexibilité du pieu

η_{ref}: flexibilité de référence du pieu
μ : coefficient de frottement réel d'interface
μ^*: coefficient de frottement apparent d'interface
μ (u_t^p) : fonction d'écrouissage du modèle MEPI 2D
ν : coefficient de Poisson
ν_s: coefficient de Poisson du sable
ν_p: coefficient de Poisson du pieu
ν^* : coefficient fictif de l'interface
σ_c : contrainte de consolidation
σ_n : contrainte normale de l'interface bidimensionnelle
σ_{ne} : contrainte normale appliquée à l'échantillon du sable autour du pieu
σ_{ni} : contrainte normale initiale à l'interface
σ'_r : contrainte radiale effective
σ'_{rc} : contrainte radiale effective après stabilisation
σ'_{rs} : contrainte radiale effective au cours du fonçage
σ'_{rf} : contrainte radiale effective à la rupture
σ_v : contrainte verticale
σ'_{v0} : contrainte verticale effective initiale in situ
σ_θ : contrainte orthoradiale
σ_1, σ_2, σ_3 : contraintes normales aux plans de l'interface tridimensionnelle ($=\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$)
σ_I, σ_{II}, σ_{III} : contraintes principales
τ : contrainte de cisaillement
τ_1, τ_2, τ_3 : contraintes de cisaillement appliquées à l'interface tridimensionnelle ($=\tau_{zx}, \tau_{zy}, \tau_{xy}$)
τ_f : contrainte de cisaillement locale à la rupture
τ_{moy} : contrainte de cisaillement moyenne sur le fût du pieu
τ_p : contrainte de cisaillement moyenne à la rupture
τ_{res}: contrainte de cisaillement résiduelle
τ_{rz} : contrainte de cisaillement locale
ϑ : angle de Lode
k_n, k_t, N, μ_0, μ_f , μ_{c0}, A, B, u_{tf}^p , t, μ_r et A_0 : paramètres du modèle MEPI 2D
K_n, K_t, α_0, α_f, α_{c0}, A_0, B_0, n, β, t, α_r, ε_{tf} et C_0 : paramètres du modèle MEPI 3D

Exposant
^{p} : plastique
^{e} : élastique

Indice
$_p$: pic
$_{cv}$: critique
$_n$: normal
$_t$: tangentiel

Abréviations
CNC : contrainte normale constante
RNC : rigidité normale constante
VC : volume constant
BCDM : boîte de cisaillement direct modifiée
C3DSSI : appareil de cisaillement simple tridimensionnel cyclique
CNSDCA : appareil de cisaillement direct à rigidité normale constante
CE : chambre d'étalonnage

Nota : Dans toute la thèse, on considère qu'il n y a pas d'eau ($\sigma = \sigma'$)

Introduction Générale

Le comportement des ouvrages de Génie Civil tels que les murs de soutènement, les renforcements, les tunnels et les fondations est un problème d'interaction sol-structure. A présent, il est communément admis que, dans le cadre de l'étude de l'interaction sol-structure, la transmission des efforts, de la structure vers le sol, se fait à travers une fine couche de sol en contact avec la structure appelée "interface". L'interface est le siège de phénomènes mécaniques complexes : elle génère des localisations de déformations et des concentrations de contraintes significatives. Ces phénomènes sont fortement influencés par les caractéristiques mécaniques du sol granulaire et de l'élément structural, généralement très contrastés. La rupture est souvent observée au sein de cette couche. Il en résulte que, pour une modélisation correcte d'un ouvrage en géotechnique construit dans des sables, il est important de prendre en compte le comportement particulier de cette interface. 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 de caractériser le comportement mécanique de l'interface entre un milieu granulaire et une structure rigide (métallique, par exemple), et de modéliser le comportement de pieux isolés sous chargement statique. Ces travaux se situent dans la suite du développement d'un modèle de comportement de l'interface, dit "MEPI 2D" (De Gennaro et Frank 2002a). L'objectif de cette recherche est, d'une part, de valider ce modèle bidimensionnel en modélisant le comportement de pieux modèles et en vraie grandeur, et d'autre part, de le généraliser au cas tridimensionnel, en développant un modèle d'interface dit "MEPI 3D". Le modèle tridimensionnel d'interface vise à prendre en compte le confinement tridimensionnel de l'interface et à mener des analyses numériques tridimensionnelles de pieux. Une méthodologie générale pour l'analyse de pieux foncés ou battus a ainsi été développée en tenant compte des effets d'installation et en considérant le modèle d'interface approprié.

Le mémoire présenté est structuré en cinq chapitres.

Le premier chapitre retrace les bases de la caractérisation mécanique de l'interface sol-structure du point de vue des expérimentations, des modèles de comportement rhéologiques et des traitements numériques par éléments finis. Dans un autre volet, les problèmes de dimensionnement des pieux sont analysés en mettant l'accent sur les effets d'installation et sur quelques méthodes de prévision de la capacité portante. Enfin, on s'intéresse à l'apport de la modélisation par éléments finis dans les prévisions du comportement des pieux sous chargement axial.

Le deuxième chapitre est dédié au recueil et à l'exploitation des données expérimentales nécessaires, d'une part, pour constituer la base de données d'essais de chargement de pieux qui seront analysés numériquement et, d'autre part, pour spécifier les caractéristiques mécaniques du sable et de l'interface qui constituent les paramètres des modèles rhéologiques déterminés à partir d'essais au laboratoire et in situ. Trois types de pieux sont analysés : des pieux modèles en chambre d'étalonnage (type 1, Cermes), des pieux modèles sur site réel (type 2, ICP) et des pieux en vraie grandeur (type 3, LCPC). La campagne géotechnique qui accompagne chaque essai de pieu, ainsi que le mode de détermination des caractéristiques mécaniques sont présentés. Enfin, les résultats des essais de pieux sous chargement axial sont analysés. L'accent est mis sur l'influence de l'installation du pieu (contrainte radiale résiduelle au fût, frottement résiduel et résistance en pointe résiduelle) et sur les effets du chargement du pieu en termes de capacité portante et des résultantes du frottement et en pointe. Les résultats de ce chapitre constituent la base de données des analyses numériques par éléments finis des essais de chargement de pieux (chapitres IV et V).

Le troisième chapitre est consacré à la formulation du modèle d'interface tridimensionnel MEPI 3D, proposé notamment en vue d'une utilisation dans les analyses numériques tridimensionnelles des pieux par éléments finis. Il est aussi formulé afin de mettre en évidence l'effet non négligeable des contraintes de confinement tridimensionnelles appliquées à l'interface, effet non considéré par les modèles bidimensionnels. Ce modèle rhéologique est basé, d'une part, sur les principes de la théorie de l'élastoplasticité appliquée aux interfaces bidimensionnelles (comme pour le modèle MEPI 2D, De Gennaro et Frank 2002a), et, d'autre part, sur les formulations tridimensionnelles des modèles de sables. Il s'appuie sur le critère de Mohr-Coulomb généralisé au cas tridimensionnel en utilisant des invariants ; il considère un écrouissage déviatorique, prend en compte l'état caractéristique (notion de contractance-dilatance) et intègre l'état critique aux grands déplacements. Ce modèle est validé sur les essais d'interface disponibles en faisant des hypothèses particulières.

Le quatrième chapitre s'intéresse à l'analyse bidimensionnelle numérique par éléments finis du comportement des pieux. Pour cela, une méthodologie générale est proposée pour la modélisation d'un pieu foncé ou battu. Cette méthodologie tient compte des effets d'installation en reproduisant les contraintes résiduelles (contrainte radiale au fût, contrainte de cisaillement au fût, résistance en pointe) et en considérant un modèle de comportement bidimensionnel approprié pour l'interface (MEPI 2D). Le modèle MEPI 2D est implanté dans le code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC et est associé à des éléments de type couche mince (éléments de massif à 8 nœuds). Les essais de pieux type 1, 2 et 3 introduits au chapitre II sont analysés numériquement en considérant une géométrie et un maillage à symétrie de révolution. Les résultats numériques et expérimentaux sont comparés. Le même modèle MEPI 2D est également programmé dans un autre code de calcul aux éléments finis (ICFEP de Imperial College), et est associé à un élément d'interface sans épaisseur. Les deux stratégies classiques de modélisation du contact (élément "couche mince" et élément "sans épaisseur") peuvent ainsi être comparées.

Le cinquième chapitre reprend la méthodologie générale de modélisation des pieux présentée au chapitre IV, en faisant une analyse tridimensionnelle aux éléments finis et en considérant pour l'interface le modèle MEPI 3D formulé au chapitre III. Le modèle tridimensionnel est implanté dans CESAR-LCPC et est associé à des éléments d'interface de massifs à 20 nœuds (type couche mince). Les bases générales de la mise en œuvre numérique de l'élément d'interface, souvent appliquées en 2D, sont généralisées au cas tridimensionnel, à savoir le concept de couche mince et de rapport de forme. Les pieux de type 2 et 3 sont analysés numériquement en 3D en utilisant MEPI 3D pour l'interface. Les prévisions numériques sont confrontées aux données expérimentales. Enfin, une comparaison entre les modèles MEPI 2D et MEPI 3D est effectuée sur les résultats des calculs numériques.

Les conclusions générales et les perspectives de cette étude figurent en fin du présent document.

Chapitre I. Généralités sur les interfaces et le comportement des pieux sous charge axiale dans les sables

I.1. Introduction

La compréhension de l'aspect complexe de l'interaction sol-structure et des déformations du sol qui en résultent permet de bien maîtriser les nouvelles techniques de modélisation et de construction des ouvrages où le problème de l'interaction sol-structure se pose très souvent. Dans ce mémoire, nous allons nous intéresser à l'interaction mécanique entre le sol et un pieu en conditions statiques ; une attention particulière est accordée aux sols granulaires. L'interaction entre le pieu et le sol met en jeu une zone de transmission des contraintes et des déformations. Cette zone est définie comme une fine couche de sol, communément appelée "interface".

Nous présentons par la suite une étude bibliographique du problème d'interaction sol-structure qui concerne de vastes sujets abordés depuis relativement longtemps. Une revue des caractéristiques expérimentales et de modélisation de l'interface est présentée, suivie de généralités sur le comportement mécanique des pieux, le calcul de leur capacité portante et leur modélisation numérique. Dans la plupart des cas, les travaux les plus récents sont cités.

I.2. Caractérisation du comportement de l'interface sol-structure

I.2.1. Définition de l'interface sol-structure

Plytas (1985) appelle interface, la fine zone de sol siège de grands changements de structure et de rupture de grains dus au cisaillement localisé intervenant au contact d'une inclusion dans le sol, sollicitée axialement. Boulon (1988) définit les interfaces sol-structure comme étant de purs concepts. Ils sont, dit-il, constitués principalement par une partie du sol au contact avec la structure, et secondairement, parfois, par quelques particules arrachées à la structure. Hoteit (1990) définit l'interface comme étant une limite commune de deux systèmes permettant des échanges entre ceux-ci. Hassan (1995) définit l'interface comme une frontière

commune à deux systèmes différents à travers laquelle des échanges ont lieu. Elle est également décrite comme une discontinuité entre deux matériaux aux propriétés différentes (Desai et Rigby 1995) ou, encore, comme une zone mince de sol "remanié" (perturbé) au contact direct de la structure (Desai et Toth 1996 ; De Gennaro 1999 ; Karabatakis et Hatzigogos 2002 ; Gaba et al., 2003). D'un point de vue géométrique, l'interface sol-structure est définie comme la fine zone de sol qui se forme entre la surface de la structure et le volume de sol l'entourant (De Gennaro 1999 ; Cai et Ugai 2002). Les problèmes d'interaction sol-structure ainsi que les problèmes reliés à la mécanique des joints dans les roches dépendent principalement du comportement de cette interface. La réponse des systèmes sol-structure comme les fondations profondes et superficielles, les tunnels, les murs de soutènement, la terre armée, aux chargements monotones ou cycliques est ainsi influencée par les caractéristiques des interfaces.

I.2.2. Caractérisation expérimentale de l'interface

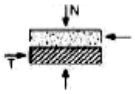
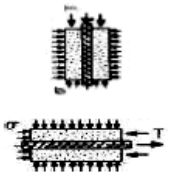
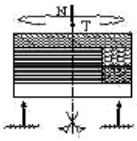
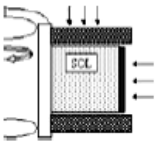
Physiquement, la couche d'interface définie précédemment, permet le transfert du chargement de la structure vers le sol. Pour déterminer les caractéristiques de cette couche mince, plusieurs types d'expérimentations ont été réalisés. On peut classer les essais d'interface en essais à contrainte normale constante "CNC" (Wernick 1978 ; Al-Douri et Poulos 1991 ; Tabucanon et Airey 1992 ; De Gennaro 1999 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005), à volume constant "VC" (Schlosser et Guilloux 1981 ; Lerat 1996) ou à rigidité normale constante "RNC" (Johnston et al. 1987 ; Hoteit 1990 ; Evgin et Fakharian 1996 ; Ghionna et Mortara 2002) (Fig. I.1). D'après les propos de Schlosser et Guilloux (1981), on pourrait déduire que l'essai le plus représentatif de la réalité est celui à volume constant ; en effet les auteurs affirment que la mise en traction (ou en compression) d'une inclusion dans le sol produit des contraintes de cisaillement dont les valeurs ne sont significatives que dans une zone limitée autour de l'inclusion. Dans cette zone, le sol a tendance à augmenter de volume par suite de la dilatance, mais s'en trouve en partie empêché par le reste du sol. Il en résulte une augmentation importante de la contrainte normale sur le pourtour de la zone de cisaillement et par suite à la surface de l'inclusion : c'est le phénomène de dilatance empêchée. Par ailleurs, les essais à contrainte normale constante et à volume constant ont été considérés par plusieurs auteurs comme des chemins de cisaillement extrêmes contrairement à l'essai à rigidité normale constante qui est considéré comme un chemin intermédiaire qui permet de bien simuler les conditions réelles de frottement (Boulon 1988 ; Hassan 1995 ; Fakharian et Evgin 2000 ; Ghionna et Mortara 2002). Une autre classification des essais

d'interface consiste à les diviser en essais de cisaillement direct qui sont présentés comme des dispositifs simples où l'on impose au sol de glisser par rapport à l'interface et essais de cisaillement simple qui se différencient des précédents par le fait que la surface de l'interface sol/matériau reste constante tout au long de l'essai et par l'identification séparée des composantes de déplacement (glissement, cisaillement).

I.2.2.1. Rappels de quelques appareils de caractérisation de l'interface

Depuis les années 1960, de nombreux types d'appareillages ont été développés. De la boîte de cisaillement direct plan modifiée aux derniers appareils utilisés, les améliorations des essais n'ont cessé de se développer. Dans le tableau I.1 (Frih 2005), un certain nombre de ces dispositifs est rappelé en mentionnant les avantages et les inconvénients. Nous signalons aussi dans ce cadre l'existence de l'appareil de cisaillement cyclique multi-degrés de liberté (CYMDOF), capable d'exécuter les deux modes de cisaillement direct et simple (Desai et Fishman 1991) et permettant de mesurer la pression interstitielle en faisant des essais sur sol saturé (Desai et Rigby 1995). Notons aussi que d'autres appareils de cisaillement permettent d'effectuer des essais de cisaillement sur sol saturé tel que l'appareil de cisaillement simple annulaire ACSA (Lerat 1996 ; De Gennaro 1999 ; Chambon 2003 ; Dumitrescu 2005 ; Frih 2005) (Tab. I.1). Dumitrescu (2005) remarque une augmentation du coefficient de frottement pour un essai de sable saturé par rapport au sable sec ainsi qu'une augmentation de la dilatance, ceci est dû au fait que la saturation d'un sable augmente sa rigidité au cisaillement (Cascante et al. 1998). Plus récemment, un appareil de cisaillement simple tridimensionnel cyclique C3DSSI a été développé (Evgin et Fakharian 1996 ; Fakharian et Evgin 2000). Il permet à l'interface un cisaillement simultané dans les deux directions orthogonales du plan et a aussi la faculté de garder la contrainte normale constante ou la rigidité normale constante pendant le cisaillement.

Tableau I-1 Quelques dispositifs d'étude du frottement d'interfaces granulaires (Frih 2005)

Type	Exemples	Avantages	Inconvénients
Cisaillement direct plan 	*Potyondy (1961)* *Wernick (1978)* *Kulhawy et al. (1979)* *Acar et al. (1982)* *Plytas (1985)* *Desai et al. (1985)*	Dispositif simple Préparation et procédure faciles Surface de contact de la structure en dessous ou au dessus du sol	Effets de bords Difficultés de distinguer le glissement du sol le long de l'interface de la déformation du sol Risque de perte de matériau Surface de contact qui diminue avec l'augmentation du cisaillement Impossibilité de réalisation des cycles
Cisaillement direct axisymétrique 	*Coyle et al. (1967)* *Brumund et al. (1973)*	Configuration géométrique adaptée à l'étude du frottement des pieux et des ancrages Dispositif commode pouvant être obtenu par transformation d'un appareil triaxial standard Surface de contact constante	Concentration des contraintes à l'extrémité du chargement Contrainte normale à l'interface inconnue Influence de la manière de déposer le sol autour de la barre sur l'interaction. Pas d'identification indépendante des composantes du déplacement
Cisaillement annulaire direct 	*Yoshimi et al. (1981a et b)* *Boulon et al. (1991)*	Pas d'effets de bords Niveaux de contraintes très élevées Grand déplacement tangentiel (1000 mm) Possibilité de varier les conditions de sollicitations	Montage, procédure et préparation difficile Structure solide recouvrant le sol Pas d'identification indépendante des composantes du déplacement (Yoshimi et al. ont eu recours aux rayons X) Gradient de déplacement à l'interface et développement d'un cisaillement simple dans le sol (Boulon et al. corrigent ce défaut par un moule très rugueux)
Cisaillement simple plan	*Goh et al. (1984))* *Uesugi et al. (1986 a et b)* *Uesugi et al. (1988)* *Zaman et al. (1995)*	Préparation et procédure facile Surface de contact constante Identification séparée des composantes du déplacement (glissement et cisaillement) Possibilité de visualisation directe de l'interface	Concentration des contraintes aux extrémités Contact sol-solide différent quand le sol se trouve au-dessus
Cisaillement double simple - direct *(Mesure de la distribution des frottements)*	*Paikowsky et al. (1995)*	Cisaillement simple et direct Pas d'effets de bords Interface simple ou double pour la barre Surface solide interchangeable Surface de contact constante Identification séparée des composantes du déplacement	Instrumentation spéciale pour mesurer les contraintes le long de l'interface Nécessite une longueur suffisante de la barre pour une mesure correcte loin des zones non uniformes aux extrémités
Cisaillement simple annulaire 	*Lerat (1996)* *De Gennaro (1999)* *Chambon (2003)* *Dumitrescu et al. (2003)* *Corfdir et al. (2004)* *Présent mémoire*	Homogénéité des conditions aux limites de déplacement sur toute l'interface Plusieurs types de consolidation et confinement Déplacement tangentiel très important sans perte de matériau Vitesse de cisaillement variable en cours d'essai de 0 à 6 mm/min. Essais monotones et cycliques Niveaux de contraintes élevées (jusqu'à 1 MPa) Surface de contact constante Possibilité de visualisation directe de l'interface Choix de saturation et de drainage Surface solide interchangeable (possibilité de bétonnage sur place)	Montage, procédure et préparation difficiles Dispositif et échantillon de grandes dimensions Nécessite un appareil de pluviation pour un dépôt homogène de l'échantillon Contrainte normale à l'interface non contrôlée (uniquement une structure en acier lisse est équipée de capteurs locaux)

I.2.2.2. Observations expérimentales du comportement de l'interface

Les observations expérimentales sont classées selon le type de sollicitation (CNC, VC ou RNC) (Fig. I.1).

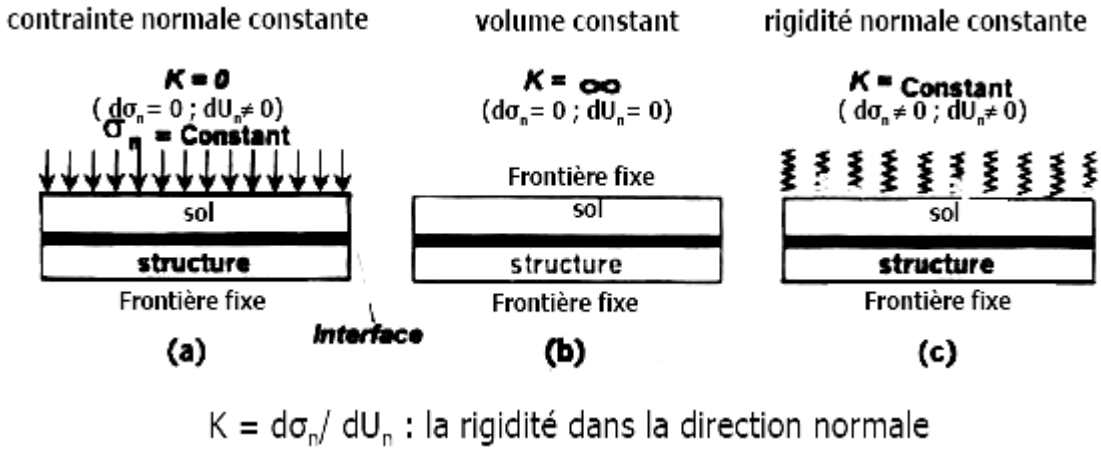


Figure I-1 Conditions aux limites dans la direction normale de l'interface (a) CNC, (b) VC, (c) RNC (Evgin et Fakharian 1996)

Dans le cas d'essais d'interface à contrainte normale constante, l'interface peut se contracter ou se dilater librement. Dans ce cas, les courbes typiques des essais de cisaillement sont, d'une part, l'évolution de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel relatif (u_t, τ) et, d'autre part, l'évolution du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel relatif (u_t, u_n). Une augmentation progressive du frottement est observée jusqu'à une condition de rupture (pic ou palier). La présence d'un pic de résistance au cisaillement se produit pour des sables denses. Ce pic est généralement suivi d'une phase de radoucissement puis d'une stabilisation du frottement (Fig. I.2). Du point de vue volumique, le phénomène de contractance-dilatance se traduit par une décroissance du déplacement normal (phase contractante) puis une croissance (phase dilatante) jusqu'à une stabilisation, qui est suivie parfois d'une diminution pour les grands déplacements associée par certains auteurs à une dégradation liée à la rupture des grains (Lerat et al. 1997 ; Dumitrescu 2005). La condition de contrainte normale constante est la plus fréquente et la plus simple à reproduire du point de vue des conditions aux limites.

Si le chargement se fait à volume constant, les déplacements normaux, par contre, sont empêchés. Dans ce cas, la contrainte normale augmente ou diminue selon que le sol au voisinage de l'interface tend à se dilater ou se contracter (dilatance, ou contractance empêchées).

Enfin, la condition de rigidité normale constante (déplacement normal et contrainte normale variant proportionnellement suivant un rapport K constant) permet de présenter

l'évolution de la contrainte normale et du déplacement normal qui reproduit l'état de dilatance ou de contractance de l'interface.

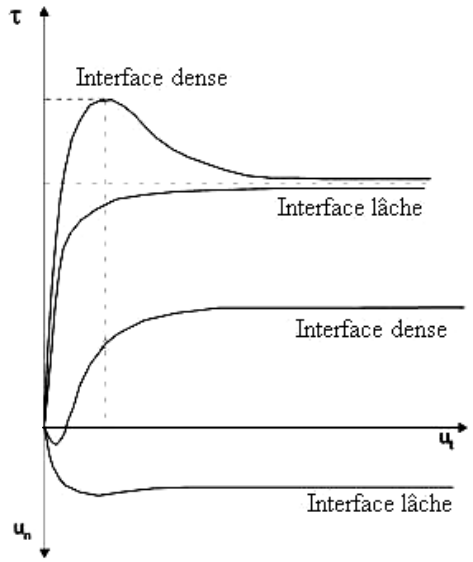


Figure I-2 Réponses mécaniques typiques de l'interface à CNC

I.2.2.3. Notion de coefficient de frottement

Lerat (1996) reprend la définition d'Alimi et al. (1977) sur le coefficient de frottement apparent μ^* défini par :

$\mu^* = \frac{\tau_{max}}{\sigma_0}$ où τ_{max} est la contrainte de cisaillement maximale et σ_0 est la contrainte normale initiale. Ce coefficient peut être fortement supérieur au coefficient de frottement réel μ :

$\mu = \frac{\tau_{max}}{\sigma_0 + \Delta\sigma(\tau_{max})} = \frac{\tau_{max}}{\sigma(\tau_{max})}$ où $\Delta\sigma(\tau_{max})$ est l'accroissement de contrainte normale. Ceci est dû au phénomène de dilatance empêchée généré au sein de l'interface (Schlosser et Guilloux 1981).

I.2.2.4. Notion d'angle de frottement sol-structure

Parmi les facteurs qui ont une influence sur la valeur de l'angle de frottement sol-structure δ', Schlosser (1991) cite :

− la rugosité de la structure,

− l'angle de frottement interne du sol ϕ',

− le tassement relatif entre la structure et le sol.

La mesure du coefficient de frottement réel sol-structure ($\mu = \tau/\sigma_n$) détermine immédiatement la valeur absolue de l'angle δ' ($\delta' = \tan^{-1}(\mu)$). L'angle δ' peut varier entre 0 et ϕ'. Les praticiens fixent la valeur de δ' en fonction de ϕ', en précisant la nature de la surface de

contact : de lisse à rugueuse. La pratique française consiste à prendre pour l'angle δ' les valeurs : 0 pour une surface lisse, 1/3 ϕ' pour une surface peu rugueuse, et 2/3 ϕ' pour une surface rugueuse (Mestat et Prat 1999). Brumund et Leonards (1973) et Bolton (1991) estiment que l'angle δ' peut être égal ou supérieur à celui du sol granulaire, si la taille des aspérités de la surface de la structure est supérieure au diamètre moyen des grains du sol "D_{50}" ; en conséquence la surface de cisaillement se produit à l'intérieur de l'échantillon de sable. Yoshima et Kishida (1981) montrent que la rupture se produit à l'interface sol-pieu pour les sols granulaires, sauf si le pieu est très rugueux. Leland et Kraft (1990) suggèrent que pour un pieu en acier δ'/ϕ' est de 0,7 pour du sable silteux, alors que pour du sable calcaire le rapport devient égal à 0,6. Moormann (2002) affirme que pour une interface sol-béton rugueux, δ' = ϕ'. Enfin, l'Eurocode 7 (2004) convient de limiter δ' à 2/3ϕ' dans le cas des ouvrages de soutènement préfabriqués pour les interfaces sol-béton et suggère δ' = ϕ' quand l'ouvrage de soutènement est en béton coulé en place.

I.2.2.5. Epaisseur d'interface

La couche d'interface peut être visualisée au cours des essais au laboratoire à l'aide des photographies, radiographies, etc. L'épaisseur de la couche d'interface, qui se forme dans un milieu granulaire au contact avec un élément de structure, dépend essentiellement de la taille des grains, de la densité du matériau, de la rugosité de l'interface et des conditions aux limites extérieures. Unterreiner (1994) affirme que l'épaisseur d'une couche d'interface n'est pas une caractéristique intrinsèque au sol et à l'interface, mais plutôt le résultat du problème aux limites étudié pour une géométrie donnée. Hassan (1995) a présenté l'étude la plus détaillée réalisée sur le comportement individuel des grains dans la zone d'interface (étude microscopique). En plus de la détermination de l'épaisseur de cette couche, les champs de déformation de l'échantillon et la rotation de quelques grains marqués ont été soigneusement examinés. L'auteur a constaté que l'épaisseur de la couche d'interface diminue avec la densité. Lerat (1996) a observé la couche d'interface en faisant simultanément des prises photographiques et vidéo. Il a montré clairement que l'épaisseur de la couche d'interface augmente pour des rugosités élevées. Plusieurs autres auteurs ont observé l'épaisseur de la couche d'interface pour différents types d'essais, de sol et de rugosité de structure. Ces études sont résumées dans le tableau I.2 (Frih 2005). L'épaisseur varie de 0-1 D_{50} à 40 D_{50}.

Tableau I-2 Synthèse des valeurs expérimentales sur l'épaisseur de la couche d'interface (Frih 2005)

Conditions d'essais			Epaisseur de la couche d'interface en fonction de D_{50}	Source
Appareil	Etat de rugosité	Etat de compacité		
Cisaillement direct annulaire	lisse	lâche à dense (D_r=40-90%)	0-1	Yoshimi et Kishida (1981)
	rugueux		5-8	
Cisaillement simple plan	lisse	dense (Dr=90%)	0-1	Uesugi et al. (1988)
	rugueux		5	
Cisaillement direct	lisse	Moyen à dense	0-1	Hoteit (1990)
	rugueux		5-10	
Silo en déformation plane	lisse	lâche à dense	10	Tejchman et Wei (1995)
	très rugueux	lâche	40	
	très rugueux	dense	30 à 40	
Cisaillement direct plan	lisse	lâche à dense	0-1	Hassan (1995)
	rugueux	lâche	6-7	
	rugueux	dense	4-5	
Cisaillement simple annulaire	lisse	lâche à dense	0-1	Lerat (1996)
	rugueux	lâche à dense	6-8	
Cisaillement simple annulaire	rugueux	lâche à dense	6-7	Chambon et al. (2004)

I.2.3. Influence des différents paramètres sur le comportement de l'interface

Comme dans le cas du cisaillement d'un matériau granulaire, le cisaillement de l'interface sol-structure est influencé par la variation de quelques paramètres dont les plus importants sont la contrainte normale, la rugosité et la densité.

I.2.3.1. Influence de la contrainte normale

La plupart des auteurs (Hassan 1995 ; Lerat 1996 ; Evgin et Fakharian 1996 ; De Gennaro 1999 ; Reddy et al. 2000 ; Ghionna et Mortara 2002 ; Hu et Pu 2004 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005) constatent que la résistance au cisaillement augmente proportionnellement à l'augmentation de la contrainte normale imposée. Quant aux variations volumiques, les observations expérimentales montrent une contractance plus forte quand la contrainte normale initiale est élevée et une dilatance plus prononcée pour les contraintes normales les plus faibles (Fig. I.3). Pour une contrainte normale plus grande, la valeur de pic du coefficient de frottement apparent diminue et un déplacement tangentiel relatif plus important est requis

pour mobiliser le pic de la contrainte de cisaillement (Fakharian et Evgin 1996). En revanche, la valeur résiduelle n'est pas influencée par la contrainte normale imposée (état souvent qualifié de "critique" ou à "volume constant").

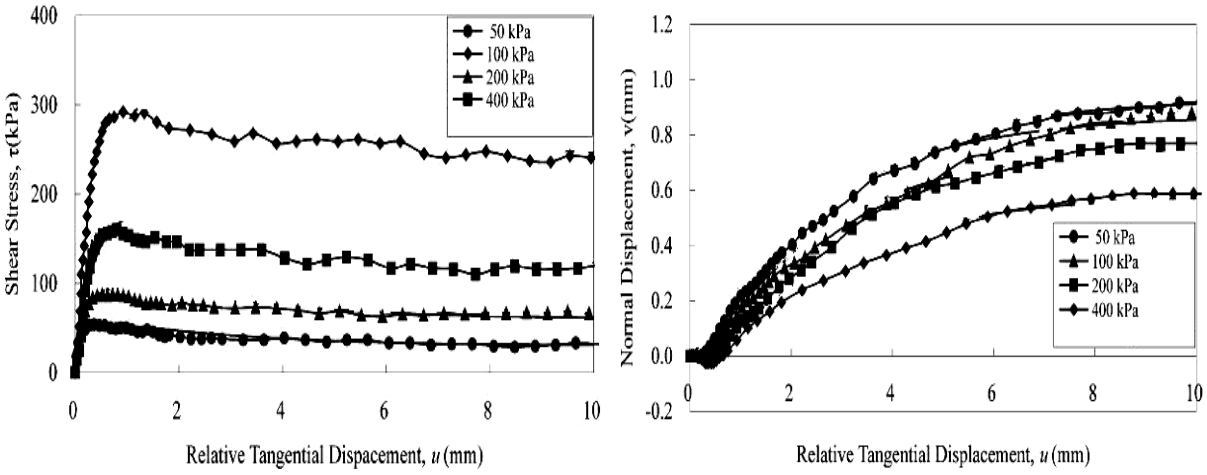


Figure I-3 Influence de la contrainte normale sur le comportement de l'interface sable dense-acier (Hu et Pu 2004)

I.2.3.2. Influence de la rugosité

L'état de surface de la structure influe énormément sur le comportement de l'interface. La plupart des auteurs utilisent le concept de rugosité normalisée définie par : $R_n = \frac{R_{max}(L = D_{50})}{D_{50}}$ où le terme R_{max} est défini par Uesugi et Kishida (1986) comme étant la profondeur des aspérités sur une longueur L égale à D_{50}. Unterreiner (1994) a classé les surfaces des structures suivant l'échelle de rugosité notée R_p. L'interface est dite lisse lorsque $R_p \approx 0$; elle est rugueuse pour $\frac{D_{50}}{10} < R_p < \frac{D_{50}}{2}$ et très rugueuse quand $R_p > D_{50}$, R_p étant la différence entre le point le plus bas et le point le plus haut sur une surface de 2,5 mm de long. Par ailleurs, Navayogarajah et al. (1992) ont défini la rugosité relative de l'interface qui varie entre 0 et 1 par analogie à la densité relative d'un sol. Ce paramètre est défini par le rapport entre la rugosité normalisée et la rugosité normalisée critique (Hassan 1995 ; Paikowsky et al. 1995 ; Reddy et al. 2000 ; Dove et Jarrett 2002). Si la rugosité normalisée augmente, la valeur du pic ainsi que la valeur résiduelle de la résistance au cisaillement deviennent plus importantes. De plus, Hu et Pu (2004) ont montré qu'il existe deux modes de rupture dus à la différence de rugosité : un mode élastique parfaitement plastique quand $R_n < 0,1$ (interface lisse) et un mode avec pic et radoucissement quand $R_n > 0,1$ (interface rugueuse) (Fig. I.4). Cependant, Dumitrescu (2005) observe le pic même pour l'interface lisse mais c'est un pic atteint plus rapidement que pour la surface rugueuse, fait confirmé par Junaiden et al. (2004).

De plus, Dumitrescu (2005) montre que l'influence de la rugosité est d'autant plus prononcée dans le cas d'un sable dense. En effet, l'enchevêtrement entre les grains et les aspérités de l'inclusion confèrent une résistance supplémentaire par rapport à l'interface lisse, phénomène expliqué aussi par Schlosser et Guilloux (1981). En ce qui concerne les déformations volumiques, la plupart des observations expérimentales ont montré que plus la structure est rugueuse, plus les variations volumiques sont importantes (Hoteit 1990 ; Boutrif 1993 ; Hassan 1995 ; Fakharian et Evgin 1996 ; Lerat 1996 ; Dumitrescu 2005). De plus, un comportement essentiellement contractant est observé pour l'interface lisse et contractant-dilatant pour l'interface rugueuse. La contractance maximale est plus importante pour l'interface lisse. A l'ACSA, pour l'interface rugueuse, un deuxième comportement contractant a lieu après le comportement dilatant (Lerat 1996 ; Chambon 2003 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005).

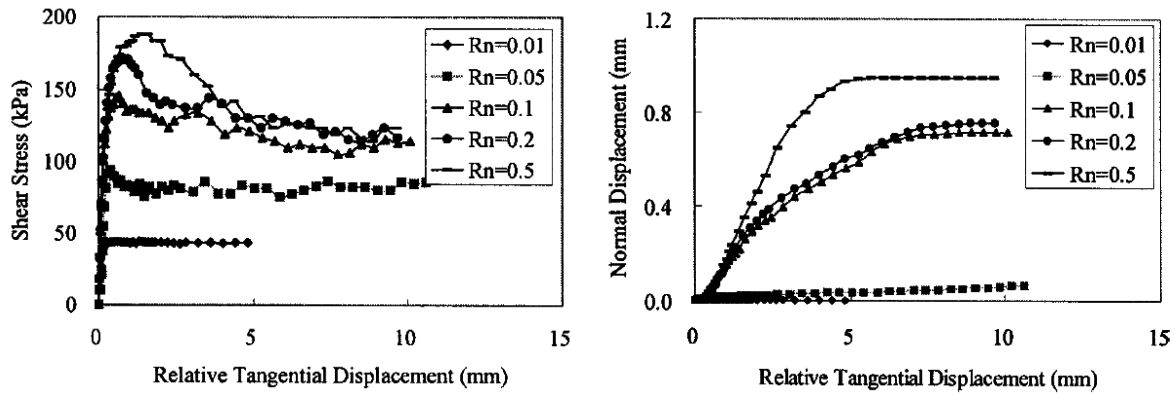


Figure I-4 Influence de la rugosité sur le comportement de l'interface sable dense – acier (Hu et Pu 2004)

I.2.3.3. Influence de la densité relative de l'échantillon

L'effet de la densité du sable sur le comportement de l'interface est bien connu. Les valeurs de résistance au cisaillement augmentent pour les échantillons avec sables plus denses en conséquence de la dilatance, phénomène d'enchevêtrement et de désenchevêtrement des grains lors du cisaillement d'interface (Wernick 1978 ; Tejchman et Wu 1995). Les courbes de cisaillement pour les échantillons lâches montrent l'absence d'un pic prononcé. Ce dernier, présent dans les échantillons denses, est suivi par un radoucissement progressif et une stabilisation de la valeur de cisaillement résiduel. Du point de vue volumique, la courbe du déplacement normal des échantillons denses est caractérisée par une phase contractante très courte suivie par une phase dilatante et enfin une stabilisation (Tabucanon et Airey 1992 ; Fakharian et Evgin 1996) et éventuellement une deuxième phase contractante (Lerat 1996 ; Frih 2005 ; Dumitrescu 2005) (Fig. I.5). Par contre, la courbe des échantillons lâches se

caractérise par une seule longue phase de contractance globale ; la diminution du volume est continue et proportionnelle à la distance de cisaillement et à la baisse de l'indice de densité I_D.

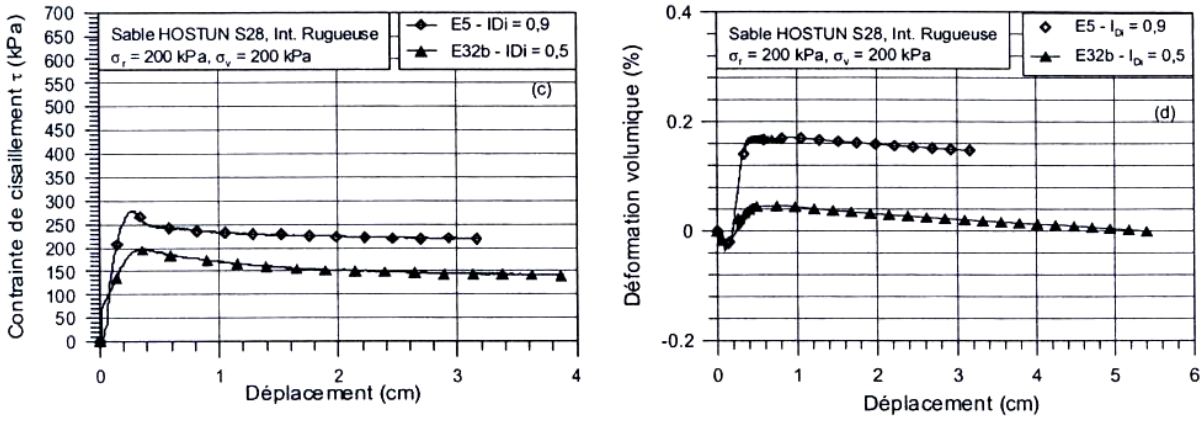


Figure I-5 Influence de la densité sur le comportement de l'interface sable d'Hostun-acier rugueux à l'ACSA (Dumitrescu 2005)

I.3. Modélisation du comportement de l'interface

A cause du caractère particulier des interfaces, plusieurs types de modèles ont été proposés. Le matériau d'interface a été supposé élastique linéaire (Beer 1985 ; Bhatia et Bakeer 1989 ; Yuan et Chua 1992) ou élastique non linéaire avec une relation contrainte-déformation de type hyperbolique dans les directions normale et tangentielle de la déformation (Clough et Duncan 1971 ; Carol et Alonso 1983 ; Desai et al. 1984 ; Varadarajan et Sharma 1989 ; Boulon et al. 1995b ; Drumm et al. 2000). D'autres études font référence au cadre théorique de l'élastoplasticité. Citons d'abord les modèles élastiques parfaitement plastiques qui ont été proposés pour l'interface en s'appuyant sur l'analogie avec le comportement des joints rocheux. Des modèles plus complexes ont également été proposés pour décrire le comportement de l'interface. Ces modèles incorporent un ou plusieurs des phénomènes suivants : l'écrouissage, le radoucissement, la contractance, la dilatance, l'endommagement. Dans ce qui suit, on fait état de l'art de quelques modèles élastoplastiques d'interface bidimensionnels, puis tridimensionnels.

I.3.1. Modèles élastoplastiques bidimensionnels

L'interface sépare en général la surface de la structure et la surface du sol. Ces surfaces sont représentées généralement par des plans parallèles. La couche d'interface d'épaisseur t est identifiable expérimentalement par observation directe, la définition de son épaisseur est très variable en fonction des caractéristiques du sol et de l'inclusion (cf. § I.2.2.5), ce qui modifie de manière importante les caractéristiques du comportement observé. De ce fait, les chercheurs évitent de formuler les lois d'interfaces en fonction des déformations (distorsion :

$\gamma_t = \frac{u_t}{t}$ ou déformation normale : $\varepsilon_n = \frac{u_n}{t}$) car elles dépendent de l'épaisseur de l'interface, alors que les grandeurs cinématiques mesurables sont le déplacement normal relatif, u_n ou tangentiel relatif, u_t de l'interface. La modélisation bidimensionnelle impose donc l'utilisation des quatre variables suivantes : τ, σ_n, u_t, u_n. En général, les modèles utilisés prévoient une partie élastique caractérisée par une relation incrémentale entre les déplacements relatifs et les contraintes de la forme :

$$\begin{pmatrix} d\sigma_n \\ d\tau \end{pmatrix} = \underline{\underline{K}} \begin{pmatrix} du_n{}^e \\ du_t{}^e \end{pmatrix} \quad avec \quad \underline{\underline{K}} = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_t \end{bmatrix} \qquad \textit{I-1}$$

K_n et K_t sont respectivement la rigidité normale et tangentielle qui peuvent être déterminés à partir d'essais en laboratoire (Karabatakis et Hatzigogos 2001) suivant les équations :

$$K_n = \frac{d\sigma_n}{du_n} \qquad K_t = \frac{d\tau}{du_t} \qquad \textit{I-2}$$

I.3.1.1. Modèle élastique parfaitement plastique

Historiquement, la première utilisation des interfaces a concerné des analyses des joints rocheux. Pour reproduire le comportement des joints rocheux et des interfaces, la plupart des auteurs ont considéré des modèles linéaires élastiques parfaitement plastiques utilisant le critère de rupture par cisaillement de Mohr-Coulomb comme surface de charge.

Les auteurs qui ont étudié les fractures des roches (Patton 1966 ; Goodman et Dubois 1972 ; Goodman 1989) ont considéré l'influence de la rugosité des joints. En effet, l'angle de frottement d'un joint rugueux dont la surface des aspérités est inclinée d'un angle i est égal à ϕ'+i. D'autre part, l'abrasion progressive des aspérités est à l'origine d'une stabilisation à une valeur résiduelle de la contrainte de cisaillement pour les grands déplacements ce qui correspond à un angle de frottement résiduel ϕ'_r (Fig. I.6 a). Le critère de rupture est donc défini par une enveloppe bilinéaire. D'autres auteurs comme (Goodman et al. 1968 ; Pande et Sharma 1979 ; Lee et al. 1992 ; Day et Potts 1994 ; Day et Potts 1998) ont adopté un critère de rupture de Mohr-Coulomb plus simple (Fig. I.6 b) avec une règle d'écoulement associée qui définit la fonction de charge F :

$$F = |\tau| + \sigma_n \tan\phi' - c' \qquad \textit{I-3}$$

Dans ce cas, lorsque la contrainte de cisaillement τ atteint la limite de rupture de Mohr-Coulomb, la valeur de la rigidité tangentielle devient nulle ; la rigidité normale reste la même. Par ailleurs, une règle d'écoulement non associée a aussi été utilisée pour éviter une surestimation de la dilatance plastique en considérant un angle de dilatance différent de l'angle de frottement (Van Langen et Vermeer 1991). Dans ce cas, le potentiel plastique s'écrit :

$$Q = |\tau| + \sigma_n \tan\psi \qquad \textit{I-4}$$

avec ψ: angle de dilatance. Lorsque ce critère est restreint à une direction, il est dit critère orienté (Frank et al. 1982 ; Mestat 1993 ; De Gennaro 1999 ; De Gennaro et Frank 2005). Il y a glissement entre le sol et la structure lorsque le critère est atteint. Dans ce cas, seuls les déplacements à l'interface deviennent discontinus. On peut aussi introduire un critère de décollement entre la structure et le sol atteint lorsque la contrainte normale à l'interface est égale à une valeur limite.

Les modèles élastoplastiques parfaits ne permettent pas de reproduire de manière adéquate les réponses typiques mécaniques de l'interface observées expérimentalement notamment : l'écrouissage progressif et le changement de phase (contractance-dilatance).

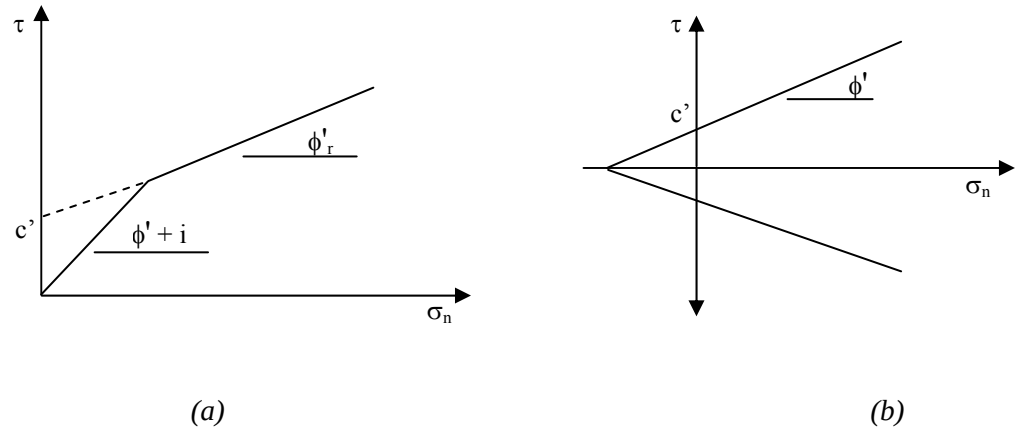


Figure I-6 Critère de rupture de Mohr-Coulomb (a) Enveloppe bilinéaire pour les joints tenant compte des aspérités (Goodman 1989) (b) Enveloppe linéaire pour les interfaces

I.3.1.2. Modèles élastoplastiques avec écrouissage

Divers modèles élastoplastiques avec écrouissage ont été présentés dans la littérature. On considère d'abord les modèles d'interface sol-structure dans le cadre de l'élastoplasticité classique. Dans ce cas, les analyses des résultats expérimentaux dérivés de l'essai triaxial et de la boîte de cisaillement direct montrent de fortes similarités (Fig. I.7). De ce fait, il est clair qu'une loi de comportement d'interface peut employer la même structure que la loi qui caractérise le matériau constituant l'interface, à condition qu'une substitution adéquate des

variables soit faite (Tab. I.3). Comme conséquence de ces analogies, Boulon et Nova (1990) ont adapté pour les interfaces un modèle élastoplastique qui a été formulé auparavant pour le comportement triaxial des sables (Nova et Wood 1978).

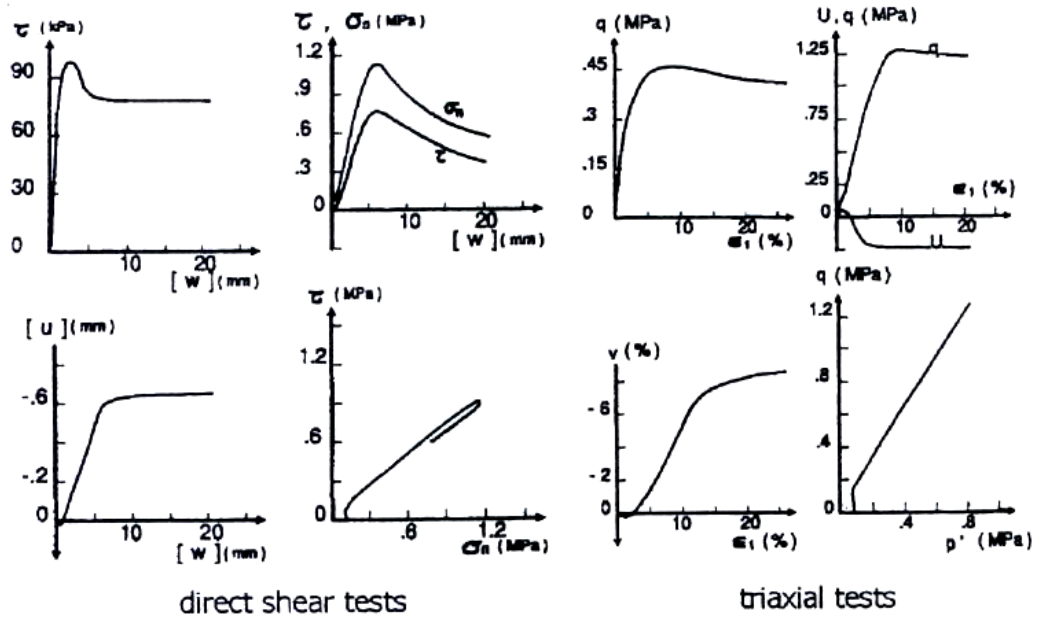


Figure I-7 Analogies dans le comportement observées à l'essai triaxial et l'essai de cisaillement direct pour les sables (Boulon et Nova 1990)

Tableau I-3 Analogies entre l'essai triaxial et l'essai de cisaillement direct (d'après Boulon et Nova 1990)

Test	Analogies			
Triaxial	ε_v	ε_a	p'	q
Direct shear	$[u_n]$	$[u_t]$	σ_n	τ

Gens et al. (1990) ont représenté le comportement de l'interface pour les joints en utilisant un modèle élastoplastique non associé avec variation de la dilatance en fonction du niveau des contraintes et déformations. Boulon et Jarzebowski (1991) ont formulé un modèle élastoplastique basé sur le concept de surface frontière en utilisant une fonction plastique elliptique. La même approche a été utilisée par Shahrour et Rezaie (1997) pour l'étude du comportement de l'interface sous chargements cycliques.

L'un des modèles les plus connus développé pour les joints et les interfaces est le modèle HISS (HIerarchical Single Surface) développé par Desai et Fishman (1991). Le modèle est dérivé du modèle généralisé développé pour les solides (Desai 1980 ; Desai et Faruque 1984 ; Desai et al. 1985) et exprimé en invariants en faisant des analogies des composantes de contrainte et de déformation. Il est caractérisé par : une surface de charge fermée décrite avec

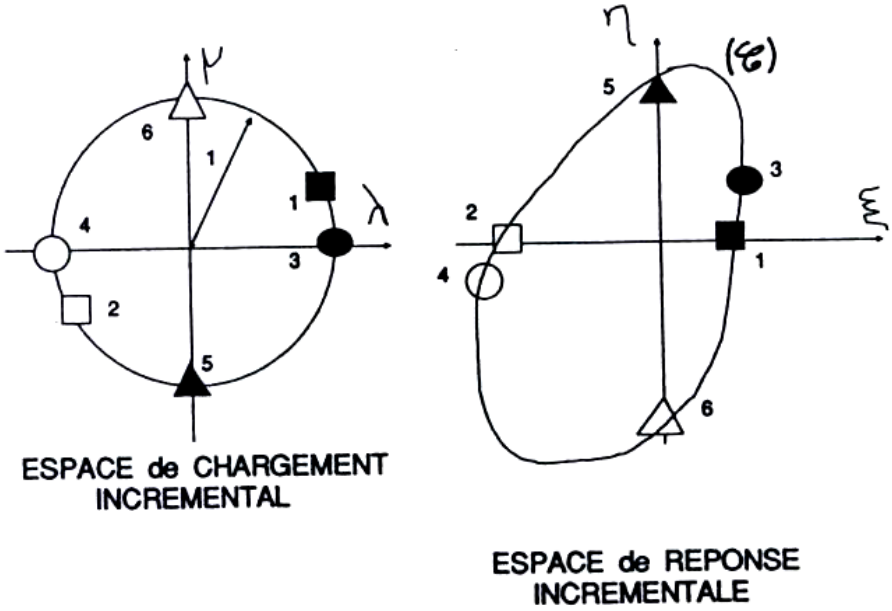
une seule fonction de charge F continue, une fonction d'écrouissage qui s'écrit en fonction des déplacements tangentiels et normaux plastiques, l'état ultime de rupture défini par l'enveloppe des valeurs asymptotiques des contraintes, la non associativité des déformations plastiques, la reproduction de la dilatance et l'effet de variation de l'angle des aspérités des joints. L'avantage majeur de ce modèle est que c'est un cas particulier du modèle généralisé pour les solides ; ceci permet de modéliser les discontinuités (joints) et la masse solide (roche) avec le même modèle. D'autre part, Mortara (2001) comme Ghionna et Mortara (2002) ont formulé un modèle d'interface élastoplastique basé sur une règle d'écoulement non associée. Le potentiel plastique a une forme similaire à celle du modèle de Cam Clay, mais diffère suivant la condition d'écrouissage ou de radoucissement. Le choix du potentiel plastique dérive de la relation contrainte-dilatance en deux droites sécantes qui est une caractéristique essentielle du modèle et qui explique que initialement le sol se déforme dans la hauteur et puis une forte localisation de déformation tangentielle se produit à l'interface. Le modèle peut être validé par l'essai de cisaillement direct à rigidité normale constante à chargement monotone et cyclique. Zeghal et Edil (2002) ont développé un modèle d'interface basé sur le modèle de Mohr Coulomb, sur une plasticité non associée avec un écrouissage-radoucissement qui dépend du travail plastique. Cependant, le modèle a l'originalité de considérer l'interface comme une surface sinusoïdale, et de tenir compte de la dégradation des grains d'interface à travers une corrélation entre le coefficient de frottement et le travail plastique (variable d'écrouissage). De Gennaro et Frank (2002a, 2004, 2005) ont proposé un modèle élastoplastique de type critère de Mohr-Coulomb avec prise en compte d'un écrouissage déviatorique positif et du radoucissement, modélisation de l'état caractéristique et de l'état critique aux grands déplacements. Ce modèle sera développé en détail plus loin, au chapitre III. Gomez et al. (2003) proposent une extension du modèle hyperbolique pour les interfaces sable-béton qui a été développé sur la base du modèle de Clough et Duncan (1971) avec une prise en compte de l'écrouissage, du chargement-déchargement-rechargement et avec une accommodation à tous les chemins de contrainte. Par ailleurs, beaucoup de modèles d'endommagement ont été développés (Navayogarajah et al. 1992 ; Hu et Pu 2003 ; Hu et Pu 2004). Ces auteurs supposent que la réponse de l'interface est la somme d'une partie intacte et d'une partie endommagée à l'état critique, en s'appuyant sur le concept d'état perturbé "DSC: Disturbed State Concept" (Desai et Ma 1992 ; Desai et Rigby 1995 ; Desai et Zhang 1998 ; Liu et al. 2006). En effet, durant le cisaillement des grains, la partie intacte se transforme progressivement en une partie endommagée à cause de l'accumulation des déformations plastiques. La contrainte de cisaillement est nulle dans la partie endommagée

alors que la contrainte normale n'est pas influencée par l'endommagement. Pour cela une fonction d'endommagement a été introduite pour reproduire le phénomène de radoucissement et de dilatance. Navayogarajah et al. (1992) ont, de plus, considéré l'effet de la rugosité dans le modèle en faisant dépendre le coefficient de frottement ainsi que la valeur de déplacement tangentiel plastique au pic de cisaillement, de la rugosité relative R_p définie au paragraphe I.2.3.2. Le tableau I.4 résume les fonctions de charge, les potentiels plastiques ainsi que les variables d'écrouissage utilisées dans quelques modèles élastoplastiques d'interface.

Tableau I-4 Résumé des modèles constitutifs élastoplastiques récents d'interface

Source	Fonction de charge Potentiel plastique	Variable d'écrouissage	Type d'interface	Nbre param
Desai et Fishman (1991)	$F = \tau^2 + \alpha\sigma_n^n - \gamma\sigma_n^2$ $Q = F + h(\sigma_n, \xi)$	$\xi = \int\left(\left(du_n^p\right)^2 + \left(du_t^p\right)^2\right)^{1/2}$	Joints rocheux	7
Navayogarajah et al. (1992)	$F = \tau^2 + \alpha\sigma_n^n - \gamma\sigma_n^2$ $Q = \tau^2 + \alpha_Q\sigma_n^n - \gamma\sigma_n^2$	$\xi_D = \int\left\|du_t^p\right\|$ $\xi_V = \int\left\|du_n^p\right\|$	Interface sable-acier	15
Desai et Ma (1992)	$F = Q = \tau^2 + \alpha\sigma_n^n - \gamma\sigma_n^q$	$\zeta = \int\left(du_n^p du_n^p + du_t^p du_t^p\right)^{1/2}$	- Joints rocheux - interface roche-béton	15
De Gennaro (1999) De Gennaro et Frank (2002a) De Gennaro et Frank (2005)	$F = \tau - \mu\left(u_t^p\right)\sigma_n$ $Q = \tau + \mu_c(u_t^p)\sigma_n \ln\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_o}\right)$	u_t^p	Interface sable-structure	10
Mortara (2001) Ghionna et Mortara (2002)	$F = \tau - \alpha\sigma_n^\beta$ $Q = \tau - \frac{b}{1+a}\sigma_n\left[1 + a\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_c}\right) - \frac{1-a}{a}\right]$	$\dot{w}_n = \int\frac{\dot{w}^p}{w_p}$	Interface sable-aluminium	12
Wang et al (2002)	$F = Q = \frac{(\sigma_n - \gamma H)}{C} + \frac{\tau_{sn}^2}{B\alpha^2(\theta)} - H^2$	$h = m_1 + m_2\left\|[u_n]\right\| + m_3\left\|[u_t]\right\|\alpha(\theta)$	Joints et interfaces rocheuses	17
Zeghal et Edil (2002)	$F = \|T\| + \mu\Sigma$ $T = (\sigma_n \sin\alpha_k + \tau\cos\alpha_k)$ $\Sigma = (\sigma_n \cos\alpha_k - \tau\sin\alpha_k)$ $Q = \|T\|$	travail plastique W^p	Interface sable-structure	6
Hu et Pu (2003)	$F = \frac{\tau^i}{D_s} + \varepsilon_s^p\left(\tau^i - \sigma_n.\tan\delta_0\right)$ $F = \tau^c - \sigma_n \tan\delta_r$ $Q = \tau^i$	ε_t^p	Interface sol-structure rugueuse	9
Fakharian et Evgin (2000) Modèle dit "tridimensionnel"	$F = \tau_x^2 + \tau_y^2 + \alpha\sigma_n^n - \gamma\sigma_n^2$ $Q = \tau_x^2 + \tau_y^2 + \alpha_Q\sigma_n^n - \gamma\sigma_n^2$	$\xi_D = \int\left\|du_t^p\right\|$ $\xi_V = \int\left\|du_n^p\right\|$	Interface sable-acier	15

Enfin, citons les modèles incrémentaux dont le principe est d'obtenir la réponse incrémentale à un chargement incrémental quelconque par interpolation rhéologique à partir d'un ensemble de sollicitations définies expérimentalement et formulées analytiquement par l'intermédiaire de fonctions d'interpolation (Boulon 1988 ; Boulon 1989 ; Boulon 1991 ; Garnica-Anguas 1993 ; Rouainia et al. 1992). Dans l'espace des sollicitations incrémentales (λ, μ), tous les chemins possibles sont les points du cercle unité (Fig. I.8).



Chemins Expérimentaux (essais élémentaires)	1 Contrainte normale constante, en charge 2 Contrainte normale constante, en décharge 3 Volume constant, en charge 4 Volume constant, en décharge 5 Pseudo-oedomètre, en charge 6 Pseudo-oedomètre, en décharge

Figure I-8 Chargement incrémental et réponse incrémentale (Boulon 1991)

I.3.2. Modèles élastoplastiques tridimensionnels

Le seul modèle dit "tridimensionnel" d'interface disponible dans la littérature est celui développé par Fakharian et Evgin (2000) en s'appuyant sur Desai et Fishman (1991). Alors que la modélisation bidimensionnelle impose l'utilisation des variables τ, σ_n, u_t, u_n, le modèle tridimensionnel de Fakharian et Evgin considère les variables τ_x, τ_y, σ_n, u_x, u_y, u_n (Fig. I.9). Le comportement élastique est décrit par la relation suivante :

$$\begin{bmatrix} d\sigma_n \\ d\tau_x \\ d\tau_y \end{bmatrix} = \underline{\underline{K}} \begin{bmatrix} dv^e \\ du_x{}^e \\ du_y{}^e \end{bmatrix} \; avec \; \underline{\underline{K}} = \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_{sx} & 0 \\ 0 & 0 & K_{sy} \end{bmatrix} \qquad I\text{-}5$$

K_n, K_{sx} et K_{sy} sont respectivement la rigidité élastique normale dans la direction z, la rigidité élastique de cisaillement dans la direction x et la rigidité élastique de cisaillement dans la direction y. Les auteurs admettent par hypothèse que les comportements élastiques normal et tangentiel ne sont pas couplés et que $K_{sx} = K_{sy}$. Le modèle est basé sur la formulation bidimensionnelle de Navayogarajah et al. (1992) mais considère en plus le cisaillement dans les deux directions du plan de l'interface. La fonction de charge et le potentiel plastique sont donnés dans le tableau I.4. L'objectif de la modélisation est de pouvoir reproduire le comportement de l'interface à l'appareil tridimensionnel cyclique de cisaillement simple d'interface C3DSSI capable de mener des essais à contrainte normale constante ou à rigidité normale constante. Le modèle est capable de simuler la non associativité, le radoucissement, l'influence de la rugosité de l'interface et de reproduire, avec succès, des essais d'interface entre le sable et l'acier avec des chemins de contrainte tridimensionnels (en considérant le cisaillement dans les deux directions orthogonales).

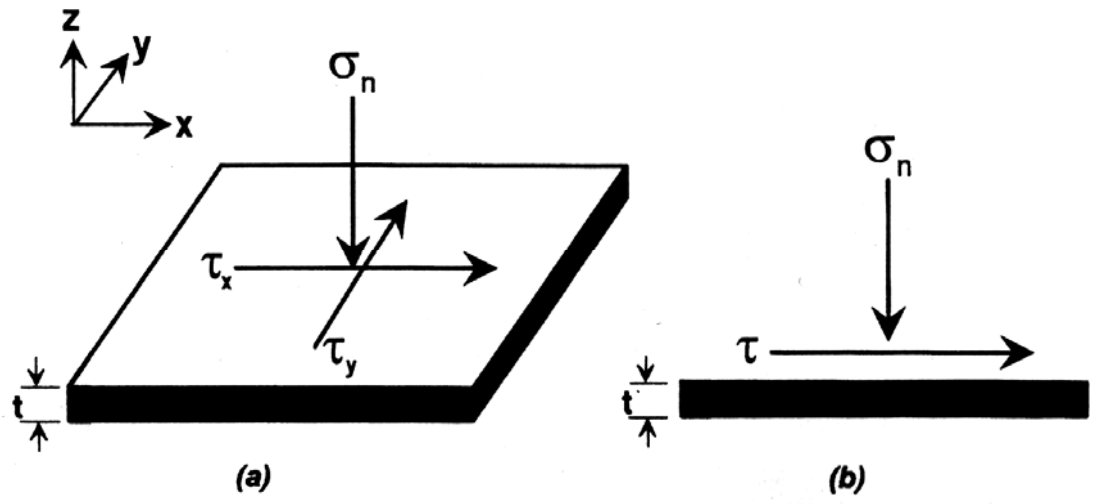


Figure I-9 Contraintes agissant sur l'interface : (a) cas tridimensionnel, (b) cas bidimensionnel (Fakharian et Evgin 2000)

I.3.3. 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. Même dans le cas où on négligerait la dilatance, la programmation des algorithmes de résolution des éléments de contact demeure difficile (Zheng et al. 2004). Une étape importante dans la simulation du comportement de l'interface concerne la représentation de l'élément d'interface souvent sous forme d'éléments spéciaux par la méthode des éléments finis. Dans une interaction sol-structure, le mouvement relatif entre le sol et la structure peut se produire. L'utilisation d'éléments continus habituels,

avec compatibilité des déplacements, empêche le mouvement relatif entre le sol et la structure (Fig. I.10 a). La compatibilité nodale de la méthode des éléments finis oblige le sol et la structure à se déplacer ensemble. C'est pour cela 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. Dans ce cadre, beaucoup de méthodes ont été utilisées pour modéliser le comportement discontinu de l'interface sol-structure. Citons l'utilisation d'éléments sans épaisseur (Fig I.10 b et c), les éléments de type couche mince (Fig I.10 d) et les méthodes hybrides où sol et structure sont modélisés séparément et liés ensuite par des équations de compatibilité de différentes natures pour les forces et les déplacements.

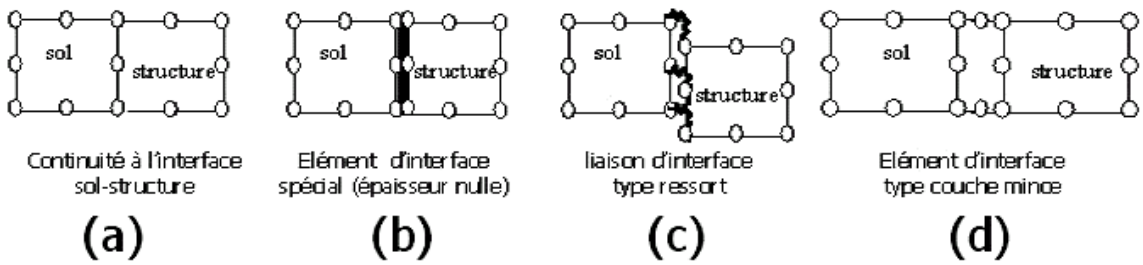


Figure I-10 Discrétisation numérique du problème de contact sol-stucture (Potts et Zdravkovic 1999; Potts et al. 2002)

I.3.3.1. 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 ; Kaliakin et al. 1995 ; 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 s'agit 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). Ces auteurs ont dédoublé les points de contact entre les deux milieux et ont muni chaque doublet de deux ressorts fictifs (l'un tangentiel, l'autre normal à la surface de contact) (Fig. I.11). Dans ce cas, les déplacements relatifs sont exprimés en fonction des déplacements absolus, par une matrice dont tous les termes sont nuls sauf 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 (Fig. I.12) (Kaliakin et Li 1995).

En général, 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. Par ailleurs, si la contrainte normale est de traction, les deux rigidités (tangentielle et normale) sont annulées afin de rendre compte d'un 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'autre auteurs qui 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 100 E (E module d'Young du sol adjacent). De plus, 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. Enfin, l'utilisation des points d'intégration de Gauss peut aussi causer 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 ; ce problème peut être évité avec la méthode d'intégration de Newton Cotes où les points d'intégrations coïncident avec les nœuds. D'autre part, l'épaisseur nulle peut entraîner des singularités numériques dans le comportement de l'élément ; ceci peut être évité en lui attribuant, pour le calcul, une épaisseur très faible (Mestat 2001). D'autres auteurs comme Schellekens et De Borst (1993) ont étendu l'approche de Goodman et al. (1968) pour formuler une interface quadrilatère pour les analyses tridimensionnelles. Enfin, Bouzid 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.

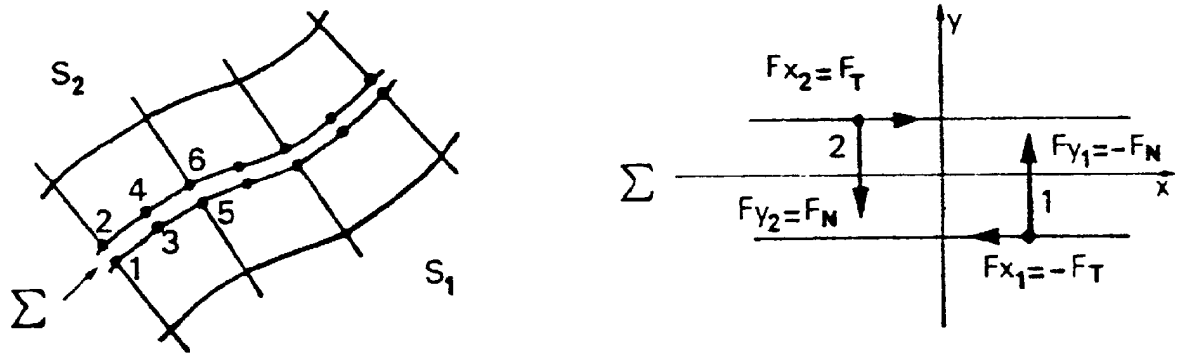


Figure I-11 (a) Surface de discontinuité (b) Eléments d'interface à deux nœuds (Frank et al. 1982)

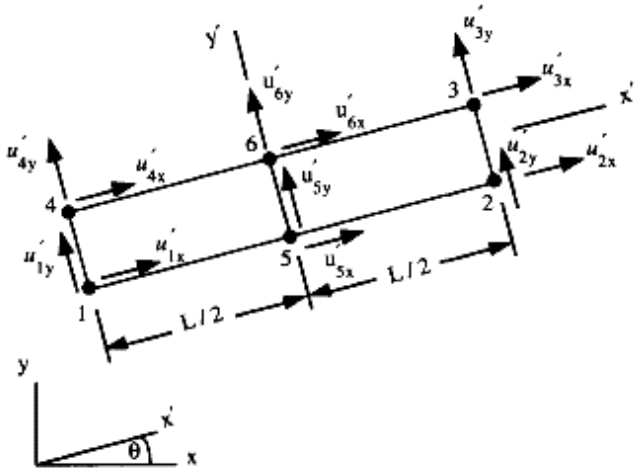


Figure I-12 Elément sans épaisseur (LK1) combinant les avantages des GTB et des LRH composé de deux éléments GTB (Kaliakin et Li 1995)

I.3.3.2. Eléments couche mince

Le concept de couche mince ou "thin layer element" a été abordé par Desai et al. (1984) 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 longuement traité dans la littérature (Pande et Sharma 1979 ; Zaman 1985 ; Desai et Ma 1992 ; Sharma et Desai 1992 ; Hohberg et Schweiger 1992 ; Ng et al. 1997 ; De Gennaro 1999 ; Karabatakis et Hatzigogos 2001 ; De Gennaro et Frank 2005). Le problème de contact est modélisé en utilisant des éléments finis de massif isoparamétriques (Fig. I.13). 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. Une approche de type couche mince est adoptée par Frank et al. (1982) 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 est constante (Fig. I.14 a). 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. Ces deux composantes sont obtenues en accord avec (*I-6*) et (*I-7*), en écrivant les vecteurs contraintes et déformations dans le repère local en fonction des contraintes et déformations dans le repère global. D'autres auteurs ont considéré cette approche pour simuler l'interface (Sharma et Desai 1992 ; De Gennaro 1999 ; De Gennaro et Frank 2005)

$$\begin{bmatrix} \sigma_n \\ \tau \end{bmatrix} = \mathbf{T}_\sigma \begin{bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \tau_{12} \end{bmatrix} \quad ; \quad \mathbf{T}_\sigma = \begin{bmatrix} \sin^2\alpha & \cos^2\alpha & -2\sin\alpha\cos\alpha \\ -\cos\alpha\sin\alpha & \cos\alpha\sin\alpha & \cos^2\alpha - \sin^2\alpha \end{bmatrix} \qquad \textit{I-6}$$

$$\begin{bmatrix} \varepsilon_n \\ \gamma_t \end{bmatrix} = \mathbf{T}_\varepsilon \begin{bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \gamma_{12} \end{bmatrix} \quad ; \quad \mathbf{T}_\varepsilon = \begin{bmatrix} \sin^2\alpha & \cos^2\alpha & -\sin\alpha\cos\alpha \\ -2\cos\alpha\sin\alpha & 2\cos\alpha\sin\alpha & \cos^2\alpha - \sin^2\alpha \end{bmatrix} \qquad \textit{I-7}$$

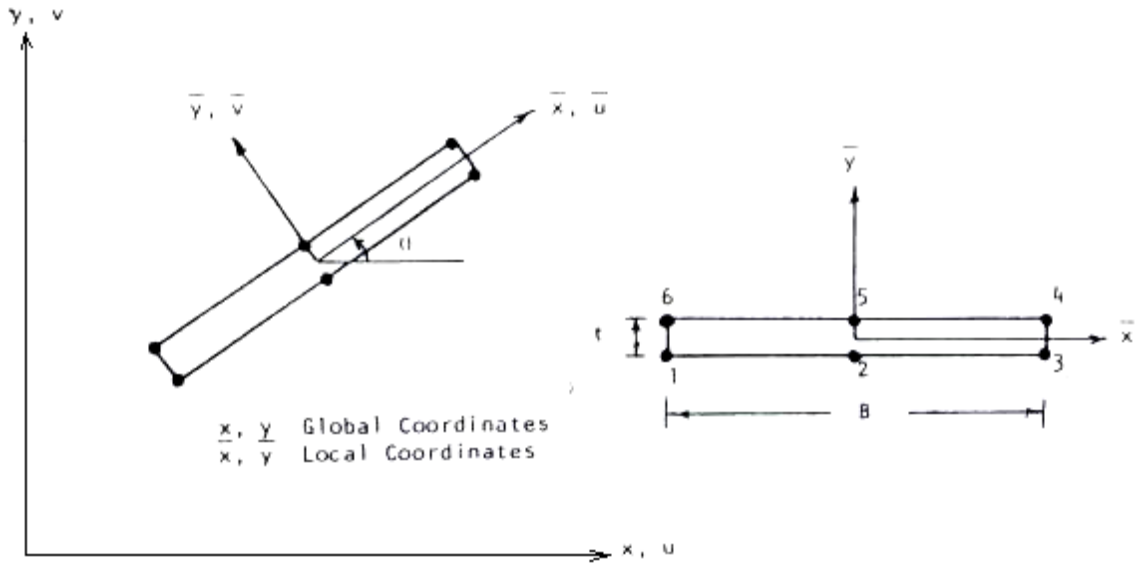
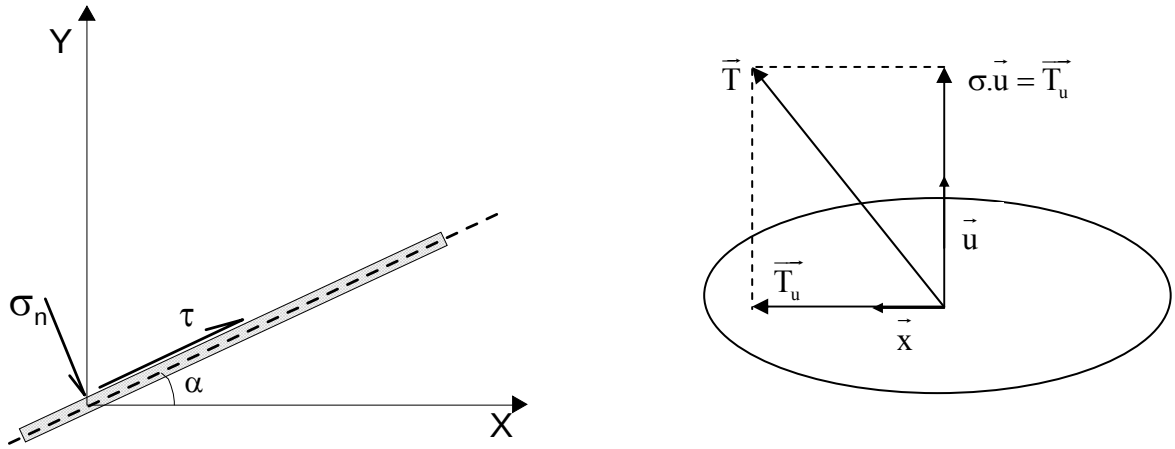


Figure I-13 Elément couche mince à 6 nœuds (Sharma et Desai 1992)



(a) *(b)*

Figure I-14 Critère orienté utilisé pour l'interface couche mince (a) cas bidimensionnel (b) cas tridimensionnel (Frank et al. 1982)

I.3.4. Détails sur la mise en œuvre numérique de l'élément d'interface couche mince

Pour adapter les éléments finis type couche mince à la description du comportement mécanique de l'interface, l'élément doit permettre de simuler le mécanisme de cisaillement en considérant les contraintes normales et tangentielles à l'interface. D'autre part, la loi de comportement associée à l'élément doit permettre de relier ces contraintes à l'interface aux déplacements associés. L'avantage des éléments couche mince est de pouvoir utiliser des éléments finis standard. Cependant, des considérations particulières doivent être accordées à ces éléments, notamment en ce qui concerne les valeurs du rapport de forme L/t (Fig. I.15).

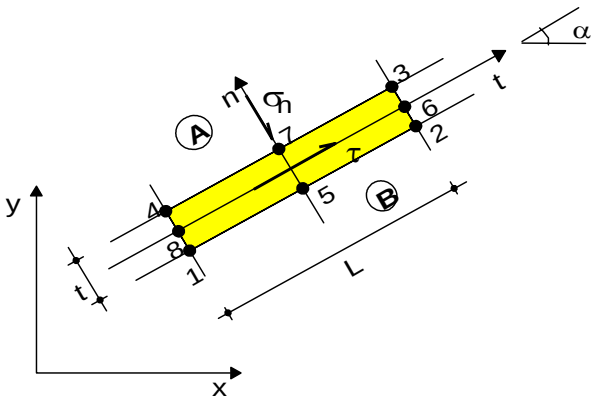


Figure I-15 Elément d'interface isoparamétrique à 8 nœuds (De Gennaro et Frank 2005)

I.3.4.1. Notion de rapport de forme

Considérons l'élément d'interface bidimensionnel couche mince à 8 nœuds d'épaisseur t et longueur L (Fig. I.15). Plusieurs auteurs (Pande et Sharma 1979 ; Desai et al. 1984 ; Sharma et Desai 1992) ont montré que la performance des éléments couche mince dépend de son

épaisseur. Ces auteurs présentent une étude paramétrique détaillée qui concerne l'influence de l'épaisseur de l'élément d'interface sur le résultat des calculs. Si celle-ci est trop importante, l'élément se comporte comme un élément de massif solide ; si elle est trop faible, la résolution est confrontée à des problèmes numériques. Karabatakis et Hatzigogos (2001) ont montré aussi que la valeur de l'épaisseur de l'interface affecte le champ des contraintes et des déplacements. De ce fait, le rapport de forme est un paramètre important qui influe sur les résultats numériques. (Pande et Sharma 1979 ; Desai et al. 1984 ; Richer 1985 ; Sharma et Desai 1992 ; Hohberg et Schweiger 1992). La stabilité numérique, la précision, la qualité des résultats sont en général assurés lorsque le rapport de forme est compris entre 10 et 100. Dans la pratique, le rapport de forme peut être choisi à partir d'une estimation correcte du déplacement relatif d'interface obtenu dans un essai de cisaillement direct modifié. Le choix du rapport de forme traduit une dépendance des résultats du maillage mais aussi du modèle de comportement utilisé pour l'interface. De Gennaro et Frank (2005) ont fait varier le rapport de forme entre 1 et 1000 pour un élément d'interface en utilisant le modèle MEPI 2D (De Gennaro et Frank 2002a). L'influence du rapport de forme sur la courbe de cisaillement et sur l'évolution de la contrainte normale lors d'un essai de cisaillement à contrainte normale constante et à volume constant est présentée sur la figure I.16.

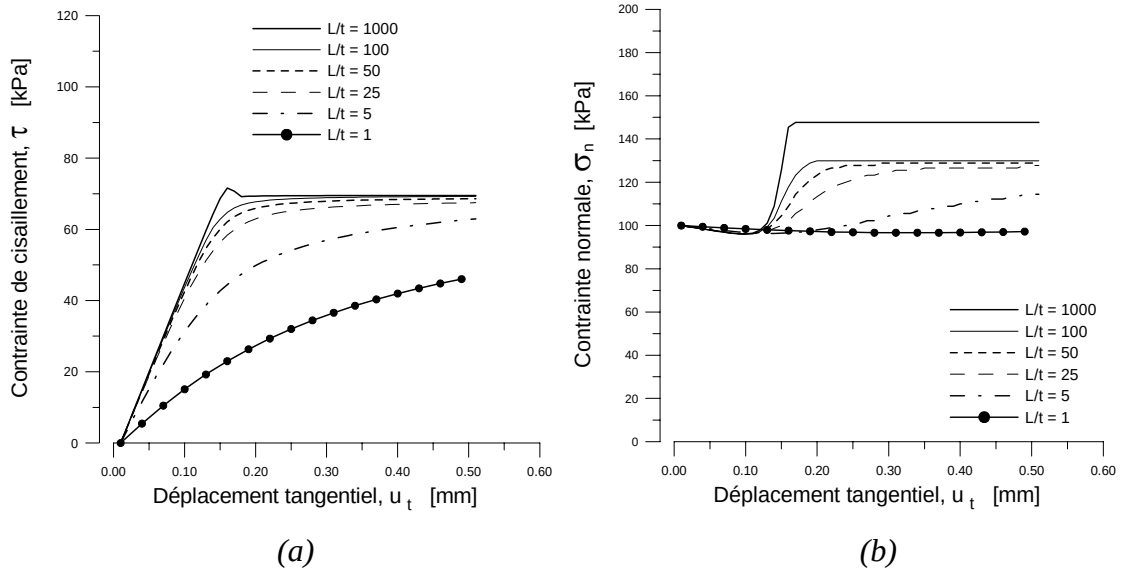


Figure I-16 Etude paramétrique du rapport de forme L/t (a) Courbes de cisaillement à contrainte normale constante (b) Evolution de la contrainte normale au cours du cisaillement à volume constant et interface dilatante (De Gennaro et Frank 2005)

Pour un rapport de forme faible, la courbe de mobilisation de la résistance au cisaillement n'atteint pas la condition ultime ; alors que pour un rapport de forme élevé (L/t = 1000), la courbe de mobilisation présente une faible oscillation à la fin de la phase de mobilisation ; cela est dû à des problèmes numériques associés à l'intégration de la loi élastoplastique

d'interface dans le cas d'un élément ayant un rapport de forme trop élevé. De même, lorsque le rapport de forme est trop petit ou trop élevé, l'élément ne traduit pas correctement le comportement dilatant de l'interface. Les résultats présentés sur la figure I.16 suggèrent un rapport de forme entre 25 et 100.

I.3.4.2. Caractéristiques mécaniques élastiques fictives

Comme indiqué par Hohberg et Schweiger (1992), l'utilisation des éléments type couche mince amène à utiliser des caractéristiques mécaniques fictives de l'interface E* et ν* dans le but d'écrire la matrice de rigidité élastique dans le repère global. En effet, la matrice de rigidité élastique de l'interface dans son repère local s'écrit en termes de rigidité élastique normale K_n et tangentielle K_t (*eq. I-1*). L'identification de la matrice de rigidité élastoplastique locale avec la matrice constitutive élastique permet de définir un module d'Young E* et un cœfficient de Poisson ν* fictifs pour l'interface qui dépendent de l'orientation de l'élément d'interface dans le repère global (angle α dans la figure I.15). Suivant que la condition de déformation plane ou d'axisymétrie, et pour un élément d'interface horizontal (α = 0°) ou vertical (α = 90 degrés), les expressions de E* et ν* sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau I-5 Détermination des caractéristiques mécaniques élastiques fictives dans le cas de l'élément couche mince en déformation plane et déformation axisymétrique

Condition de déformation plane (Sharma et Desai 1992 ; Hohberg et Schweiger 1992 ; Karabatakis et Hatzigogos 2001)	Condition d'axisymétrie (De Gennaro et Frank 2005).
$D^e = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}\begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2} \end{bmatrix}$	$D^e = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}\begin{bmatrix} 1-\nu & \nu & 0 \\ \nu & 1-\nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix}$
$E^* = tK_n$ $\nu^* = \frac{K_n}{2K_t} - 1$	$E^* = \frac{K_t(3K_n - 4K_t)t}{(K_n - K_t)}$ $\nu^* = \frac{(K_n - 2K_t)}{2(K_n - K_t)}$

I.3.4.3. Intégration numérique spécifique

En suivant les procédures classiques de la méthode des éléments finis dans le cas bidimensionnel, pour l'élément de la figure I.15 dans son repère local, le vecteur de déformation peut être exprimé en fonction des déplacements aux nœuds sous la forme matricielle :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{tt} \\ \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{tn} \end{pmatrix} = \underline{\underline{B}} \begin{pmatrix} u_1 \\ v_1 \\ \vdots \\ u_8 \\ v_8 \end{pmatrix} \; ; \; \underline{\underline{B}} = \underline{\underline{L}}.\underline{\underline{N}} \qquad \textit{I-8}$$

ε_{tt}, ε_{nn} et ε_{tn} sont les déformations de l'élément d'interface relatifs au repère local (t,n) (Fig. I.15). La matrice $\underline{\underline{L}}$ est l'opérateur de dérivation, la matrice N contient les fonctions de forme N_i aux nœuds de l'élément, u_i et v_i sont les déplacements nodaux de l'élément, respectivement dans les directions x et y. Les fonctions N_i sont définies dans le repère (ξ,η) de l'élément de référence. Pour obtenir la matrice de dérivation $\underline{\underline{B}}$ en (*eq. I-8*), il est nécessaire d'introduire la matrice jacobienne $\underline{\underline{J}}$ d'un élément rectangulaire de longueur L et d'épaisseur t qui permet la transformation géométrique entre l'élément réel et l'élément de référence (Potts et Zdravkovic 1999). Comme $\underline{\underline{L}}$ s'écrit en fonction du jacobien, les déformations de l'élément deviennent fonction des déplacements nodaux, des fonctions d'interpolation N_i et des dimensions de l'élément (L et t). En réduisant l'épaisseur de l'élément $(t \to 0)$, les termes de la matrice $\underline{\underline{B}}$ qui contiennent le rapport (t/L) deviennent négligeables. Pour l'élément de la figure I.15 ($\alpha = 0$ degrés) ; les déformations moyennes s'écrivent alors (voir, pour plus de détails, De Gennaro et Frank 2005):

$$\begin{cases} \bar{\varepsilon}_{tt} \cong 0 \\ \bar{\varepsilon}_{nn} = 2\sum_{i=1}^{8} \dfrac{\partial N_i}{\partial \eta} \dfrac{v_i}{t} \cong \dfrac{[u_n]}{t} \\ \bar{\varepsilon}_{tn} = 2\sum_{i=1}^{8} \dfrac{\partial N_i}{\partial \eta} \dfrac{u_i}{t} \cong \dfrac{[u_t]}{t} \end{cases} \qquad \textit{I-9}$$

avec $[u_n]$ et $[u_t]$ les déplacements relatifs de l'élément d'interface dans les directions normale (n) et tangentielle (t). La relation (*I-9*) traduit bien le comportement typique de l'interface.

I.4. Capacité portante des fondations profondes dans un sol granulaire

I.4.1. Généralités

Les fondations profondes, pieux, micropieux et barettes, présentent des avantages importants pour la construction en génie civil. Ils permettent de profiter des couches

résistantes, sur les sites présentant des caractéristiques mécaniques insuffisantes, pour la reprise des efforts transmis par les ouvrages. Ces efforts sont repris par la fondation sous forme de frottement latéral mobilisé le long du fût et de résistance en pointe. Malgré les avancées importantes réalisées dans le domaine, le dimensionnement des fondations profondes reste un problème difficile, lié à des mécanismes de comportement complexes et encore assez mal connus. C'est pour cette raison que le dimensionnement des pieux reste encore souvent lié à l'utilisation de méthodes de calcul reposant sur l'expérience (essais de chargement statique, essais pénétrométriques et pressiométriques) ou sur des méthodes empiriques. On présente donc dans la suite certains éléments bibliographiques dont l'étude a été nécessaire pour guider nos travaux. On s'intéressera en particulier aux effets d'installation en mettant l'accent sur le comportement du sol au voisinage du pieu. On citera ensuite quelques méthodes de calcul de la capacité portante des pieux, notamment le calcul du frottement axial et de la résistance en pointe. On se limite au cas des pieux installés dans les sols pulvérulents et chargés axialement.

I.4.2. Installation d'un pieu isolé

I.4.2.1. Effets d'installation d'un pieu

La méthode d'installation d'un pieu peut avoir un effet très important sur le sol pulvérulent au voisinage du pieu (déformations, déplacement, densification) et sur la réponse mécanique du pieu (capacité portante). L'impossibilité de visualisations en grandeur nature a orienté les travaux de recherche dans ce domaine vers des visualisations en laboratoire sur modèles réduits. Lors du fonçage de pieux modèles, plusieurs auteurs ont affirmé que la zone d'influence autour du modèle augmente avec la densité (Vesic 1977; Sid Ahmed 1989). Par ailleurs, d'autres auteurs ont aussi remarqué en plus des déplacements importants et du compactage du sol pulvérulent en dessous de la pointe, des déplacements du sol à proximité du fût. Le mouvement des grains est quantifiable jusqu'à une distance de 3 à 4 diamètres dans la direction latérale et de 2,5 à 3,5 diamètres en dessous de la pointe (Robinsky et Morisson 1964). Dans ce cadre, Shakhirev et al. (1996) ont mis en évidence, à proximité du fût d'un pieu modèle foncé, des zones où les déplacements du sol pulvérulent sont dirigés vers le bas (zone compactée qui augmente avec la profondeur) et plus loin des zones où les déplacements du sol sont dirigés vers le haut (zone d'inversion des déplacements verticaux et de refoulement du sol). De plus, les déplacements horizontaux du sol entraînent également la formation d'une zone comprimée qui est semblable à la zone comprimée dans la direction verticale (Fig I.17). Quant aux contraintes de compression étudiées par l'intermédiaire de

l'examen des zones de déformation, elles apparaissent tant au niveau du fût qu'en dessous de la pointe verticalement ou horizontalement. Pour le comportement du massif à l'interface du point de vue déplacement, un entraînement vers le bas du matériau situé au voisinage de l'interface est observé. Il est cependant difficile de tirer des conclusions en ce qui concerne le comportement de l'interface face à ces grands déplacements. Récemment, White et Bolton (2004) ont donné plus de détails sur les zones de déformations autour du pieu lors de son fonçage en chambre d'étalonnage. La technique de mesure des déformations est basée sur un matériel d'imagerie sophistiqué. L'analyse a montré que la forme du trajet de déformation révèle une compression verticale élevée sous la pointe suivie d'une compression horizontale lorsque le sol migre vers le fût du pieu.

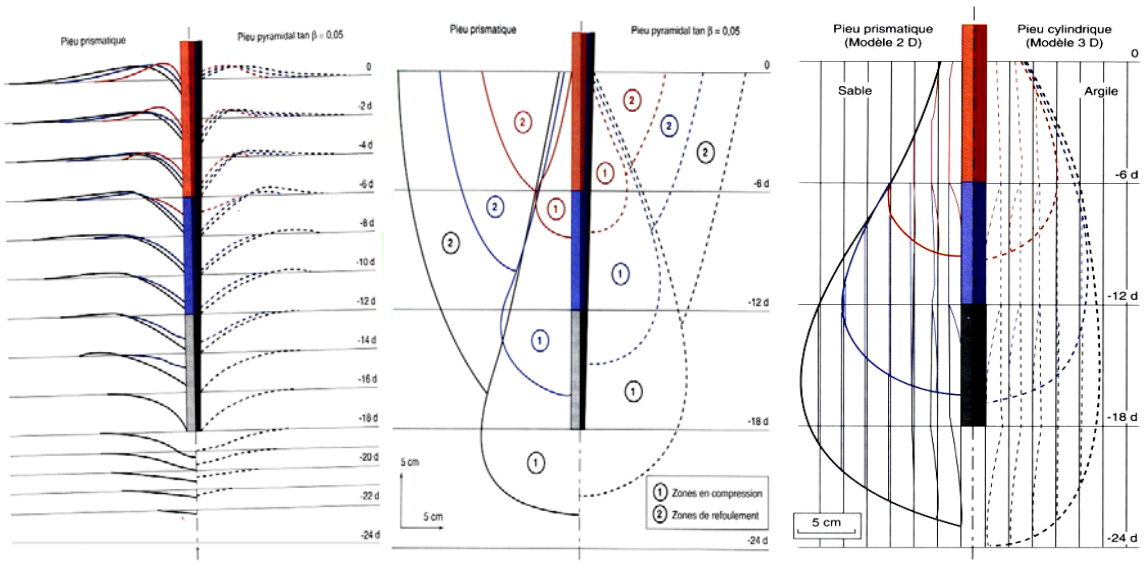


Figure I-17 Zones de déformation du sol lors du fonçage de modèles de pieux dans du sable (a) déplacements verticaux (b) zone de sol compactée et refoulée (c) déplacements horizontaux

(Shakhirev et al. 1996)

En ce qui concerne l'effet du forage, très peu de données expérimentales sont disponibles. Certains auteurs constatent qu'il est probable que le forage produise un relâchement dans le sol au niveau de la pointe (Poulos et Davis 1990 ; Tomlinson 1995) ce qui permet de proposer pour les pieux forés l'utilisation de l'angle de frottement résiduel pour l'évaluation de la résistance limite en pointe. Lorsque le forage est ouvert, la contrainte normale à la paroi du trou est nulle puis augmentera d'une manière plus au moins importante en fonction de la technique de bétonnage ou de scellement adoptée. Théoriquement, l'injection sous pression (cas des micropieux, par exemple) crée une compression du sol qui est favorable à la mobilisation du frottement latéral. La pression d'injection a un effet notable sur le frottement latéral (Bustamante et Doix 1985) ; dans ce cas, le frottement latéral dépend de la nature du

sol, de sa compacité et du mode du scellement choisi (IRS: Injection répétitive et sélective > IGU: Injection globale et unitaire).

L'influence du mode d'installation sur la réponse mécanique du pieu a été étudiée par plusieurs auteurs (Foray et al. 1989 ; Flemming et al. 1992 ; De Gennaro 1999). Ces auteurs ont présenté les résultats montrant l'effet de la mise en place sur la capacité portante des pieux modèles testés en chambre d'étalonnage dans les sables. Foray et al. (1989) constatent que la mise en place par moulage (par rapport à celle par fonçage et battage) mobilise le moins de résistance (Fig I.18). Flemming et al. (1992) ont estimé le frottement mobilisé par un pieu foré à 70% de celui mobilisé par un pieu battu. De Gennaro (1999) a comparé les réponses de pieux modèles foncés à différentes contraintes de confinement à celles d'un pieu modèle moulé. Il a constaté que le pieu moulé mobilise moins de résistance en pointe et de frottement latéral et une réduction des valeurs de charge limite en tête d'environ 50% du pieu moulé par rapport au pieu foncé (Fig. I.19).

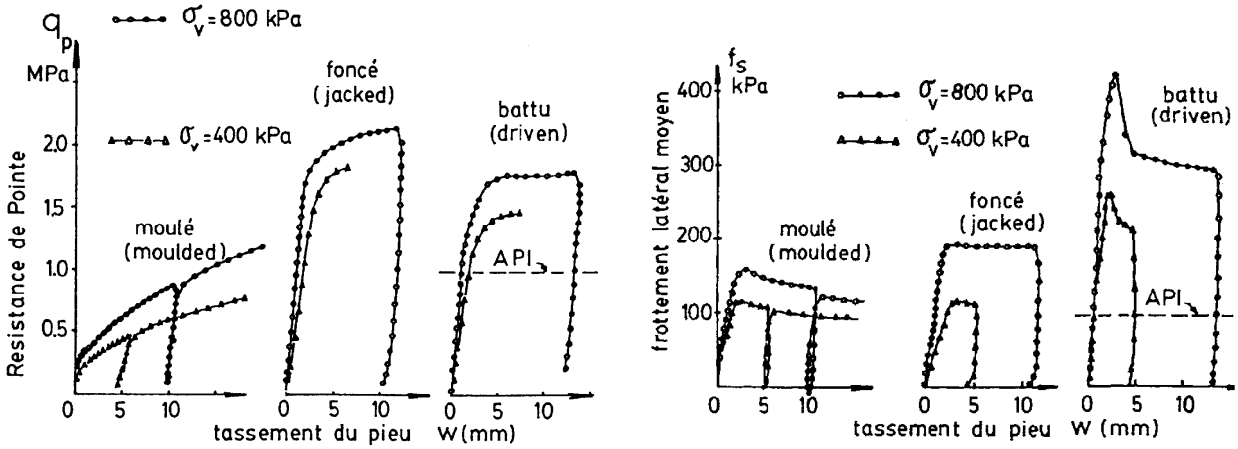
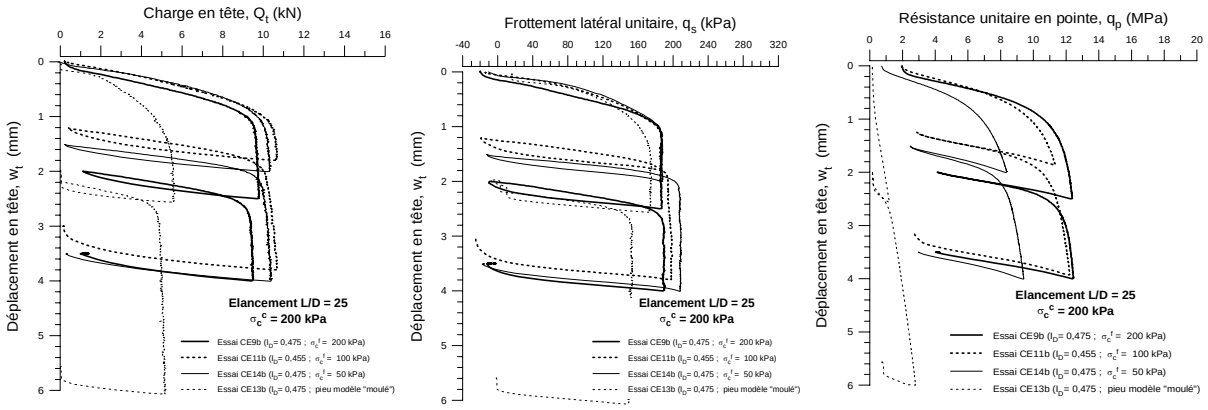


Figure I-18 Mobilisation de la résistance de pointe et du frottement latéral en fonction du mode de mise en place (Foray et al. 1989)



(a) *(b)* *(c)*

Figure I-19 Influence du mode d'installation sur les mesures (a) de la courbe charge totale-déplacement (b) du frottement latéral (c) de la résistance en pointe (De Gennaro 1999)

I.4.2.2. Contraintes résiduelles

Les contraintes et les déformations provoquées dans le massif au cours de l'installation ont des conséquences pratiques importantes sur le comportement du pieu au chargement en termes de courbes charge-tassement. De nombreux auteurs ont étudié les lois de mobilisations du frottement axial et de la résistance en pointe qui prennent en compte clairement les contraintes résiduelles après installation (Hunter et Davisson 1969 ; Briaud et Tucker 1984 ; Poulos 1987 ; Foray et al. 1989 ; Kraft 1991 ; Altaee et al. 1991a et b ; Lehane 1992 ; Chow 1997 ; Alawneh et Malkawi 2000 ; Alawneh et al. 2001 ; Costa et al. 2001 ; Randolph 2003 ; Jardine et al. 2005). Ces auteurs affirment que, sous chargement en compression, ignorer les contraintes résiduelles peut mener à une surestimation du frottement latéral et une sous-estimation de la résistance en pointe.

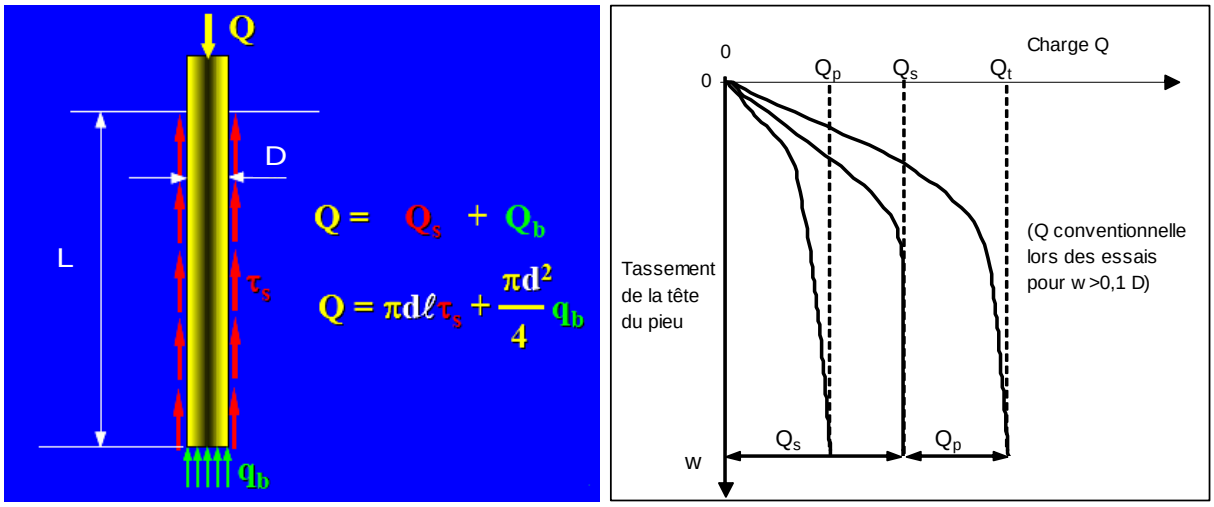
De plus, l'évolution de la contrainte normale à l'interface au cours de l'installation est reliée par certains auteurs à celle du coefficient K des pressions de terres (Kraft 1991 ; Boulon et Foray 1986 ; Boulon 1995). Ces auteurs affirment que, pour un sable dense, ce coefficient augmente (comportement d'interface dilatant) et, pour un sable lâche, K diminue (comportement d'interface contractant) ; d'où la dépendance de l'évolution de la contrainte normale à l'interface en fonction de la compressibilité, de l'état du sable et de la rugosité de l'interface. D'autres auteurs (Lehane 1992 ; Lehane et al. 1993 ; Chow 1997 ; Jardine et al. 2005) démontrent que l'évolution de la contrainte normale au cours de l'installation des pieux foncés/ battus est fonction de la contrainte verticale initiale in situ du sable, de la résistance du cône au CPT (donc de la densité du sable) et du rayon du pieu. Une étude plus détaillée des contraintes résiduelles sera effectuée au chapitre IV.

I.4.3. Aperçu sur les paramètres influençant la capacité portante d'une fondation profonde

La capacité portante s'écrit dans le cas des pieux qui travaillent en compression : $Q_t = Q_p + Q_s - W$ et dans le cas des pieux qui travaillent en arrachement : $Q_t = Q_s + W$ (W étant le poids du pieu). La mobilisation des charges totale Q_t, de frottement Q_s et en pointe Q_p en fonction du tassement des pieux est donnée sur la figure I.20 b où le poids du pieu est négligé. Dans la suite, on considère le frottement positif lorsque la contrainte de cisaillement est dirigée vers le haut (Fig. I.20 a).

On s'intéresse ici aux paramètres influençant le frottement axial Q_s et la résistance en pointe Q_p. Plus particulièrement, on discute de l'effet de la densité du massif, de la rugosité du

pieu et de l'effet du temps en termes de fluage et vitesse de chargement sur la mobilisation du frottement axial et la résistance en pointe au cours du chargement du pieu.



(a) *(b)*

Figure I-20 (a) Capacité portante d'un pieu en compression (b) Mobilisation des charges d'un pieu

I.4.3.1. Densité du massif

La plupart des auteurs ont évalué l'influence de la densité initiale du sable par l'évolution du coefficient de poussée des terres K et donc des contraintes normales à l'interface (Dossier FOND72 1972 ; Puech et al. 1979 ; Eissautier 1986 ; API 1989). Le tableau suivant résume l'évolution de K en fonction de la densité. A noter que parfois certains auteurs donnent l'effet combiné entre la densité du sable, le mode d'installation et la rugosité du pieu.

Tableau I-6 Influence de la densité du massif sur le coefficient de pression des terres

	Type de pieu	K (Sable lâche)	K(Sable dense)
FOND (1972)	Pieu en acier	0,5	1
	Pieu béton rugueux	1	2
	Pieu béton lisse	0,5	1
	Pieu bois conique	1,5	4
Puech et al. (1979)	Type de pieu	K (D_r=20%)	K (D_r=70%)
	Pieu modèle moulé	1,5	3,8
Eissautier (1986)	Type de pieu	K (D_r<30%)	K (D_r>70%)
	Pieu battu	2 à 3	3 à 5
	Pieu foré	0,75 à 1,5	1 à 2

I.4.3.2. Etat de surface des inclusions

L'état de rugosité du pieu a un effet non négligeable sur le comportement en frottement. Une surface du pieu plus rugueuse (striée) conduit à en une courbe de cisaillement avec pic, supérieure à la courbe correspondante avec une surface lisse (Schlosser et Guilloux 1981) (Fig I.21). Tous les éléments concernant l'influence de la rugosité de l'interface donnés au paragraphe I.2.3.2 s'appliquent ici.

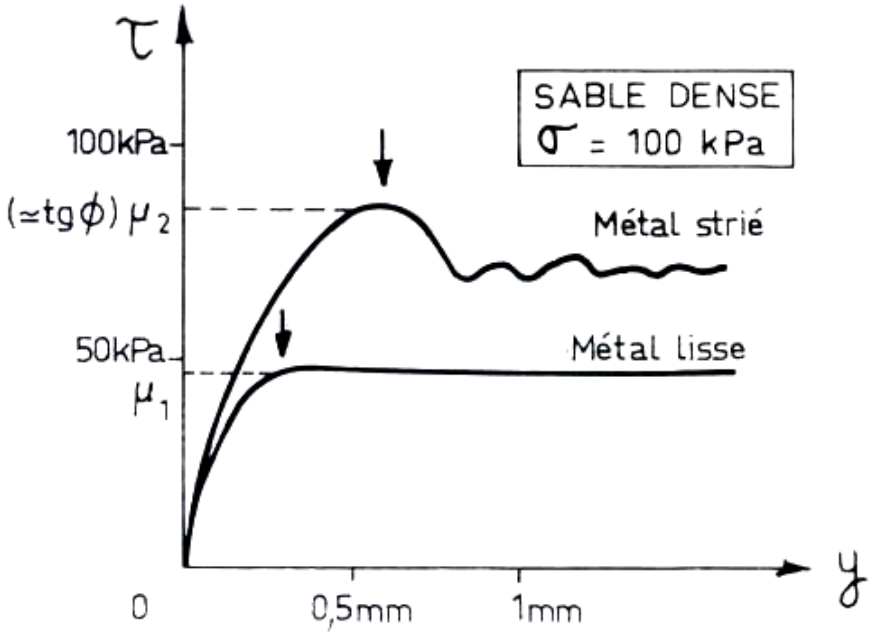


Figure I-21 Effet de la rugosité de l'inclusion : Comparaison des courbes de mobilisation frottement-déplacement (Schlosser et Guilloux 1981)

I.4.3.3. Effet du temps

Jardine et al. (2006) ont montré des augmentations remarquables dans les capacités portantes des pieux dans les mois qui suivent l'installation. Les résultats obtenus dans les sables de Dunkerque montrent une augmentation de la capacité entre 70% et 90% sur 6 mois. La résistance en pointe n'évolue pas, mais le frottement axial est très influencé.

Par ailleurs, l'influence de la vitesse de chargement est également un paramètre à prendre en compte qui peut avoir un effet non négligeable sur le comportement de l'interface sol-pieu. En ce qui concerne la résistance en pointe, l'influence n'est pas considérable (Dayal et Allen 1975 ; Juran et Tumay 1989 ; De Gennaro 1999). Par contre, l'influence de la vitesse de cisaillement varie selon le type de l'essai. Par exemple, De Gennaro (1999), a montré qu'en chambre d'étalonnage et à l'ACSA, une multiplication de la vitesse de cisaillement par 10 réduit la valeur de la contrainte maximale de cisaillement de 20%. Les observations

expérimentales de Hungr et Morgenstern (1984a et 1984b) ne confirment pas ce fait. Dans la littérature, ce problème est loin d'être clarifié.

I.4.4. Quelques méthodes de calcul pour le frottement latéral

Plusieurs auteurs ont proposé des méthodes de prévision de la capacité portante des pieux ainsi que des lois de mobilisation du frottement latéral le long du fût. Ces méthodes sont souvent empiriques ou semi-empiriques et dérivées des résultats d'essais in situ. Dans ce qui suit, on présente une synthèse de ces règles de calcul des fondations profondes.

I.4.4.1. Méthode de calcul à partir d'essais pressiométriques et pénétrométrique : Fascicule 62-V (Melt 1993)

Le Fascicule 62-V (Règles Techniques de Conception et de Calcul des Fondations des Ouvrages de Génie Civil), adopté par le ministère de l'équipement (Melt 1993) pour les marchés publics de génie civil en France, donne des règles pour la détermination de la capacité portante des pieux à partir des résultats des essais pressiométriques (PMT) ou pénétrométriques (CPT). Dans ce cadre, le Fascicule 62-V définit des catégories conventionnelles de sols, en fonction de la pression limite p_{LM} mesurée par le pressiomètre Ménard ou de la résistance en pointe q_c mesurée par le pénétromètre statique. L'effort total mobilisable par frottement axial sur toute la longueur L_p du fût du pieu Q_s est donné par :

$$Q_s = P \int_0^{L_p} q_s(z)dz \qquad \textit{I-10}$$

où P: périmètre du pieu,

q_s : frottement axial unitaire limite.

Avec des essais PMT, le frottement axial unitaire limite q_s est donné en fonction de la pression limite nette p_l*. La valeur q_s est fonction de la compacité du sol, de la nature du sol et du type de pieu. A partir des essais CPT, la valeur de q_s est déterminée par l'expression suivante :

$$q_s(z) = \min\left(\frac{q_c(z)}{\beta}; q_{s\,max}\right) \qquad \textit{I-11}$$

où $q_c(z)$ est la résistance en pointe à la profondeur z ; q_{smax} et β deux paramètres donnés en fonction de la nature du sol et du type de pieu.

I.4.4.2. Méthode API (1993)

La plupart des pieux en géotechnique offshore sont conçus en suivant les recommandations de l'Institut Pétrolier Américain API. Dans la version de 1993, le critère de rupture de

Coulomb est utilisé pour la rupture par frottement. Les relations suivantes permettent de calculer la valeur de la contrainte de cisaillement au fût à la rupture ($q_s = \tau_f$) :

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \tan \delta'_f$$
$$\sigma'_{rf} = K\sigma'_{v0} \qquad \textit{I-12}$$

où K est le coefficient de pression des terres à la rupture ; σ'_{v0} la contrainte verticale effective initiale in situ ; σ'_{rf} la contrainte normale effective au fût à la rupture ; τ_f la contrainte de cisaillement au fût à la rupture et δ'_f l'angle de frottement sol-pieu. La méthode est empirique et les valeurs de K et δ'_f sont fournies à partir d'une base de données d'essais de pieux rassemblée par Dennis et Olsen (1983). La valeur de K est supposée constante le long du fût du pieu ; elle varie entre 0,8 et 1. L'angle de frottement δ'_f augmente avec la densité et les dimensions des grains. La méthode donne des valeurs limites du frottement au fût et ne prévoit pas une différence pour la direction du chargement (compression, tension) (Tab. I.7).

Tableau I-7 Paramètres de conception des pieux pour un sable siliceux API RP2A (1993)

Densité	Densité relative %	Angle de frottement sol-pieu δ'(degrés)	Frottement latéral limite (kPa)	Limite de résistance en pointe (MPa)	N_q
Très lâche	0 à 15	15	48	1,9	8
Lâche	15 à 35	20	67	2,9	12
Moyennement dense	35 à 65	25	81	4,8	20
Dense	65 à 85	30	95	9,6	40
Très dense	85 à 100	35	115	12	50

Puisque les recommandations API sont empiriques, les prévisions donnent des valeurs raisonnables pour les dimensions de pieux et types de sol de la base de données utilisée. Par contre, pour d'autres types de sol, les recommandations conduisent à de grandes erreurs avec des coefficients Q_{ca}/Q_m (Q_{ca} capacité portante du pieu calculée par la méthode et Q_m celle mesurée lors des essais de chargement de pieu) très différents de 1 (Tang et al. 1990 ; Toolan et al. 1990 ; Lehane 1992).

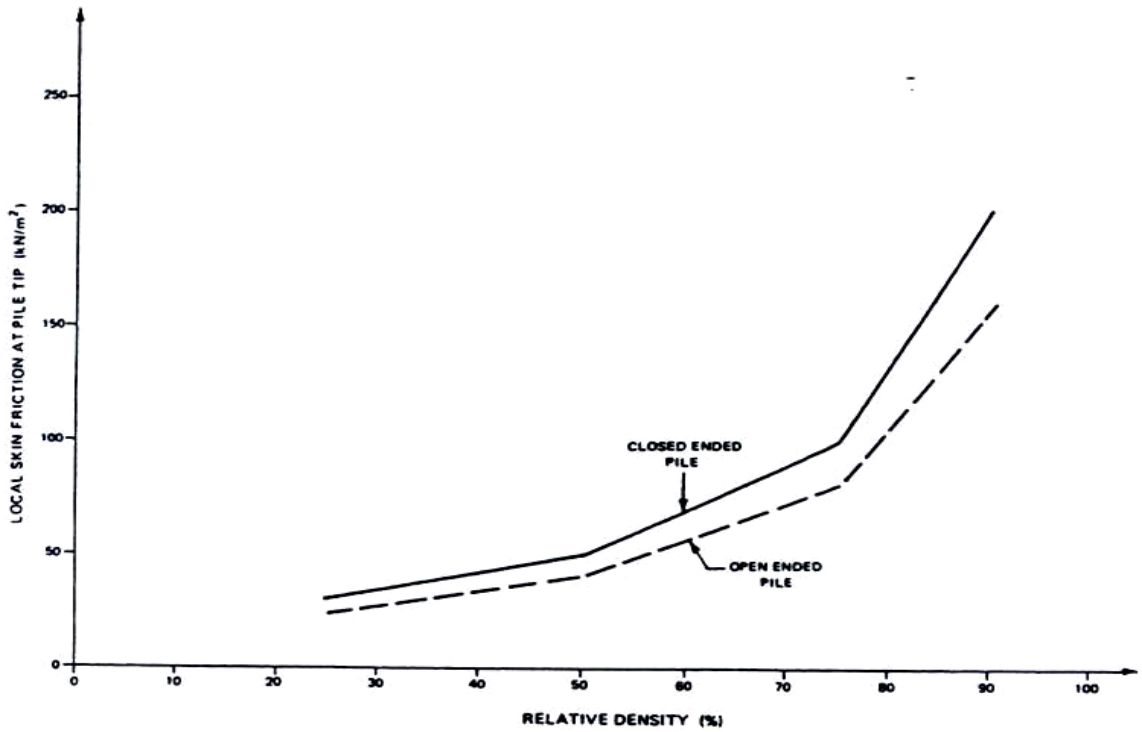
I.4.4.3. Méthode Toolan, Lings et Mirza (1990)

Pour remédier aux erreurs de calcul de la méthode API, Toolan et al. (1990) ont proposé une relation entre la densité relative et la contrainte de cisaillement moyenne à la rupture (Fig. I.22 a) et ont considéré une distribution linéaire de la contrainte de cisaillement locale à la rupture en fonction de la profondeur tenant compte des densités relatives du sable. La

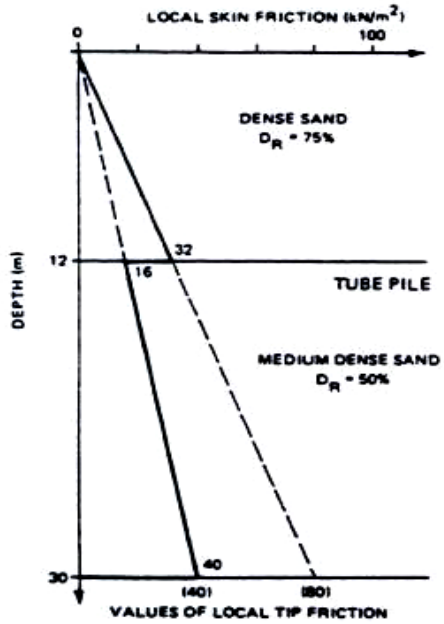
valeur de la contrainte de cisaillement maximale à la pointe est deux fois la contrainte de cisaillement moyenne au fût (Tab. I.8, Fig. I.22 b). Enfin, pour les pieux longs (L >10 m), l'approche dite β $\left(\beta = \frac{\tau_f}{\sigma'_{v0}} = K \tan \delta'_f\right)$ a été proposée par les auteurs. En effet, le paramètre β varie avec la longueur du pieu et la densité relative du sable. Cette approche est applicable pour les dix derniers mètres des pieux longs (Fig. I.22 c) et présente une façon raisonnable de distinguer le frottement du pieu proche de la pointe et le frottement plus faible mobilisé dans la partie supérieure du pieu.

Tableau I-8 Approche de prévision pour le frottement axial moyen (Toolan et al. 1990)

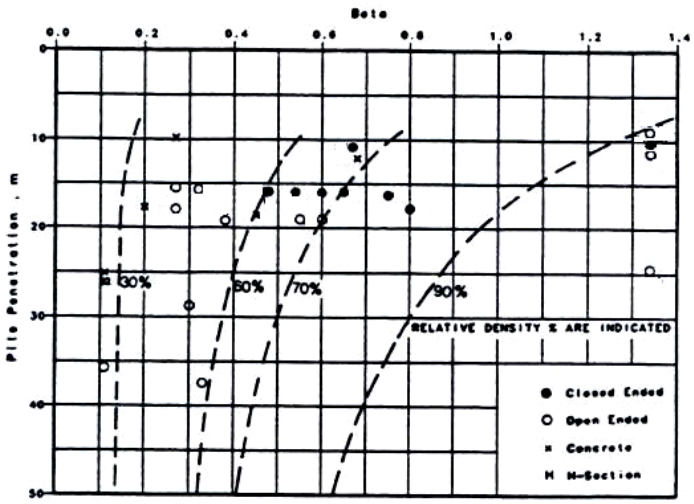
Description du sol	Densité relative D_r (%)	Frottement axial (kPa)	
		Moyen	Pointe
Lâche	25	15	30
Moyennement lâche	50	25	50
Dense	75	50	100
Très dense	90	100	200



(a)



(b)



(c)

Figure I-22 Méthodes de Toolan et al. (1990) pour calculer la capacité du fût (a) Corrélation entre τ_f et D_r (b) Variation de la contrainte de cisaillement locale le long du fût (c) Approche β

I.4.4.4. Méthode de Randolph (2003)

Cette méthode est basée sur celle de Randolph et al. (1994) et est une extension de l'approche β décrite précédemment par Toolan et al. (1990) (Fig. I.23). Comme l'indique la figure, la valeur maximale du frottement axial est mesurée près de la pointe du pieu. Randolph

(2003) propose une relation exponentielle pour quantifier l'augmentation du frottement axial avec la profondeur. La différence entre la contrainte normale à la rupture maximale $\sigma'_{rf\,max}$ et minimale $\sigma'_{rf\,min}$ est exprimée en fonction de l'évolution du coefficient de pression des terres K, de façon à avoir τ_f en chaque point sur la longueur du pieu. La relation suivante est proposée :

$$K(z) = \frac{\tau_f}{\sigma'_{v0}\tan\delta'_f} = K_{min} + (K_{max} - K_{min})\exp[-\mu h / D] \qquad \textit{I-13}$$

avec δ'_f l'angle de frottement sol-pieu, $K_{max} = 2N_q \exp(-7\tan\phi'_{cv})$, N_q est le facteur de capacité portante donné par $q_p = N_q\sigma'_v$, K_{min} est relié au cœfficient de pression des terres actif et varie entre 0,2 et 0,4, le paramètre μ varie avec la compressibilité du sol, la rugosité du pieu, l'énergie de battage (une valeur de 0,05 est suggérée), h est la distance verticale à partir de la pointe et D est le diamètre du pieu. La contrainte radiale maximale à la rupture mesurée à la pointe du pieu peut être exprimée selon Randolph et al. (1994) par :

$$\frac{\sigma'_{rf\,max}}{q_p} = \frac{\sigma'_{rf\,max}}{N_q\sigma'_v} = \frac{K_{max}}{N_q} = 2\exp(-7\tan\phi'_{cv}) \qquad \textit{I-14}$$

où ϕ'_{cv} est l'angle de frottement résiduel du sable.

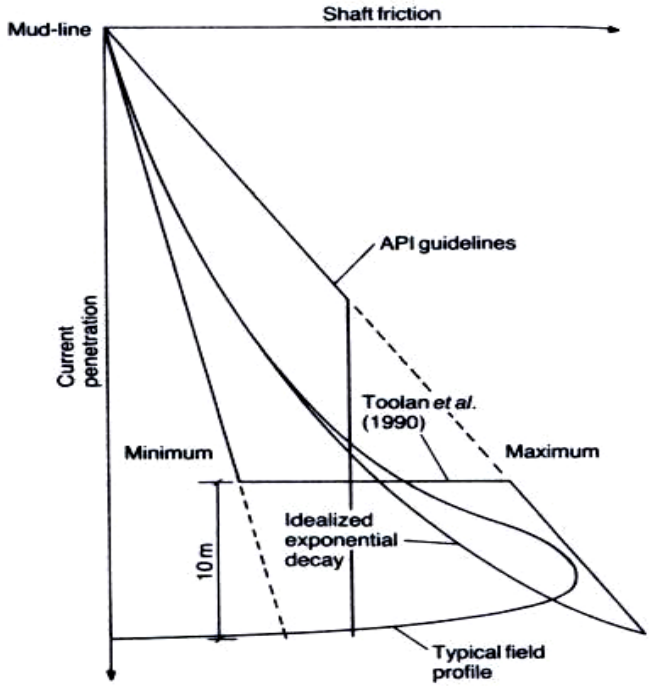


Figure I-23 Profil de frottement axial en fonction de la profondeur (Randolph et al. 1994)

D'autres auteurs affirment que le coefficient K est influencé par σ'_{v0}, le coefficient de surconsolidation "OCR", la méthode d'installation et les changements de la contrainte radiale effective durant le chargement (Patrizi et Burland 2001 ; Jamiolkowski 2003).

I.4.4.5. Méthode de Jardine et al. (2005)

La méthode de Jardine et al. (2005) est basée sur les résultats d'un grand nombre d'essais réalisés à l'aide des pieux instrumentés de l'Imperial College (ICP), permettant la mesure de la contrainte radiale σ'_r au fût. L'"ICP" est un pieu métallique fermé mis en place par fonçage. La méthode a été développée à partir de plusieurs études précédentes (Bond 1989 ; Lehane 1992 ; Lehane et al.1993 ; Chow 1996 ; Jardine et Chow 1996). La mesure de la contrainte normale à l'interface a permis de bien étudier les chemins de contrainte suivis à l'interface durant le chargement (Fig. I.24). Le résultat clair de l'essai est que la contrainte de cisaillement ultime est décrite par le critère de rupture de Coulomb :

$$\tau_f = \sigma'_{rf} \tan \delta'_f \qquad \textit{I-15}$$

où $\tau_f = q_s$ est la contrainte de cisaillement au fût à la rupture ; δ'_f est l'angle de frottement de l'interface sable-structure mesuré par des essais d'interface ; σ'_{rf} est la contrainte radiale effective à la rupture.

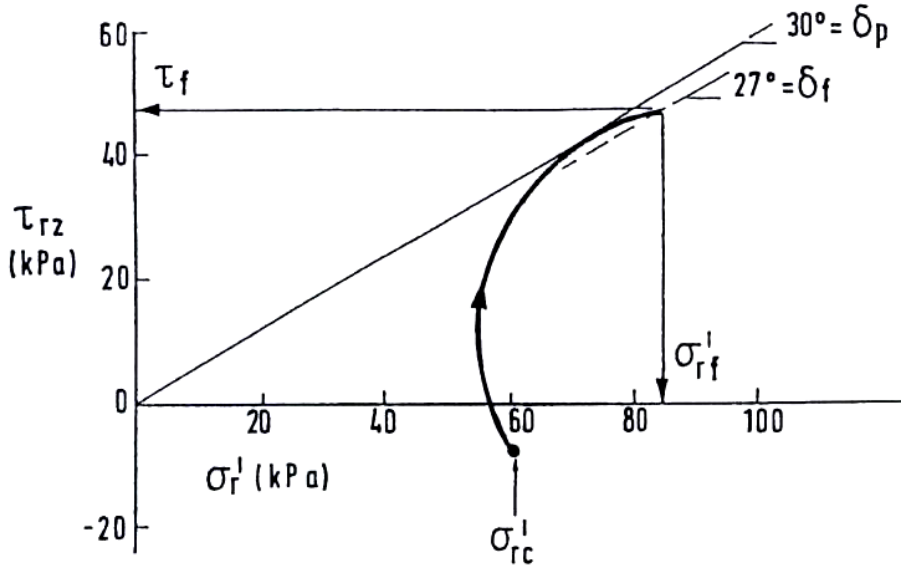


Figure I-24 Chemin de contrainte σ'_r - τ_{rz} (Lehane 1992)

Néanmoins, les mesures de contrainte radiale au cours du chargement montrent que la contrainte radiale à la rupture σ'_{rf} est différente de la contrainte radiale au début du chargement σ'_{rc} (*I-16*). La différence $\Delta\sigma'_r$ obtenue après stabilisation à l'issue de la phase de

chargement rend compte des déformations volumiques (contractance, dilatance) autour du pieu :

$$\sigma'_{rf} = \sigma'_{rc} + \Delta\sigma'_{r} \qquad \textit{I-16}$$

Les auteurs ont aussi montré que la contrainte radiale varie au cours du fonçage et sa valeur au début du chargement σ'_{rc} est fonction de q_p, h/R et σ'_{v0}, q_p étant la résistance en pointe dans le cas de l'ICP et qui dépend directement de la densité relative du sol ; h est la distance verticale à partir de la pointe ; R est le rayon du pieu ; σ'_{v0} est la contrainte verticale initiale in situ ; P_a est la pression atmosphérique. Sa valeur est donnée par :

$$\sigma'_{rc} = 0{,}016\, q_p \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a}\right)^{0{,}13} \left(\frac{h}{R}\right)^{-0{,}38} \qquad \textit{I-17}$$

L'augmentation de la contrainte radiale au cours du chargement est donnée par :

$$\Delta\sigma'_{r} = \Delta\sigma'_{rp} + \Delta\sigma'_{rd} \qquad \textit{I-18}$$

$$\Delta\sigma'_{rd} = 2G\frac{\delta h}{R} \qquad \textit{I-19}$$

où $\Delta\sigma'_{rp}$: diminution initiale de contrainte radiale (contractance) ; $\Delta\sigma'_{rd}$: augmentation de la contrainte due à la dilatance qui correspond à la solution du problème d'élasticité de l'expansion de cavité; $\delta h/R$: déformation de cavité; δh: déplacement perpendiculaire au plan de cisaillement ; G: module de cisaillement.

I.4.4.6. Autres méthodes

Plusieurs autres méthodes ont été développées pour prévoir le frottement axial pour les pieux forés dans les sables. Elles sont décrites par Jamiolkowski (2003). Ces méthodes se basent également sur l'évaluation du coefficient de transfert de charge β $\left(\beta = \frac{\tau_f}{\sigma'_{v0}} = K\tan\delta'_f\right)$, équation utilisée aussi par O'Neill et Hassan (1994) ; Chen et Kulhway (1994) ; O'Neill et Reese (1999). Ces auteurs donnent une formulation empirique de β dans les sables (Tab. I.9).

Tableau I-9 Formules empiriques de β dans les sables à partir des essais SPT

Sable	Formule de β
$N_{SPT} \geq 15 \text{coups} / 0{,}3\text{m}$	$\beta = 1{,}5 - 0{,}245(z)^{0{,}5}$
$N_{SPT} \leq 15 \text{coups} / 0{,}3\text{m}$	$\beta = \frac{N_{SPT}}{15}\left[1{,}5 - 0{,}245(z)^{0{,}5}\right]$

où N_{SPT} est le nombre de coups SPT et z la profondeur. Les valeurs de β varient entre 0,25 et 1,2.

Meyerhof (1976) propose pour les pieux battus un frottement axial unitaire limite (q_s en kPa) égal à 2 fois N_{SPT}. Il affirme, par ailleurs, pour les pieux forés, que les valeurs de q_s sont à diviser, environ, par un rapport égal à 2.

Par ailleurs, quelques auteurs ont étudié la capacité du fût des pieux ouverts battus dans du sable (Lehane et Gavin 2001 ; Gavin et Lehane 2003 ; Paik et al. 2003). Une approche pour les pieux ouverts peu différente de celle de Jardine et al. (2005) a ainsi été formulée. La capacité portante d'un pieu ouvert est largement inférieure à celle d'un pieu fermé (Paik et al. 2003).

D'autre part, De Nicola et Randolph (1994) ont étudié le rapport entre la capacité du fût en traction Q_{tr} et celle en compression Q_{com} et ont montré que ce rapport dépend du paramètre de compressibilité du pieu η; ce rapport diminue lorsque la compressibilité augmente selon la relation :

$$\frac{Q_{tr}}{Q_{com}} = \left\{1 - 0{,}2\log_{10}\left(\frac{100}{\left(\frac{L}{D}\right)}\right)\right\}\left(1 - 8\eta + 25\eta^2\right) \qquad \textit{I-20}$$

avec $\eta = \nu_p \tan\delta'\left(\frac{L_p}{D}\right)\left(\frac{G_{avg}}{E_p}\right)$, ν_p coefficient de Poisson du pieu, δ' angle de frottement de l'interface, L_p longueur du pieu, D diamètre du pieu, G_{avg} module de cisaillement du sol, E_p module d'Young du pieu.

I.4.5. Quelques méthodes de calcul pour la résistance en pointe

La contribution de la base du pieu n'est pas négligeable dans le calcul de la capacité portante des pieux en compression dans du sable. Les synthèses de Coyle et Castello (1981) et de Hossain et Briaud (1993) dans ce domaine ont montré que les méthodes de conception empiriques et théoriques disponibles ne sont pas performantes pour le calcul de la résistance en pointe d'un pieu. Dans ce qui suit quelques théories de résistance en pointe sont présentées.

I.4.5.1. Méthodes de calcul françaises à partir des essais pressiométriques et pénétrométriques

Le calcul de la résistance en pointe à partir de la méthode pressiométrique dans le Fascicule 62 (Melt 1993), puis repris par Frank (1999), donne l'expression de la charge limite de pointe par :

$$Q_p = Ak_p p_{le}^* \qquad \textit{I-21}$$

avec A section de la pointe, k_p facteur de portance par la méthode pressiométrique, p_{le}* pression limite nette équivalente (i.e. pression moyenne autour de la base du pieu). Le facteur de portance k_p est déterminé à partir du type de pieu et de la nature du terrain. Les valeurs de facteur de portance sont plus élevées pour les pieux battus/foncés que pour les pieux forés.

Si on dispose de données de l'essai au pénétromètre (de résistance de cône q_c) et à partir de la classe du sol et du type de fondation, l'expression de la résistance en pointe s'écrit :

$$Q_p = Ak_c q_{ce}^* \qquad \textit{I-22}$$

avec A section de la pointe, k_c facteur de portance par la méthode pénétrométrique (fonction du type de pieu et du type de sol), q_{ce}* : résistance de pointe équivalente au pénétromètre statique.

I.4.5.2. Théorie conventionnelle de la résistance en pointe

La résistance en pointe d'une fondation profonde est exprimée généralement par :

$$q_p = \sigma'_{v0} N_q \qquad \textit{I-23}$$

σ'_{v0} est la contrainte verticale effective en pointe du pieu et N_q est le facteur de capacité portante qui varie en fonction de l'angle de frottement interne du sol ϕ', de la forme du pieu, de la pression de confinement et de la compressibilité du sable. Des abaques pour N_q sont donnés notamment par Coyle et Castello (1981). Une approche similaire a été développée par Neely (1990). API RP2A (1993) recommande des valeurs de N_q qui varient avec la densité du sable et la taille des grains (Tab. I.7). Avec ces recommandations, Hossain et Briaud (1993) ont déduit, en exploitant une base de données, que les valeurs de résistance en pointe sont sous-estimées d'un facteur de 2.

I.4.5.3. Théorie d'expansion de cavité

L'utilisation de la théorie d'expansion de cavité pour modéliser la capacité portante ultime a été d'abord proposée par Skempton et al. (1953). Cette théorie suggère un mécanisme de rupture particulier avec un cône rigide de sol sous la pointe de pieu, qui est entouré de sol comprimé à une pression limite p_{lim} requise pour assurer l'expansion d'une cavité sphérique (Fig. I.25). La résistance en pointe du pieu peut être exprimée par :

$$q_p = p_{lim}\left(1 + \tan\phi' \tan\alpha\right) \qquad \textit{I-24}$$

ϕ' est l'angle de frottement interne du sable, α définit l'angle du cône et peut être pris égal à $45 + \phi'_{cv}/2$.

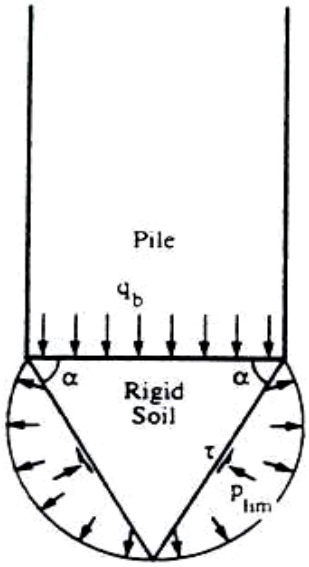


Figure I-25 Théorie d'expansion de cavité pour la résistance en pointe

Sur cette base, d'autres auteurs comme Randolph et al. (1994) et Randolph (2003) ont proposé l'utilisation de l'équation (*I-24*) avec $\phi' = \phi'_{cv}$ et p_{lim} évalué en utilisant les expressions de Yu et Houlsby (1991). Avec cette méthode, Randolph et al. (1994) trouvent un rapport de capacité portante calculée par celle mesurée de $Q_{ca}/Q_m = 1{,}76$. Ces auteurs indiquent que cette valeur n'est pas proche de 1 à cause de la non considération des valeurs résiduelles de la pression à la base.

I.4.5.4. Méthode de Jardine et al. (2005)

Cette méthode est basée sur les données de l'essai CPT qui permettent de déterminer la résistance développée sous l'effet d'un pénétromètre de même forme que le pieu. Il a été démontré par plusieurs auteurs que le rapport q_p/q_c n'est pas unitaire (Bustamante et Gianeselli 1982 ; Lehane et al. 2005), comme le suggèrent certains autres. Il dépend du diamètre du pieu et du pénétromètre (Kérisel 1961 ; De Beer et al. 1979 ; Chow 1997). Chow (1997) a tracé la tendance expérimentale du rapport q_p/q_c en fonction du diamètre du pieu et en déduit une méthode de prévision du rapport q_p/q_c confirmée par Jardine et Chow (1996) et Jardine et al. (2005) (Fig. I.26). On a :

$$\frac{q_p}{q_c} = 1 - 0{,}5\log\left(\frac{D}{D_{CPT}}\right) \qquad \textit{I-25}$$

avec D : diamètre du pieu ; $D_{CPT} = 0{,}036$: diamètre du CPT ; q_c : résistance de cône au CPT ; q_p : résistance en pointe du pieu.

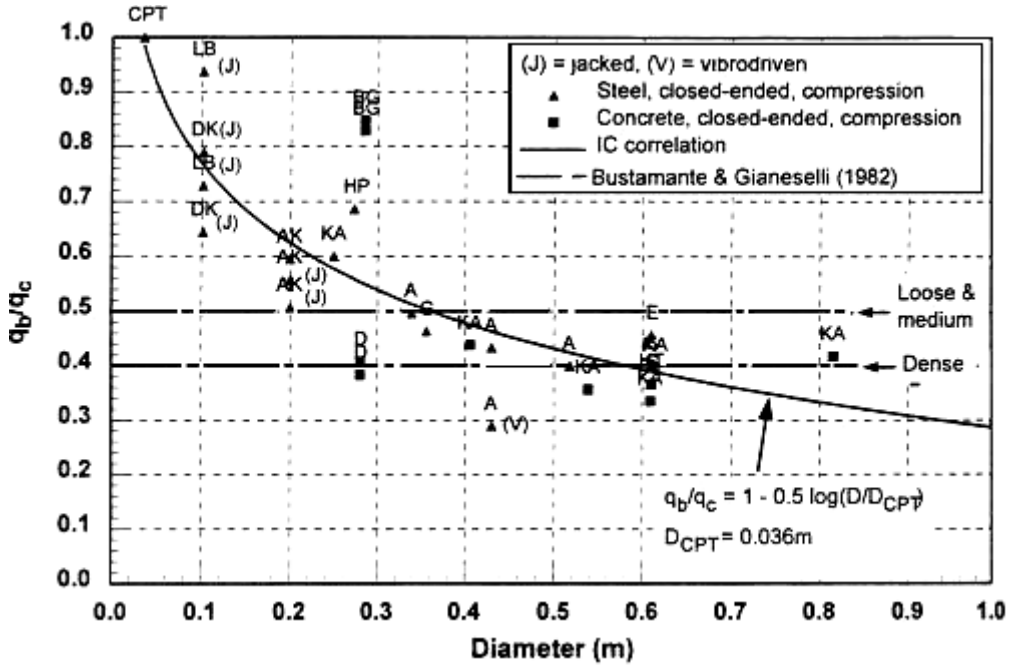


Figure I-26 Résistance en pointe de pieux fermés en fonction du diamètre (Chow 1997)

I.4.5.5. Autres méthodes

Flemming (1992) propose une relation hyperbolique pour les pieux forés qui exprime le rapport q_p/q_c en fonction du déplacement de la pointe w_b :

$$\frac{q_p}{q_c} \approx \frac{w_b / D}{w_b / D + 0{,}5 q_c / E_b} \qquad \textit{I-26}$$

E_b étant le module d'Young du sol sous la pointe du pieu.

Pour un pieu foré, la pression de base résiduelle est supposée nulle. La relation *(I-26)* permet de déterminer une résistance en pointe mobilisée à $w_b = 0{,}1D$ de 15 à 20% de q_c (Lee et Salgado 1999). Pour les pieux foncés et battus, une réponse plus rigide est observée en chargement de compression à cause des contraintes résiduelles développées au cours de l'installation. La pression résiduelle de base peut atteindre 70 à 80% de la capacité de base ultime q_p (Poulos 1987, Maiorano et al. 1996). Dans ce cas, l'équation *(I-26)* peut être généralisée (Randolph 2003) pour prendre en compte une pression résiduelle à la base q_{pres} mesurée au début du chargement du pieu :

$$\frac{q_p}{q_c} \approx \frac{w_b / D + 0{,}5 q_{pres} / E_b}{w_b / D + 0{,}5 q_c / E_b} \qquad \textit{I-27}$$

La méthode de calcul du "Canadian Geotechnical Engineering Society" utilise les essais SPT pour déterminer la résistance en pointe. Elle recommande q_p (kPa) = 400 N_{SPT} pour les pieux battus avec l'hypothèse que $q_c = q_p$. Il en résulte une corrélation entre les essais CPT et

SPT qui est : $q_c = 400\ N_{SPT}$. Au Japon, q_p (kPa) = 300 N_{SPT} est recommandé (Technical Committee on pile Driving 1989).

Enfin, citons les corrélations de Meyerhof (1976) qui propose pour la résistance de pointe limite :

$$q_p = \frac{40 N_1 L}{D} \leq 40, \text{en kPa} \qquad \textit{I-28}$$

où N_1 est le nombre de coups corrigés pour une pression effective verticale de 100 kPa, L la fiche du pieu et D le diamètre du pieu. Il affirme, par ailleurs, que pour les pieux forés, les valeurs de q_p sont à diviser, environ, par 3.

I.5. Modélisation du comportement des pieux sous charge axiale

I.5.1. Modélisation numérique en éléments finis (EF)

L'approche par la méthode des éléments finis permet de déterminer le comportement du pieu ainsi que du massif du sol l'entourant. La modélisation du comportement des pieux exige la connaissance des caractéristiques géométriques et mécaniques des pieux ainsi que le choix d'un bon modèle d'interface sol-pieu et d'une loi de comportement adéquate du sol. La modélisation du comportement des pieux par la méthode des éléments finis peut être réalisée par une schématisation en symétrie de révolution ou tridimensionnelle. La condition de symétrie de révolution (ou "axisymétrie") est généralement utilisée dans le cas d'un pieu cylindrique isolé, l'axe de symétrie étant l'axe du pieu (objet de notre étude). La condition tridimensionnelle reste l'approche la plus réaliste ; en revanche, elle requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. Les approches par calculs EF de pieux sont ici brièvement analysées.

I.5.1.1. Modélisation numérique axisymétrique des pieux par EF

Lors d'une modélisation axisymétrique, le pieu est supposé cylindrique et plein. Des caractéristiques équivalentes sont alors cherchées pour les surfaces, les modules et les densités pour les pieux à section non circulaire ou non pleine, en conservant généralement les rigidités axiales et les diamètres extérieurs ou les longueurs des pieux réels. En général, une équivalence de la surface latérale est privilégiée par rapport à la surface en pointe ou la surface de la section moyenne. En connaissant le rayon équivalent du pieu, il faut affecter au matériau constituant le pieu un module d'Young tel qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel. Pour la modélisation d'un pieu isolé, il convient de fixer les limites verticales du maillage (u = 0) à au moins deux fois la longueur L_p du pieu et la limite

horizontale inférieure à au moins 2,5 fois la longueur L_p en dessous de la pointe (condition v = 0 ou u = v = 0), soit 3,5 L depuis la surface (Mestat et Prat 1999). Par ailleurs, le maillage d'un pieu isolé doit être relativement resserré au voisinage des interfaces, c'est-à-dire à la pointe et le long du fût, où des forts gradients risquent d'apparaître tout en respectant des valeurs acceptables du rapport de forme avec l'approche "thin layer" (cf. § I.3.4).

Beaucoup d'auteurs ont modélisé numériquement, par la méthode des éléments finis, le comportement des pieux sous chargement en tenant compte de l'interface au contact sol-pieu. Les rares modélisations par éléments finis de l'installation du pieu (fonçage ou battage) ont été effectuées en considérant le processus de pénétration d'une inclusion en grandes déformations, en imposant des déplacements en tête du pieu (Cividini et Gioda 1988 ; Van Den Berg et al. 1996 ; Huang et al. 2004 ; Lu et al. 2004) ou en imposant des forces (Sikora et Gudehus 1990 ; Mabsout et al. 1995). Certains auteurs ont modélisé l'essai de chargement de pieu ou de modèle de pieu par éléments finis en utilisant des éléments d'interface sans épaisseur (Barbas et Frank 1982 ; Cabella et Passalacqua 1998 ; Das Neves et al. 2001b; Wehnert et Vermeer 2004) ou type couche mince avec des caractéristiques spécifiques de rigidité et de frottement (Madabhushi et Haigh 1998 ; De Gennaro et al. 1999 ; De Gennaro et Frank 2002b). D'autres auteurs ont modélisé le comportement des pieux sans utilisation d'éléments d'interface (Mohamedzein et al. 1999 ; Georgiadis et al. 2003). Dans ces cas, l'étude de l'influence de différents paramètres sur le comportement du pieu (la dilatance, la longueur du pieu dans les sols expansifs ; la saturation partielle et les fluctuations du niveau phréatique) a été évoquée.

Plusieurs facteurs peuvent influencer les résultats de l'analyse numérique EF du comportement d'un pieu. Citons, l'influence du maillage, l'influence du modèle de comportement du sol adjacent au pieu et l'influence du comportement de l'interface (De Gennaro 1999 ; Das Neves et al. 2001a et b ; Wehnert et Vermeer 2004).

I.5.1.2. Modélisation numérique tridimensionnelle des pieux par EF

Cette approche requiert des moyens importants pour la réalisation du maillage autour des pieux. La modélisation de l'interface entre le pieu et le sol par des éléments adéquats augmente également le nombre de nœuds du maillage. Le calcul est relativement long et d'une durée parfois excessive. Les utilisateurs de cette approche cherchent assez souvent à réduire leur maillage, mais cette réduction risque d'être effectuée au détriment de la précision des résultats. Pour éviter de telles modélisations grossières, la section du pieu (circulaire ou non, creuses ou non) est fréquemment remplacée par une section polygonale pleine

équivalente. Cette approximation est utilisée pour la commodité qu'elle procure dans la réalisation des maillages tridimensionnels. Les essais de chargement de pieux isolés sous chargement axial ont été rarement modélisés par la méthode des éléments finis tridimensionnels et l'interface a été rarement prise en compte.

Le tableau I.10 décrit quelques études numériques tridimensionnelles récentes qui existent dans la littérature. On remarque que la plupart des études concernent les pieux chargés latéralement ou les groupes de pieux et, dans la moitié des cas, la prise en compte d'une interface est omise. Si l'interface est prise en compte, les éléments de contacts reproduisent un frottement limite de Coulomb sans prise en compte de l'élastoplasticité de l'interface.

Tableau I-10 Quelques modélisations tridimensionnelles en EF

Source	Type de pieux	Prise en compte de l'interface
Trochanis et al. (1991)	1 et 2 pieux bétons battus chargés axialement	Oui (Prise en compte d'un frottement limite à l'interface)
Kurian et Srinivas (1995)	Pieu conique de section circulaire, triangulaire et carré isolé chargé axialement	Oui (éléments sans épaisseur)
Bransby et Springman (1996)	Groupe de pieux chargés latéralement	Non
Borel (1998)	Groupe de pieux chargés axialement	Oui (Prise en compte d'un frottement limite à l'interface)
Ozkan et al. (2002)	Pieux isolés et groupe de pieux chargés latéralement	Non
Comodormos et al. (2003)	Groupe de pieux chargés axialement	Non

I.5.2. Méthode des fonctions de transfert des charges t-z

La méthode t-z permet de calculer le déplacement vertical d'un pieu soumis à une charge axiale. La méthode passe par la définition de la relation entre la contrainte de cisaillement à la surface latérale du pieu (τ) et le déplacement vertical du pieu (z) à différentes profondeurs (courbes de modélisation du frottement latéral) en se basant sur les données des essais in situ (CPT, PMT, etc.). Plusieurs auteurs ont développé cette méthode théoriquement et dans le calcul pratique des pieux sous charge axiale (Poulos et Davis 1980 ; Frank et Zhao 1982 ; Boulon et Foray 1986 ; Maleki 1995). Récemment, Liu et al. (2004) ont proposé un modèle t-z trilinéaire plastique avec radoucissement (Fig. I.27).

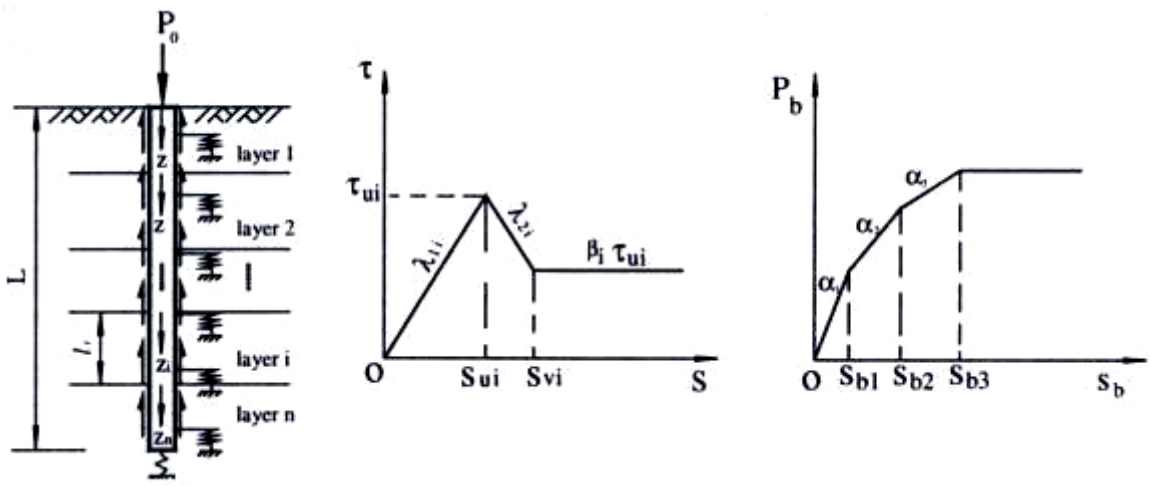


Figure I-27 Méthode analytique simplifiée du système sol-pieu basée sur la méthode t-z (Liu et al. 2004)

En France, la pratique courante de cette méthode fait référence aux méthodes pressiométriques pour la détermination de la partie initiale de la courbe de mobilisation du frottement latéral. L'utilisation des courbes t-z est associée également à la définition d'une courbe de mobilisation de la résistance en pointe (q-z). Dans ce qui suit, on présente la méthode développée par Frank et Zhao (1982). C'est donc une méthode de calcul de la courbe charge-tassement axial d'un pieu isolé, basée sur le principe des fonctions de transfert de charge ou courbes de mobilisation du frottement latéral t-z et de l'effort de pointe q-z. Le calcul de la courbe charge-tassement du pieu est basé sur la résolution numérique, par le programme PIVER-LCPC, de l'équation différentielle de l'équilibre d'une poutre en compression ou en traction (Frank 1989) :

$$EA\frac{d^2s}{dz^2} - P\tau(s) = 0 \qquad \textit{I-29}$$

avec EA : rigidité à la compression du pieu ; s : le déplacement (tassement) axial le long de z ; τ : frottement axial unitaire mobilisé ; P : périmètre du pieu.

Le modèle de Frank et Zhao (1982) pour les courbes de mobilisation du frottement axial τ(s) et de chargement en pointe q(s) est trilinéaire et il est basé sur les résultats pressiométriques (Fig. I.28). Les pentes initiales k_τ et k_q sont données respectivement pour les sols fins (argiles et limons) et granulaires par les relations :

$$\begin{aligned} k_\tau &= 2E_M / D \quad ; \quad k_q = 11E_M / D \quad (\text{sol fin}) \\ k_\tau &= 0{,}8E_M / D \quad ; \quad k_q = 4{,}8E_M / D \quad (\text{sol granulaire}) \end{aligned} \qquad \textit{I-30}$$

où E_M est le module pressiométrique à la profondeur considérée ; D est le diamètre du pieu.

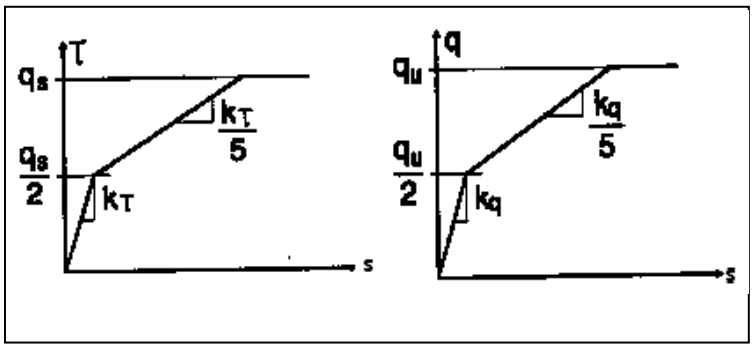


Figure I-28 Lois de mobilisation du frottement axial et de l'effort de pointe unitaires (Frank et Zhao 1982)

Dans le but de résoudre l'équation (*I-29*), le système sol-pieu est divisé en couches. Pour chaque couche, la rigidité EA et le périmètre P sont constants, et la fonction τ-s, également unique, est linéarisée sous la forme $\tau = \alpha + \beta s$. Ainsi une équation différentielle à coefficients constants est obtenue pour chaque couche dont la solution analytique est :

$$\begin{aligned} & s = a.cosh(mz) + b.sinh(mz) - \frac{\alpha}{\beta}, && Pour\ \beta \neq 0; avec\ m = \sqrt{\frac{P\beta}{EA}} \\ & s = az + b + \frac{P\alpha}{EA}.\frac{z^2}{2}, && Pour\ \beta = 0\ et\ \alpha = q_s \end{aligned} \qquad \text{I-31}$$

Le programme PIVER-LCPC est basé sur cette solution analytique dans chaque couche. Son originalité consiste en le fait qu'il n'a pas besoin d'approximations par différences finies. L'efficacité de ce modèle et de la méthode a pu être évaluée par Said et al. (2005) lors du récent Symposium International PRESSIO 2005. Il s'agissait de calculer la capacité portante et les tassements d'un pieu foré à la tarière continue soumis à une charge axiale centrée, à partir des résultats d'essais pressiométriques Ménard. Les caractéristiques du sol (E_M et p_{LM}) sont tout d'abord déterminées à partir des résultats pressiométriques bruts en appliquant la norme Afnor (2001). Ensuite, le calcul de la capacité portante du pieu est effectué et les tassements du pieu sont calculés en utilisant le programme PIVER-LCPC.

I.5.3. Modélisation numérique par équations intégrales aux frontières

Cette méthode suppose un matériau élastique linéaire en petites déformations. Une solution fondamentale en déplacement et une solution en contrainte ont été proposées (Garnica-Anguas 1993 ; Boulon et al. 1995a). Le problème d'équilibre se réduit à la solution d'un système d'équations intégrales qui est fonction des conditions aux limites que l'on pose (en déplacement, en contraintes ou mixtes). Le contact étant considéré entre deux solides élastiques, les non-linéarités du comportement sont alors concentrées à l'interface. Le

problème de contact est reproduit en imposant des conditions statiques et cinématiques qui correspondent aux conditions de contact fermé, glissant et ouvert.

Une application de cette méthode pour le calcul d'un essai d'arrachement de pieu en chambre d'étalonnage (Huang et al. 1991 ; Garnica-Anguas 1993 ; Boulon et al. 1995a), consiste à reproduire les conditions aux limites par des équations intégrales aux frontières. Le maillage et les résultats de ces simulations sont donnés sur les figures I.29 et I.30.

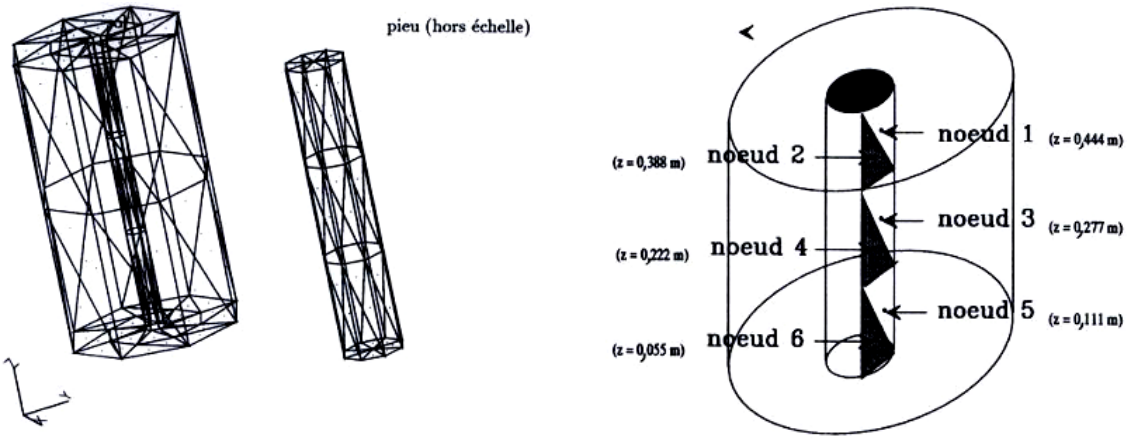
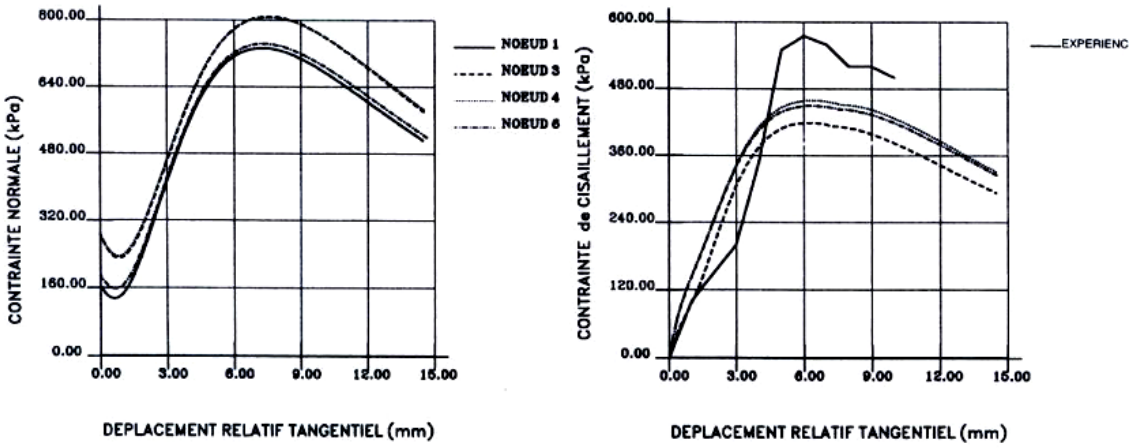


Figure I-29 Simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage : Maillage (Boulon et al. 1995a)



(a) *(b)*

Figure I-30 Simulation numérique d'un essai d'arrachement en chambre d'étalonnage (a) Evolution de la contrainte normale à l'interface (b) Courbes de cisaillement d'interface (Boulon et al. 1995a)

I.6. Conclusions

Dans ce chapitre, on a pu fournir une synthèse des caractéristiques générales de l'interface sol-structure du point de vue de la modélisation rhéologique, expérimentale et numérique. La définition des mécanismes caractéristiques de l'interface a fourni des éléments indispensables pour une modélisation correcte de son comportement. Les études présentées dans la littérature

ont mis en évidence le phénomène de mobilisation du frottement et sa relation avec le comportement volumique en déformation (contractance-dilatance). D'autre part, l'analyse du comportement des pieux isolés sous charge axiale dans un sol granulaire, par les méthodes de calcul de capacité portante et les analyses numériques EF, permet d'avoir une idée globale sur le comportement d'une fondation profonde et montre que l'interface joue un rôle considérable dans la définition des conditions de stabilité de l'ouvrage. La modélisation numérique aux éléments finis du comportement d'un pieu sous charge axiale nécessite la prise en compte de l'effet d'installation, la formulation d'un modèle de comportement d'interface approprié et la définition d'éléments de contact spéciaux. La validation se fait à partir de résultats d'essais in situ de pieux en vraie grandeur, en s'appuyant sur des données de laboratoire relatives à la caractérisation du sol et de l'interface sol-structure. Nous détaillerons les étapes de cette démarche dans les prochains chapitres.

Chapitre II. Base expérimentale d'essais de pieux sous charge axiale

II.1. Introduction

Le problème de dimensionnement des pieux a fait l'objet de nombreuses recherches. Ces recherches ont abouti, dans la plupart des cas, à la définition de formules empiriques fondées sur les observations expérimentales. La plupart des règles de calcul ou de dimensionnement préconisent donc le recours à des mesures en vraie grandeur, sur site réel, par l'intermédiaire d'essais de chargement statique de pieux. Des essais sur modèles réduits au laboratoire sont aussi considérés (essais en centrifugeuse et en chambre d'étalonnage). Sur ce sujet, de nombreux travaux expérimentaux ont été menés ; les littératures française et étrangère sont abondantes à ce sujet. En France, le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) a une expérience de plus de trente ans concernant la pratique et l'interprétation d'essais de pieux en vraie grandeur avec plus de 550 essais de pieux (Bustamante et al. 1987 ; Bustamante et Gianeselli 1991 ; Borel et al. 2002a ; Borel et al. 2002b ; Evers et al. 2003 ; Bustamante et Gianeselli 2006b). A Londres, les chercheurs de l'Imperial College ont également une expérience considérable dans ce sujet (Bond 1989 ; Lehane 1992 ; Lehane et al. 1993 ; Jardine et al. 1998 ; Chow 1997). Bien d'autres équipes se sont intéressées à ce genre d'essais.

Ce chapitre décrit un essai de pieu en modèle réduit en chambre d'étalonnage du CERMES (type 1) (De Gennaro 1999), des essais de chargement axial de pieux modèles sur site réel (type 2, pieu ICP) (Lehane 1992 ; Chow 1997) et des essais de chargement axial de pieux en vraie grandeur (type 3, essais LCPC) (Bustamante et Gianeselli 1991 ; Bustamante et Gianeselli 2006a). Après une description des pieux utilisés, les essais effectués sur le sol et les essais élémentaires de l'interface sont présentés. A partir de la base de données recueillies, on a déterminé les caractéristiques mécaniques de déformation volumique et de rupture du sol afin de les utiliser ultérieurement dans la partie de ce travail consacrée à la modélisation.

II.2. Essai Type 1 : Chambre d'étalonnage (modèle réduit)

La chambre d'étalonnage est un outil expérimental fréquemment utilisé pour le recours à des expériences sur modèles réduits permettant l'analyse du comportement mécanique des fondations profondes (Chin et Poulos 1996; Francis 1997 ; Foray et al. 1998 ; De Gennaro 1999 ; Gavin et Lehane 2003 ; Paik et Salgado 2003 ; El Naggar 2004 ; White et Bolton 2004). Le principe de base de la chambre d'étalonnage est de pouvoir reconstituer des massifs de sol granulaire de dimensions importantes (diamètre et hauteur) avec un contrôle des conditions aux limites. Dans ce qui suit, on décrit les essais réalisés par De Gennaro (1999) au CERMES à partir des méthodes et des dispositifs développés par Francis (1997).

II.2.1. Description du pieu modèle

Le pieu modèle utilisé est une sonde de type pénétrométrique instrumentée de diamètre D = 20 mm et de longueur L_p = 735 mm permettant des mesures de la résistance en pointe et du frottement latéral (Fig. II.1). Pour cela, il est muni de deux capteurs de force miniaturisés. Le premier est situé en pointe avec une capacité de 5 kN et une précision de 0,5% ; le deuxième capteur est placé sur le manchon de mesure du frottement avec une capacité de 4 kN et une précision de 0,27%. Le bas du manchon de mesure du frottement est situé à une distance de 6 diamètres (120 mm) de la pointe. La surface latérale du modèle a une rugosité contrôlée, obtenue par usinage direct. De Gennaro (1999) a choisi la rugosité normalisée R_n à 1, par rapport au D_{50} de référence du sable de Fontainebleau (la définition de R_n est donnée au paragraphe I.2.3.2).

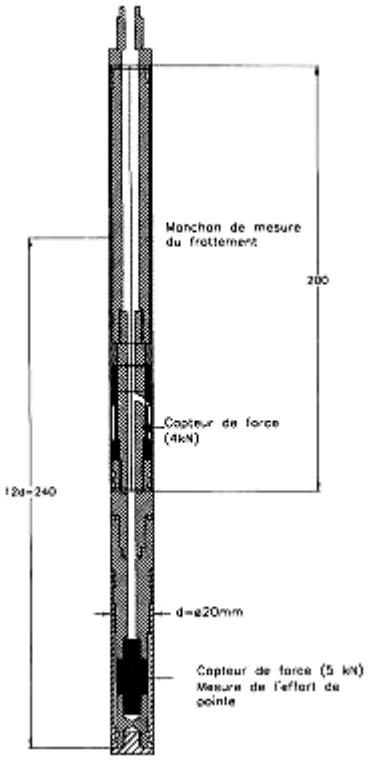


Figure II-1 Pieu modèle instrumenté (Francis 1997 ; De Gennaro 1999)

II.2.2. Essais de laboratoire

Dans ce paragraphe, les caractéristiques mécaniques du sable et de l'interface sont données à partir des essais de laboratoire. Ces derniers ont permis d'évaluer les paramètres de calcul nécessaires aux simulations numériques.

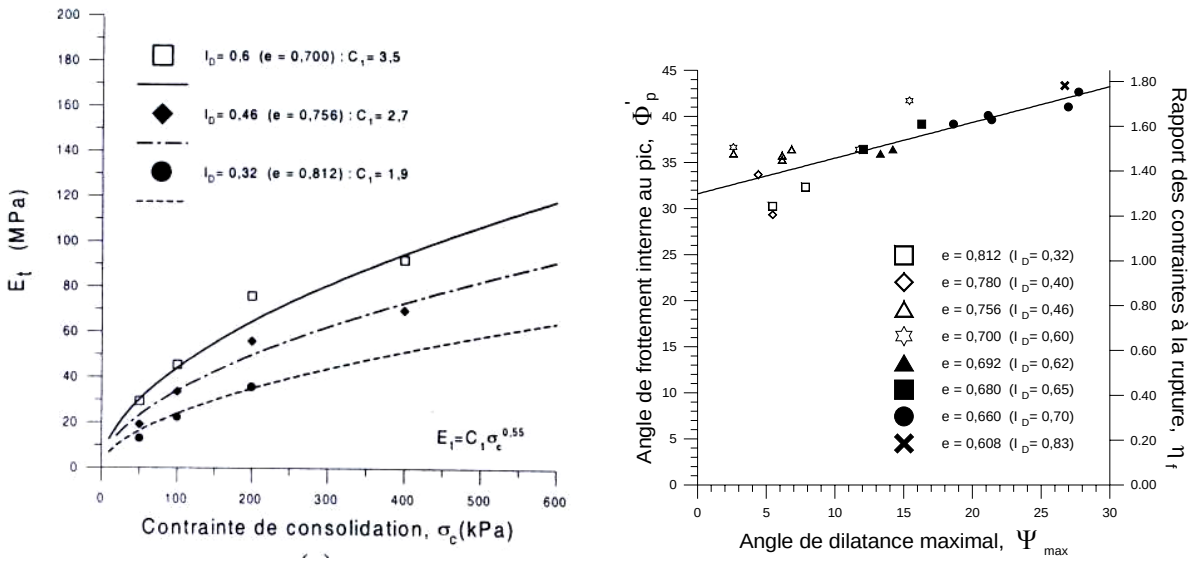
II.2.2.1. Essais triaxiaux sur le sable de Fontainebleau

Des essais triaxiaux sous chargement monotone drainés en compression ont été élaborés sur le sable de Fontainebleau dont les caractéristiques physiques sont données dans le tableau II.1.

Tableau II-1 Caractéristiques physiques du sable de Fontainebleau

Sable	γ_{dmin} (kN/m^3)	γ_{dmax} (kN/m^3)	γ_s(kN/m^3)	e_{max}	e_{min}	D_{50} (mm)	C_U
Fontainebleau	13,8	17,2	26,7	0,94	0,54	0,23	1,78

Le programme expérimental qui utilise l'appareil triaxial concerne un intervalle de densités et de niveaux de confinement assez vaste. Les essais triaxiaux sur le sable de Fontainebleau développés par De Gennaro (1999) et complétés par les données de Dupla (1989) et Dupla et Canou (1994) ont permis d'établir une synthèse des résultats en termes de caractéristiques élastiques, de caractéristiques de rupture et de caractéristiques de déformation volumique du sable (Fig.II-2) et (Tab. II.2).



(a) *(b)*

Figure II-2 (a) Variation du module tangent E_t en fonction de la contrainte de consolidation et de la densité (b) Angle de frottement au pic en fonction du niveau de consolidation pour des essais triaxiaux à différentes densités (De Gennaro 1999)

Les caractéristiques élastiques se résument par les relations (*II-1*) qui donnent l'évolution des modules d'Young tangent (E_t) (Fig. II.2 a) et sécant de déchargement/rechargement (E_d) :

$$E_t = C_1\sigma_c^n \quad ; \quad E_d = C_2\sigma_c^n \qquad \textit{II-1}$$

Pour les caractéristiques de rupture, notamment l'angle de frottement au pic ϕ'_p et l'angle résiduel aux grandes déformations ϕ'_{cv}, De Gennaro (1999) utilise la relation analogue à celle de Bolton (1986) entre l'angle de dilatance maximal et l'angle de frottement donnée pour le sable de Fontainebleau (Fig. II.2 b) par :

$$\phi'_p = \phi'_{cv} + 0{,}19\psi_{max} \qquad \textit{II-2}$$

Pour la densité du sable à la chambre d'étalonnage $I_D = 0{,}46$, le module d'Young, le coefficient de Poisson, l'angle de frottement interne et l'angle de dilatance sont donnés dans le tableau II.2 pour les différentes valeurs de contrainte de consolidation.

Tableau II-2 Synthèse des paramètres mécaniques déterminés pour le sable de Fontainebleau (I_D = 0,46)

Contrainte de consolidation (I_D = 0,46)	σ_c = 50 kPa	σ_c = 100 kPa	σ_c = 200 kPa
Module d'Young (MPa)	22	34	49
Coefficient de Poisson	0,37	0,30	0,22
Angle de frottement interne ϕ'_p(degrés)	37,5	36,5	35,5
Angle de dilatance ψ(degrés)	6,7	5,3	6

II.2.2.2. Essais d'interface à la boîte de cisaillement modifiée

Une étude expérimentale du contact entre le sable de Fontainebleau et la surface métallique striée, représentant l'élément structural, a été également menée par De Gennaro (1999) à la boîte de cisaillement direct modifiée. L'indice de densité utilisé varie entre 0,45 et 0,5 (choisi en relation avec la densité du massif reconstitué en chambre d'étalonnage). Les caractéristiques de rugosité des deux plaques métalliques constituant la demi-boîte inférieure correspondent à celles du pieu modèle instrumenté, utilisé en chambre d'étalonnage. (R_n = 1, avec D_{50} = 0,2 mm). Plusieurs courbes de mobilisation de la résistance au cisaillement (u_t, τ) et du déplacement normal (u_t, u_n) en fonction du déplacement tangentiel sont disponibles à partir de cette étude. Pour des raisons de place, nous omettons de présenter les résultats typiques d'essai. Ils seront utilisés pour la validation du modèle d'interface (cf. Fig. III.5). Ils traduisent bien un comportement globalement contractant en accord avec la densité du sable. L'angle de frottement d'interface $\delta'_p = \tan^{-1}\left[\frac{\tau_p}{\sigma_n}\right]$ est égal à 33,4 degrés.

II.2.3. Dispositif d'essai et procédure expérimentale

Les dispositifs et les méthodes d'essai utilisés par De Gennaro (1999) sont basés sur ceux développés par Dupla (1995) et Francis (1997) ; ils seront aussi repris par Le Kouby (2003).

Les échantillons cylindriques de sable ont 540 mm de diamètre et 680 mm de hauteur (Fig. II.3 a, Fig. II.4). Deux modes d'installation du pieu modèle ont été testés par De Gennaro (1999) : (1) une mise en place du pieu par fonçage à l'aide d'un vérin à une vitesse de descente de 60 mm/min dans un échantillon de sable reconstitué au préalable par pluviation ; (2) une mise en place du sable autour du pieu (moulage) qui consiste à mettre en place le modèle au préalable et à réaliser la pluviation du sable autour de celui-ci. Ce mode de mise en place permet d'avoir un matériau intact autour du pieu avant la phase de chargement.

Dans les deux cas, l'échantillon de sable est donc obtenu en déversant du sable sec par pluviation à l'aide d'un diffuseur dans une membrane de latex (3 millimètres d'épaisseur), en contact avec le mur d'un moule de formage cylindrique en appliquant le vide (Fig. II.3 b). La procédure de pluviation assure un contrôle précis de la densité du sable. Le moule est ensuite démantelé en appliquant le vide à l'échantillon et la contrainte de confinement isotrope est progressivement appliquée à l'échantillon de sable.

L'essai de chargement analysé est effectué dans du sable moyennement lâche (I_D = 0,46) soumis à $\sigma_{v0} = \sigma_{r0}$ = 100 kPa, σ_{v0} étant la contrainte verticale et σ_{r0} est la contrainte radiale. Une fois le pieu modèle installé, la longueur fichée dans le sol est égale à 500 mm (Fig. II.4).

Pendant l'essai de chargement, effectué à déplacement contrôlé de la tête du pieu à vitesse constante (0,1 mm/min), le manchon instrumenté mesure la contrainte de cisaillement sur le fût du pieu et le capteur de force assure la mesure de la résistance en pointe. Une cellule de charge externe permet aussi la mesure de la charge axiale totale.

II.2.4. Résultats expérimentaux

Les essais de chargement monotones en compression sur les pieux modèles en chambre d'étalonnage ont été réalisés pour deux modes d'installation (foncé, moulé ; l'influence du mode d'installation est donnée sur la figure I.19 au paragraphe *I.4.2.1*), différentes densités (I_D = 0,46 et 0,56), différentes contraintes de confinement (σ_c = 50, 100, 200 kPa) et deux élancements du pieu (L/D = 17,25 et 25). Nous simulerons et analyserons numériquement au chapitre IV les résultats obtenus sur le pieu modèle "moulé" (l'élancement du pieu L/D = 25), dans du sable moyennement dense (I_D = 0,46) et soumis au confinement isotrope de 100 kPa.

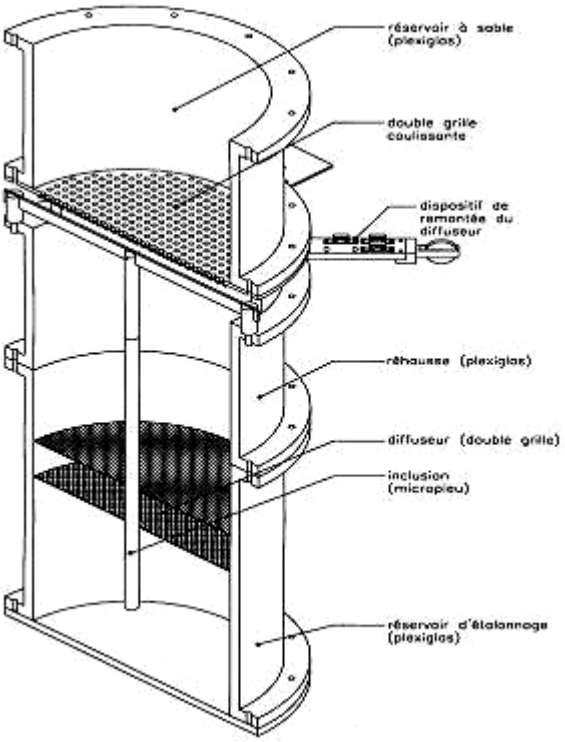


Figure II-3 (a) Mise en place de la rehousse sur le moule de formage (b) Dispositif de pluviation du sable

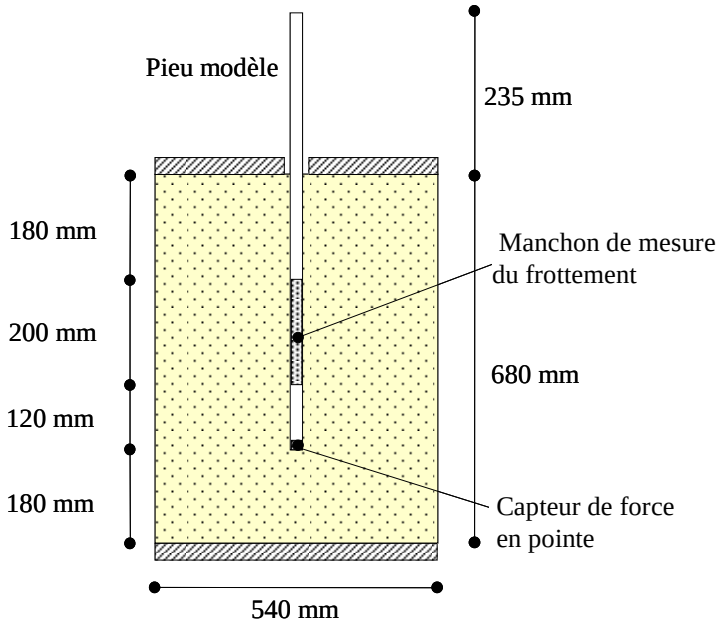


Figure II-4 Configuration de la chambre d'étalonnage avant chargement du pieu modèle (De Gennaro 1999)

II.3. Essai Type 2 : Dunkerque et Labenne

Les essais de chargement de pieux modèles dans du sable (ICP : Imperial College Pile) sur les sites de Dunkerque et Labenne ont été élaborés par l'équipe de l'Imperial College de Londres (Lehane 1992 ; Chow 1997). A partir des essais de reconnaissance in situ et au laboratoire, on détermine les caractéristiques mécaniques du sol et de l'interface qui seront utiles dans l'analyse numérique. En effet, pour le sable, les caractéristiques élastiques (module d'Young) sont déterminés à partir des essais in situ, les caractéristiques de rupture (angle de frottement) sont déterminés en se basant sur des essais au laboratoire et le comportement volumique (angle de dilatance) est déterminé par une corrélation qui implique le taux de dilatance exprimé en fonction de la différence entre l'angle de frottement au pic et l'angle de frottement critique à volume constant. Quant à l'interface, on décrit dans ce chapitre, les essais de cisaillement nécessaires pour la caractérisation de son comportement.

Parmi les essais de chargement de pieux effectués dans le sable (statiques en compression/traction et cycliques en compression), les essais de chargement monotone en compression ont été sélectionnés. Les résultats expérimentaux sont présentés aux paragraphes qui suivent.

II.3.1. Description du pieu

Les pieux utilisés sur les sites de Dunkerque et Labenne sont des pieux ICP "Imperial College Pile". Ce sont des pieux instrumentés en acier à pointe conique de 60 degrés. L'instrumentation est constituée de manchons de mesure espacés d'environ 1 m le long du fût

(Fig. II.5, Tab II.3). Chaque appareil de mesure contient : (i) une cellule avec jauges de déformation (ALC : Axial Load Cell) permettant la mesure de la charge axiale à travers le pieu ainsi que la mesure de la contrainte moyenne de cisaillement (f_s) entre deux manchons (même principe que celui des extensomètres amovibles LCPC, cf. §. II.4.1.2); (ii) un appareil dit "Surface Stress Transducer (SST)" qui permet la mesure locale de la contrainte radiale (σ_r) et de la contrainte de cisaillement (τ_{rz}) à l'aide de capteurs spécifiques. Les détails de l'instrumentation de l'ICP sont donnés par Bond (1989), Lehane (1992) et Chow (1997). A Labenne, les valeurs moyennes de la contrainte de cisaillement au fût (f_s) déterminées entre deux cellules ALC adjacentes sont 15% plus élevées que les valeurs de la contrainte de cisaillement locale mesurées au SST. Ceci est probablement dû aux différences entre les propriétés de surface du SST (rugosité, texture, dureté) et celles du pieu (Lehane 1992). Par conséquent, les valeurs de contrainte de cisaillement mesurées dans le manchon "Leading" (Fig.II.5 b) sont sous-estimées de 15% (Fig. II.17 b). A Dunkerque, les valeurs mesurées à la SST sont considérées valables (Chow 1997).

Tableau II-3 Caractéristiques des pieux ICP

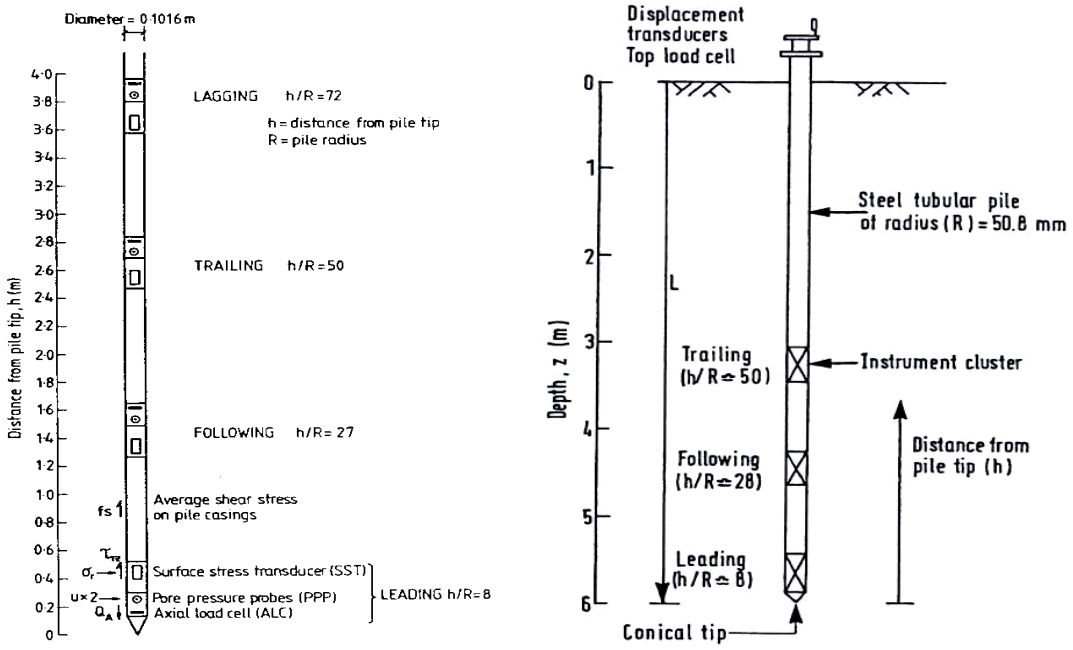
Pieu	**Dunkerque (Chow 1997)**		**Labenne (Lehane 1992)**	
Diamètre D (m)	0,102		0,102	
Longueur L_p (m)	7,4		5,95	
Manchon	**h/R**	**Profondeur (m)**	**h/R**	**Profondeur (m)**
Leading	8	6,97	8	5,54
Following	27	6,05	28	4,52
Trailing	50	4,84	50	3,40
Lagging	74	3,63	-	-

h est la distance verticale à partir de la pointe du pieu, R est le rayon du pieu.

II.3.2. Profil géotechnique des deux sites

Les sites expérimentaux de Dunkerque et de Labenne sont constitués essentiellement de sable. Des forages ont été réalisés dans les deux sites. Pour le site de Dunkerque, la couche supérieure s'étend jusqu'à 4 m et se compose d'un sable très dense, brun, uniforme, fin à moyen, nommé "Fines hydrauliques". La deuxième couche est formée d'un sable dense silteux nommé "Sable flandrien". A 7,6 m de profondeur, le sable est interrompu par une couche organique d'épaisseur 0,6 m. La nappe phréatique est retrouvée à 4 m de profondeur.

Quant à Labenne, on trouve une couche de sable uniforme, fin, brun, moyennement dense, jusqu'à 7 m de profondeur, interrompue par une couche organique de quelques centimètres entre 3 et 4 m de profondeur. La nappe phréatique est trouvée à 2,9 m de profondeur. Les profils géotechniques pour les deux sites sont donnés dans le tableau II.4.



(a) *(b)*

Figure II-5 Configuration des pieux ICP instrumentés (a) Dunkerque (Chow 1997) (b) Labenne (Lehane 1992)

Tableau II-4 Profil géotechnique du site de Dunkerque et Labenne

Site	Profondeur (m)	Formation	Poids volumique γ(kN/m^3)	Densités D_r(%)
Dunkerque	0-4	Fines hydrauliques	17,1	100
	4-7,6	Sable flandrienn	19 ,9	75
	7,6-8,2	Couche organique	-	-
	8,2-30	Sable flandrien	19,9	75
Labenne	Profondeur (m)	Formation	Poids volumique γ(kN/m^3)	Densités D_r(%)
	0-2,2	Sable uniforme brun	16,9	60
	2,2-3,8	Sable uniforme brun	19,2	25
	3,8-7	Sable uniforme brun	19,5	40

II.3.3. Essais de reconnaissance in situ

II.3.3.1. Description des essais

Les essais in situ menés à Dunkerque sont l'essai au dilatomètre Marchetti (DMT), l'essai au pénétromètre statique (CPT) et dynamique (DPM). A partir du CPT, les profils de résistance de cône q_c ont été interprétés en utilisant la corrélation de Lunne et Christoffersen (1983) pour donner la densité relative du sable (Dr (%) = 100 I_D) par la formule :

$$D_r = 0{,}344 \ln\left(\frac{q_c}{61\sigma'_{v0}{}^{0,71}}\right) \qquad \textit{II-3}$$

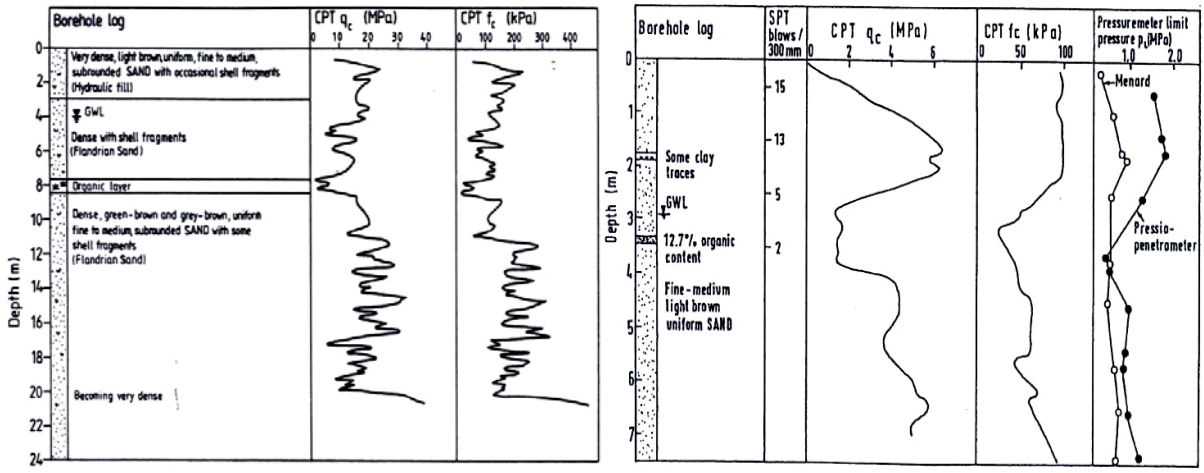
avec q_c résistance de cône au CPT (kPa) et σ'_{v0} contrainte verticale effective in situ (kPa). Les densités des différentes couches sont données dans le tableau II.4.

Quant aux essais menés à Labenne, on distingue l'essai au pénétromètre statique (CPT), l'essai au pénétromètre standard (SPT), l'essai au pressiomètre Ménard (PM) effectué par le LCPC et l'essai pressio-pénétromètre (PP). Pour ce dernier essai, il s'agit de foncer un instrument dans le sable (comme un CPT) et effectuer ensuite un essai pressiométrique standard. Sachant que l'instrument utilisé dans cet essai a des caractéristiques similaires au pieu ICP, par son diamètre et par sa méthode d'installation, les courbes déformation de cavité-pression donnent une bonne indication de la rigidité radiale du sol lors de l'essai de chargement du pieu. Les principaux résultats des essais in situ sur les deux sites sont donnés sur la figure II.6.

II.3.3.2. Détermination du module d'Young à partir des essais in situ

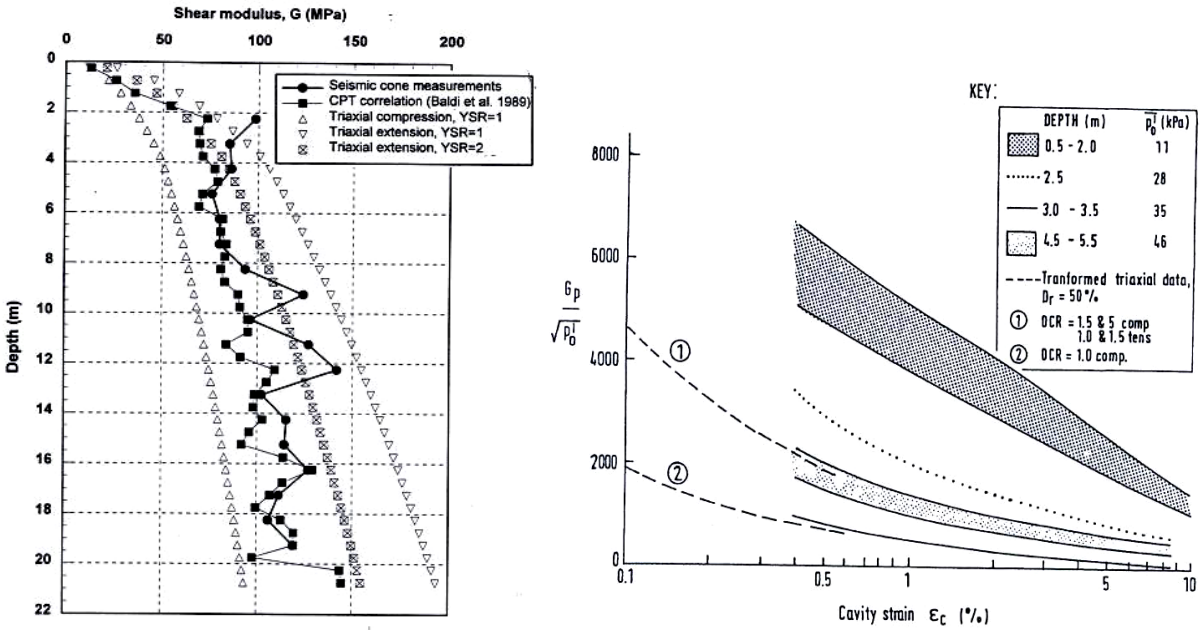
On a déterminé le module d'Young E à partir des essais in situ sur les deux sites de Dunkerque et Labenne. Ce module est déduit à partir du module de cisaillement G par la relation $E = 2(1+\nu)G$; ν étant pris égal à 0,3 pour les sables. Pour le sable de Dunkerque, une moyenne sur la profondeur du module de cisaillement donne G = 80 MPa (E = 208 MPa) (corrélation entre le CPT et les essais à la colonne résonnante selon Baldi et al. (1989), reportée sur la figure II.7 a).

Pour le sable de Labenne, et à partir des essais PP, l'évolution du rapport entre le module de cisaillement au pressio-pénétromètre et la pression moyenne in situ ($G_p / \sqrt{p'_0}$) a été tracée en fonction de la déformation de cavité pour différentes profondeurs (Fig. II.7 b). A partir de ces valeurs (dans l'hypothèse que $G_p \cong G_{sec-tx} \cong G$, où $G_{sec\text{-}tx}$ est le module sécant du sol en petites déformations obtenu à l'essai triaxial), on a calculé le module d'Young à Labenne dans le tableau II.5 en considérant une déformation de cavité de 0,5%.



(a) *(b)*

Figure II-6 Quelques résultats d'essais in situ (a) Site de Dunkerque (Chow 1997) (b) Site de Labenne (Lehane 1992)



(a) *(b)*

Figure II-7 Détermination des modules de cisaillement (a) Mesures et corrélations à Dunkerque (Chow 1997) (b) Mesure à partir des essais PP (Lehane 1992)

Tableau II-5 Détermination du module d'Young pour le sable de Labenne

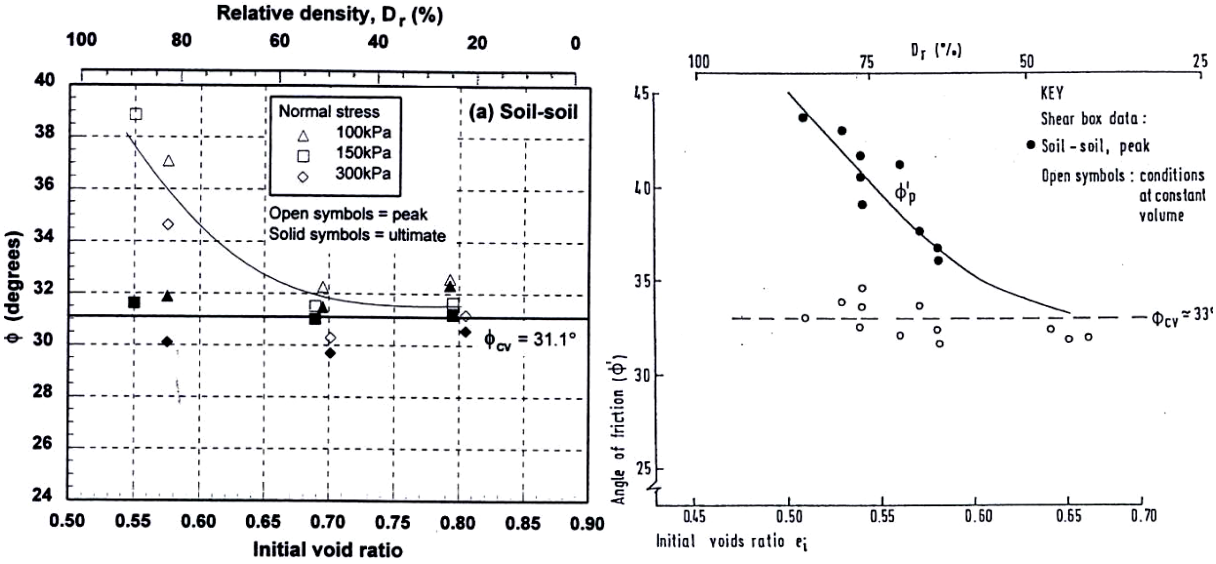
Profondeur (m)	$G_p / \sqrt{p'_0}$	p'_0 (kPa) (Fig.II.7 b)	$G \approx G_p$ (kPa)	$E \approx E_p$ (MPa)
0,5-2	6000	11	19900	52
2,5	3500	28	18520	48
3-3,5	1000	35	5916	15
4,5-5,5	2000	46	13565	35

II.3.4. Essais de laboratoire

II.3.4.1. Essais sur les sables et détermination des angles de frottement et de dilatance

La granulométrie effectuée sur les sables a permis de déterminer le diamètre moyen des grains qui sera utile dans la détermination de l'épaisseur de l'interface. On a D_{50} = 0,25 mm pour le sable de Dunkerque et 0,32 mm pour le sable de Labenne.

Les essais mécaniques réalisés sur le sable sont des essais triaxiaux non drainés et des essais de cisaillement à la boîte de cisaillement direct. Les essais triaxiaux non drainés ont été élaborés à des densités mesurées in situ (D_r = 75% pour Dunkerque et 50% pour Labenne) et à des niveaux de contraintes similaires à ceux mesurés lors du chargement des pieux ICP. Les échantillons sont formés par pluviation et densifiés par vibration du moule. Les échantillons utilisés pour le sable de Dunkerque sont normalement consolidés alors que ceux de Labenne présentent un coefficient de surconsolidation OCR qui varie entre 1 et 2,5 dans le sable adjacent au pieu. A partir des essais triaxiaux, le module d'Young mentionné auparavant peut aussi être déduit (sur la courbe contrainte-déformation). A partir des essais à la boîte de cisaillement sable-sable établis par Kuwano (1996) et Lehane (1992), on a déduit les angles de frottement au pic ϕ'_p et critique à volume constant ϕ'_{cv} en se basant sur les résultats de la figure II.8 et en considérant les densités in situ pour chaque site (Tab II.4). Dans le tableau II.6, on résume les valeurs des angles de frottement pour les deux sites. Des valeurs similaires de ces angles de frottement ont été retrouvées à partir des essais triaxiaux (Lehane 1992, Chow 1997).



(a) *(b)*

Figure II-8 Angles de frottement du sable déterminés à la boîte de cisaillement direct à différentes densités pour les sables de (a) Dunkerque (Kuwano 1996) et (b) Labenne (Lehane 1992)

Tableau II-6 Angles de frottement des sables de Dunkerque et Labenne pour les densités in situ

Angle de frottement	Moyenne des densités in situ D_{rmoy}(%)	pic ϕ'_p (degrés)	critique ϕ'_{cv} (degrés)
Dunkerque	80	37	31
Labenne	50	35	33

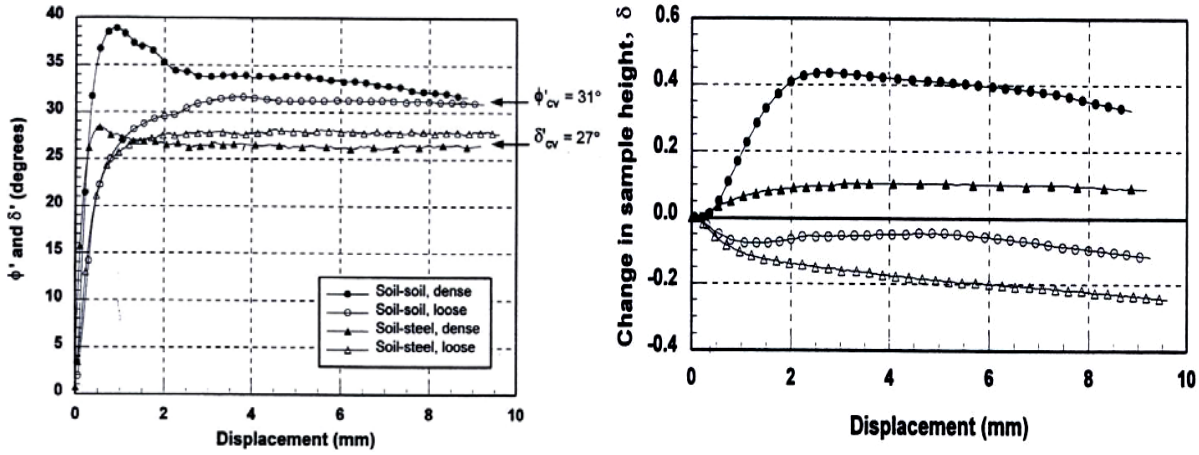
Enfin, ne disposant pas de courbes volumiques puisque les essais triaxiaux sont non drainés, l'angle de dilatante ψ est déterminé à partir de la relation de Bolton (1986) cité par Vaid et Sasitharan (1992) basée sur une série d'essais de cisaillement direct sur du sable :

$$\phi'_p = \phi'_{cv} + 0{,}8\psi \qquad \textit{II-4}$$

avec ϕ'_p angle de frottement au pic, ϕ'_{cv} angle de frottement critique.

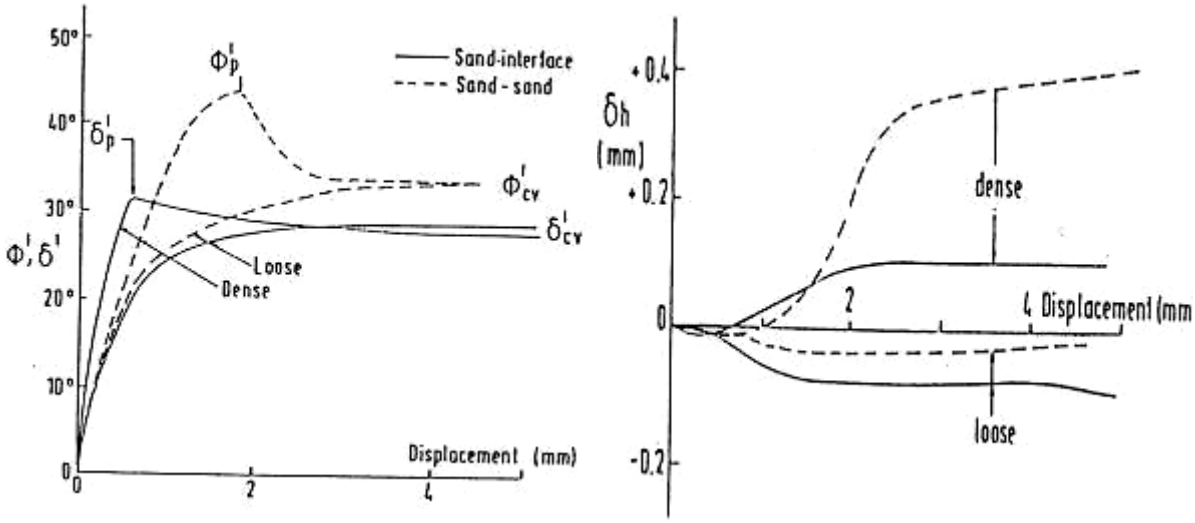
II.3.4.2. Essais d'interface

La même boîte de cisaillement direct (60×60 mm^2) qui a servi pour les essais de cisaillement sable-sable a été modifiée en remplaçant la partie inférieure par une structure ayant la même rugosité que l'acier des pieux "ICP" et des essais d'interface sable-acier ont été réalisés. L'échantillon de sable de Dunkerque a été testé sous une contrainte normale constante (σ_n = 100, 150 et 300 kPa) et à différentes densités. La figure II.9 montre les résultats de l'essai d'interface entre le sable de Dunkerque et l'acier à une contrainte normale σ_n = 150 kPa, pour des échantillons de sable dense et lâche et à une rugosité de l'acier R_p = 10 µm, de même ordre de grandeur que celle des pieux. Les essais d'interface sur le sable de Labenne ont été menés à contrainte normale constante comparable aux contraintes radiales effectives mesurées lors des essais de pieux (σ_n = 60 $\pm$ 40 kPa). La rugosité de l'acier a le même ordre de grandeur que celle des pieux (R_p = 7 $\pm$ 2,5 µm). Les essais représentés sur la figure II.10 correspondent à σ_n = 60 kPa pour des échantillons de sable dense et lâche. A partir des figures II.9 a et II.10, on a déduit les angles de frottement d'interface au pic et critique correspondant à l'état de densité in situ du sable donné dans le tableau II.4. Ces angles de frottement à Dunkerque et Labenne sont respectivement égaux à δ'_p = 29 et 33 degrés et δ'_{cv} = 27 et 28 degrés et sont inférieurs aux angles équivalents ϕ' de frottement interne du sable. L'angle de frottement critique de l'interface est de l'ordre de 0,85 fois celui du sable. Quant aux caractéristiques élastiques et volumiques de l'interface, elles sont déterminées à partir des résultats de ces essais (Fig. II.9 ; II.10), en utilisant des modèles d'interface appropriés et en adoptant une procédure spécifique (voir chapitre III).



(a) *(b)*

Figure II-9 Essais à la boîte de cisaillement sur le sable et sur l'interface à Dunkerque (a) Evolution de l'angle de frottement (b) Evolution du déplacement normal (Kuwano 1996)



(a) *(b)*

Figure II-10 Essais à la boîte de cisaillement sur le sable et sur l'interface à Labenne (a) Evolution de l'angle de frottement (b) Evolution du déplacement normal (Lehane 1992)

II.3.5. Essais de chargement des pieux

Dans ce qui suit, on décrit le mode d'installation des pieux à Dunkerque et Labenne ainsi que la procédure de chargement en compression monotone des pieux ICP et les résultats des deux phases du point de vue capacité portante, frottement axial, résistance en pointe et évolution de la contrainte radiale au fût.

II.3.5.1. Installation des pieux

L'installation a été effectuée en utilisant un appareil de fonçage hydraulique ayant une vitesse constante de déplacement de tête de pieu de 600 mm/min. A la fin de l'installation, un temps de repos de 15h est imposé (stabilisation). Durant cette période, la valeur de la contrainte radiale mesurée le long du fût se stabilise à une valeur constante. Les effets de

l'installation du pieu au cours du fonçage et durant la stabilisation ont été observés et analysés pour les différentes composantes : résistance en pointe q_p, frottement axial τ_{rz} (local) et f_s (moyen), contrainte radiale σ'_{rs}.

i) Au cours du fonçage, la variation de la pression à la base du pieu q_c (=q_p) en fonction de la profondeur a la même allure que la résistance de cône au CPT q_c mais les valeurs sont différentes (Fig. II.11). Cette différence entre les valeurs de q_p et q_c est due d'une part, au fait que les deux installations se font à des vitesses de fonçage différentes (v_{CPT} = 1200 mm/min, v_{ICP} = 600 mm/min) et, d'autre part, au fait que les zones d'influence des deux pénétromètres sont proportionnelles à leurs diamètres (le diamètre du CPT étant de 36 mm et celui du pieu ICP de 102 mm). Cette observation est confirmée par la méthode de prévision de Jardine et al. 2005 (*eq. I-25*) qui indique que le rapport q_p/q_c n'est pas unitaire et dépend des diamètres du pieu et du CPT (cf. §. I.4.5.4). Les valeurs de la charge axiale résiduelle après stabilisation sont données sur la figure II.12 ; on peut en déduire la valeur de la résistance en pointe résiduelle après fonçage, mesurée dans le manchon « Leading » près de la pointe pour les pieux ICP des deux sites (Fig. II.12) ($Q_{pres} \approx 51$ kN à Dunkerque et $Q_{pres} \approx 14$ kN à Labenne).

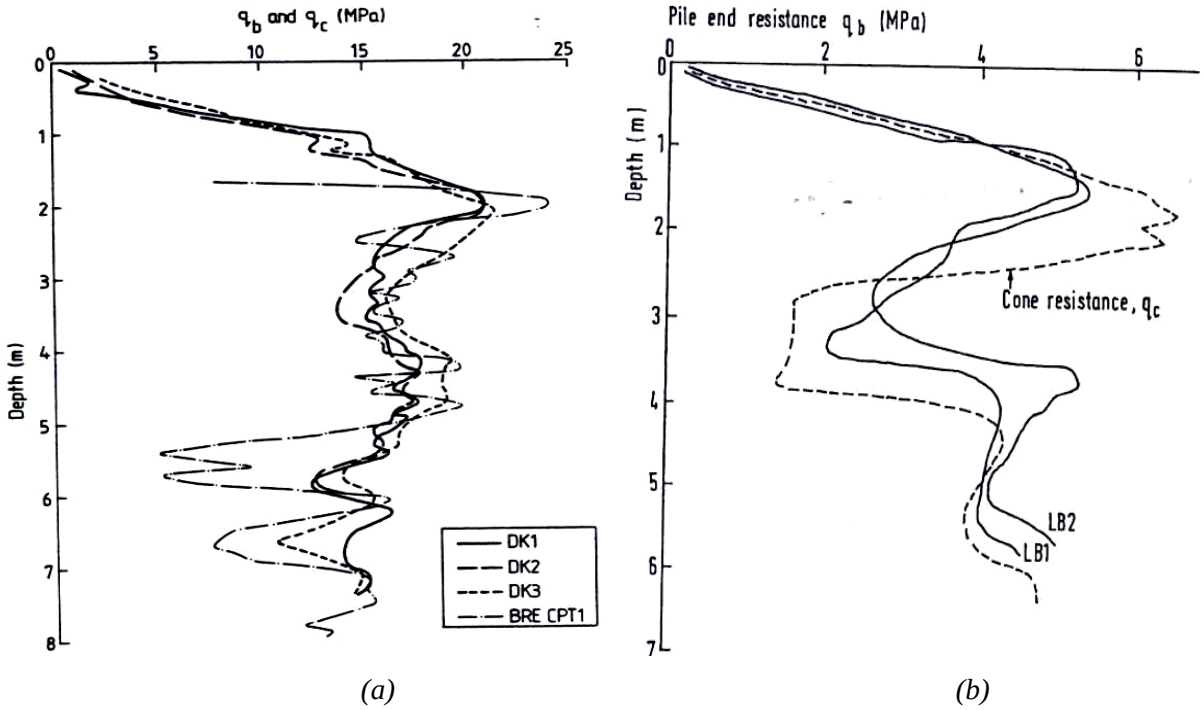
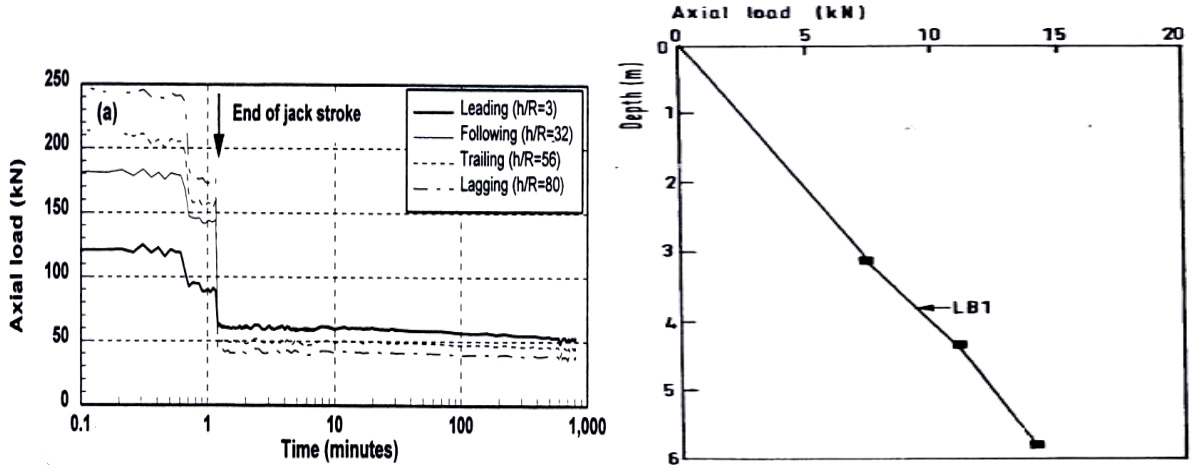


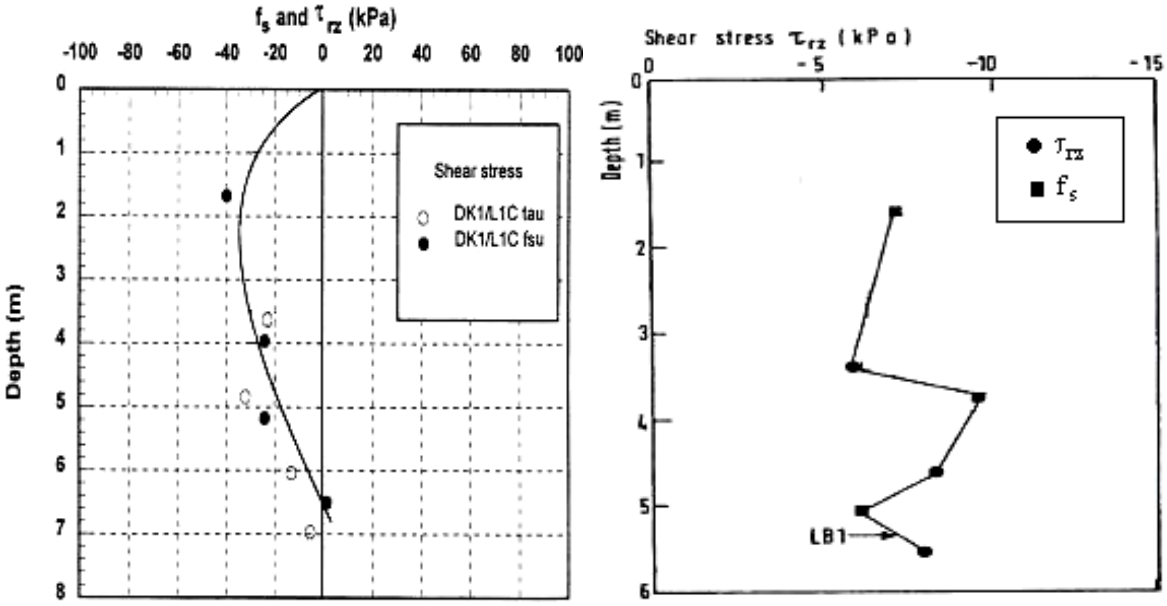
Figure II-11 Profil de résistance à la base comparée à l'évolution de la résistance de cône au CPT durant l'installation (a) Dunkerque (Chow 1997) (b) Labenne (Lehane 1992)



(a) *(b)*

Figure II-12 Charge axiale dans les différentes jauges (a) durant la stabilisation à Dunkerque (Chow 1997) (b) après la stabilisation à Labenne (Lehane 1992)

ii) Les valeurs des contraintes de cisaillement le long du fût sont mesurées au cours des temps de pause du fonçage et à la stabilisation par les deux appareils ALC et SST (cf. § II.3.1). Les contraintes de cisaillement f_s (moyenne) et τ_{rz} (locale) sont négatives (Fig. II.13) ; ceci est dû à la remontée de la tête du pieu en temps de pause. La création des contraintes résiduelles sera reprise en détail au chapitre IV.



(a) *(b)*

Figure II-13 Contraintes résiduelles de cisaillement après la stabilisation (a) Dunkerque (Chow 1997) (b) Labenne (Lehane 1992)

iii) Le profil de la contrainte radiale effective σ'_{rs} en fonction de la profondeur au cours du fonçage a une forme qui ressemble à celle de q_p et q_c (Fig. II.14) ; à noter que les valeurs dans le sable de Dunkerque, très dense, sont supérieures à celles de Labenne, plus lâche. Les deux

dernières observations indiquent que, comme prévu, σ'_{rs} dépend fortement de la densité du sol. D'autre part, pour une profondeur fixée, les valeurs de σ'_{rs} augmentent lorsque les valeurs de la distance à partir de la pointe (h/R) diminuent. On observe les valeurs les plus élevées pour le manchon "Leading" près de la pointe. Après stabilisation, les valeurs de la contrainte radiale effective mesurées (Fig. II.15) rendent compte d'une augmentation importante le long du fût par rapport à la valeur initiale in situ avant installation du pieu ($\sigma'_{h0} = K_0\sigma'_{v0}$) avec $K_0 = (1-\sin\phi')OCR^{\sin\phi'}$ (Mayne et Kulhawy 1982) (Tab. II.7). La contrainte radiale après stabilisation est notée σ'_{rc}. En calculant le coefficient K_c ($=\sigma'_{rc}/\sigma'_{v0}$) dans le tableau II.7, on remarque encore une fois l'influence de la densité. Les valeurs de K_c à Labenne sont nettement inférieures à celles de Dunkerque.

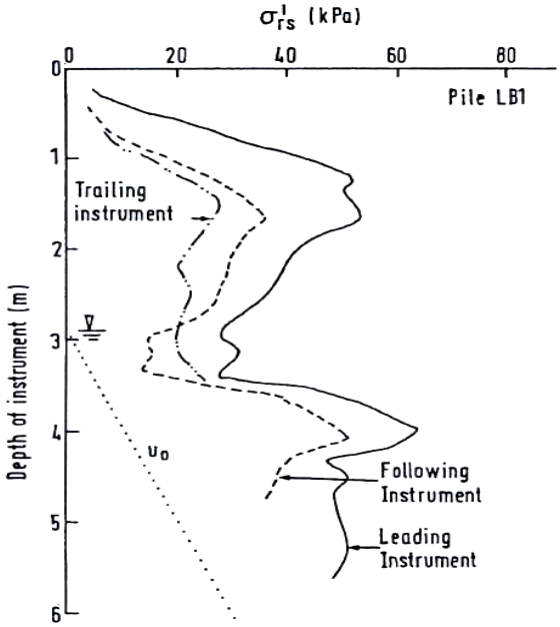
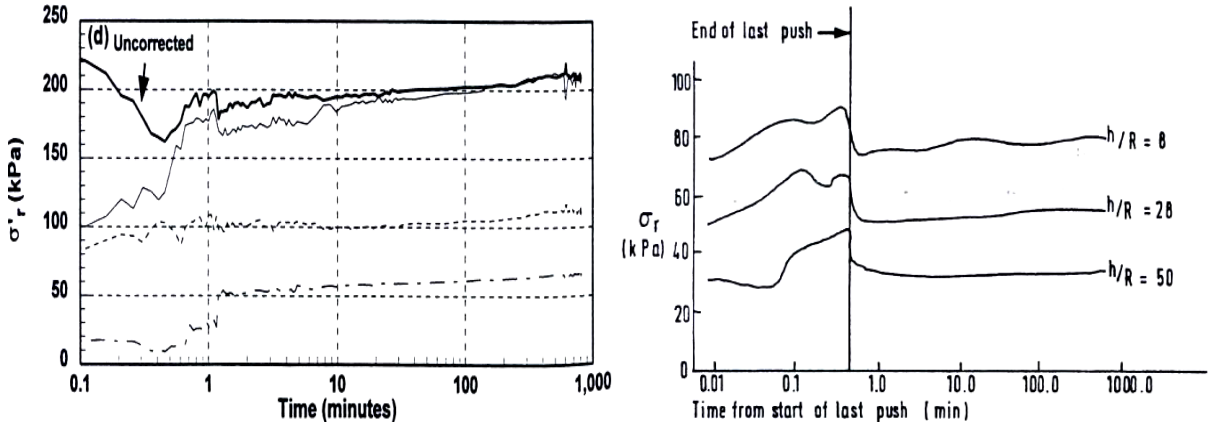


Figure II-14 Profil de contrainte radiale effective σ'_{rs} durant le fonçage (Lehane 1992)



(a) *(b)*

Figure II-15 Contraintes radiales effectives durant la stabilisation dans les différents manchons de mesure (a) Dunkerque (Chow 1997) (b) Labenne (Lehane 1992)

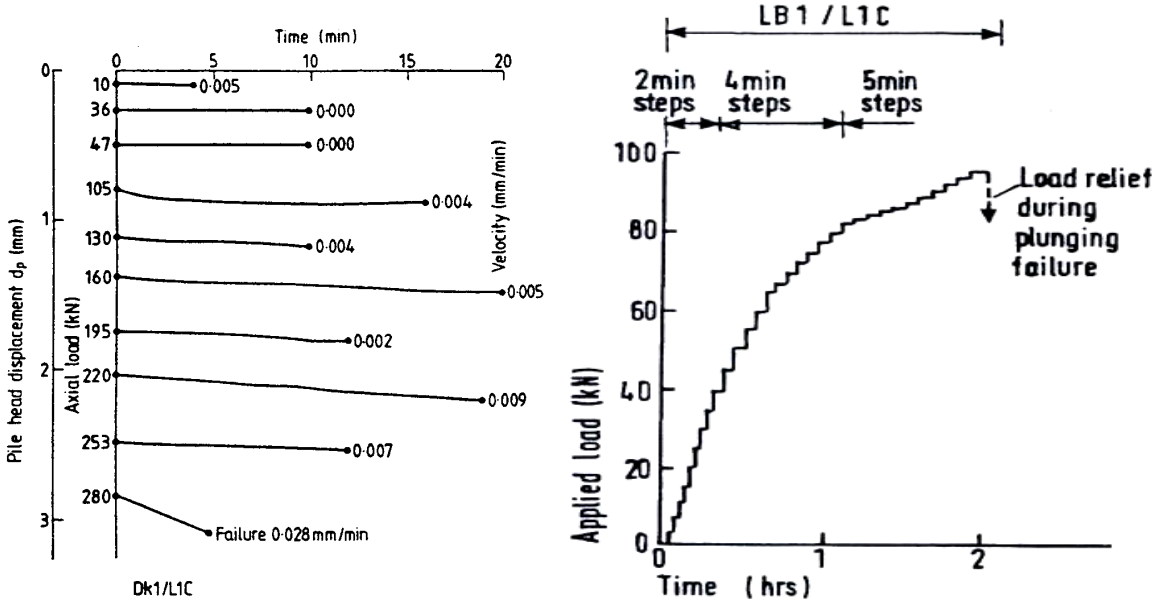
Tableau II-7 Résultats des contraintes effectives après stabilisation et calcul du cœfficient K_c

Site	Manchon	h/R	Profondeur (m)	σ'_{vo} (kPa)	OCR	σ'_{ho} (kPa)	σ'_{rc} (kPa)	K_c
Dunkerque	Leading	8	6,97	98,1	1	39,2	215	2,19
	Following	27	6,05	88,9	1	35,5	209	2,35
	Trailing	50	4,84	76,8	1	30,7	115	1,5
	Lagging	74	3,63	62,1	1	24,8	67	1,08
Labenne	Leading	8	5,54	79,11	1,4	43,27	53	0,67
	Following	28	4,52	69,42	1.4	37,97	39	0,56
	Trailing	50	3,40	58,9	1.5	18,93	29	0,49

II.3.5.2. Essai de chargement du pieu

L'essai de chargement a été réalisé suivant la procédure du LCPC donnée par Bustamante (1982). Les chargements sont appliqués à des incréments de 5% à 10% de la charge maximale et maintenus à des paliers de charge constante (de 5 à 20 minutes). La rupture est atteinte quand la vitesse du mouvement du pieu augmente d'une façon significative en fonction du temps, c'est-à-dire lorsque la courbe de fluage (courbe du déplacement en fonction du temps) indique un taux de déplacement important du pieu.

La charge totale est mesurée en utilisant une cellule de chargement axial standard (ALC : Axial Load Cell) et le déplacement de la tête du pieu est mesuré par des capteurs de déplacements montés et fixés à la base de la "ALC" (Fig. II.16).



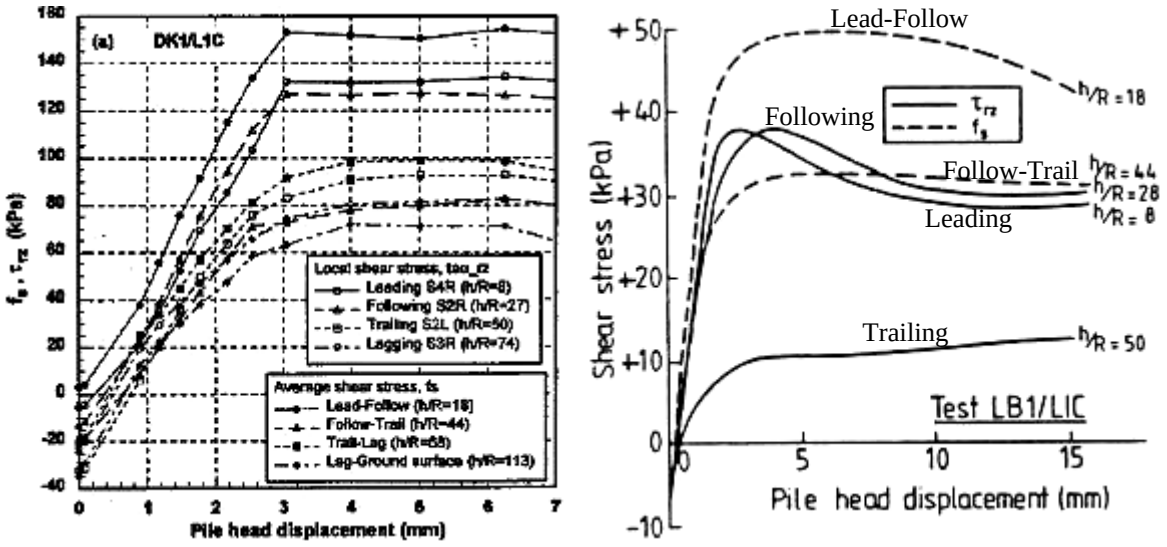
(a) *(b)*

Figure II-16 Mesures charge-tassement expérimentales: (a) Dunkerque (Chow 1997) (b) Labenne (Lehane 1992)

Comme pour l'installation, les mesures effectuées durant le chargement concernent : la résistance en pointe q_p, les frottements axiaux τ_{rz} (local) et f_s (moyen) et la contrainte radiale effective σ'_r.

i) La résistance en pointe du pieu à la rupture est égale à 11,3 MPa à Dunkerque et 4,5 MPa à Labenne, ce qui correspond respectivement à des charges en pointe de 92 kN et 37 kN.

ii) La variation des contraintes de cisaillement f_s (moyennes) et τ_{rz} (locales), au cours du chargement au niveau des manchons respectivement dans les deux appareils ALC et SST, montre que les valeurs initiales de la contrainte de cisaillement sont négatives, ce qui correspond aux valeurs résiduelles après installation. De plus, on observe que les contraintes de cisaillement sont mobilisées à partir de 3 mm (Fig. II.17). La contrainte de cisaillement la plus élevée est celle près de la pointe du pieu au niveau du manchon "Leading" (Fig. II.17 a). Ceci semble bien traduire le phénomène de concentration des contraintes à proximité de la pointe au cours de l'installation et du chargement du pieu. Pour Labenne, les valeurs locales des contraintes de cisaillement τ_{rz} sont inférieures aux valeurs moyennes f_s (Fig. II.17 b). Ceci a aussi été le cas pour les valeurs résiduelles avant chargement. Les mesures effectuées par le manchon "Leading" au "SST" (h/R=8) sont sous-estimées de 15% (Lehane 1992). Ceci est peut être dû au fait que la surface de ce SST est relativement lisse par rapport aux autres et donc cette sensibilité à la rugosité de surface se traduit dans la courbe de cisaillement. C'est pour cela que, pour comparer les résultats, de l'analyse numérique à Labenne, on va considérer les courbes de contraintes de cisaillement moyennes (f_s) plutôt que les contraintes de cisaillement locales (τ_{rz}).



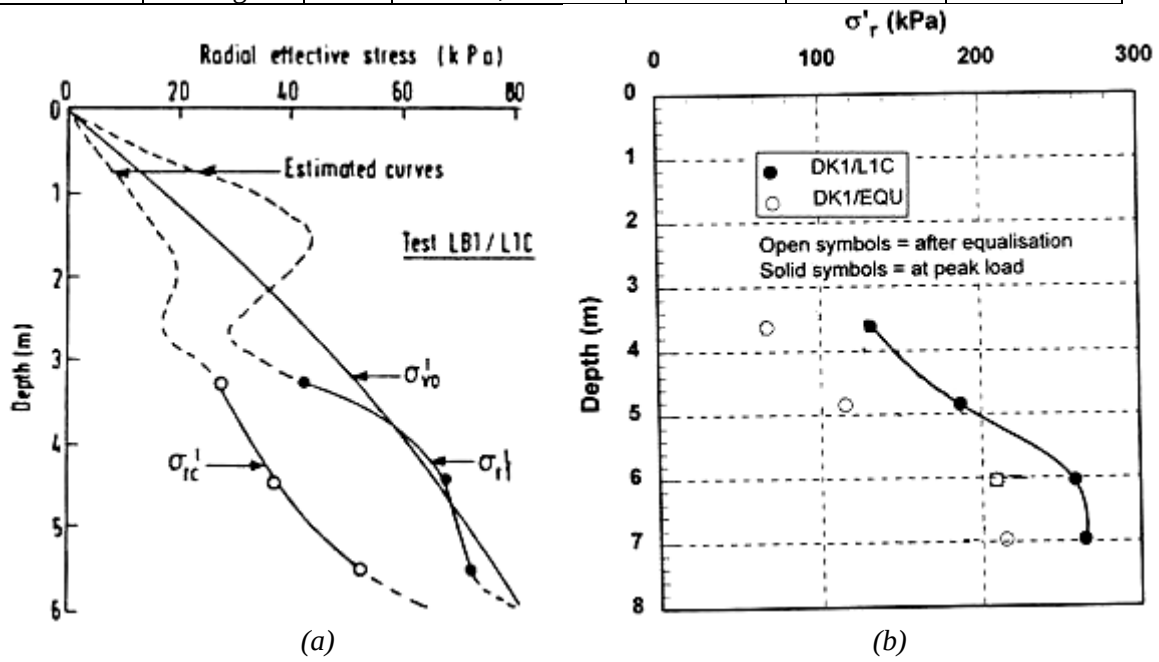
(a) *(b)*

Figure II-17 Mobilisation des contraintes de cisaillement moyennes f_s et locales τ_{rz} durant le chargement des pieux (a) Dunkerque (Chow 1997) (b) Labenne (Lehane 1992)

iii) Les contraintes radiales au fût sont également mesurées au cours du chargement et on remarque une augmentation au fur et à mesure de l'essai (dilatance empêchée). A la rupture, la contrainte radiale σ'_{rf} est supérieure à la contrainte radiale avant chargement σ'_{rc} (Fig. II.18). L'augmentation de la contrainte radiale durant le chargement est dépendante de la densité du sable avec une augmentation plus prononcée dans les niveaux supérieurs du pieu (Tableau II.8).

Tableau II-8 Contraintes radiales effectives à l'issue du chargement des pieux ICP (Chow 1997; Lehane 1992)

Site	Manchon	h/R	Profondeur (m)	σ'_{rc} (kPa)	σ'_{rf} (kPa)	τ_f (kPa)
Dunkerque	Leading	8	6,97	215	265	132
	Following	27	6,05	209	259	127
	Trailing	50	4,84	115	187	93
	Lagging	74	3,63	67	131	81
Labenne	Leading	8	5,54	53	71	37
	Following	28	4,52	39	68	37.2
	Trailing	50	3,40	29	42	11.1



(a) *(b)*

Figure II-18 Distribution des contraintes radiales effectives après stabilisation σ'_{rf} et à la rupture σ'_{rf} (a) Dunkerque (Chow 1997) (b) Labenne (lehane 1992)

A partir des résultats des essais de chargement des pieux ICP effectués sur les sites de Dunkerque (Chow 1997) et de Labenne (Lehane 1992), on résume dans le tableau II.9 les valeurs expérimentales mesurées à la rupture : charge totale (Q_t), charge de frottement (Q_s), charge en pointe (Q_p), contrainte de cisaillement moyenne au fût ($\overline{\tau_p}$), pression en pointe (q_p) et déplacement en tête du pieu (d_{pm}). On remarque que la charge de frottement axial à la rupture correspond à 60 et 70% de la charge totale, respectivement dans le cas de Labenne et de Dunkerque.

Tableau II-9 Résultats de l'essai de chargement des pieux ICPà la rupture

Site	L (m)	Q_t (kN)	Q_s (kN)	Q_p (kN)	$\overline{\tau_p}$ (kPa)	q_p (MPa)	d_{pm} (mm)
Dunkerque	7,4	309	217	92	91,9	11,3	4,3
Labenne	5,95	94	58	36	31	4,5	3,6

Finalement, les données de l'essai de chargement sont représentées à travers des chemins de contrainte suivis durant le chargement (τ_{rz}, σ'_r) pour les manchons de mesure locale (Fig. II.19). On remarque une petite réduction initiale de la contrainte radiale (contractance) suivie d'une grande augmentation qui traduit la dilatance. La rupture locale dans le fût est atteinte lorsque la contrainte radiale et la contrainte de cisaillement atteignent leurs valeurs maximales (l'angle de frottement sable-acier δ'est égal à 27 degrés à Dunkerque et 28 degrés à Labenne). On constate que ces valeurs correspondent bien aux valeurs expérimentales à la boîte de cisaillement direct modifiée (essais à contrainte normale constante) entre le sable de même densité in situ et une structure de même rugosité.

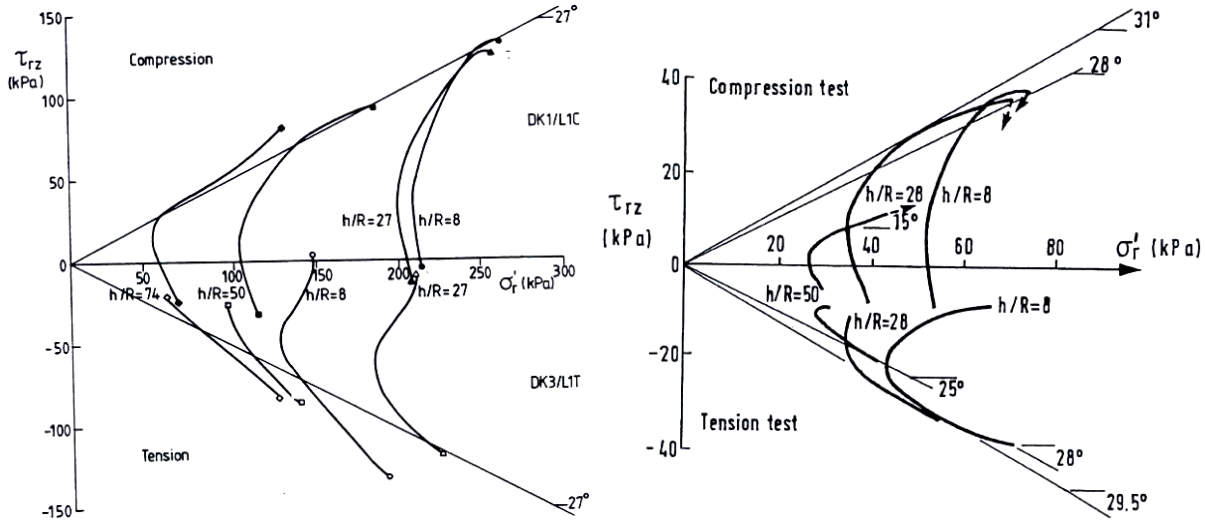


Figure II-19 Chemins de contraintes effectives à (a) Dunkerque (Chow 1997) (b) Labenne (Lehane 1992)

II.4. Essai type 3 : Dunkerque LCPC

Les essais de chargement de pieux décrits dans ce paragraphe ont été réalisés sur le site de Dunkerque par l'équipe du LCPC (Bustamante et Gianeselli 1991). Il s'agit de caissons fermés (CF) et ouverts (CO) et de palplanches (PP) battus dans du sable puis chargés. Des essais de reconnaissance in situ ont été également effectués. A partir de ces essais, on déterminera les caractéristiques mécaniques du sol qui seront utiles dans l'analyse numérique. Dans ce qui suit, on décrit et analyse un essai de chargement statique en compression sur un caisson fermé (CF).

II.4.1. Description du pieu

II.4.1.1. Géométrie

Il s'agit d'un caisson fermé de longueur L_p = 7,76 m constitué par des profilés Larssen IIs assemblés par soudage en atelier. La base du caisson est équipée d'une plaque d'acier non débordante. La section du caisson est donnée sur la figure II.20 et les caractéristiques géométriques sont données dans le tableau II.10.

Tableau II-10 Caractéristiques géométriques du caisson

Type de pieu	B (mm)	H (mm)	e (mm)	S (mm)	Périmètre (cm)	Poids (kg/m)	S.acier (cm^2)
Caisson LP IIs	533	385	12,3	342	164	139	177

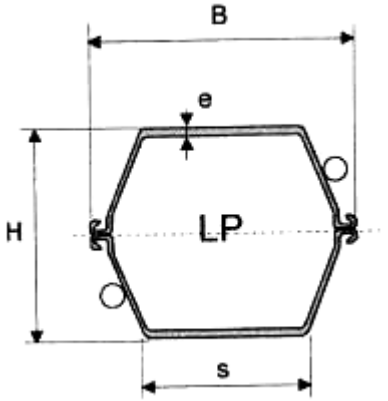


Figure II-20 Section et caractéristiques du caisson (Bustamante et Gianeselli 1991)

II.4.1.2. Extensomètres amovibles

Le pieu est muni d'extensomètres amovibles délimitant 5 tronçons de mesure et disposés au sein du fût pour la mesure des déformations. Les jauges de déformations sont fixées au milieu des tronçons dont les profondeurs sont données dans le tableau II.11. Le profilé est muni de deux tubes logements en acier (Φ = 50-60 mm) (Fig. II.21 a) destinés à recevoir les extensomètres amovibles type LCPC (Bustamante et Gianeselli 2001). L'utilisation des extensomètres amovibles dans l'essai statique est effectuée au moyen d'un ruban métallique porteur de jauges d'extensomètre collées (acceptant des déformations maximales de 3%). Le ruban métallique est tendu entre les extrémités des 5 tronçons fictifs. L'assemblage des bloqueurs et des rubans a eu lieu en surface la veille de l'essai sur une aire propre (Fig.II. 21 b). Les bloqueurs sont utilisés pour assurer la fixation des rubans aux extrémités des tronçons ainsi que le maintien de la tension des rubans pendant toute la durée de l'essai de chargement. Grâce au dispositif de mise en tension, l'ensemble des rubans est tendu depuis la

surface. Enfin les jauges sont mises à zéro en agissant sur le potentiomètre des boîtes de raccordement prévues à cet effet.

Tableau II-11 Profondeur des tronçons de mesure

Tronçon	A	B	C	D	E
Profondeur (m)	6,7	5,7	4,7	3,7	1,6

(a) *(b)*

Figure II-21 (a) Tubes logements (b) Préparation des extensomètres amovibles (Bustamante et Gianeselli 2006 a)

II.4.2. Essais de reconnaissance

II.4.2.1. Description des essais

La campagne de reconnaissance effectuée sur le site de Dunkerque en 1983 comprend :

- 4 pénétromètres statiques CPT ;
- 1 pénétromètre dynamique CPD ;
- 2 pressiomètres Ménard PM ;
- 1 pénétromètre standard SPT ;
- 1 sondage carotté SC.

L'implantation des sondages est effectuée autour des implantations des pieux chargés (Fig. II.22). A partir des essais PM et CPT, le profil géotechnique ainsi que les caractéristiques mécaniques élastiques et de rupture de ce sable sont déterminés. Le profil pressiométrique est donné sur la figure II.23 a. Le profil pénétrométrique est donné pour trois CPT sur la figure II.23 b. Celui qui est plus proche de l'essai de chargement du caisson fermé CF est le CPT 5 (Fig. II.22).

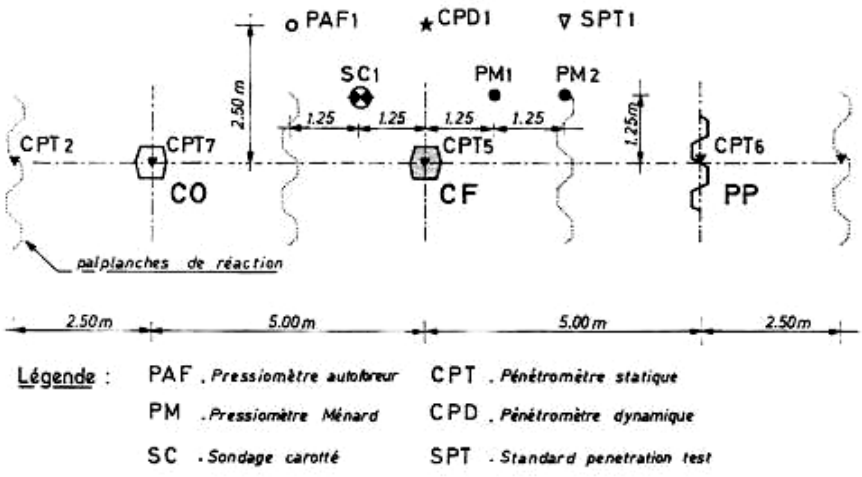
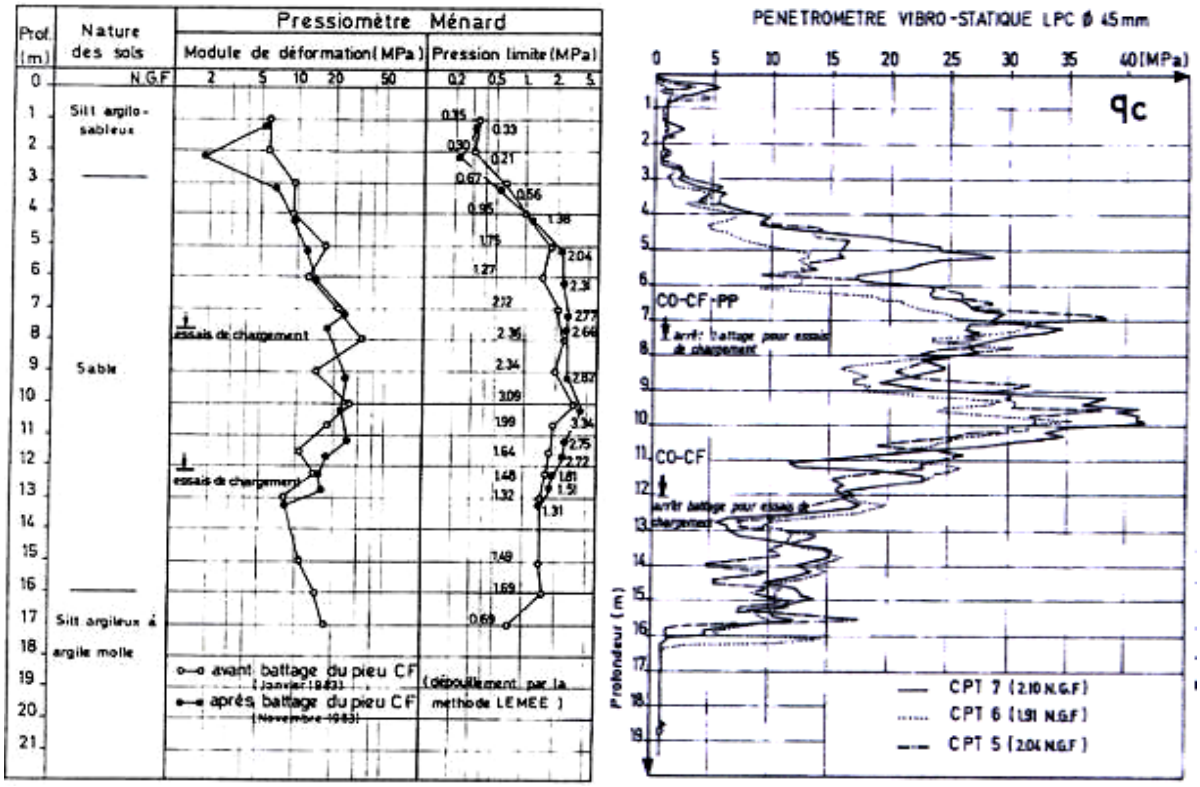


Figure II-22 Implantation des pieux et des sondages (Bustamante et Gianeselli 2006a)

L'examen de l'ensemble des essais met en évidence une couverture de silt argilo-sableux jusqu'à 3 m de profondeur, des sables Flandrien moyennement denses à denses entre 3 et 16 m et, au-delà de 16 m, apparaît le toit de l'argile de Flandres de l'Yprésien. Le profil s'apparente à celui de Dunkerque décrit au paragraphe précédent. A partir de la granulométrie, le diamètre moyen des sables sur ce site est D_{50} = 0,25 mm.



(a) *(b)*

Figure II-23 (a) Profil pressiométrique au PM (b) Profil pénétrométrique au CPT (Bustamante et Gianeselli 2006 a)

II.4.2.2. Détermination des caractéristiques mécaniques du sable

On détermine le module d'Young du sable à partir de l'essai au pressiomètre Ménard en fonction du module pressiométrique. On se base sur l'analyse de Frank (1985) qui consiste à comparer le pressiomètre Ménard et le pressiomètre autoforeur "PAF".

$$\frac{G_{p0}}{G_M} = \begin{cases} 4{,}1 \text{ pour les sables} \\ 11{,}3 \text{ pour les argiles} \end{cases} \qquad \textit{II-5}$$

G_{p0} étant le module de cisaillement sécant au "PAF" à 0,02% de déformation (quasiment le module tangent initial) ; G_M est le module de cisaillement au pressiomètre Ménard.

Le pressiomètre autoforeur est mis en œuvre pour éviter les inconvénients dus à la procédure de mise en place du pressiomètre Ménard qui remanie le sol. Par contre, pour le "PAF", les caractéristiques mécaniques du sol restent relativement intactes. De ce fait, on peut considérer que le module initial de cisaillement au "PAF" est proche du module du sol en petites déformations. Ainsi les relations suivantes entre le module d'Young et le module pressiométrique s'écrivent :

$$\frac{E}{E_M} = \begin{cases} 4{,}1 \text{ pour les sables} \\ 11{,}3 \text{ pour les argiles} \end{cases} \qquad \textit{II-6}$$

Par ailleurs, la détermination de l'angle de frottement du sol dans le cas des sols pulvérulents est relié à la pression limite pressiométrique (Muller 1970) par :

$$p_{LM} = p_0 + b \times 2^{\left(\frac{\phi' - 24}{4}\right)} \qquad \textit{II-7}$$

avec p_{LM} : pression limite mesurée au pressiomètre

p_0 : contrainte totale horizontale au même niveau dans le sol avant essai ;

b = 1,8 pour les sols homogènes humides ;

b = 3,5 pour les sols hétérogènes secs ;

b = 2,5 pour les autres sols.

Les pressions étant exprimés en bars et l'angle de frottement en degré. L'équation *(II-7)* peut s'écrire :

$$\phi' = 25 + 5{,}77 \log \frac{p_{LM} - p_0}{b} \qquad \textit{II-8}$$

D'autre part, Combarieu (1996) a donné la formule suivante empirique de l'angle de frottement pour les sols pulvérulents:

$$\sin\phi' = \frac{9}{8}\left[\frac{1}{8} + \frac{\ln\frac{p_1}{q_0}}{\ln\frac{p_1}{q_0} + \left(\frac{3}{2}\right)^3}\right] \qquad \textit{II-9}$$

q_0 étant la contrainte initiale verticale in situ

Les calculs du module d'Young et de l'angle de frottement sont élaborés à partir des profils pressiométriques. D'une part, on utilise l'équation *(II-6)* pour déterminer le module d'Young (Tab. II.12). D'autre part, on utilise deux méthodes données par les équations *(II-8)* et *(II-9)* pour l'angle de frottement du sable (Tab. II.13). La moyenne sur chaque couche est ensuite effectuée.

Tableau II-12 Détermination du module d'Young par le pressiomètre Ménard PM

Couche (m)	E_M (MPa)	E (MPa) Frank (1985)
0-3	7	29
3-4	9	37
4-5	13	53
5-6	15	62
6-8	23	94

Tableau II-13 Détermination de l'angle de frottement du sable à partir du PM par deux méthodes

Couche (m)	P_{LM} (kPa)	p_0 (kPa)	q_0 (kPa)	ϕ' (degrés) (Muller 1970)	ϕ' (degrés) (Combarieu 1996)	Moy ϕ' (degrés)
0-3	450	21,82	51	36	35,6	35,8
3-4	1000	30,38	71	38	39,4	38,7
4-5	2000	38,95	91	39,8	42,7	41,2
5-6	2000	47,50	111	39.8	41,2	40,5
6-7	2500	56,06	131	40,4	41,7	41
7-8	2500	64,63	151	40,4	40,6	40,5

Quant à l'angle de dilatance, par manque d'essais appropriés sur le sable, certains auteurs (Bolton 1986, Combarieu 1996) admettent qu'il est égal à $\psi = \phi' - \phi'_i$, avec ϕ'_i l'angle de frottement intergranulaire, généralement compris entre 30 et 37 degrés ; les plus basses valeurs sont reliées aux sables de granulométrie assez serrée et plutôt arrondie et les plus fortes valeurs sont reliées aux sables de granulométrie étendue assez anguleux. Dans le cas de Dunkerque, la granulométrie est assez serrée, donc l'angle aurait une petite valeur de ϕ'_i dans

la plage donnée plus haut. On prend ϕ'_i = 30 degrés. Donc, on estimera pour la suite que les valeurs de ψ varient entre 6 et 11 degrés en fonction de la profondeur.

II.4.3. Essais de chargement du pieu

Le pieu est battu à raison de 7 mm d'enfoncement pour 10 coups avant l'essai de chargement proprement dit. Cependant, aucune mesure après l'installation n'est effectuée ; toutes les jauges sont remises à zéro au moment du chargement. Pour cela, les valeurs résiduelles devront être déterminées par des méthodes de calcul (cf. § IV.2.1.2).

II.4.3.1. Principe de l'essai de chargement

L'essai de chargement du pieu suit la méthode du LCPC (Bustamante et Gianeselli 1996). L'essai consiste à appliquer en tête du pieu un effort axial statique de compression selon un programme défini, puis à mesurer le déplacement axial de la tête du pieu ainsi que les déformations à différents niveaux du fût. Le dispositif de réaction est constitué par un chevêtre métallique relié à 4 pieux de réaction. Les charges sont appliquées à l'aide d'un vérin alimenté en parallèle par une pompe électrique et sont contrôlées simultanément par un manomètre et un peson annulaire préalablement étalonnés. L'effort axial est imposé en tête du pieu par incréments de 100 kN. Chaque charge est maintenue constante pendant une durée fixée de 30 min. Le temps de passage d'un palier au suivant est inférieur à 1 min. Le déchargement du pieu est aussi fait par paliers. Pendant le déchargement, les paliers ont une durée de 5 min. Les enfoncements verticaux de la tête du pieu sont mesurés à l'aide de quatre comparateurs potentiométriques montés sur des bases de références fixes. Les mesures des raccourcissements sont effectuées à l'aide de 2 chapelets d'extensomètres amovibles délimitant les 5 tronçons de mesure et disposés au sein du fût.

II.4.3.2. Mesures et résultats de l'essai de chargement

Pour chaque palier, l'enfoncement de la tête du pieu dans les 4 comparateurs potentiométriques est mesuré dès la stabilisation de la valeur. D'autre part, disposant de 2 tubes logements et de 5 tronçons dans chaque tube, 10 valeurs de déformation (raccourcissements) des jauges sont mesurées pour chaque palier à la 3ème et 25ème minute. Au cours du chargement du pieu, sont tracés :

- les enfoncements moyens de la tête du pieu s_0 et de la pointe s_p sous la charge en tête Q_0 (Fig. II.24) ;

- l'évolution des raccourcissements Δl/l (moyenne mesurée entre les 2 tubes logements) pour chacun des tronçons (A, B, C, D, E) (Fig. II.25 a), ainsi que les valeurs des charges Q_i déduites (Fig. II.25 b) :

$$Q_i = E_{eq} S_i \left(\frac{\Delta \ell_i}{\ell_i} \right) \qquad \textit{II-10}$$

avec E_{eq}: module d'Young du pieu ; S_i : section du tronçon i ; ℓ_i : longueur du tronçon i

- la courbe de mobilisation déplacement-frottement latéral (y_i - q_{si}) pour chaque tronçon (Fig. II.26). Le frottement latéral unitaire moyen est déterminé à partir des efforts axiaux Q_i et Q_{i-1} mesurés sur deux tronçons voisins :

$$q_{si} = \frac{|Q_i - Q_{i-1}|}{S_{lat,i}} \qquad \textit{II-11}$$

où $S_{lat,i}$ est la surface latérale du pieu entre Q_i et Q_{i-1}

Citons aussi le graphique déterminant la charge critique de fluage et qui n'est pas donné dans ce cas. Il est obtenu en traçant la différence d'enfoncement du pieu entre 10 et 30 min en fonction de Q_0 pour chaque palier de charge. La charge de fluage Q_c correspond à l'intersection des deux parties linéaires de la courbe précédente. Pour cet essai, la charge de fluage est estimée à Q_c=1600 kN. Remarquons que théoriquement, $Q_c=Q_t/1,5$ pour les pieux refoulant le sol et $Q_c=Q_p/2+Q_s/1,5$ pour les pieux ne refoulant pas le sol (Frank 1999). Dans ce cas, la charge limite qui correspond à cette charge de fluage vaut Q_t = 2400 kN. Expérimentalement, la rupture est atteinte avant: Q_t = 2050 kN.

Le tableau II.14 résume les valeurs expérimentales mesurées à la rupture à l'issue de l'essai de chargement : charge totale (Q_t), charge de frottement (Q_s), charge en pointe (Q_p), contrainte de cisaillement moyenne au fût ($\overline{\tau_p}$), pression en pointe (q_p) et déplacement en tête du pieu (d_{pm}).

Tableau II-14 Résultats de l'essai de chargement du caisson fermé à la rupture

Q_t (kN)	Q_s (kN)	Q_p (kN)	$\overline{\tau_p}$ (kPa)	q_p (MPa)	d_{pm} (mm)
2050	744	1306	55,6	6,1	40

On remarque, pour ce pieu battu, que la charge de frottement axial à la rupture représente 40% de la charge totale ; la pointe mobilise donc plus d'effort que le fût.

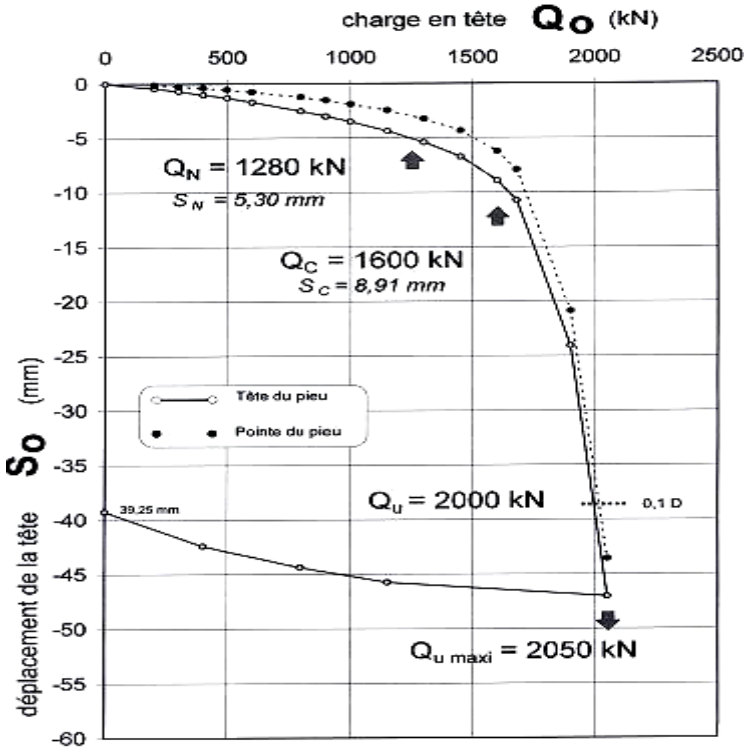
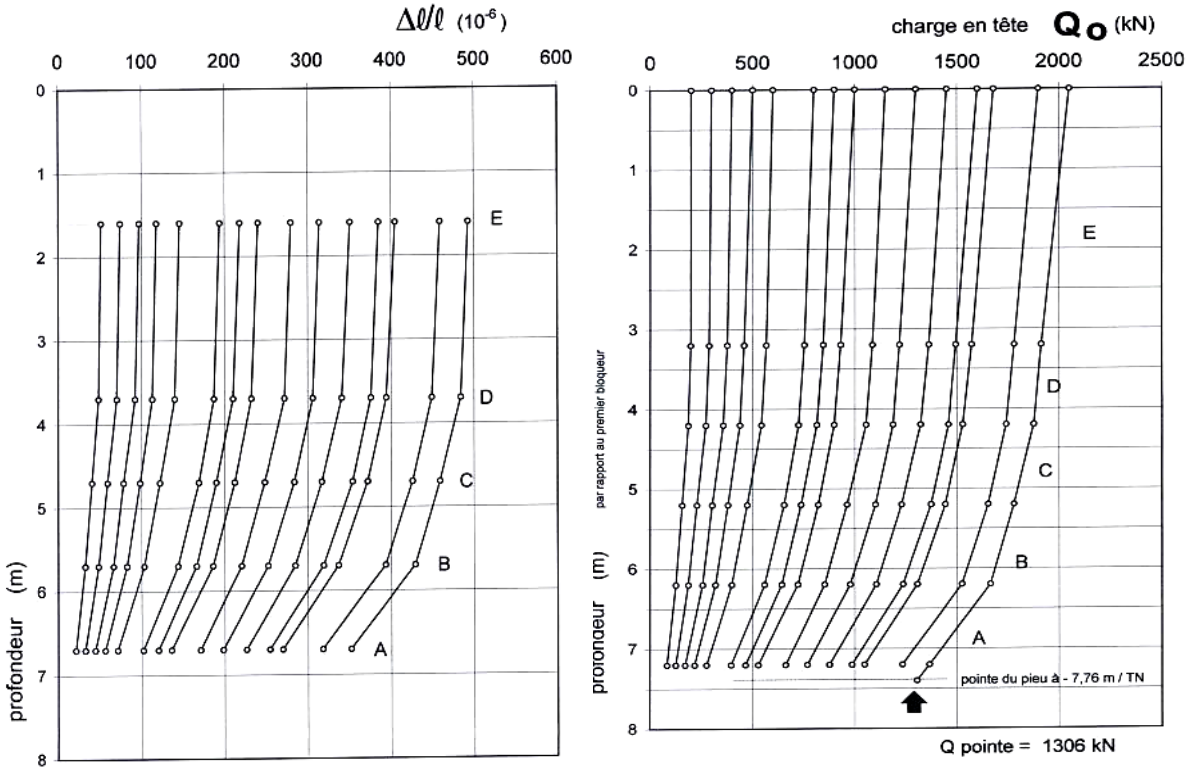


Figure II-24 Courbe charge-déplacement (Bustamante et Gianeselli 1991)



(a) *(b)*

Figure II-25 (a) Distribution de la déformation des jauges dans les extensomètres durant le chargement (b) Distribution du chargement le long du caisson fermé (Bustamante et Gianeselli 1991)

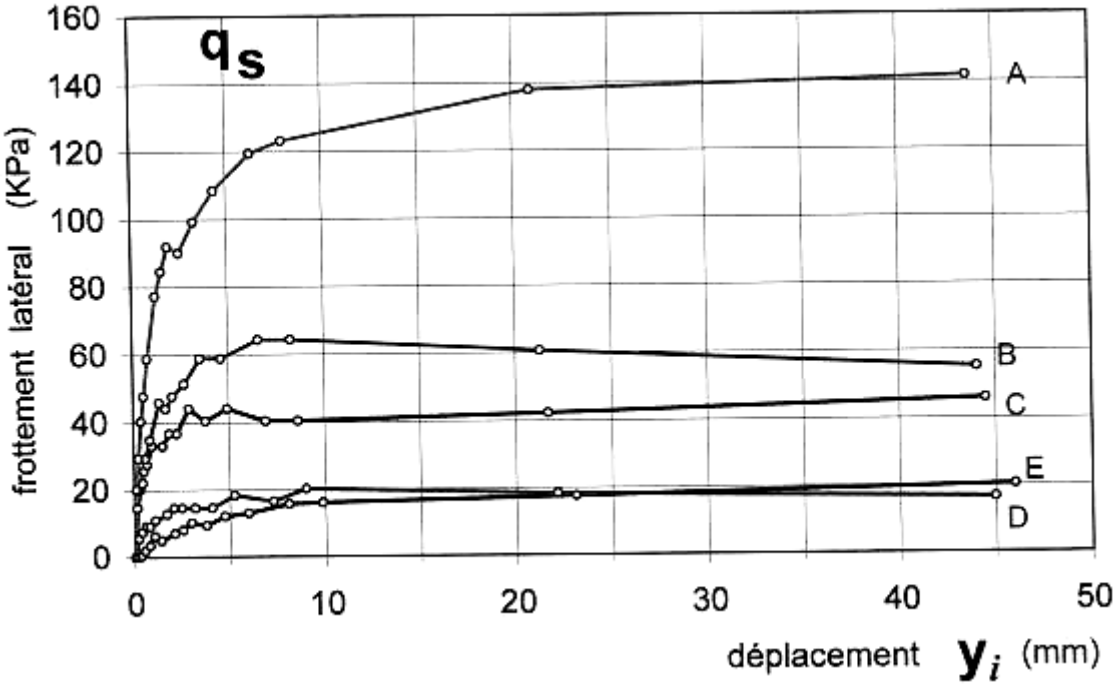


Figure II-26 Mobilisation du frottement axial dans chacun des tronçons (Bustamante et Gianeselli 1991)

II.5. Conclusion

Dans ce chapitre, les essais de chargement de modèles de pieux en chambre d'étalonnage (type 1) et pieux sur site réel foncés et battus dans du sable (type 2 et 3) ont été décrits. L'attention a été portée sur l'analyse des données pendant la phase d'installation et de chargement. A partir de ces essais, là où les mesures l'ont permis, le rôle joué par la dilatance empêchée à l'interface a été mis en évidence. Ce phénomène pourrait expliquer l'augmentation de la contrainte radiale à l'interface sable-pieu, due à la densification du sol au cours de l'installation par fonçage. Cette augmentation est nettement plus importante que celle mesurée au cours de l'essai de chargement. Le frottement mobilisé est d'autant plus important qu'on se rapproche de la pointe du pieu. On remarque que la charge de frottement axial à la rupture est de 60 à 70% de la charge totale dans le cas des pieux modèles foncés (type 2) et elle est de seulement 40% dans le cas du pieu battu (type 3) ; dans ce cas, la pointe mobilise plus d'effort de résistance.

Ces essais représentent la base de données qui sera utilisée lors de la modélisation numérique des pieux. Les caractéristiques mécaniques élastiques volumiques et de rupture ont été déterminées selon les essais de reconnaissance disponibles in situ et au laboratoire dans le sable et sur les interfaces. Ces caractéristiques seront utilisées en tant que paramètres des modèles constitutifs utilisés pour le sable et l'interface.

Chapitre III. Modèles d'interface MEPI

III.1. Introduction

Ce chapitre est consacré à l'analyse théorique et la modélisation numérique du comportement élémentaire de l'interface sol-structure afin de pouvoir modéliser correctement le comportement du pieu. Les analyses numériques par éléments finis utilisées pour résoudre les problèmes d'interaction sol-structure sont souvent effectuées en configuration axisymétrique ou en déformation plane en utilisant des modèles constitutifs pour l'interface formulés en 2D. Ces modèles considèrent exclusivement la contrainte normale et la contrainte de cisaillement agissant sur la couche d'interface, associées aux déplacements normaux et tangentiels relatifs. Néanmoins, en vue de mettre en évidence l'effet non négligeable des contraintes de confinement tridimensionnelles appliquées à l'interface et d'effectuer des analyses numériques tridimensionnelles par la méthode des éléments finis, un modèle d'interface est formulé dans l'espace des contraintes tridimensionnel. Dans ce qui suit, on présentera le modèle d'interface dit "MEPI 2D" (De Gennaro 1999 ; De Gennaro et Frank 2002a ; De Gennaro et Frank 2004) qui a été développé pour décrire le comportement mécanique d'une interface bidimensionnelle sur des chemins de sollicitation monotones. Sur la base de ce modèle, un modèle d'interface tridimensionnel dit "MEPI 3D", formulé en invariants, a été développé dans le cadre de ce travail. Les deux modèles sont basés sur la théorie de l'élastoplasticité ; ils considèrent un écrouissage positif (ou un radoucissement) déviatorique et prennent en compte l'état caractéristique (passage contractance-dilatance) et l'état critique aux grandes déformations.

III.2. Modèle MEPI 2D

Le modèle présenté (De Gennaro 1999 ; De Gennaro et Frank 2002a) est développé dans le cadre de la théorie de l'élastoplasticité des matériaux écrouissables (cf. § I.3.1.2), en adoptant la notion de l'écrouissage déviatorique pour décrire l'évolution de la surface de charge. La formulation est basée sur des travaux antérieurs (Sadrnejad et Pande 1989 ; Boulon et Nova 1990 ; Bencheik 1991 ; Pietruszczak et Niu 1992 ; Pietruszczak et Niu 1993 ; Vardoulakis et

Sulem 1995). Le modèle a également été formulé dans une version "complète" (De Gennaro et Frank 2004) qui fait dépendre le potentiel plastique, représentant le comportement volumique plastique de l'interface, de l'indice des vides (fonction d'écrouissage du potentiel plastique). Le mécanisme de stabilisation de la dilatance est donc décrit en fonction de l'évolution de l'indice des vides de l'échantillon, qui dérive directement des résultats expérimentaux obtenus dans le cadre des études sur l'état critique des sables (Fig. III.1). La valeur de e_{cr} (indice des vides à l'état critique) n'étant pas toujours facilement identifiable, une version simplifiée a été développée par les auteurs, qui supposent que la loi d'évolution du potentiel plastique est seulement fonction du déplacement relatif tangentiel plastique de l'interface u_t^p (paramètre d'écrouissage). Dans ce qui suit, on présente brièvement la version simplifiée du modèle. Les détails du modèle sont donnés dans (De Gennaro 1999 ; De Gennaro et Frank 2002a).

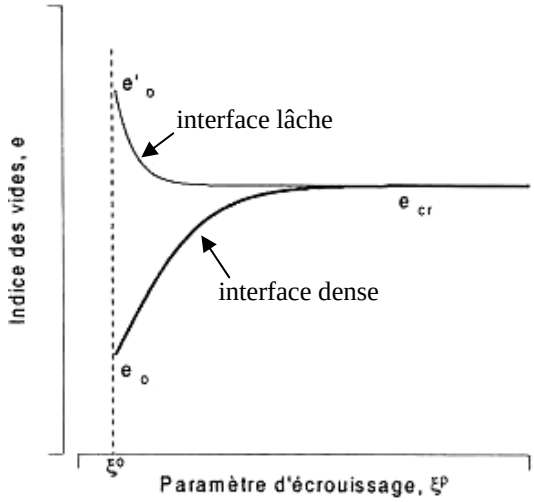


Figure III-1 Evolution de l'indice des vides en fonction du paramètre d'écrouissage (De Gennaro et Frank 2004)

III.2.1.Formulation

La formulation est limitée au cas bidimensionnel (problèmes en déformation plane ou en axisymétrie). En suivant l'approche générale de l'élastoplasticité incrémentale, les variables cinématiques sont le déplacement normal relatif u_n et tangentiel relatif u_t associés à la contrainte normale σ_n et de cisaillement τ parallèle à la direction de l'interface (Fig. III.2).

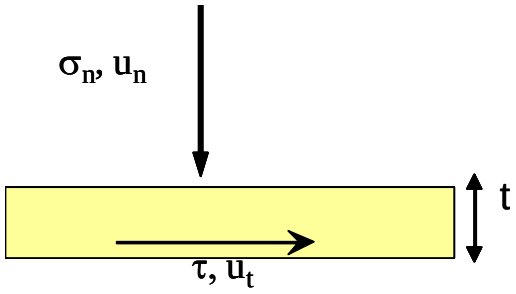


Figure III-2 Interface bidimensionnelle

Le comportement élastique linéaire est découplé dans les directions normale et tangentielle à l'élément d'interface. Les contraintes sont proportionnelles aux déplacements relatifs par deux rigidités, K_n et K_t, la rigidité normale et la rigidité tangentielle de l'interface (eq. *III-1*).

$$\begin{pmatrix} d\sigma_n \\ d\tau \end{pmatrix} = \underline{\underline{K}} \begin{pmatrix} du_n^e \\ du_t^e \end{pmatrix} \quad avec \quad \underline{\underline{K}} = \begin{bmatrix} K_n & 0 \\ 0 & K_t \end{bmatrix} \qquad III\text{-}1$$

Ces rigidités sont supposées dépendantes de la contrainte normale initiale σ_{ni} et de la densité initiale :

$$K_n = k_n \sigma_{ni}^N \; ; \; K_t = k_t \sigma_{ni}^N \qquad III\text{-}2$$

La fonction de charge (supposant la compression positive et négligeant la cohésion) s'écrit :

$$F = \tau - \mu(u_t^p)\, \sigma_n = 0 \qquad III\text{-}3$$

$$\mu(u_t^p) = \mu_o + (\mu_f - \mu_o) \frac{u_t^p}{A\left(\frac{\sigma_{ni}}{p_o}\right) t + u_t^p} \qquad III\text{-}4$$

La fonction d'écrouissage $\mu(u_t^p)$ est hyperbolique ; le paramètre A contrôle la forme de $\mu(u_t^p)$, t est l'épaisseur de l'interface (à relier au diamètre moyen des grains, D_{50}), p_0 est une pression de référence ; σ_{ni} est la contrainte normale initiale agissant sur l'interface. La fonction d'écrouissage dépend du coefficient de frottement à la rupture (μ_f) et du coefficient initial de frottement μ_o. Le déplacement tangentiel relatif plastique u_t^p est le paramètre d'écrouissage.

Le régime radoucissant est aussi décrit (pour $u_t > u_{tf}$) ; dans ce cas, l'évolution de la surface de charge est gouvernée par la fonction suivante :

$$\mu(u_t^p) = \mu_r + (\mu_f - \mu_r) \sec h\left(\frac{A_0}{t}\left(u_t^p - u_{tf}^p\right)\right) \quad \text{et} \quad u_t^p \succ u_{tf}^p \qquad III\text{-}5$$

Le paramètre A_0 contrôle la forme de la fonction de radoucissement, μ_r définit le coefficient de frottement à l'état ultime pour les grands déplacements tangentiels, u_{tf}^p est le déplacement tangentiel relatif plastique au pic de frottement maximal mobilisé et correspond à la valeur du paramètre d'écrouissage u_t^p à la rupture.

L'évolution de la fonction d'écrouissage est donnée sur la figure III.3 traduisant le régime d'écrouissage positif (*eq. III-4*) et le régime de radoucissement (*eq. III-5*).

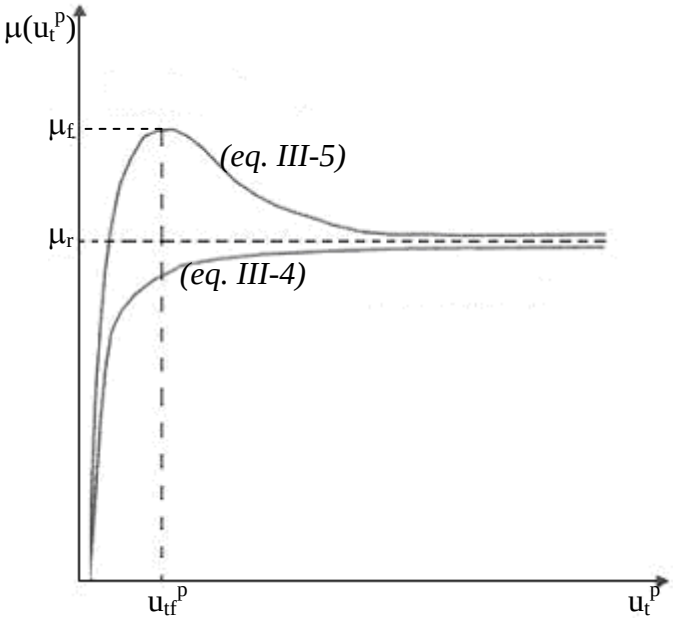


Figure III-3 Fonction d'écrouissage : Régime d'écrouissage positif et régime de radoucissement

Le potentiel plastique est dérivé du modèle de Cam-Clay (Schofield et Wroth, 1968), qui est donné par :

$$Q = \tau + \mu_c(u_t^p)\,\sigma_n \ln\left(\frac{\sigma_n}{\sigma_o}\right) \qquad \textit{III-6}$$

Dans l'équation (*III-6*), $\mu_c(u_t^p)$ contrôle la pente de la ligne de l'état caractéristique, σ_o est défini par l'état actuel de la contrainte agissant sur l'interface. Le choix pertinent de μ_c permet d'introduire un aspect important du comportement de l'interface cisaillée : la stabilisation de la dilatance aux grands déplacements tangentiels. De ce fait, le taux de déformation volumique résiduel de l'interface pour les grands déplacements tangentiels (état ultime) peut être présenté, en admettant une évolution de μ_c exprimée comme suit :

$$\mu_c(u_t^p) = \mu_{co} + (\mu - \mu_{co})\left\{1 - \text{sech}\left[\frac{B}{t}\left(\frac{\sigma_{ni}}{p_o}\right)u_t^p\right]\right\}$$

$$\text{avec } \text{sech}(x) = \frac{1}{\cosh(x)}; \cosh(x) = \frac{e^x + e^{-x}}{2} \qquad \textit{III-7}$$

où μ_{co} est la pente de la ligne caractéristique et le paramètre B contrôle le taux de dilatance. Ainsi, le taux de dilatance s'écrit :

$$D = \frac{du_n^p}{du_t^p} = \mu_c - \mu \xrightarrow[u_t \to \infty]{} 0 \qquad \textit{III-8}$$

avec u_n^p le déplacement normal plastique.

Sur la figure III.4, les évolutions de la surface de charge et du potentiel plastique sont tracées dans le plan de Mohr (σ_n, τ).

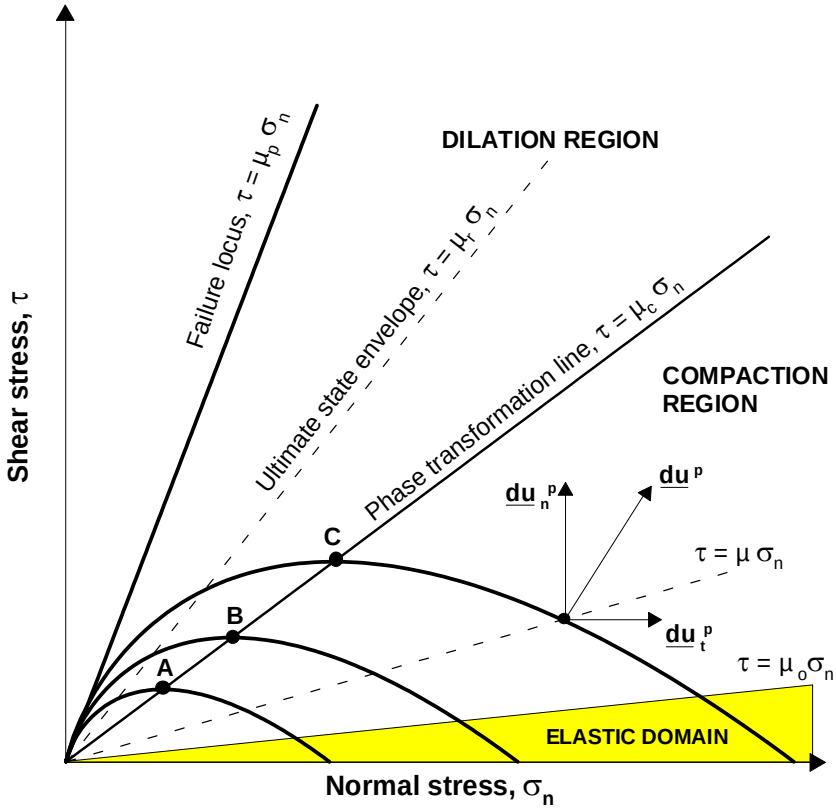


Figure III-4 Evolution de la surface de charge et du potentiel plastique (De Gennaro et Frank 2002a)

III.2.2. Validation du modèle

Le modèle comporte 8 paramètres (k_n, k_t, N, μ_0, μ_f , μ_{c0}, A et B) en régime d'écrouissage positif et 11 paramètres en régime radoucissement ; dans ce dernier régime, les 3 paramètres en plus sont u_{tf}^p , μ_r et A_0. La détermination des paramètres de MEPI 2D nécessite une procédure spécifique basée sur des essais élémentaires d'interface et détaillée dans De

Gennaro (1999). Par ailleurs, les valeurs de σ_{ni}, t et p_0 sont faciles à déterminer. En effet, σ_{ni} est donnée par la condition initiale de l'essai d'interface (pour un essai à contrainte normale constante, $\sigma_{ni} = \sigma_n$) , la valeur de t est proportionnelle à D_{50} et p_0 est la pression de référence (prise égale à 1 kPa). La validation du modèle a été faite sur différents chemins de sollicitations (De Gennaro et Frank 2002a) : d'abord, à contrainte normale constante (CNC), par des essais à la boîte de cisaillement direct modifiée, sur le sable de Fontainebleau moyennement dense, et sur le sable de Sydney (dense et lâche), puis, à volume contant (VC), par des essais à l'appareil de cisaillement simple annulaire au CERMES (ACSA) sur le sable de Fontainebleau moyennement dense, et, enfin, à rigidité normale constante (RNC), par des essais à l'appareil de cisaillement simple tridimensionnel cyclique (C3DSSI) (Fakharian et Evgin 1996) sur du sable de Silica dense.

Le modèle bidimensionnel d'interface aboutit ainsi à des prévisions satisfaisantes (De Gennaro et Frank 2002a).

Dans le cadre du présent travail, et dans le but de modéliser numériquement le comportement des pieux avec prise en compte de l'interface, la version simplifiée du modèle MEPI 2D a été validé sur les essais d'interface "CNC" disponibles dans la base de données relative aux essais de chargement des pieux de type 1 et 2 décrits au chapitre précédent. Notons, que lors de la campagne des essais de chargement de type 3, aucun essai d'interface n'a été effectué. Les paramètres du modèle pour chaque essai ont été déterminés (Tab. III.1) en suivant la méthode proposée par De Gennaro (1999). Les comparaisons des courbes calculées aux courbes expérimentales des essais d'interface à la boîte de cisaillement direct modifiée "BCDM" sont tracées sur les figures III.5, III.6 et III.7.

Tableau III-1 Valeurs des paramètres du modèle MEPI 2D utilisés dans l'étude numérique des essais d'interface à la BCDM à CNC (N=0,55)

Essai de pieu	Sable	k_n (m^{-1})	k_t (m^{-1})	μ_0	μ_f	μ_r	μ_{c0}	A	B	A_0	u^p_{tf} (mm)	t (mm)
Type 1	Fontainebleau	86000	37000	0,017	0,78	0,7	0,67	0,0005	0,05	4	1,4	2
Type 2	Dunkerque	31880	15940	0,017	0,53	0,51	0,25	0,00008	0,065	20	0,3	3
Type 2	Labenne	20000	10000	0,017	0,62	0,53	0,42	0,1	0,063	5	0,4	3

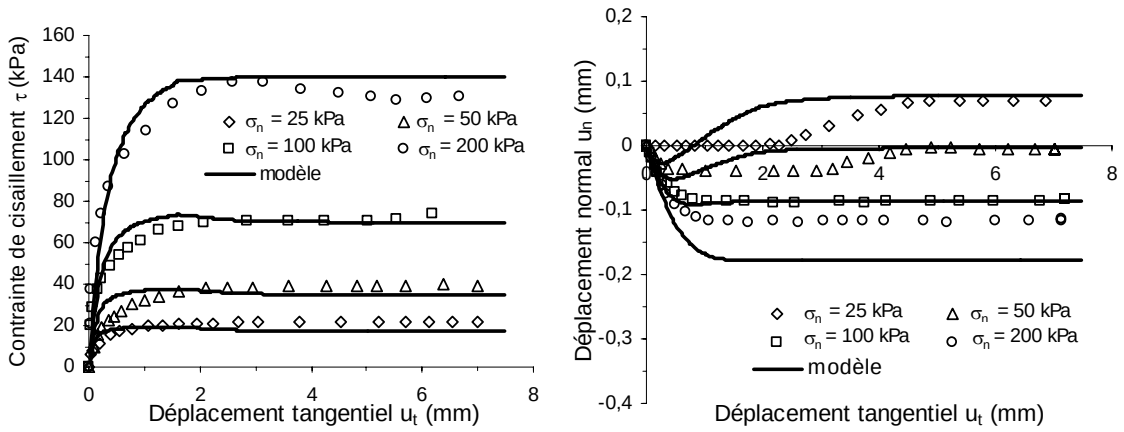


Figure III-5 Comparaison des prévisions du modèle et des résultats expérimentaux : Essais d'interface "CNC" (sable de Fontainebleau - métal rugueux, I_D=0,46, cf. § II.2.2.2)

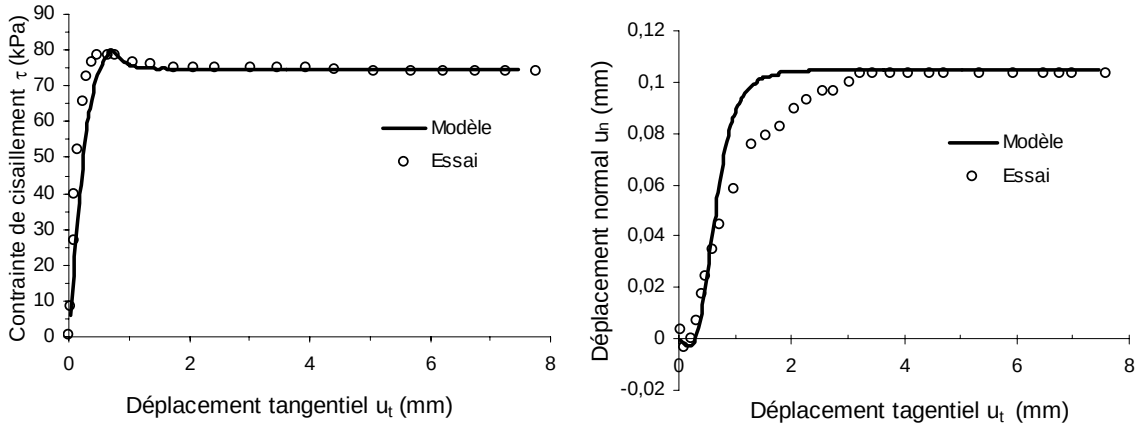


Figure III-6 Comparaison des prévisions du modèle et des résultats expérimentaux : Essais d'interface"CNC" σ_n = 150 kPa (sable de Dunkerque - métal rugueux, I_D=0,75, cf. § II.3.4.2)

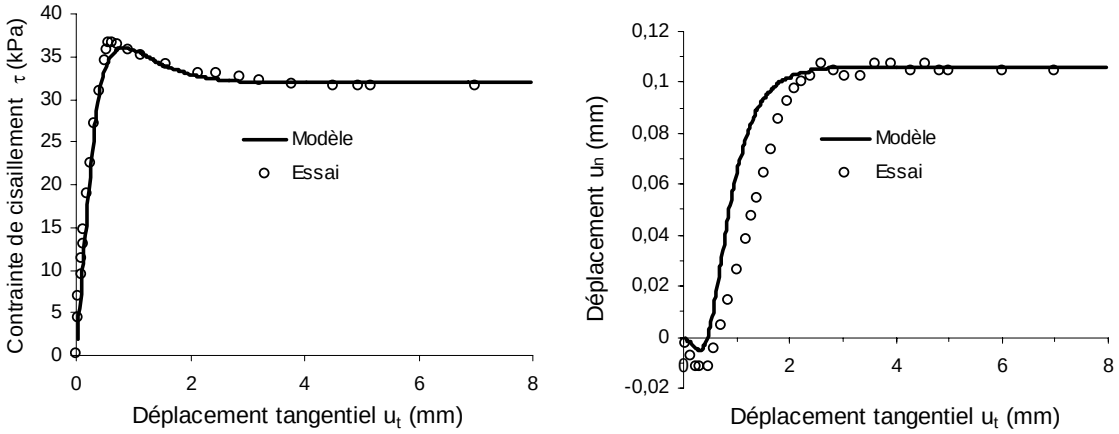


Figure III-7 Comparaison des prévisions du modèle et des résultats expérimentaux : Essais d'interface "CNC" σ_n = 60 kPa (sable de Labenne - métal rugueux, I_D=0,6 cf. § II.3.4.2)

Les prévisions du modèle MEPI 2D sont en bonne concordance avec les essais de cisaillement d'interface "CNC" établis lors des compagnes géotechniques associées aux essais

de chargements des modèles de pieu type 1 et 2. Les paramètres du modèle seront utiles lors de la modélisation numérique aux éléments finis (cf. chapitre IV).

III.3. Modèle MEPI 3D

Notons qu'aucun véritable modèle d'interface tridimensionnel n'a été développé jusqu'à présent ; le seul modèle dit "tridimensionnel" dû à Frakharian et Evgin (2000) est basé sur la formulation bidimensionnelle de Navayogarajah et al. (1992), et considère le cisaillement dans les deux directions du plan de l'interface (cf. § I.3.2). Le modèle MEPI 3D développé ici est basé, d'une part, sur les formulations tridimensionnelles proposées pour les sables en invariants et incluant l'angle de Lode (Lade et Duncan 1975 ; Desai 1980 ;Van Eekelen 1980 ; Desai et Faruque 1984 ; Matsuoka et Nakai 1985 ; Desai et al. 1986) et, d'autre part, sur les formulations bidimensionnelles des interfaces entre un milieu granulaire et une structure qui considèrent un écrouissage déviatorique, l'état caractéristique et l'état critique aux grandes déformations (Desai et Fishman 1991 ; Navayogarajah et al. 1992 ; De Gennaro et Frank 2002a ; Frakharian et Evgin 2000).

III.3.1.Formulation du modèle

III.3.1.1. Position du problème

La formulation bidimensionnelle de De Gennaro et Frank (2002) utilise la contrainte normale à l'interface, la contrainte de cisaillement et leurs déplacements normal et tangentiel relatifs associés (Fig. III.8 a). La formulation dite "tridimensionnelle" de Fakharian et Evgin (2000) est une généralisation de la précédente et considère en plus, la contrainte de cisaillement dans la direction y dans le plan (oxy) (Fig. III.8 b). La formulation tridimensionnelle présentée dans ce travail est une généralisation de celle de Fakharian et Evgin (2000) ; elle considère en plus les contraintes normales aux plans (oyz) et (ozx), la contrainte de cisaillement dans le plan (oyz) et leurs déformations associées (Fig. III.8 c). Le tableau III.2 résume les analogies et la généralisation des contraintes et déformations utilisées dans la formulation tridimensionnelle.

Tableau III-2 Analogies et généralisation des contraintes et déformations pour l'obtention de la formulation d'interface tridimensionnelle

Formulation 2D (De Gennaro et Frank 2002)		Formulation dite "3D" (Fakharian et Evgin 2000)		Formulation 3D (présent travail)	
σ_n	u_n	σ_n	u_n	σ_3	$\varepsilon_3 = u_n/t$
τ	u_t	τ_1	u_{t1}	τ_1	$\gamma_1 = u_{t1}/t$
-	-	τ_2	u_{t2}	τ_2	$\gamma_2 = u_{t2}/t$
-	-	-	-	σ_1	ε_1
-	-	-	-	σ_2	ε_2
-	-	-	-	τ_3	γ_3

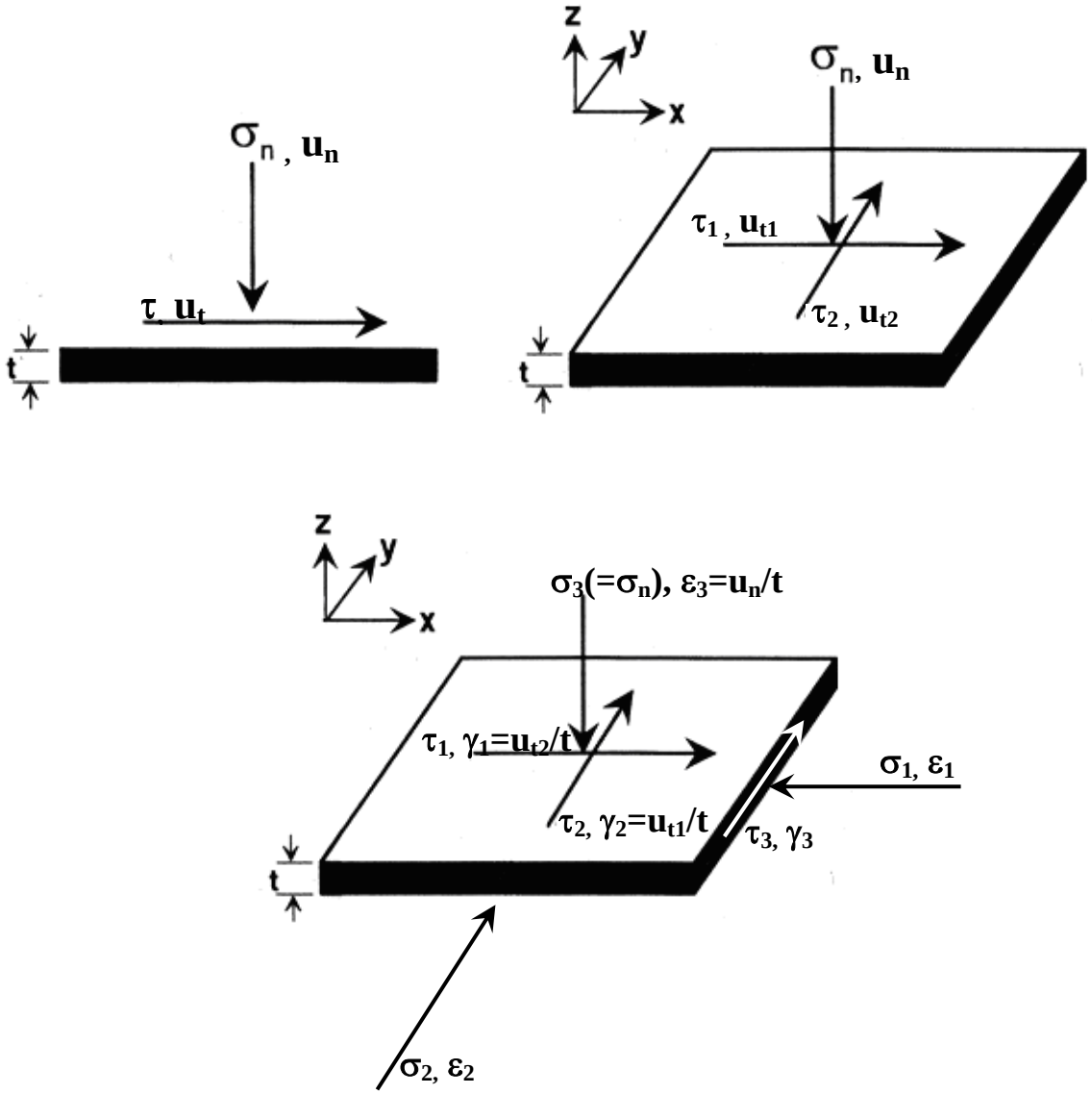


Figure III-8 (a)Formulation bidimensionnelle (De Gennaro et Frank 2002a) (b) Formulation dite "tridimensionnelle" (Fakharian et Evgin 2000) (c) Formulation tridimensionnelle (Généralisation des formulations précédentes)

On considère donc une interface tridimensionnelle d'épaisseur t (Fig. III.9) dans l'espace (oxyz). Le plan (3 :oxy) de vecteur normal unitaire $\underline{e_3}$ représente le plan de discontinuité en contact avec la structure (l'interface), alors que les plans (1 :oyz) et (2 :oxz) de vecteurs normaux unitaires $\underline{e_1}$ et $\underline{e_2}$ sont en contact avec le sable adjacent. La relation constitutive du comportement de l'interface relie les incréments de contrainte aux incréments de déformations exprimés dans (eq. *III-9*).

$$\begin{cases} \underline{d\sigma}^T = (d\sigma_{xx}, d\sigma_{yy}, d\sigma_{zz}, d\tau_{zx}, d\tau_{zy}, d\tau_{xy}) = (d\sigma_1, d\sigma_2, d\sigma_3, d\tau_1, d\tau_2, d\tau_3) \\ \underline{d\varepsilon}^T = (d\varepsilon_{xx}, d\varepsilon_{yy}, d\varepsilon_{zz}, d\gamma_{zx}, d\gamma_{zy}, d\gamma_{xy}) = (d\varepsilon_1, d\varepsilon_2, d\varepsilon_3, d\gamma_1, d\gamma_2, d\gamma_3) \end{cases} \qquad \textit{III-9}$$

$d\sigma_1$, $d\sigma_2$ et $d\sigma_3$ sont les incréments de contrainte normaux aux plans (1), (2) et (3). On considère aussi les incréments de contraintes de cisaillements $d\tau_1$ et $d\tau_2$ appliquées parallèlement au plan (3) dans les directions $\underline{e_1}$ et $\underline{e_2}$. L'incrément de contrainte de cisaillement $d\tau_{xy} = d\tau_3$ est appliqué dans le plan (1). Les incréments de déformations $d\varepsilon_1$, $d\varepsilon_2$, $d\varepsilon_3$ et de distorsions $d\gamma_1$, $d\gamma_2$, $d\gamma_3$ sont associés respectivement aux contraintes normales $d\sigma_1$, $d\sigma_2$, $d\sigma_3$ et de cisaillement $d\tau_1$, $d\tau_2$, $d\tau_3$. Comme le montre le tableau III.2, la déformation normale ε_3 et les distorsions γ_1 et γ_2 peuvent être exprimés en fonction des déplacements relatifs et l'épaisseur de l'interface par les expression :

$$\varepsilon_3 = \frac{u_n}{t}$$
$$\gamma_1 = \frac{u_{t1}}{t} \qquad \textit{III-10}$$
$$\gamma_2 = \frac{u_{t2}}{t}$$

avec u_n est le déplacement relatif normal au plan (3 : oxy) ; u_{t1} et u_{t2} sont les déplacements relatifs tangentiels dans le plan (3 : oxy) respectivement dans les directions (x) et (y) ; t est l'épaisseur de l'interface.

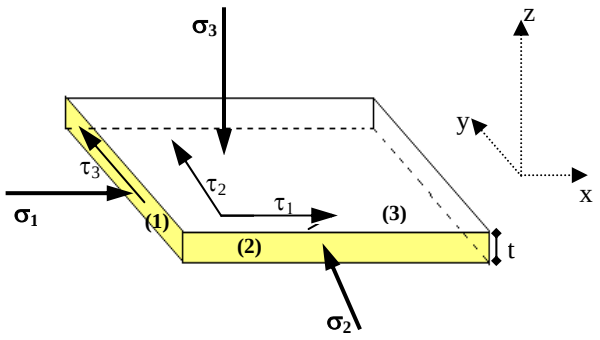


Figure III-9 Représentation tridimensionnelle de l'interface

III.3.1.2. Réponse élastique

Rappelons que la réponse élastique utilisée par Fakharian et Evgin (2000) qui est une généralisation de la réponse bidimensionnelle (*eq. III-1*), est décrite par la relation incrémentale suivante entre les incréments de contraintes et de déplacements.

$$\begin{bmatrix} d\sigma_n \\ d\tau_1 \\ d\tau_2 \end{bmatrix} = \underline{\underline{K}} \begin{bmatrix} du_n^e \\ du_{t1}^e \\ du_{t2}^e \end{bmatrix} \quad avec \quad \underline{\underline{K}} = \begin{bmatrix} K_n & 0 & 0 \\ 0 & K_t & 0 \\ 0 & 0 & K_t \end{bmatrix} \qquad III\text{-}11$$

En généralisant, cette expression au cas tridimensionnel (Tab. III.2), on obtient :

$$\begin{pmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \\ d\tau_1 \\ d\tau_2 \\ d\tau_3 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_n & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & K_t & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & K_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_3 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d\varepsilon_1^e \\ d\varepsilon_2^e \\ du_n^e \\ du_{t1}^e \\ du_{t2}^e \\ d\gamma_3^e \end{pmatrix} \qquad III\text{-}12$$

K_n et K_t sont respectivement les rigidités normale et tangentielle, M_1 et M_2 sont des modules élastiques des sables adjacents aux plans (1) et (2) et G_3 est le module de cisaillement du sable adjacent au plan (1). En remplaçant dans (*III-12*), les déplacements relatifs par les déformations correspondantes à partir de (*III-10*), on obtient :

$$\begin{pmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \\ d\tau_1 \\ d\tau_2 \\ d\tau_3 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} M_1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & M_2 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & tK_n & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & tK_t & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & tK_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & G_3 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d\varepsilon_1^e \\ d\varepsilon_2^e \\ d\varepsilon_3^e \\ d\gamma_1^e \\ d\gamma_2^e \\ d\gamma_3^e \end{pmatrix} \qquad III\text{-}13$$

L'introduction du paramètre t dans la matrice de rigidité élastique permet donc de formuler la relation incrémentale élastique en contrainte-déformation. Pour simplifier le problème, on suppose que la réponse élastique de l'interface est équivalente dans les 3 directions normales ($M_1 = M_2 = tK_n$) et dans les 3 directions de cisaillement ($G_3 = tK_t$). On obtient alors :

$$\underline{d\sigma} = \underline{\underline{K}}^{e}.\underline{d\varepsilon}^{e}\ ;\ \begin{pmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\sigma_3 \\ d\tau_1 \\ d\tau_2 \\ d\tau_3 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} tK_n & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & tK_n & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & tK_n & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & tK_t & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & tK_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & tK_t \end{bmatrix} \begin{pmatrix} d\varepsilon_1^{\ e} \\ d\varepsilon_2^{\ e} \\ d\varepsilon_3^{\ e} \\ d\gamma_1^{\ e} \\ d\gamma_2^{\ e} \\ d\gamma_3^{\ e} \end{pmatrix} \qquad \textit{III-14}$$

K_n et K_t sont des paramètres du modèle et sont donc les mêmes paramètres utilisés dans la plupart des réponses élastiques d'interface bidimensionnelles (*eq. III-1 ; III-11*) (Desai et Fishman 1991; Fakharian et Evgin 2000; De Gennaro et Frank 2002a). De plus, le choix de la matrice de rigidité élastique implique un comportement élastique découplé entre les directions normales et tangentielles de l'interface.

III.3.1.3. Fonction de charge

Le premier et le second invariant du tenseur des contraintes sont respectivement :

$$I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \qquad \textit{III-15}$$

$$J_2 = \frac{1}{6}\left((\sigma_I - \sigma_{II})^2 + (\sigma_I - \sigma_{III})^2 + (\sigma_{II} - \sigma_{III})^2\right) \qquad \textit{III-16}$$

σ_I, σ_{II} et σ_{II} étant les contraintes principales ; le second invariant peut aussi être exprimé en fonction des contraintes appliquées dans les directions de l'élément tridimensionnel de l'interface.

$$J_2 = \frac{1}{6}\left((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2\right) + \tau_1^2 + \tau_2^2 + \tau_3^2 \qquad \textit{III-17}$$

En vue des développements qui suivent, on définit :

$$J = \sqrt{J_2} \qquad \textit{III-18}$$

A partir des résultats des essais d'interface, et en analogie avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb dans le plan de Mohr σ_n-τ ainsi que le modèle MEPI 2D ($F=\tau-\mu\sigma_n$, *eq.III-3*), une relation linéaire peut être établie entre le premier invariant I_1 et le deuxième invariant J. La formulation de la fonction de charge devient donc :

$$F = J - \alpha I_1 \qquad \textit{III-19}$$

Ceci correspond à la fonction de charge de Drucker-Prager, représentée par un cône de base circulaire dans l'espace des contraintes. On peut vérifier que l'angle de frottement maximal en compression que le matériau peut avoir selon ce critère est 37 degrés (e.g. Mestat 1993). Par conséquent, ce critère peut ne pas être très adapté à la modélisation des sables

(angles de frottement pouvant dépasser 37 degrés). Si on considère les résultats d'essais disponibles sur les sables, notamment ceux obtenus sur des presses tridimensionnelles, on remarque que la trace de la surface de rupture dans le plan déviatorique est proche d'un triangle curviligne, sans points anguleux (Hicher et Shao 2002). Par conséquent, la généralisation de ce cône pour tenir compte de tous les chemins de contrainte et pour être plus proche du critère de Coulomb à la rupture se fait en introduisant l'angle de Lode ϑ, qui est fonction du troisième invariant noté J_3. On a donc :

$$\sin 3\vartheta = -\frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{J_2^{\,3/2}} = \frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{J^3} \;;\; J_3 = \det \underline{\underline{s}} \;;\; \underline{\underline{s}} = \underline{\underline{\sigma}} - \frac{1}{3}\mathrm{tr}\left(\underline{\underline{\sigma}}\right)\underline{\underline{\delta}} \qquad \textit{III-20}$$

J_3 est exprimé en fonction des composantes du tenseur de contrainte $\underline{\underline{\sigma}}$ par :

$$J_3 = \left(\sigma_1 - \frac{I_1}{3}\right)\left(\sigma_2 - \frac{I_1}{3}\right)\left(\sigma_3 - \frac{I_1}{3}\right) - \left(\sigma_1 - \frac{I_1}{3}\right)\tau_2^2 - \left(\sigma_2 - \frac{I_1}{3}\right)\tau_1^2 - \left(\sigma_3 - \frac{I_1}{3}\right)\tau_3^2 + 2\tau_1\tau_2\tau_3 \qquad \textit{III-21}$$

L'examen de la fonction de charge utilisée par Desai [(1)](1980) pour les joints rocheux, celle de Van Eekelen [(2)](1980) pour les sables et l'équation (*III-19*) qui est la généralisation du modèle MEPI 2D, résulte en l'expression de la fonction de charge prise ici pour l'interface tridimensionnelle

$$\begin{aligned} F &= J - \alpha\left(\xi^p\right)I \\ I &= I_1\left(1 - \beta \sin 3\vartheta\right)^n \end{aligned} \qquad \textit{III-22}$$

L'expression de la surface de charge en termes d'invariants permet une formulation intrinsèque indépendante des axes des coordonnées. Dans le plan des invariants I-J, la surface de charge (*eq. III-22)* se réduit à une droite ayant une pente α et passant par l'origine des axes.

La fonction d'écrouissage/radoucissement α dépend de la variable d'écrouissage ξ^p. Cette dernière est en général prise égale à la déformation déviatorique associée au second invariant J exprimée en (*eq. III-32*). Une hypothèse ultérieure consiste à admettre que la variable d'écrouissage considérée pour ce modèle est la norme des distorsions plastiques. Ceci implique que l'écrouissage de l'interface intervient seulement si l'interface est soumise à une distorsion :

$$\xi^p = \sqrt{\left(\gamma_1^p\right)^2 + \left(\gamma_2^p\right)^2 + \left(\gamma_3^p\right)^2} \qquad \textit{III-23}$$

(1) $F = J_2 - \left(-\frac{\alpha I_1}{\alpha_0} + \gamma I_1^2\right)\left(1 - \beta S_r\right)^m = 0; S_r = \frac{J_3^{\,1/3}}{\sqrt{J_2}}$

(2) $F = J - \alpha p(1 - \beta \sin 3\vartheta)^n = 0$

Un état de contrainte dans l'espace des contraintes principales (σ'_I, σ'_{II}, σ'_{III}) est défini par la donnée de ξ, ρ et ϑ (Fig. III.10 a) où ξ représente la composante sphérique sur l'axe isotrope donnée par :

$$\xi = \frac{I_1}{\sqrt{3}} \qquad \textit{III-24}$$

ρ et ϑ représentent la contrainte déviatorique dans le plan déviatorique (σ'_1, σ'_2, σ'_3) (Fig. III.10 b) avec ϑ angle de Lode (eq. *III-20*) et ρ donné par :

$$\rho = \sqrt{2}J \qquad \textit{III-25}$$

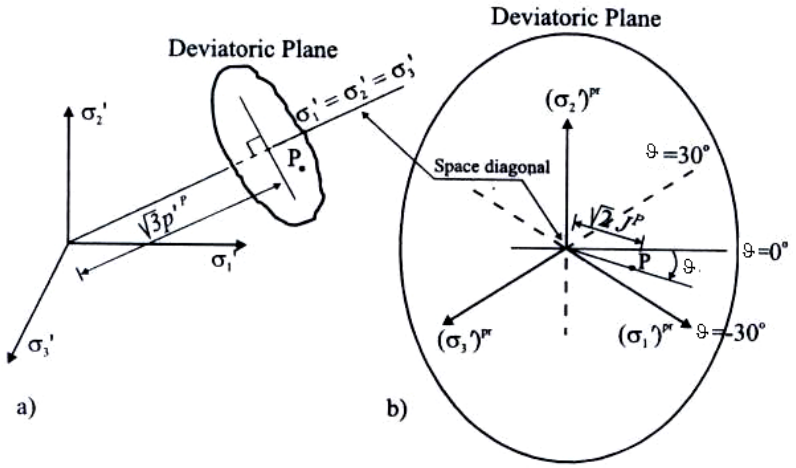
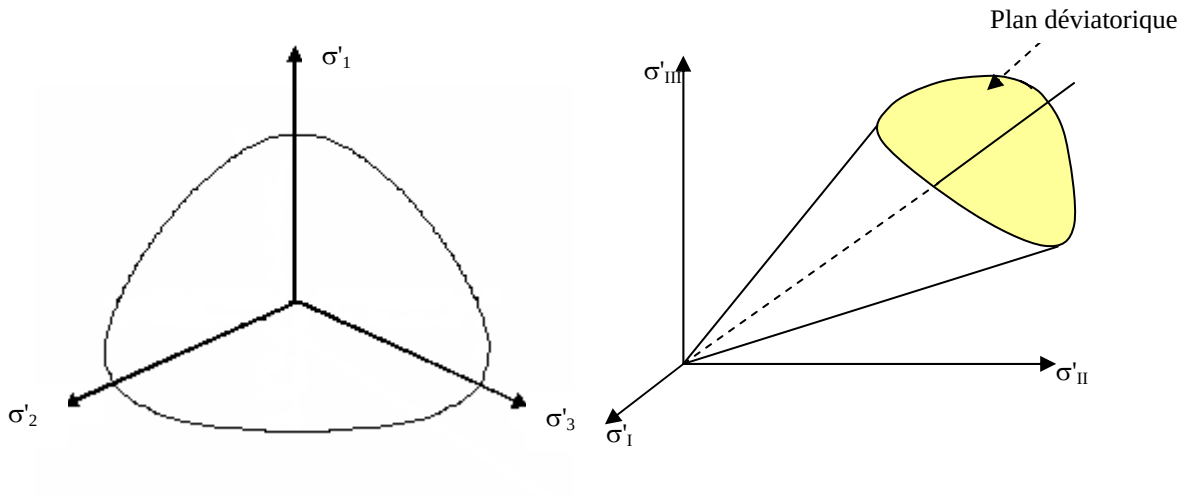


Figure III-10 Représentation géométrique d'un état de contrainte dans (a) l'espace des contraintes principales (b) le plan déviatorique (Potts et Zdravkovic 1999)

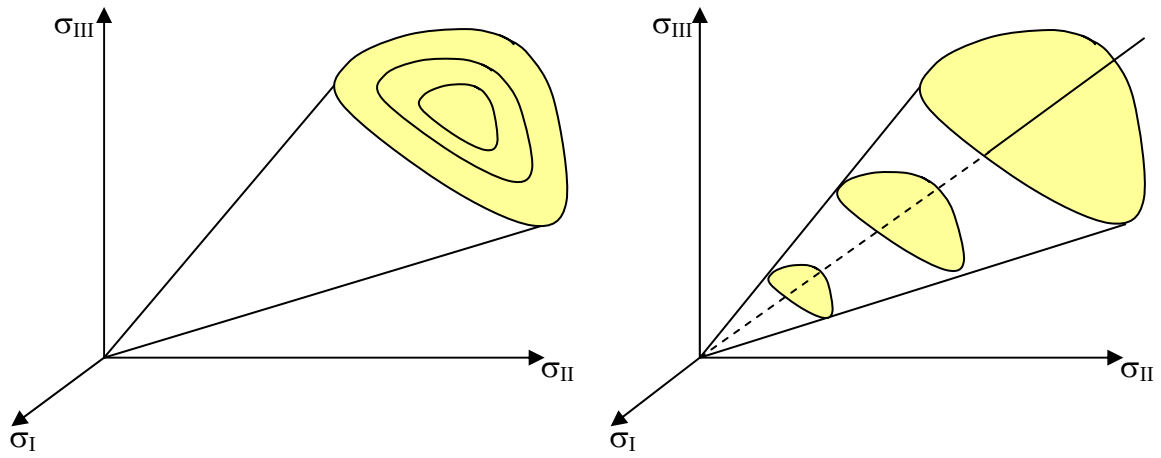
La fonction de charge (*III-22*) dans l'espace des contraintes principales est un cône de révolution ayant pour axe la droite isotrope (Fig. III.11 b) et pour base un triangle curviligne (coupe de la surface de charge dans le plan déviatorique) (Fig. III.11 a). Beaucoup d'auteurs ont utilisé cette forme de la surface de charge pour représenter le comportement des sables (Lade et Duncan 1975; Matsuoka et Nakai 1985; Desai et al. 1986; Flatebo et Risnes 2001; Yang et Elgamal 2004; Aubertin et Lili 2004). Les surfaces sont arrondies en $\vartheta = \pm 30$ degrés et $\vartheta = 90$ degrés. En effet, $\frac{\partial F}{\partial \vartheta} = 0$ pour $\vartheta = -30, 30, 90$ degrés.



(a) *(b)*

Figure III-11 Surface de charge du modèle MEPI 3D dans (a) le plan déviatorique (b) l'espace des contraintes principales

Au cours de la déformation, et quand la fonction d'écrouissage croît, la surface de charge s'étend homothétiquement (Fig. III.12 a). Par ailleurs, lorsque la pression de confinement moyenne (I_1) varie sur l'axe isotrope (trissectrice), la surface de charge, dans le plan déviatorique, évolue elle aussi homothétiquement (Fig. III.12 b).



(a) *(b)*

Figure III-12 Evolution de la surface de charge lorsque (a) la fonction d'écrouissage α (ξ^p) varie (b) le confinement représenté par I_1 varie

III.3.1.4. Fonction d'écrouissage/ radoucissement

L'écrouissage décrit les étapes intermédiaires entre l'apparition des premières irréversibilités et la rupture. Pour les interfaces lâches, l'écrouissage déviatorique est positif ; il se traduit par une mobilisation selon une loi hyperbolique de la fonction α (ξ^p) qui

augmente jusqu'à atteindre une valeur α_f de rupture. D'autre part, pour les interfaces denses, la valeur de α augmente pour atteindre α_f puis diminue jusqu'à une valeur ultime asymptotique α_r, ce qui correspond à une réponse d'écrouissage positif suivie d'un radoucissement (Fig. III.13).

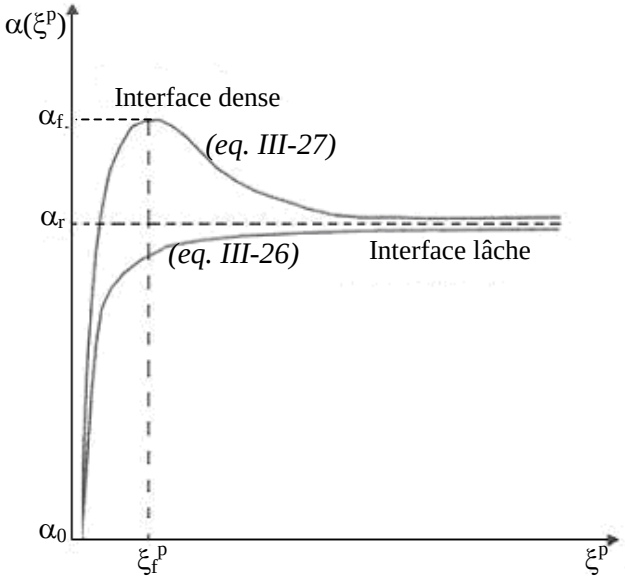


Figure III-13 Evolution de la fonction d'écrouissage $\alpha\left(\xi_f^p\right)$

En analogie avec la formulation bidimensionnelle (De Gennaro 1999; De Gennaro et Frank 2002a; De Gennaro et Frank 2005) (*eq. III-4*), la fonction d'écrouissage positif, supposée de type hyperbolique est définie par:

$$\alpha\left(\xi^p\right) = \alpha_0 + \frac{(\alpha_f - \alpha_0)\xi^p}{A_0 \dfrac{I_{1i}}{p_0} + \xi^p} \qquad \textit{III-26}$$

α_0 est un paramètre délimitant la région élastique ; α_f est relié à la rupture ; ξ^p est la variable d'écrouissage définie en (*eq. III-23*) ; A_0 contrôle la forme de la fonction d'écrouissage ; I_{1i} est la valeur initiale du premier invariant $\left(I_{1i} = \sigma_{1i} + \sigma_{2i} + \sigma_{3i}\right)$ et p_0 est la pression de référence égale à 1 kPa. Dans le régime de radoucissement, en analogie avec la formulation bidimensionnelle (*eq. III-5*), l'évolution de la fonction d'écrouissage est gouvernée par la relation :

$$\alpha\left(\xi^p\right) = \alpha_r + (\alpha_f - \alpha_r)\,\mathrm{sech}\left[C_0\left(\xi^p - \xi_f^p\right)\right] \;;\quad \xi^p \succ \xi_f^p \qquad \textit{III-27}$$

Ici, α_r est un paramètre lié au frottement résiduel de l'interface à l'état ultime correspondant aux grands déplacements tangentiels ; C_0 contrôle la fonction de

radoucissement ; ξ_f^p correspond à la distorsion plastique au pic de la résistance de cisaillement.

La rotation de la droite due à l'écrouissage déviatorique est fonction des distorsions plastiques générées au sein de la couche d'interface au cours du cisaillement. L'écrouissage positif correspond donc à une rotation, dans le sens contraire des aiguilles d'une montre, de la droite d'équation $J = \alpha I$ (*eq. III-22*) à partir de la position initiale jusqu'à la droite de rupture définie par $J = \alpha_f I$. Le radoucissement se traduit par une rotation dans le sens des aiguilles d'une montre de la droite $J = \alpha_f I$ jusqu'à la droite $J = \alpha_r I$ (Fig. III.14).

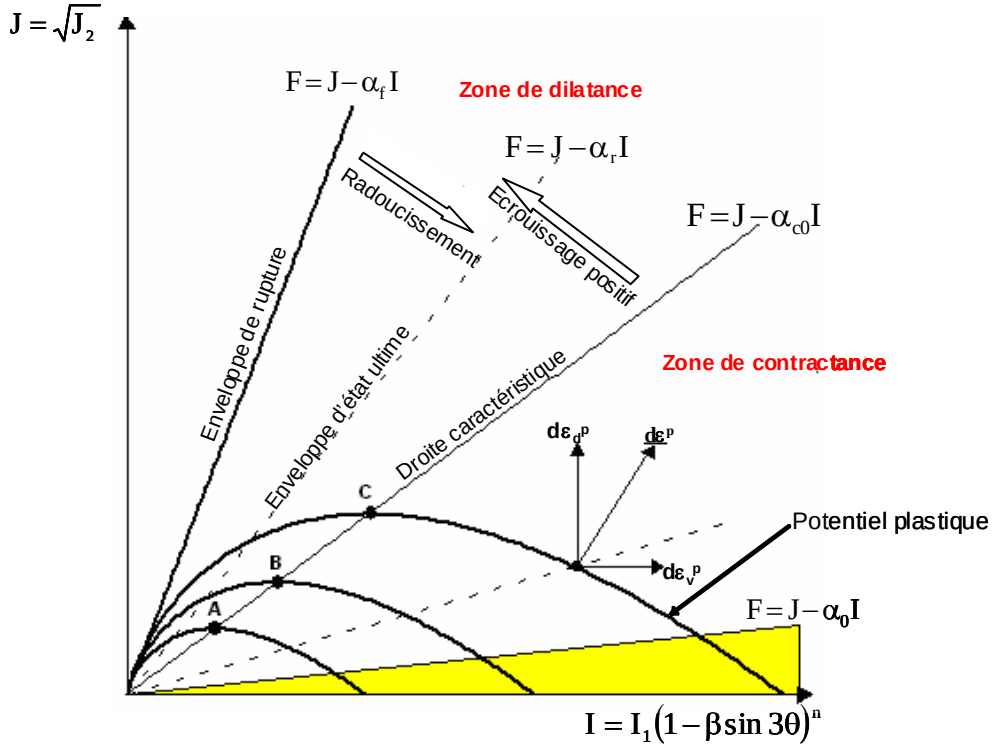


Figure III-14 Surface de charge et potentiel plastique dans le plan (I-J)

III.3.1.5. Potentiel plastique et règle d'écoulement

Le choix pertinent du potentiel plastique Q permet la reproduction du comportement contractant-dilatant typique observé durant les essais d'interface (cf. § I.2.2.2). Lors de la manifestation des déformations plastiques, les conditions F = 0 et dF = 0 sont simultanément vérifiées. La direction et la magnitude des incréments de déformations plastiques à l'interface sont données à partir du gradient du potentiel plastique :

$$\underline{d\varepsilon}^p = d\lambda \frac{\partial Q}{\partial \underline{\sigma}} \qquad \textit{III-28}$$

Le travail produit quand l'interface se déforme et lorsqu'elle est soumise aux contraintes s'écrit :

$$dW = \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}^{p} = I_1 d\varepsilon_v^{p} + J d\varepsilon_d^{p} \qquad \textit{III-29}$$

Si on considère la contrainte moyenne p et le déviateur q, le travail s'exprime par (Muir Wood 1990) :

$$\begin{aligned} & dW = p d\varepsilon_p + q d\varepsilon_q \\ & p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}; \\ & d\varepsilon_p = d\varepsilon_1 + d\varepsilon_2 + d\varepsilon_3 \\ & q = \sqrt{3}\left\{\frac{1}{6}\left((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2\right) + \tau_1^2 + \tau_2^2 + \tau_3^2\right\}^{1/2} \\ & d\varepsilon_q = \frac{1}{3}\left\{2\left((d\varepsilon_1 - d\varepsilon_2)^2 + (d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3)^2 + (d\varepsilon_2 - d\varepsilon_3)^2\right) + 3\left(d\gamma_1^2 + d\gamma_2^2 + d\gamma_3^2\right)\right\}^{1/2} \end{aligned} \qquad \textit{III-30}$$

On veut exprimer le même travail à l'aide des invariants utilisés I_1 et J (*eq. III-15 et III-18*) et leurs incréments de déformations volumique $d\varepsilon_v$ et déviatorique $d\varepsilon_d$ associés. On a :

$$p = \frac{I_1}{3}; q = \sqrt{3}J \Rightarrow dW = \frac{I_1}{3} d\varepsilon_p + \sqrt{3} J d\varepsilon_q = I_1 \frac{d\varepsilon_p}{3} + J\sqrt{3} d\varepsilon_q \qquad \textit{III-31}$$

La combinaison des équations (*III-30*) et (*III-31*) permet d'écrire :

$$\begin{aligned} & dW = I_1 d\varepsilon_v + J d\varepsilon_d \\ & \text{avec:} \\ & d\varepsilon_V = \frac{d\varepsilon_1 + d\varepsilon_2 + d\varepsilon_3}{3} \\ & d\varepsilon_d = \sqrt{3} d\varepsilon_q = \left\{\frac{2}{3}\left((d\varepsilon_1 - d\varepsilon_2)^2 + (d\varepsilon_1 - d\varepsilon_3)^2 + (d\varepsilon_2 - d\varepsilon_3)^2\right) + \left(d\gamma_1^2 + d\gamma_2^2 + d\gamma_3^2\right)\right\}^{1/2} \end{aligned} \qquad \textit{III-32}$$

La réécriture de (*III-28*) en considérant respectivement (*III-29*) et (*III-32*) donne:

$$\left(d\varepsilon_1^{\,p};\ \ d\varepsilon_2^{\,p};\ \ d\varepsilon_3^{\,p};\ \ d\gamma_1^{\,p};\ \ d\gamma_2^{\,p};\ \ d\gamma_3^{\,p}\right)^T = d\lambda\left(\frac{\partial Q}{\partial \sigma_1};\ \ \frac{\partial Q}{\partial \sigma_2};\ \ \frac{\partial Q}{\partial \sigma_3};\ \ \frac{\partial Q}{\partial \tau_1};\ \ \frac{\partial Q}{\partial \tau_2};\ \ \frac{\partial Q}{\partial \tau_3}\right)^T \qquad \textit{III-33}$$

ou encore :

$$\begin{pmatrix} d\varepsilon_v^{\,p} \\ d\varepsilon_d^{\,p} \end{pmatrix} = d\lambda \begin{pmatrix} \dfrac{\partial Q}{\partial I_1} \\ \dfrac{\partial Q}{\partial J} \end{pmatrix} \qquad \textit{III-34}$$

où $d\lambda$ est le multiplicateur plastique.

Le potentiel plastique choisi dérive, d'une part, de celui utilisé pour MEPI 2D (*III-6*) basé sur le modèle Cam-Clay et, d'autre part, du potentiel du modèle Cam Clay généralisé dans l'espace des contraintes principales utilisant les invariants (e.g. Potts et

Zdravkovic 1999) : $Q = \frac{J}{MI_1} + ln\left(\frac{I_1}{I_{10}}\right) = 0$. L'expression choisie intègre, de plus, l'angle de Lode, utilisé dans la fonction de charge (*III-22*), afin d'assurer la compatibilité entre la fonction de charge et le potentiel plastique. Par conséquent, le potentiel plastique de l'interface tridimensionnelle choisi est:

$$Q = J + \alpha_c I_1 \ln\left(\frac{I_1}{I_{10}}\right)(1 - \beta \sin 3\vartheta)^n \qquad \textit{III-35}$$

où α_c est la pente de la droite caractéristique qui définit le passage de la contractance à la dilatance, ce qui correspond à la condition de déformation volumique plastique nulle à l'interface. En considérant de plus le potentiel passant par l'origine ($I_1 = 0$, $J = 0$), on peut écrire :

$$Q = J + \alpha_c I_1 \ln\left(\frac{I_1}{I_{10}}\right)(1 - \beta \sin 3\vartheta)^n = 0 \qquad \textit{III-36}$$

L'incrément de déformation plastique volumique $d\varepsilon_v^p$ calculé à partir de *(eq. III-32)* et *(eq. III-34)* donne le même résultat. En effet, on peut écrire

$$d\varepsilon_v^{\ p} = d\lambda \frac{\partial Q}{\partial I_1} = \frac{d\varepsilon_1^{\ p} + d\varepsilon_2^{\ p} + d\varepsilon_3^{\ p}}{3} = d\lambda(\alpha_c - \alpha)(1 - \beta \sin 3\vartheta)^n \qquad \textit{III-37}$$

Il est clair que cette expression de l'incrément de déformation volumique fait ressortir l'existence de la contractance ($\alpha < \alpha_c$) et la dilatance ($\alpha > \alpha_c$). Cependant, elle ne contient pas la condition de cisaillement à volume constant à l'état ultime (grands déplacements tangentiels à l'interface). D'autre part, l'expression de taux de dilatance est donnée par :

$$D = \frac{d\varepsilon_v^{\ p}}{d\varepsilon_d^{\ p}} = \frac{(1 - \beta \sin 3\vartheta)^n}{1 - \alpha \frac{\partial((1 - \beta \sin 3\vartheta)^n)}{\partial J}}(\alpha_c - \alpha) \qquad \textit{III-38}$$

Le terme $\frac{(1 - \beta \sin 3\vartheta)^n}{1 - \alpha \frac{\partial((1 - \beta \sin 3\vartheta)^n)}{\partial J}}$ prend une valeur différente de zéro pour une contrainte donnée. Par conséquent, le taux de dilatance aux grandes déformations de cisaillement de l'interface tend vers une valeur constante. De ce fait, le modèle ne permet pas de reproduire la stabilisation de la dilatance à l'état ultime ($D = 0$). Afin de reproduire ce phénomène, une forme modifiée du potentiel plastique est proposée. Pour cela, examinons la condition qui permet la saturation de la dilatance, d'après (*eq. III-38*) cette condition est réalisée si

$$u_t \to \infty \Rightarrow D \to 0 \Rightarrow (\alpha_c - \alpha) \to 0 \qquad \textit{III-39}$$

De plus à partir de (*eq. III-27*), on sait qu'à l'état ultime :

$$u_t \to \infty \Rightarrow \alpha \to \alpha_r \qquad \textit{III-40}$$

Donc la condition (*III-39*) n'est réalisée que si

$$\alpha_c \to \alpha_r \qquad \textit{III-41}$$

De ce fait, la condition de dilatance stabilisée à l'état ultime n'est satisfaite que si le coefficient relatif à l'état caractéristique α_c tend vers α_r à l'état ultime. Ceci traduit une évolution des régions de contractance et de dilatance en accord avec la constatation qu'une interface dense dilate au cours du cisaillement donnant lieu à une structure plus lâche et que l'inverse se produit pour une interface lâche (densification) (Fig. III.14). Le paramètre α_c n'est donc pas constant durant la déformation mais est fonction de la norme des distorsions plastiques ξ^p (variable d'écrouissage). Une expression étendue de α_c, par analogie au modèle de De Gennaro et Frank (2002a), est adoptée :

$$\alpha_c(\xi^p) = \alpha_{c0} + (\alpha - \alpha_{c0})\left(1 - \operatorname{sech}\left(B_0 \frac{I_{1i}}{p_0}\xi^p\right)\right) \qquad \textit{III-42}$$

Dans cette expression, α_{c0} donne la mobilisation du frottement pendant le cisaillement à l'état caractéristique, B_0 est un paramètre du modèle qui contrôle le taux de dilatance ; le rapport $\frac{I_{1i}}{p_0}$ rend compte de la diminution de la dilatance aux niveaux de confinement élevés (exprimés par I_1). Sur la figure (III.14) on trace dans le plan des invariants I et J, l'évolution de la fonction de charge ainsi que du potentiel plastique.

Expérimentalement, on observe que le déplacement normal u_n se stabilise ($D \to 0$) pour les grands déplacements tangentiels. Dans le présent modèle tridimensionnel, seule la déformation volumique plastique tend vers zéro $\left(d\varepsilon_v{}^p = \frac{d\varepsilon_1{}^p + d\varepsilon_2{}^p + d\varepsilon_3{}^p}{3} \to 0\right)$ aux grands déplacements tangentiels $(u_t \to \infty)$. Afin d'assurer la compatibilité avec les observations expérimentales en 2D, on choisit de faire l'hypothèse y compris en 3D, que les déformations plastiques sont isotropes, ce qui permet, notamment d'assurer $d\varepsilon_3^p \xrightarrow[u_t \to \infty]{} 0$. Par conséquent, dans ce qui suit, nous supposons que la variation de la déformation plastique dans les trois directions normales à l'interface s'exprime par :

$$d\varepsilon_1^{\,p} = d\varepsilon_2^{\,p} = d\varepsilon_3^{\,p} = \frac{d\varepsilon_v^{\,p}}{3} = \frac{d\lambda(\alpha_c - \alpha)(1-\beta\sin 3\vartheta)^n}{3}$$

$$D = \frac{d\varepsilon_v^{\,p}}{d\varepsilon_d^{\,p}} \qquad \textit{III-43}$$

Le potentiel plastique devrait être redéfini sur la base de la relation *(III-43)*. Par conséquent, la stabilisation des déformations normales à l'interface ainsi que celle de la déformation volumique totale pour les grandes distorsions sont vérifiées par le modèle.

III.3.2. Reproduction des essais d'interface bidimensionnels à l'aide de MEPI 3D

Les essais d'interface typiques qui existent dans la littérature appliquent à l'interface des chargements "bidimensionnels", c'est-à-dire que seules les contraintes normale et de cisaillement sont imposées (où contrôlées). Pour valider le modèle tridimensionnel sur des essais d'interface typiques, des hypothèses sont nécessaires. Les analogies entre σ_n-σ_3 et u_n-ε_3 d'une part et entre τ-τ_1 et u_t-γ_1 d'autre part sont évidentes (Tab. III.2). Pour les contraintes σ_1 et σ_2 (Fig. III.9), on admet ici qu'elles sont reliées à la contrainte normale à l'interface $\sigma_n = \sigma_3$ par la condition K_0, avec K_0 donné par la formule de Jaky (K_0=1-sinϕ'), où ϕ' est l'angle de frottement interne du sable adjacent à l'interface. Quant à τ_2 et τ_3, elles sont négligées dans les essais d'interfaces bidimensionnelles car le cisaillement se fait dans une seule direction (Fig. III.15). Le tableau III.3 résume les principales hypothèses concernant les contraintes et les déformations à l'interface pour prédire les essais de cisaillement d'interface à l'aide du modèle MEPI 3D. La première ligne du tableau résume ce qu'impose l'essai d'interface bidimensionnel comme contraintes et déformations. Ensuite, le tableau résume les différentes hypothèses sur les contraintes et les déformations de l'interface nécessaires pour simuler avec MEPI 3D les essais d'interface à contrainte normale constante "CNC" (BCDM, par exemple), à volume constant "VC" ou à rigidité normale constante "RNC".

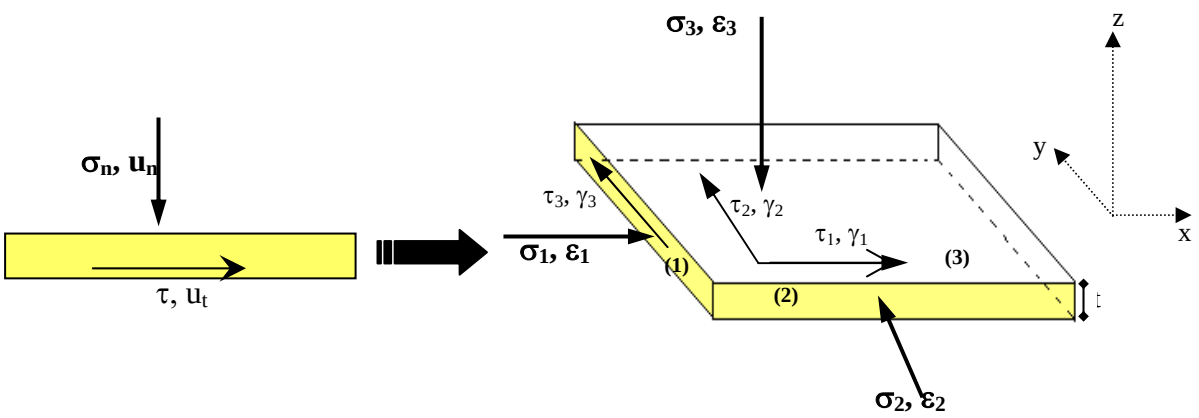


Figure III-15 Passage de l'interface 2D à l'interface 3D

A noter que, pour prédire les essais d'interface, les conditions aux limites considérées dans le tableau III.3 concernent par hypothèse, un échantillon d'interface loin des bords de la boîte. Pour cette raison, les déformations ε_2 et ε_3 ne sont pas considérées nulles. Elles varient au cours de l'essai, lorsqu'on impose les contraintes correspondantes constantes aux bords. Pour valider le modèle 3D sur les essais d'interface, les courbes tracées sont celles qui résultent des essais typiques bidimensionnels d'interface à savoir (u_t, τ), (u_t, u_n) pour les essais à "CNC" et (u_t, τ), (u_t, σ_n), (σ_n, τ) pour les essais à "VC" ou à "RNC". Notons que :

$$\begin{aligned}
&u_t = \gamma_1 . t \\
&u_n = \varepsilon_3 . t \\
&\tau_2 = \tau_3 = 0 \\
&\sigma_n = \sigma_3 = I_1 - (\sigma_1 + \sigma_2) \\
&\tau = \tau_1 = \sqrt{J_2 - \frac{1}{6}\left((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2\right)}
\end{aligned} \qquad \textit{III-44}$$

Tableau III-3 Hypothèses sur les contraintes et les déformations pour prédire les essais d'interface 2D par MEPI 3D

	Contrainte normale constante "CNC"	**Volume constant "VC"**	**Rigidité normale constante "RNC"**
Essais d'interface	$\sigma_n=\sigma_3$ (imposé constant) $u_t=t.\gamma_1$ (imposé) $u_n=t.\varepsilon_3$ (mesuré) $\tau=\tau_1$ (mesuré)	$u_n=t.\varepsilon_3$ (imposé constant) $\sigma_{ni}=\sigma_{3i}$ (imposition initiale) $u_t=t.\gamma_1$ (imposé) $u_n=t.\varepsilon_3$ (mesuré) $\tau=\tau_1$ (mesuré) $\sigma_n=\sigma_3$ (mesuré)	$d\sigma_n = K_n.du_n$ (K_n imposé constant) $\sigma_{ni}=\sigma_{3i}$ (imposition initiale) $u_t=t.\gamma_1$ (imposé) $u_n=t.\varepsilon_3$ (mesuré) $\tau=\tau_1$ (mesuré) $\sigma_n=\sigma_3$ (mesuré)
Modèle 3D	$\sigma_3=\sigma_n$ (imposé constant) $\sigma_1=\sigma_2=K_0.\sigma_3$(imposé constant) $I_1=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3$ Constant $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ varient $\gamma_1=\frac{u_t}{t}$ (imposé) $\gamma_2=\gamma_3=0$ (imposé) $u_n=t.\varepsilon_3$ (prédit) $\tau_1=\tau$ (prédit) $\varepsilon_1, \varepsilon_2$, J (prédits)	$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ (imposés constants) ⇨ ε_v (imposé constant) $\sigma_{3i}=\sigma_{ni}$= (imposition initiale) $\sigma_{1i}=\sigma_{2i}=K_0.\sigma_{3i}$ (imposition initiale) $I_{1i}=\sigma_{1i}+\sigma_{2i}+\sigma_{3i}$ $\gamma_1=\frac{u_t}{t}$ (imposé) ; $\gamma_2=\gamma_3=0$ (imposé) $\tau_1=\tau$ (prédit) $\sigma_3=\sigma_n$ (prédit) $u_n=t.\varepsilon_3$ (calculé) I_1, J (prédits)	$K_N=\frac{d\sigma_3}{d\varepsilon_3}$ (K_N imposé constant) $\sigma_{3i}=\sigma_{ni}$= (imposition initiale) $\sigma_{1i}=\sigma_{2i}=K_0.\sigma_{3i}$ (imposés constants) $I_{1i}=\sigma_{1i}+\sigma_{2i}+\sigma_{3i}$ $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ varient $\gamma_1=\frac{u_t}{t}$ (imposé) ; $\gamma_2=\gamma_3=0$ (imposé) $\tau_1=\tau$ (prédit) $\sigma_3=\sigma_n$ (prédit) $u_n=t.\varepsilon_3$ (prédit) I_1, J, $\varepsilon_1, \varepsilon_2$ (prédits)

III.3.3. Définition et détermination des paramètres

Une fois la formulation développée, les paramètres du modèle doivent être spécifiés sur la base des résultats expérimentaux disponibles. Le modèle contient 10 paramètres pour le régime avec écrouissage positif (K_n, K_t, α_0, α_f, α_{c0}, A_0, B_0, n, β et t) et 13 paramètres si le modèle prévoit également le radoucissement. Les paramètres en plus sont α_r, ε_{tf} et C_0. La valeur de t (épaisseur de l'interface) est supposée proportionnelle au D_{50} du milieu granulaire, p_0 est la pression de référence (égale à 1 kPa). La valeur de I_{1i} est donnée par les conditions initiales de l'essai ($I_{1i} = \sigma_{1i}+\sigma_{2i}+\sigma_{3i}$) avec $\sigma_{3i} = \sigma_{ni}$, $\sigma_{1i} = K_0.\sigma_{ni}$, $\sigma_{2i} = K_0.\sigma_{ni}$ (Tab. III.3). Pour déterminer les autres paramètres, les résultats des essais d'interface typiques à "CNC" sont utilisés.

III.3.3.1. Paramètres élastiques K_n et K_t

Les rigidités normale et tangentielle K_n et K_t sont données dans la matrice constitutive (*III-14*). On suppose que ces rigidités sont les mêmes que celles utilisés pour les modèles bidimensionnels (*eq. I-1*) (Sharma et Desai 1992; Navayogarajah 1992 ; Mortara 2001; De Gennaro et Frank 2002 ; Hu et Pu 2004). K_t est déterminée à partir de la valeur de la rigidité sécante de la courbe (u_t, τ) résultante d'un essai de cisaillement d'interface. En effet, cette rigidité correspond à un déplacement u_{t0} relatif à la mobilisation de la moitié de la résistance au cisaillement au pic. K_n est déterminée à partir des essais triaxiaux à compression isotrope effectués sur le même sable (De Gennaro 1999) ou bien fixé arbitrairement à partir de K_t et généralement prise égale à 2 fois la valeur de K_t (Bencheikh 1991 ; Sharma et Desai 1992).

III.3.3.2. Paramètre α_f

Pour les modèles tridimensionnels de massif ayant une fonction de charge de la même forme que (*III-22*), à la rupture, α est fonction de sinϕ', avec ϕ' l'angle de frottement interne du matériau (e.g. Van Eekelen 1980 ; Collin et al. 2002). Pour notre modèle d'interface, à la rupture α est donc fonction de sinδ' (δ' : angle de frottement de l'interface). On pose à la rupture :

$$\alpha = \alpha_f = \frac{\sin\delta'}{\sqrt{2}} \qquad \textit{III-45}$$

avec δ' angle de frottement de l'interface déterminé à partir des essais typiques d'interface qui est défini par :

$$\delta' = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_p}{\sigma_{ni}}\right) \qquad \textit{III-46}$$

τ_p est la contrainte de cisaillement maximale (à la rupture) sur la courbe (u_t, τ) et σ_{ni} est la contrainte normale initiale. Connaissant δ', on peut déduire α_f à l'aide de la relation (*III-45*).

III.3.3.3. Paramètres n et β

La valeur du paramètre n donne le type de surface de charge et assure sa convexité. Van Eekelen (1980) a comparé quelques modèles tridimensionnels qui utilisent la quantité $(1-\beta\sin 3\vartheta)^n$ dans l'expression de la fonction de charge et conclut que les modèles avec $n = 1/2$ et $n = -1$ (Gudehus 1973 ; Zienkiewicz et Pande 1977, cités par Van Eekelen 1980) ne donnent pas une représentation réaliste et convexe de la surface F. Le modèle de Lade et Duncan (1975) avec n = -1/4 a toujours F convexe et donne des résultats raisonnables ; quant au modèle de Van Eekelen avec n = -0,229, F est convexe la plupart du temps et peut représenter le comportement de la plupart des sables. La valeur n = -0,229 suggérée par Van Eekelen (1980) est retenue ici pour le modèle tridimensionnel de l'interface. Pour cette valeur et en utilisant le postulat de stabilité de Drucker, on a :

$$|\beta| \le \frac{1}{|9n+1|} \qquad \text{pour} \quad n \ge 0 \quad \text{ou} \quad n \le -\frac{3}{11}$$

$$|\beta| \le \frac{1}{2}\left[\frac{4+13n}{(1+n)(1-9n^2)}\right]^{1/2} \qquad \text{pour} \quad -\frac{3}{11} \le n \le 0 \qquad \textit{III-47}$$

La surface de charge dans le plan déviatorique (Fig. III.11 a) est convexe si $|\beta| \le 0{,}79$. Le paramètre β contrôle la forme de la surface de charge dans le plan déviatorique. A la rupture, la relation suivante est vérifiée :

$$\frac{J}{I_1} = k \qquad \textit{III-48}$$

A partir de la valeur du rapport k en (*eq. III-48*) et $\sin 3\vartheta$ (*eq. III-20*) déterminés expérimentalement, et en considérant α_f (*eq. III-45*), la valeur de β est déduite à partir de la relation :

$$\beta = \frac{1}{\sin 3\vartheta}\left(1-\left(\frac{k}{\alpha_f}\right)^{1/n}\right) \qquad \textit{III-49}$$

III.3.3.4. Paramètres α_0 et α_{c0}

La valeur de α_0 définit la limite du domaine élastique initial. Ainsi $\alpha_0 = \frac{\sin \delta'_0}{\sqrt{2}}$; avec δ'_0 valeur minimale de l'angle de frottement d'interface délimitant le domaine élastique linéaire. Lors d'un essai de cisaillement, le paramètre α_{co} est défini à partir de (*III-22*) lors du passage de la contractance à la dilatance :

$$\alpha_{c0} = \frac{J_c}{I_1 (1 - \beta \sin 3\vartheta)^n} \qquad \textit{III-50}$$

I_1 est déterminé en appliquant les caractéristiques K_0 à σ_2 et σ_3 (Tab. III.3) ; I_1 reste constant pendant l'essai "CNC". Les termes $(1 - \beta \sin 3\vartheta)^n$ et J_c (second invariant) sont calculés aux points A et B de passage contractance-dilatance respectivement dans le cas d'un essai "CNC" ou "VC" (Fig.III.16).

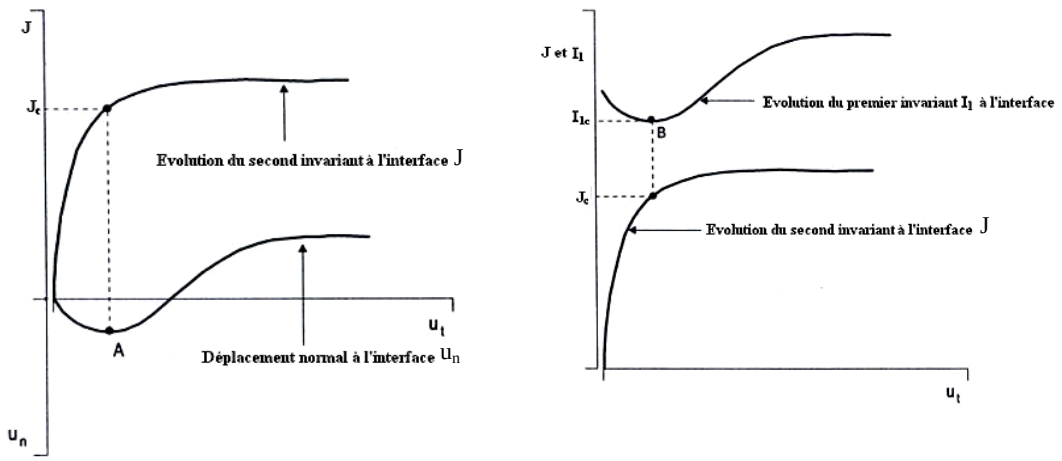


Figure III-16 Détermination du paramètre α_{co} (a) Essai à "CNC" (b) Essai à "VC"

Notons que le changement de signe de u_n se fait pour le même déplacement tangentiel que le changement de signe de ε_v rendant compte de la phase caractéristique pour le modèle 3D dans la courbe. En effet, à partir de (*eq. III-10*) et (*eq. III-37*), on obtient la relation qui montre que ε_v est proportionnel à u_n :

$$\varepsilon_v = \frac{3}{t} u_n \qquad \textit{III-51}$$

Finalement, à partir des courbes (u_t, u_n) et (u_t, J), α_{co} peut être calculé en utilisant (*III-50*).

III.3.3.5. Paramètres A_0 et B_0

Le paramètre A_0 est utilisé dans l'expression d'écrouissage hyperbolique $\alpha(\xi^p)$ dans (*eq. III.26*). Il contrôle le taux de cisaillement à l'interface et donc le taux de l'écrouissage

déviatorique de la fonction de charge F. En dérivant J à partir de (*III-22*), sachant que $I_1 = I_{1i}$ est constant pour les essais "CNC", on peut écrire :

$$\frac{dJ}{d\xi^p} = I_1 \frac{d\alpha(\xi^p)}{d\xi^p}(1-\beta\sin 3\vartheta)^n = \frac{I_{1i}(\alpha_f - \alpha_0)A_0 \frac{I_{1i}}{p_0}}{\left(A_0 \frac{I_{1i}}{p_0} + \xi^p\right)^2}(1-\beta\sin 3\vartheta)^n \qquad \textit{III-52}$$

A partir de la courbe (u_t, τ) d'un essai d'interface, on peut tracer la courbe (ξ^p, J) ; $\xi^p = \gamma_1 = \frac{u_t}{t}$ et J déterminé par (*eq. III-17*) et (*eq. III-18*). La valeur de A_0 peut être déterminée en imposant la continuité de la valeur de la tangente initiale à la courbe expérimentale avec la valeur tangente analytique pour $\xi^p = 0$. La tangente initiale à la courbe est tK_t. Par conséquent :

$$tK_t = \frac{\frac{I_{1i}^2}{p_0} A_0(\alpha_f - \alpha_0)}{\left(A_0 \frac{I_{1i}}{p_0}\right)^2}(1-\beta\sin 3\vartheta)^n \qquad \textit{III-53}$$

Finalement le paramètre A_0 est donné par

$$A_0 = \frac{(\alpha_f - \alpha_0)p_0}{tK_t}(1-\beta\sin 3\vartheta)^n \qquad \textit{III-54}$$

Quant au paramètre B_0, il contrôle dans (*eq. III-42*) le taux de stabilisation de la dilatance envisagé par le modèle pour les réponses expérimentales. Ce paramètre est obtenu à partir de calages avec les courbes expérimentales.

Le tableau III.4 récapitule la détermination des 10 paramètres du modèle MEPI 3D en considérant un écrouissage positif.

Tableau III-3 Synthèse sur la détermination des paramètres de MEPI 3D et analogies avec MEPI 2D

Paramètres de MEPI 3D	Analogie avec MEPI 2D	Détermination dans MEPI 3D
K_n	K_n	$K_n = 2K_t$
K_t	K_t	Rigidité sécante de la courbe (u_t, τ). $K_t = \frac{\tau_p}{u_{t0}} K_t$; u_{t0} relatif à la mobilisation de la moitié de la résistance au cisaillement au pic.
α_0	μ_0	$\alpha_0 = \frac{\sin \delta'_0}{\sqrt{2}}$; δ'_0 valeur minimale de l'angle de frottement délimitant le domaine élastique linaire courbe (u_t, τ)
α_f	μ_p	$\alpha_f = \frac{\sin \delta'}{\sqrt{2}}$; $\delta' = \tan^{-1}\left(\frac{\tau_p}{\sigma_{ni}}\right)$
α_{c0}	μ_{c0}	$\alpha_{c0} = \frac{J_c}{I_1(1-\beta \sin 3\vartheta)^n}$; valeurs au passage contractance-dilatance
A_0	A	$A_0 = \frac{(\alpha_f - \alpha_0)p_0}{tK_t}(1-\beta \sin 3\vartheta)^n$
B_0	B	Calage
t	t	$t = 10D_{50}$
n	-	n = -0,229
β	-	A la rupture : $\beta = \frac{1-\left(\frac{const}{\alpha_f}\right)^{-n}}{\sin 3\vartheta}$; $\frac{J}{I_1} = const$

III.3.4. Analyse de sensibilité des paramètres

Afin de pouvoir quantifier l'effet des différents paramètres sur la réponse du modèle MEPI 3D, une étude paramétrique est effecuée à partir d'un jeu de paramètres donné. Pour chaque paramètre, à partir de sa valeur de référence, on a considéré un pourcentage de perturbation de ±30%. Ensuite, l'effet de cette perturbation a été évalué en terme d'évolution des courbes typiques déduites d'essais de cisaillement d'interface (u_t, τ), (u_t, u_n) et (u_t, σ_n). Le jeu de paramètres utilisé pour le modèle avec écrouissage positif est donné dans le tableau III.5. Les contraintes initiales normales appliquées à l'interface sont $\sigma_1 = \sigma_2 = 60$ kPa et $\sigma_3 = \sigma_n = 150$ kPa. Des simulations du modèle MEPI 3D à contrainte normale constante "CNC" et à volume constant "VC" suivant les hypothèses du tableau III.3 ont été réalisées.

Tableau III-4 Jeu de paramètres utilisé pour l'étude paramétrique

K_n(kPa)	K_t(kPa)	α_0	α_f	α_{c0}	A_0	B_0	n	β	t(mm)
6.10^5	3.10^5	0,17	0,42	0,30	0,0001	0,0078	-0,229	-0,5	3

III.3.4.1. Influence des paramètres K_n et K_t

Les variations de K_n à contrainte normale constante "CNC" (Fig. III.17) n'ont d'effet ni sur les courbes de cisaillement ni sur l'évolution du déplacement normal. Par contre, l'influence de K_n est très importante dans les essais à volume constant "VC". Dans ce cas, le modèle fournit des courbes plus raides à l'origine et des valeurs de résistance au cisaillement maximal plus élevées avec l'augmentation de K_n (Fig. III.18).

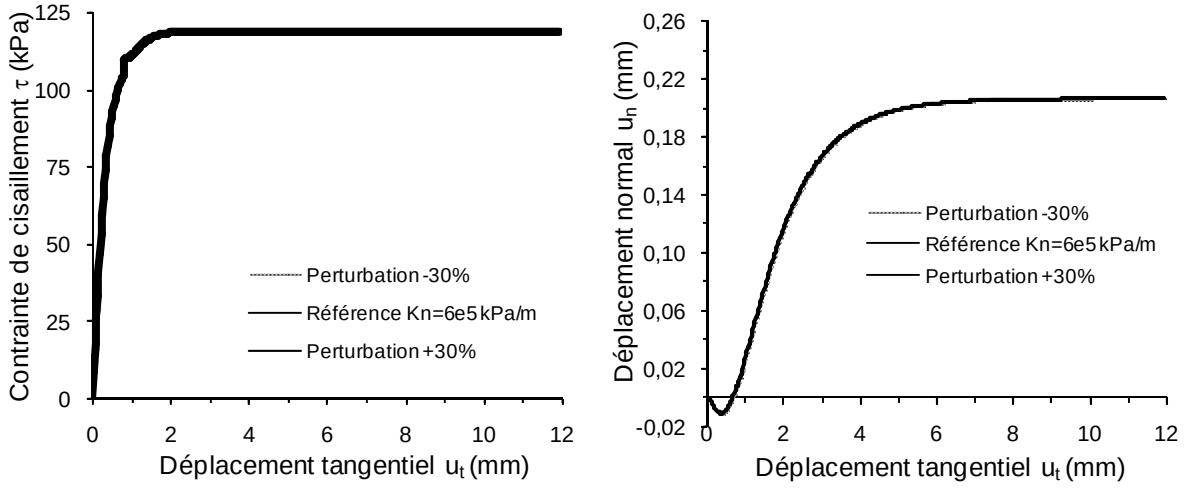


Figure III-17 Effet du paramètre K_n : test à contrainte normale constante(CNC)

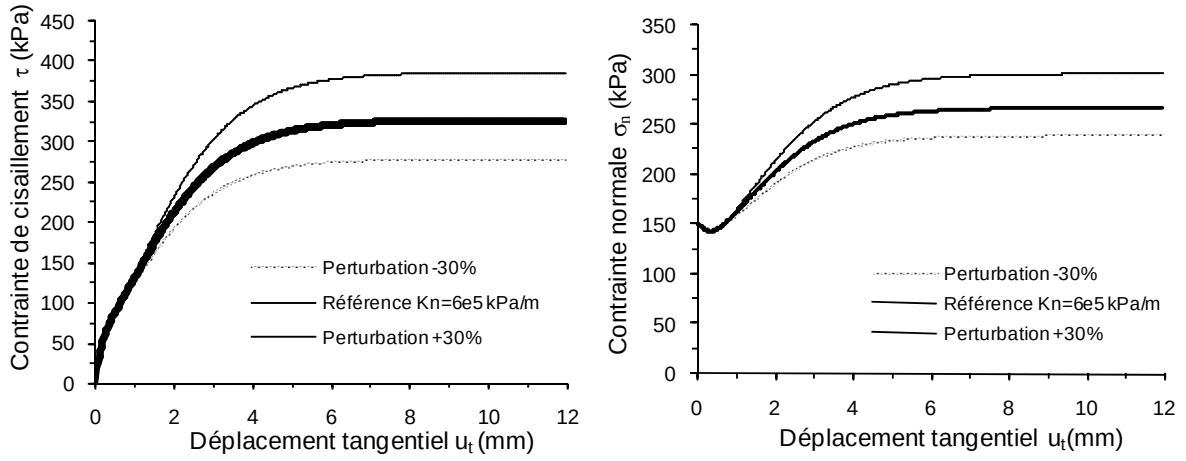


Figure III-18 Effet du paramètre K_n : test à volume constant (VC)

La même tendance est observée pour la contrainte normale σ_n en fonction du déplacement tangentiel. Le comportement contractant et dilatant est amplifié avec une augmentation de K_n (Fig. III.18).

D'autre part, les courbes à CNC (Fig. III.19) et à VC (Fig. III.20) ne sont pas très sensibles à la variation de K_t.

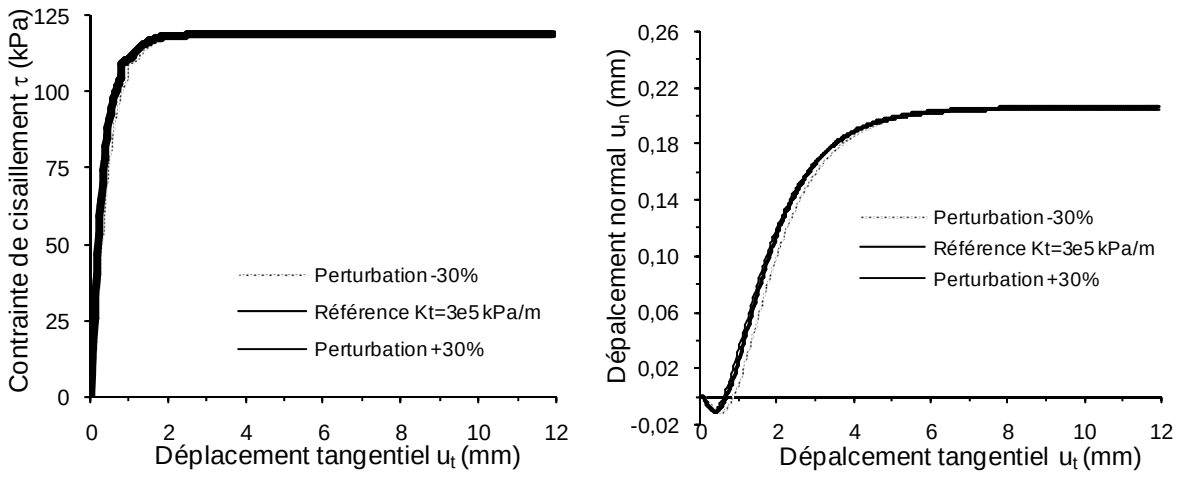


Figure III-19 Effet du paramètre K_t : test à contrainte normale constante(CNC)

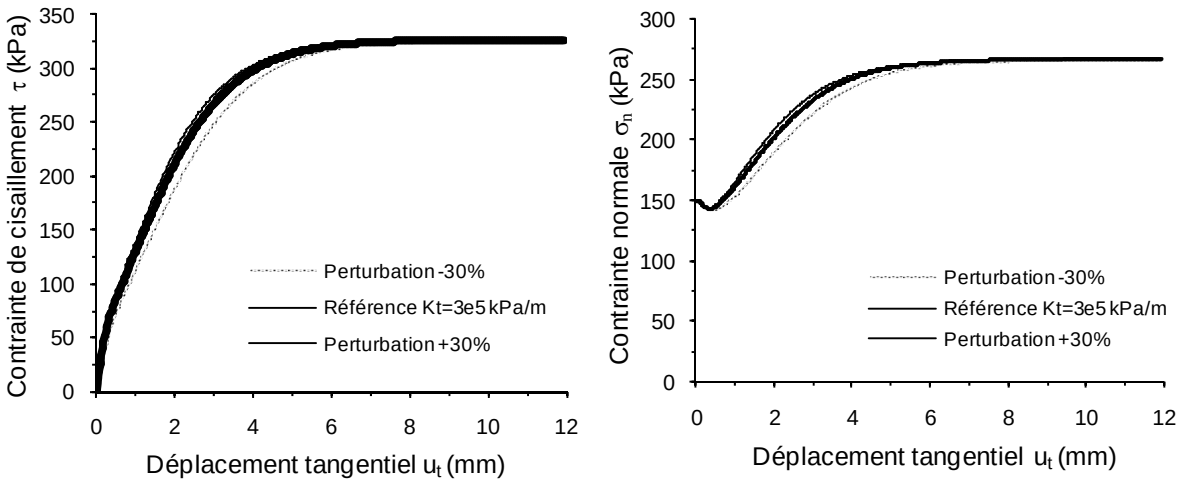


Figure III-20 Effet du paramètre K_t: Test à volume constant (VC)

III.3.4.2. Influence des paramètres α_0, α_f et A_0

Le paramètre α_0 a une influence très faible sur l'évolution de la contrainte de cisaillement et du déplacement normal à CNC. Cette influence est plus prononcée pour les tests à VC (Fig. III.21).

La variation de α_f a un effet sur la valeur maximale de la contrainte de cisaillement que ce soit à CNC ou à VC. De plus, une augmentation de α_f diminue la contractance pour les petits déplacements tangentiels (diminution de u_n à CNC et de σ_n à VC) et augmente la dilatance pour les grands déplacements tangentiels (augmentation de u_n à CNC et de σ_n à VC) (Fig. III.22 ; Fig. III.23).

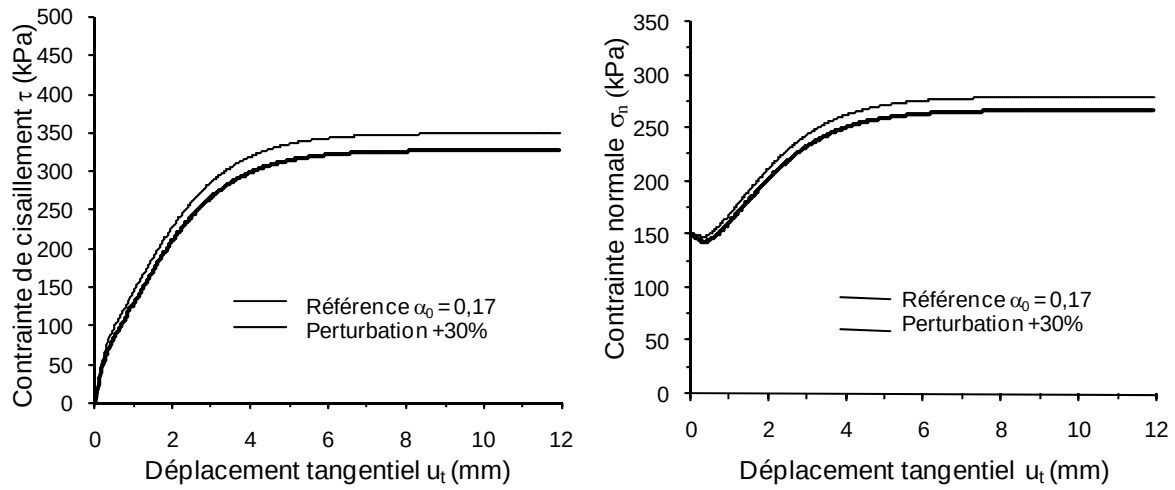


Figure III-21 Influence du paramètre α_0 : test à volume constant (VC)

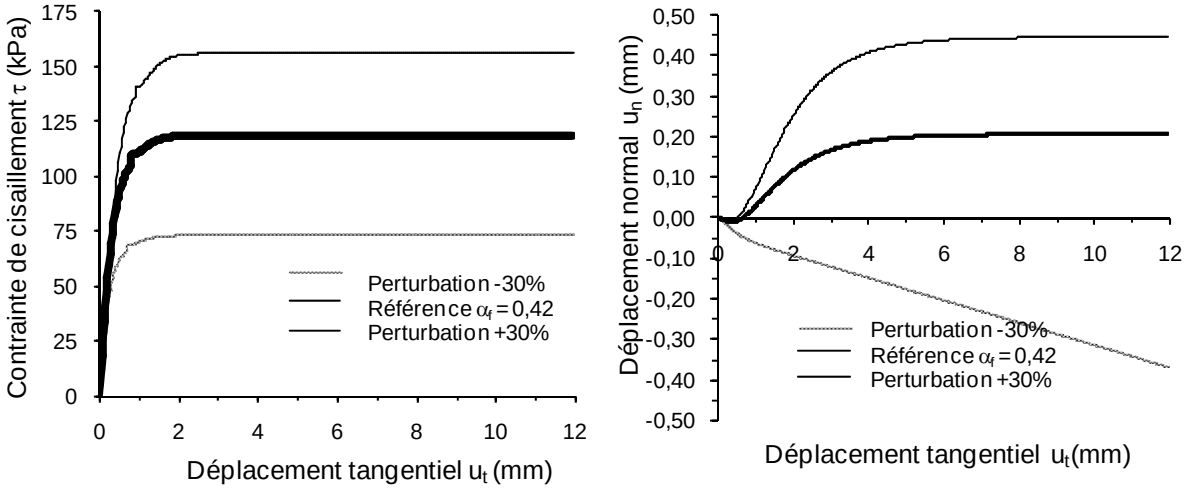


Figure III-22 Influence du paramètre α_f : test à contrainte normale constante (CNC)

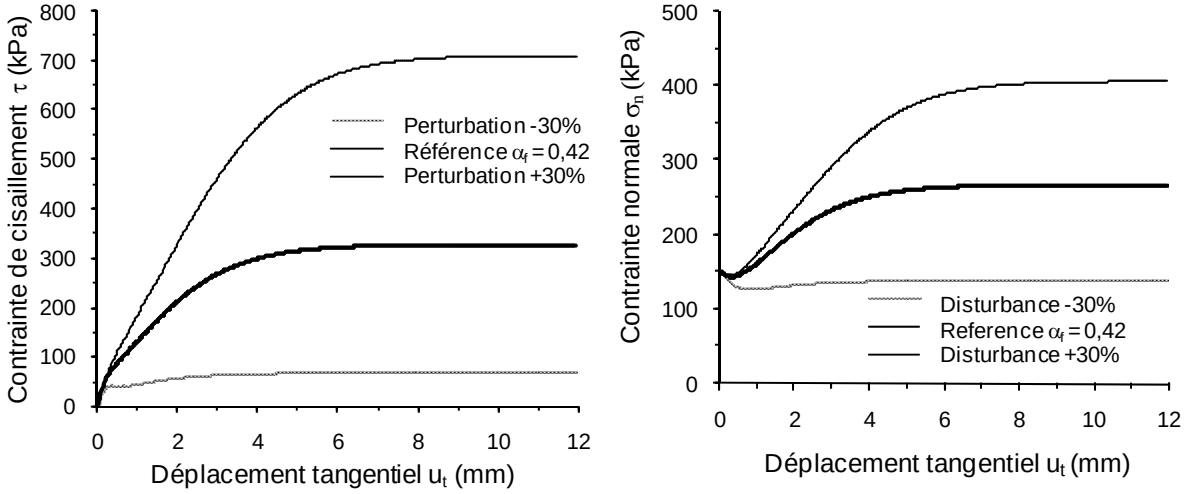


Figure III-23 Influence du paramètre α_f : test à volume constant (VC)

D'autre part, l'augmentation de A_0 a pour effet la diminution de la rigidité de la partie initiale de la courbe de mobilisation de cisaillement (u_t,τ). Cet effet est plus visible lors du cisaillement à VC (Fig. III.25) plus que dans le cas du cisaillement à CNC (Fig. III.24). De plus à VC, une variation de la contrainte maximale de cisaillement est observée.

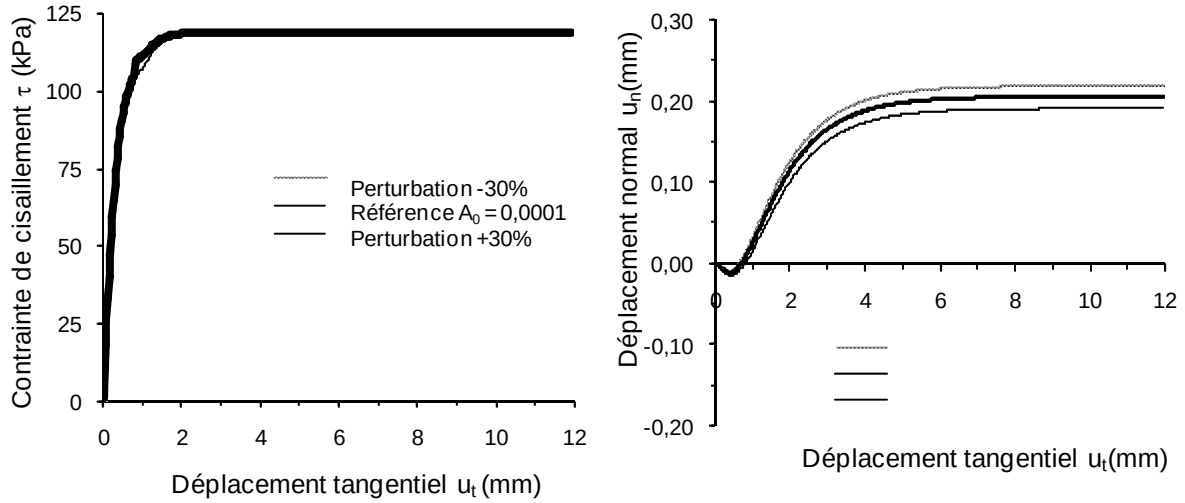


Figure III-24 Influence du paramètre A_0 : test à contrainte normale constante (CNC)

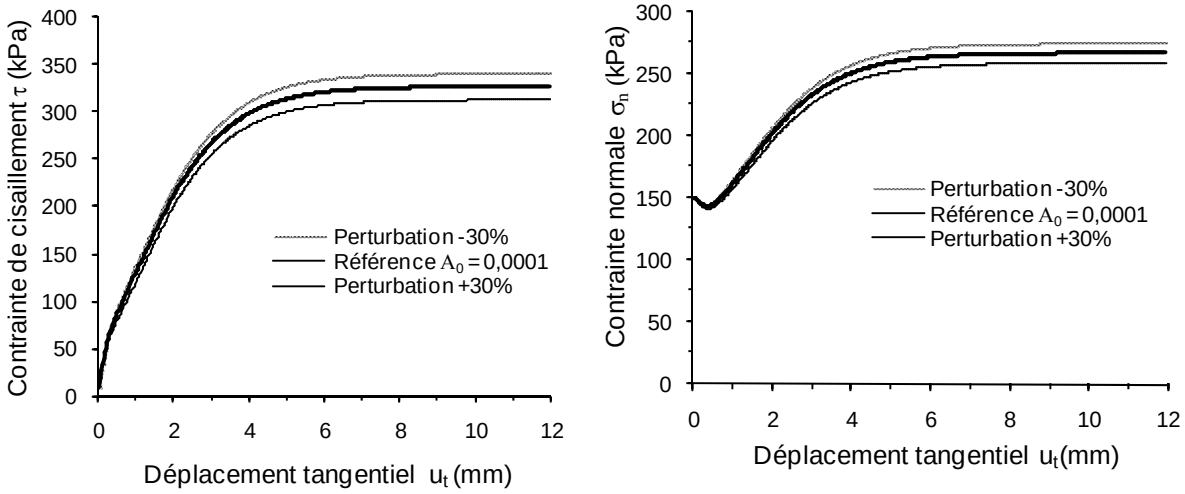


Figure III-25 Influence du paramètre A_0 : test à volume constant (VC)

III.3.4.3. Influence des paramètres α_{c0} et B_0

La contractance est influencée par le paramètre α_{c0}. En effet, elle est amplifiée avec l'augmentation de ce paramètre. Ce fait est observé sur la courbe (u_t, u_n). Par contre, il n y a pas d'influence du paramètre sur les courbes (u_t, τ) à CNC (Fig. III.26). A VC, la variation de α_{c0} influence l'évolution des courbes (u_t, σ_n) mais aussi (u_t, τ) (Fig. III.27).

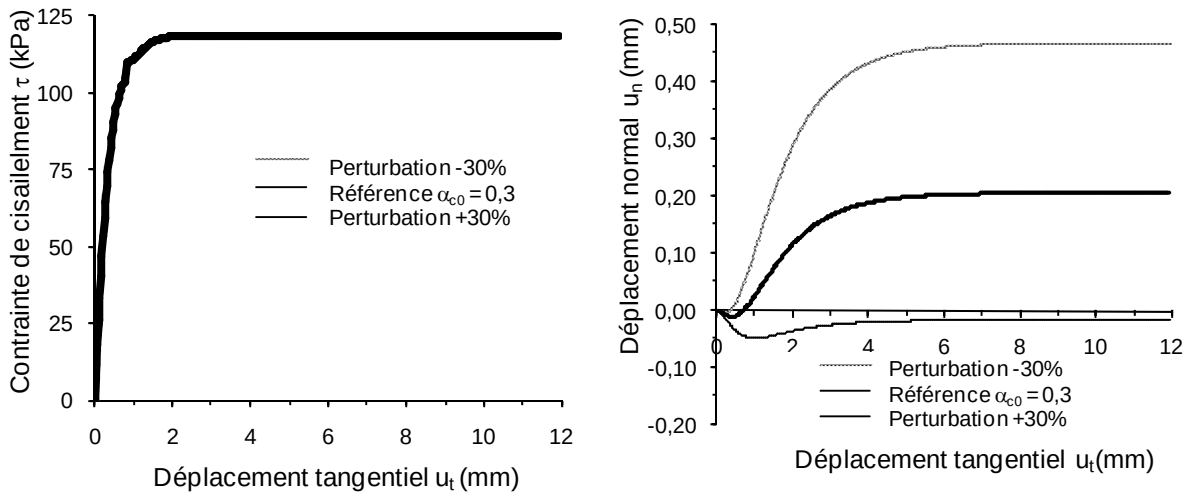


Figure III-26 Influence du paramètre α_{c0} : test à contrainte normale constante (CNC)

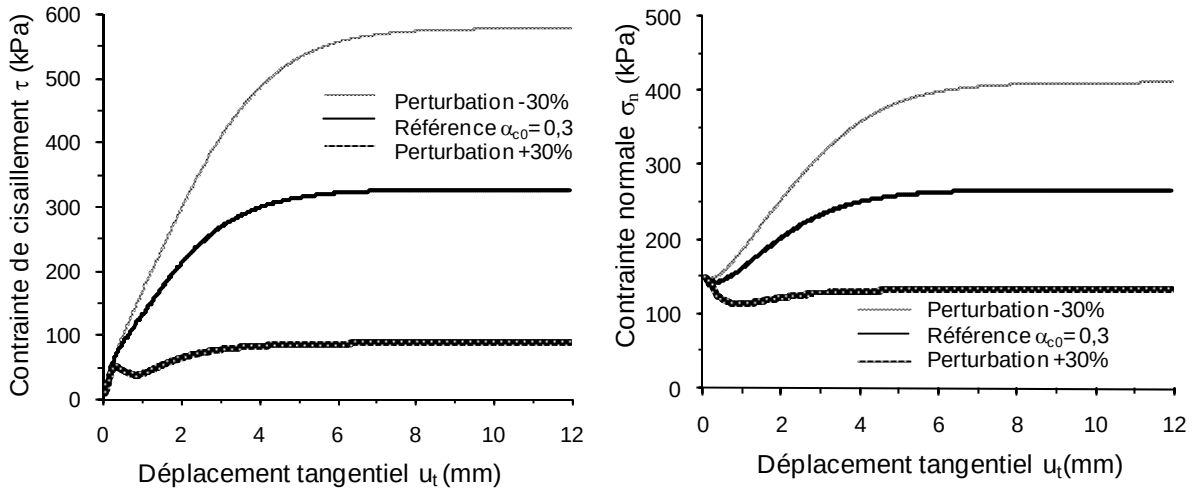


Figure III-27 Influence du paramètre α_{c0} : Test à volume constant (VC)

Quant au paramètre B_0, il est donné dans l'expression d'évolution de α_c ; il est introduit pour régulariser le taux de stabilisation de la dilatance à l'état critique. Son influence est négligeable dans la mobilisation de la contrainte de cisaillement à CNC (Fig. III.28). Par contre, une diminution de B_0 retarde la stabilisation de la dilatance pour les grands déplacements tangentiels ce qui correspond à un comportement plus dilatant de l'interface. A VC, la même sensibilité sur le comportement volumique est obtenue avec, en plus, une influence sur la mobilisation de la contrainte de cisaillement qui est une conséquence directe de la variation de la contrainte normale (Fig. III.29).

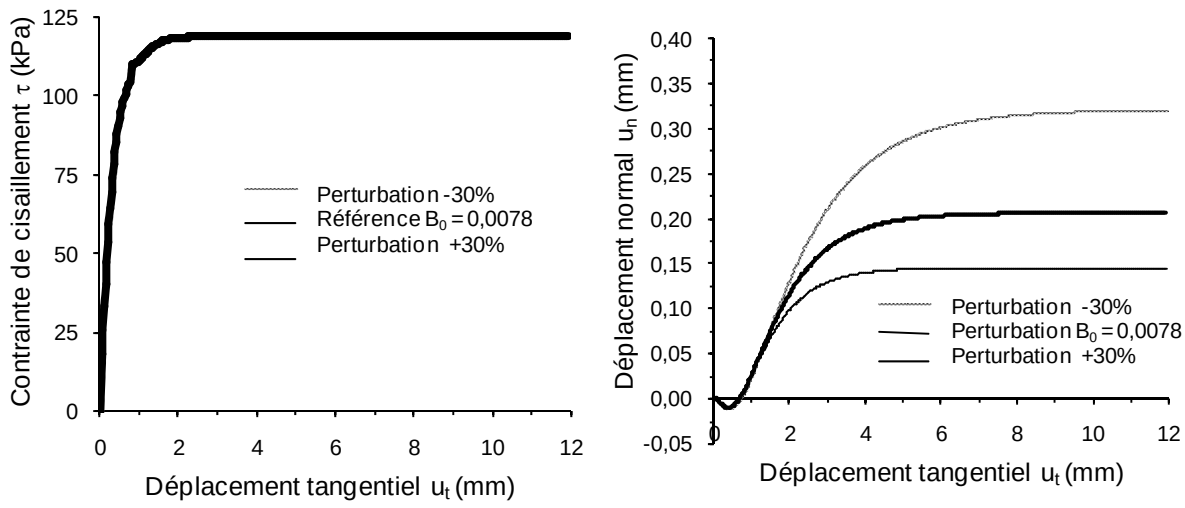


Figure III-28 Influence du paramètre B_0 : test à contrainte normale constante (CNC)

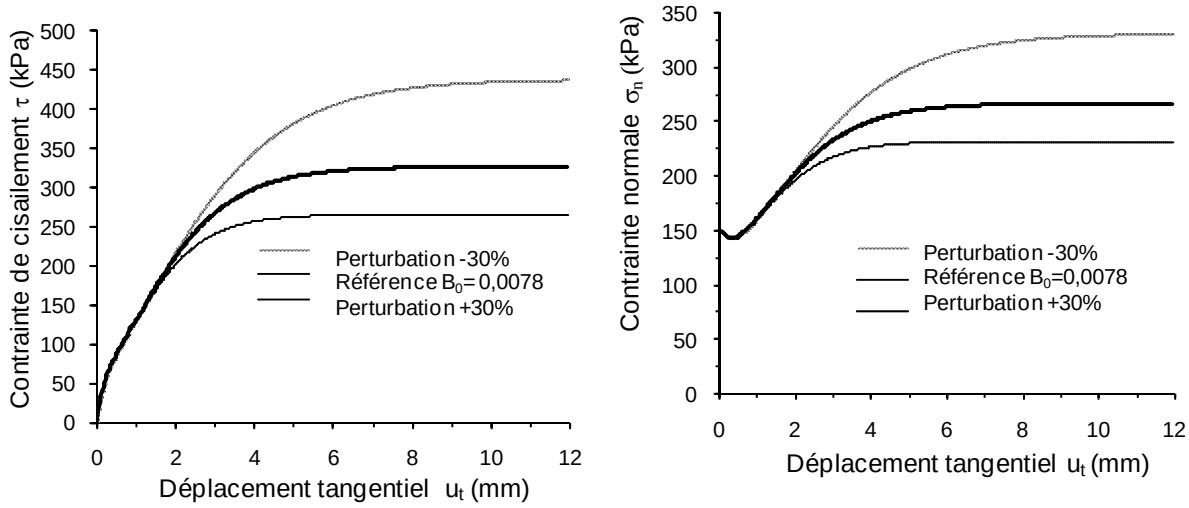


Figure III-29 Influence du paramètre B_0 : test à volume constant (VC)

III.3.4.4. Influence des paramètres β, n et t

Le paramètre β n'a pas une influence significative sur la mobilisation de la contrainte de cisaillement. Cette petite influence est due à la variation de l'expression $(1-\beta\sin 3\vartheta)^n$. Le comportement volumique n'est pas non plus très sensible aux variations de β (Fig. III.30).

D'autre part, le paramètre n a été fixé pour le modèle d'interface n=-0,229. Sa variation de ± 30% n'a pas d'effet significatif sur le comportement de l'interface.

Enfin, la perturbation du paramètre t a un effet différent pour le modèle MEPI 3D que pour le modèle MEPI 2D. En effet, dans le modèle bidimensionnel, l'épaisseur de l'interface intervient dans la fonction d'écrouissage (*eq. III-4*) et dans la loi d'évolution de μ_c dans le potentiel plastique (*eq. III-7*) et ce pour avoir des homogénéités entre les grandeurs physiques, puisque la variable d'écrouissage est un déplacement qui a la même unité que l'épaisseur t.

Dans le modèle tridimensionnel, les expressions analogues de la fonction d'écrouissage (*eq. III -26*) et de l'évolution de α_c (*eq. III-42*) ne font pas intervenir l'épaisseur de l'interface, car la variable d'écrouissage est une déformation sans unités. Par contre, t intervient dans la matrice d'élasticité qui intervient dans la correction des contraintes. De ce fait à CNC, la perturbation de l'épaisseur de l'interface t n'a pas une influence significative sur l'évolution de la mobilisation de la contrainte de cisaillement (Fig. III.31). Cet effet de la perturbation de t est prononcé dans les essais à VC, puisque les contraintes normales peuvent changer de valeur. L'influence de t sur les contraintes appliquées à l'interface se traduit en particulier, par une perturbation de la courbe de mobilisation de la contrainte de cisaillement et de la courbe d'évolution de contrainte normale (Fig. III.32).

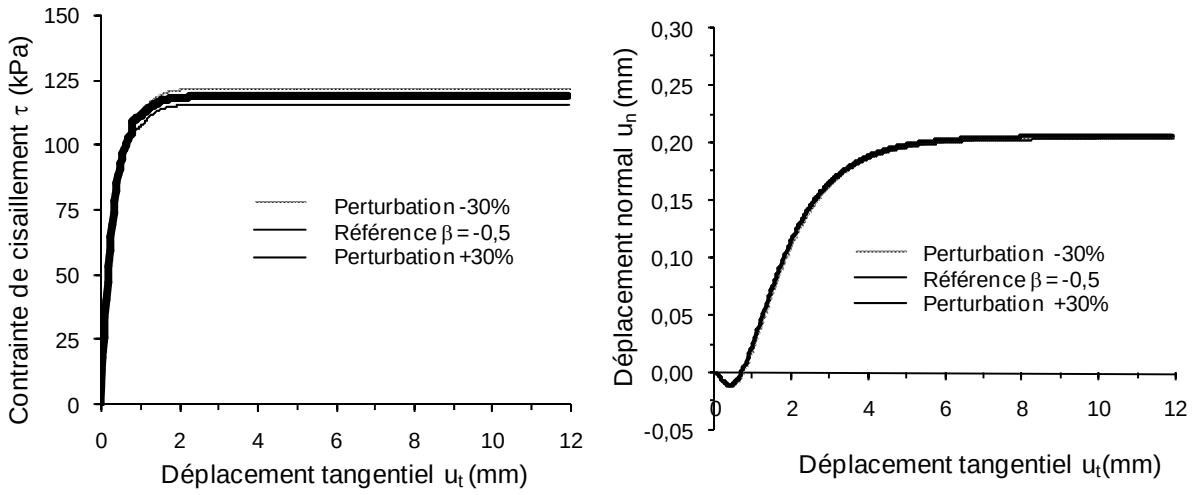


Figure III-30 Influence du paramètre β : test à contrainte normale constante (CNC)

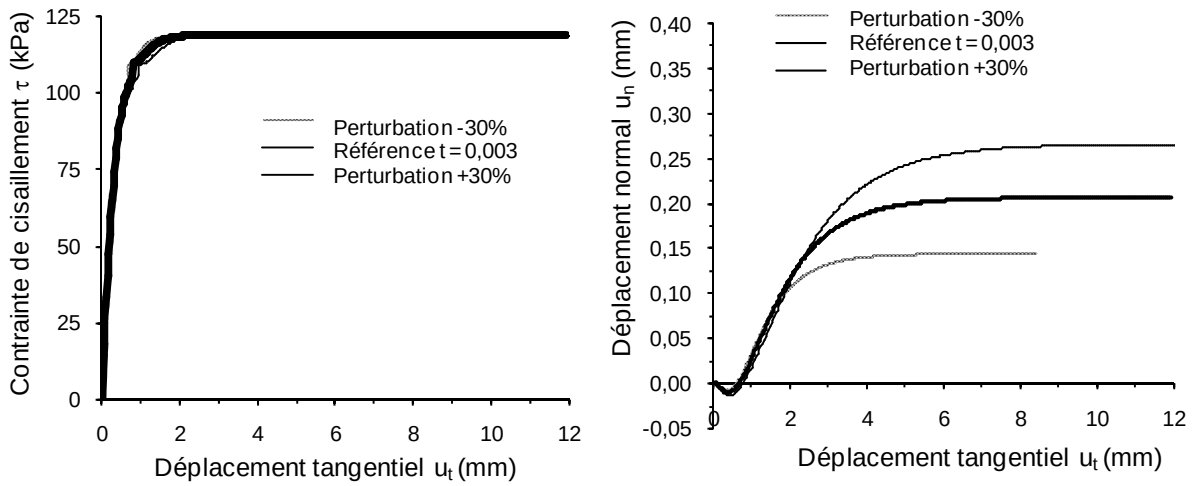


Figure III-31 Influence du paramètre t : Test à contrainte normale constante (CNC)

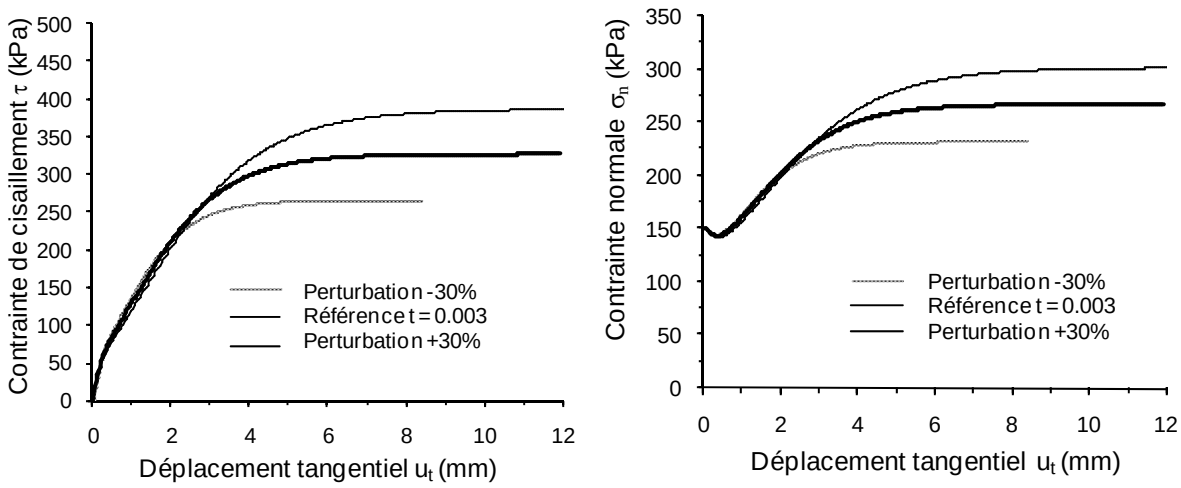


Figure III-32 Influence du paramètre t : test à volume contant (VC)

En résumé, l'influence de la perturbation de la plupart des paramètres à "CNC" et à "VC" est analogue pour le modèle 2D et 3D sauf pour le paramètre t.

III.3.5. Programmation du modèle et résolution du système non linéaire

Le modèle MEPI 3D a été programmé dans un code de calcul en Fortran. L'intégration numérique du problème mécanique en comportement non linéaire est réalisée pas à pas en utilisant la méthode d'Euler implicite. En effet, partant d'un état de contrainte sur la surface de charge (F = 0) et pour un même incrément de chargement, lorsque l'écrouissage évolue, le nouvel état de contrainte ne se trouve pas nécessairement sur la nouvelle surface de charge. De ce fait, la contrainte doit être corrigée de façon à la ramener sur la surface de charge (F = 0). Une des façons de le faire est d'utiliser une correction avec schéma de retour implicite sur la surface de charge dans la direction du vecteur d'écoulement plastique $\left(\frac{\partial Q}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}\right)$ pour améliorer le taux de convergence (Fig. III.33) (Ortiz et Popov 1985 ; Potts et Gens 1985 ; Crisfield 1991 ; Alawaji et al. 1991 ; Abbo et Sloan 1993, De Borst 1995 ; De Gennaro et al. 2002a).

Etape 1 : Calcul élastique

$$\underline{\Delta\sigma}^{0}_{n+1} = \underline{\underline{K}}^{e}\,\underline{\Delta\varepsilon}_{n+1}$$

$$\underline{\sigma}^{0}_{n+1} = \underline{\sigma}_{n} + \underline{\Delta\sigma}^{0}_{n+1}$$

Etape 2 : Vérification du début de plasticité

$$F\left(\underline{\sigma}^{0}{}_{n+1}, \alpha\left(\xi^{p}_{n}\right)\right) \leq 0$$

Oui : Sortie

Etape 3 : Linéarisation de la fonction de charge et calcul de dλ

$$d\lambda = \frac{F_{n+1}\left(\underline{\sigma}^{0}{}_{n+1}, \alpha\left(\xi^{p}_{n}\right)\right)}{H_{n+1} + \left(\frac{\partial F}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}\right)^{T}_{n+1} \underline{\underline{K}}^{e} \left(\frac{\partial Q}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}\right)_{n+1}}$$

Etape 4 : Correcteur plastique

$$\underline{\sigma}_{n+1} = \underline{\sigma}^{0}_{n+1} - \Delta\lambda \underline{\underline{K}}^{e} \left(\frac{\partial Q}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}\right)_{n+1}$$

$$\underline{\varepsilon}^{p}_{n+1} = \underline{\varepsilon}^{p}_{n} + \Delta\lambda \underline{\underline{K}}^{e} \left(\frac{\partial Q}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}\right)_{n+1}$$

Etape 5 : Vérification de la convergence (i=itération)

$$F^{i+1}\left(\underline{\sigma}_{n+1}, \alpha\left(\xi^{p}_{n+1}\right)\right) \leq 10^{-4} F^{1}\left(\underline{\sigma}_{n+1}, \alpha\left(\xi^{p}_{n+1}\right)\right)$$

Sinon retourner à l'étape 3

Figure III-33 Algorithme d'intégration des contraintes, dit "Return mapping"

Une fois le problème élastoplastique incrémental résolu, la matrice de rigidité élastoplastique $\underline{\underline{K}}^{ep}$ est donnée par :

$$\underline{\underline{K}}^{ep} = \underline{\underline{K}}^{e} - \underline{\underline{K}}^{p} = \underline{\underline{K}}^{e} - \frac{\underline{\underline{K}}^{e}\left(\frac{\partial Q}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}\right)\left(\frac{\partial F}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}\right)^{T} \underline{\underline{K}}^{e}}{H + \left(\frac{\partial F}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}\right)^{T} \underline{\underline{K}}^{e}\left(\frac{\partial Q}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}\right)} = \underline{\underline{K}}^{e} - \frac{\underline{\underline{K}}^{e}\left(\frac{\partial Q}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}\right)\left(\frac{\partial F}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}\right)^{T} \underline{\underline{K}}^{e}}{h} \qquad \textit{III-55}$$

avec $\underline{\underline{K}}^{e}$ la matrice de rigidité élastique (*eq. III-14*), H est le module d'écrouissage exprimé par :

$$H = -\left(\frac{\partial F}{\partial \alpha}\right)\left(\frac{\partial \alpha}{\partial \underline{\underline{\varepsilon}}^{p}}\right)^{T}\left(\frac{\partial Q}{\partial \underline{\underline{\sigma}}}\right) =$$

$$I_1(1-\beta\sin 3\theta)^n \frac{(\alpha_f-\alpha_0)A_0}{(A_0+\xi^p)^2\xi^p}\begin{bmatrix} \gamma_1^{\,p}\left(\frac{\tau_1}{J}+\frac{3\sqrt{3}}{2}\alpha I_1 n\beta(1-\beta\sin 3\vartheta)^{n-1}\left[-\frac{2}{3J^3}\tau_2 c-\frac{3J_3}{J^5}\tau_2\right]\right)+ \\ \gamma_2^{\,p}\left(\frac{\tau_2}{J}+\frac{3\sqrt{3}}{2}\alpha I_1 n\beta(1-\beta\sin 3\vartheta)^{n-1}\left[-\frac{2}{3J^3}\tau_3 b-\frac{3J_3}{J^5}\tau_3\right]\right)+ \\ \gamma_3^{\,p}\left(\frac{\tau_3}{J}+\frac{3\sqrt{3}}{2}\alpha I_1 n\beta(1-\beta\sin 3\vartheta)^{n-1}\left[-\frac{2}{3J^3}\tau_1 a-\frac{3J_3}{J^5}\tau_1\right]\right) \end{bmatrix} \qquad \textit{III-56}$$

III.3.6. Validation du modèle : Comparaison entre les prévisions du modèle et les résultats expérimentaux

Pour vérifier le fonctionnement du modèle, on a procédé à la simulation de certains essais de cisaillement sol-structure sur des chemins de sollicitation à contrainte normale constante "CNC" et à rigidité normale constante "RNC". Les prévisions qui correspondent aux résultats expérimentaux, à savoir les courbes (u_t, τ) et (u_t, u_n) pour les essais "CNC" et (u_t, τ), (u_t, σ_n), (σ_n, τ) pour les essais "RNC", seront examinées. Pour chaque essai, les caractéristiques physiques du sable sont décrites dans le tableau III.6 et les paramètres utilisés pour la simulation déterminés par la procédure du paragraphe III.3.3 sont récapitulés dans le tableau III.7. Lorsque les résultats expérimentaux présentent un pic de contrainte de cisaillement, on utilise le modèle MEPI 3D avec radoucissement (13 paramètres) sinon le modèle avec écrouissage simple est utilisé (10 paramètres).

Tableau III-5 Caractéristiques physiques des sables analysés

Sable	γ_s(kN/m^3)	e_{max}	e_{min}	D_{50}	C_U
Fontainebleau	26,7	0,94	0,54	0,23	1,78
Sydney	26,5	0,84	0,54	0,3	2
Silica	-	-	-	0,6	-
Toyoura	-	0,92	0,62	0,24	1,42

Tableau III-6 Paramètres constitutifs du modèle numérique pour reproduire les essais de cisaillement d'interface

Sable	Fontainebleau (De Gennaro 1999)	Sydney (Tabucanon et Airey 1992)		Silica (Fakharian et Evgin 1996)	Toyoura (Mortara 2001)
		(I_D=0,15)	(I_D=0,96)		
K_n (kPa)	$4{,}6.10^5$	2.10^6	1.10^6	6.10^6	1.10^6
K_t (kPa)	11.10^5	1.10^5	5.10^5	1.10^6	3.10^5
α_0	0,15	0,17	0,17	0,13	0,22
α_f	0,4	0,4	0,6	0,53	0,53
α_r	0,4	0,4	0,4	0,37	0,42
α_{c0}	0,35	0,3	0,3	0,19	0,3
A_0	0,0008	0,0001	0,0001	0,0002	0,00005
B_0	0,02	0,01	0,01	0,023	0,02
C_0	-	-	0,03	0,06	0,02
ε_f^p (mm)	-	-	0,15	0,12	0,3
β	-0,7	-0,2	-0,2	-0,2	-0,1
n	-0,229	-0,229	-0,229	-0,229	-0,229
t (mm)	2	3	3	6	3

III.3.6.1. Essais à contrainte normale constante

Pour valider le modèle d'interface tridimensionnel, on a d'abord considéré des essais de cisaillement à contrainte normale constante. Des essais d'interface à la boîte de cisaillement direct modifiée "BCDM" ont été examinés (De Gennaro 1999). La procédure de détermination des paramètres décrite au paragraphe III.3.3 a été retenue. Les essais ont été réalisés sur un sable lâche de Fontainebleau (I_D=0,46), à contrainte normale constante $\sigma_n = \sigma_3 =$ 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa et 200 kPa. Pour toutes les prévisions, et en suivant la procédure du tableau III.3, les contraintes normales appliquées dans les plans (1) et (2) sont $\sigma_1 = K_0.\sigma_3$ et $\sigma_2 = K_0.\sigma_3$ ($K_0 = 1\text{-}\sin\phi'$; $\phi' = 36{,}5$ degrés – cf. chapitre II). De ce fait, le premier invariant évalué pour les 4 essais vaut $I_1 =$ 45 kPa, 90 kPa, 181 kPa et 362 kPa. La mobilisation du cisaillement ainsi que celle du déplacement normal à l'interface sont tracées en fonction du déplacement tangentiel et comparées avec succès aux résultats expérimentaux sur la figure III.34.

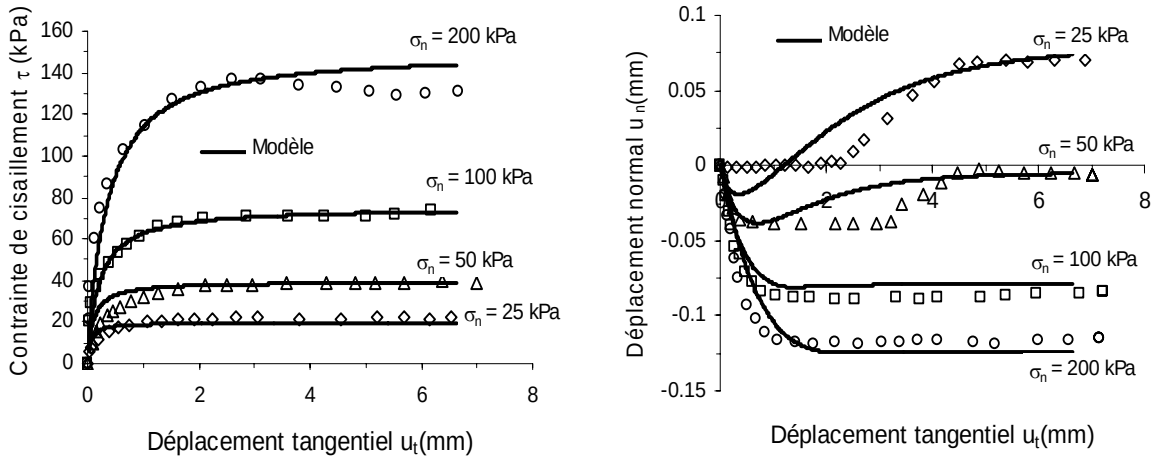


Figure III-34 Comparaison des prévisions du modèle et des résultats expérimentaux : essais d'interface à "CNC" à la boîte de cisaillement direct modifiée De Gennaro (1999)

Nous avons considéré également les expérimentations de Tabucanon et Airey (1992). Les essais sont réalisés dans une boîte de cisaillement direct modifiée sur des échantillons de sable silteux de Sidney et en utilisant une interface rugueuse. Les essais ont été menés à contrainte normale constante $\sigma_1 = 150$ kPa ; ce qui correspond à un premier invariant constant $I_1 = 278$ kPa (ϕ' = 35 degrés). Par ailleurs, les auteurs ont considéré deux densités différentes : $I_D = 0{,}15$ (sable lâche) et $I_D = 0{,}96$ (sable dense). Les résultats des simulations numériques sont donnés sur la figure III.35. Les courbes de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel et celles du déplacement normal u_n en fonction du déplacement de cisaillement u_t sont comparées aux résultats expérimentaux pour les deux cas de sable dense et lâche. Les prévisions sont satisfaisantes ; en effet, la mobilisation de cisaillement est bien simulée et le radoucissement est bien reproduit par le modèle. Quant au comportement volumique, on remarque que le modèle reproduit bien le comportement expérimental : la contractance est plus prononcée pour l'interface lâche alors que le comportement dilatant est prédominant pour l'interface dense.

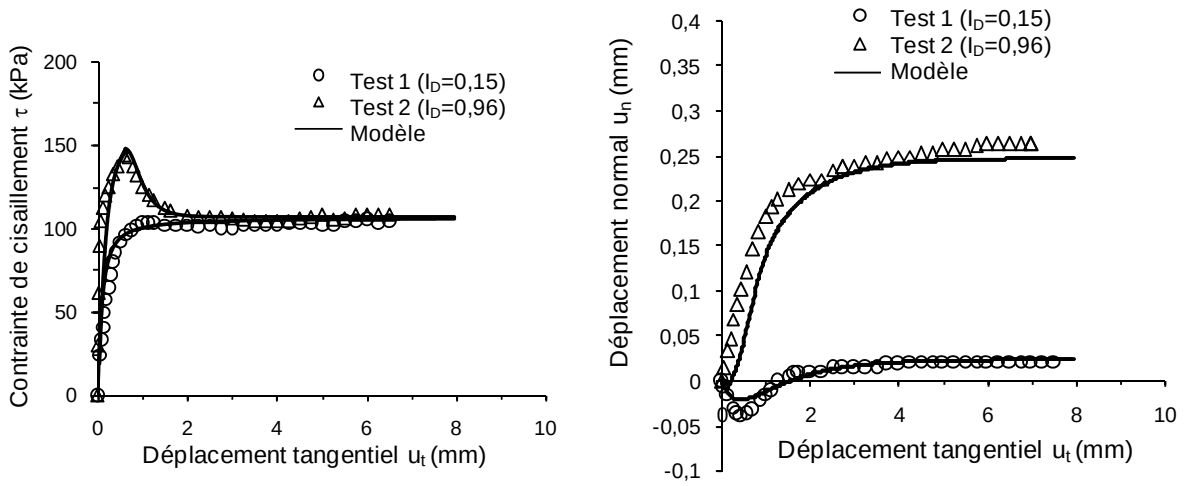


Figure III-35 Comparaison des prévisions du modèle et des résultats expérimentaux : essais d'interface à contrainte normale constante "CNC" à la boîte de cisaillement direct modifiée de Tabucanon et Airey (1992)

Les données expérimentales de Fakharian et Evgin (1996) relatives à des essais d'interface avec cisaillement simple, à l'aide d'un appareil particulier développé par les auteurs, (l'appareil de cisaillement simple tridimensionnel cyclique, C3DSSI) ont également été exploitées. La différence entre cet appareil et la BCDM est que, pour le C3DSSI, la boîte est munie de petits plateaux en aluminium de 2 mm d'épaisseur qui se déplacent de part et d'autre. De ce fait, les déformations latérales de l'échantillon, et donc de l'interface, ne sont pas empêchées comme pour le cas de la boîte de cisaillement. Ceci dit, on a considéré ici pour les deux simulations (cisaillements direct et simple), des déformations latérales qui varient, car l'échantillon d'interface testé est supposé loin des bords. Ci-dessous, nous présentons les résultats des simulations numériques pour un essai d'interface à contrainte normale constante σ_n = 100 kPa (I_1 = 194 kPa, ϕ' = 32 degrés) entre du sable dense (I_D = 0,88) et de l'acier rugueux (R_p =25 μm) (Fig. III.36). Les résultats numériques et expérimentaux sont en bonne concordance.

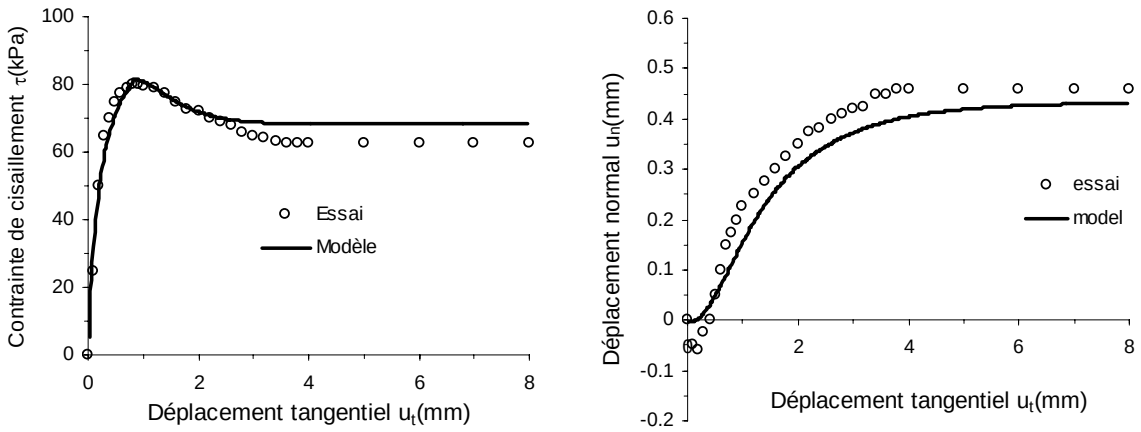


Figure III-36 Comparaison des prévisions du modèle et des résultats expérimentaux : essais d'interface à contrainte normale constante "CNC" au C3DSSI, de Fakharian et Evgin (1996)

Enfin, on a considéré des essais d'interface à la boîte de cisaillement direct élaborés par Mortara (2001) et Ghionna et Mortara (2002). Il s'agit d'essais à contrainte normale constante égale à 100, 200 et 300 kPa (I_1 =.180 ; 360 ; 540 kPa ; ϕ' = 37 degrés). On a choisi les essais sur du sable dense de Toyoura (I_D = 0,85) qui est en interaction avec un plateau en aluminium rugueux (R_p = 60 μm). La mobilisation expérimentale de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement tangentiel est comparée avec les prévisions. Les résultats des simulations sont satisfaisants (Fig. III.37).

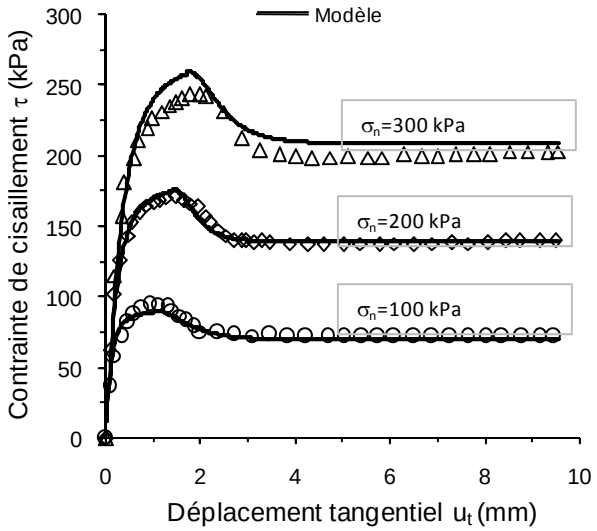


Figure III-37 Comparaison des prévisions du modèle et des résultats expérimentaux : essais d'interface à contrainte normale constante "CNC" à la BCDM, de Mortara (2001)

A partir des résultats des essais à CNC, on observe l'influence des contraintes de confinement à l'interface. En plus de la contrainte normale σ_3, l'influence des autres contraintes σ_1 et σ_2(= $K_0\sigma_3$) se traduit par celle du premier invariant I_1(=σ_1+σ_2+ σ_3). Plus I_1 est grand, plus la résistance au cisaillement est grande (Fig. III.34 a ; III.37) et moins le

comportement est dilatant (Fig.III.34 b). On note que la variation du volume global se comporte de la même manière que celle du déplacement normal à l'interface (*eq. III-51*).

III.3.6.2. Essais d'interface à rigidité normale constante

Pour valider le modèle sur d'autres modes de chargement, on a considéré des essais à rigidité normale constante à l'aide de l'appareil CNSDSA (Contstant Normal Stiffness Direct Shear Apparatus) développé par Mortara (2001). Les essais à rigidité normale constante "RNC" représentent une situation intermédiaire entre les essais à contrainte normale constante et les essais à volume constant. La prévision consiste à appliquer un premier invariant initial I_{1i} et imposer une rigidité normale constante $K_N = \frac{d\sigma_3}{d\varepsilon_3} = \frac{d\sigma_n}{d\varepsilon_n} = \text{cste}$ et ce, en imposant à chaque incrément $d\sigma_3 = d\sigma_n = K_N.d\varepsilon_3$. L'interface est alors cisaillée en imposant des incréments de distorsion.

Le premier essai d'interface à "RNC" simulé est un essai de cisaillement simple à la C3DSSI, réalisé par Fakharian et Evgin (1996) sur la même interface que pour les essais "CNC" (sable siliceux dense - acier rugueux). Deux essais ont été effectués avec les mêmes conditions initiales ($\sigma_{ni} = \sigma_{3i} = 100$ kPa, $I_{1i} = 194$ kPa) et en imposant deux rigidités normales différentes dans la direction 3. Ces rigidités sont maintenues constantes à $K_n = \frac{d\sigma_n}{du_n} = 400$ et 800 kPa/mm, ce qui correspond à $K_N = t.K_n = 2400$ kPa et 4800 kPa puisque t = 6 mm. Les paramètres utilisés ici sont ceux déterminés pour l'essai à "CNC " (Tab. III.7). La contrainte de cisaillement, la contrainte normale ainsi que le chemin de contrainte sont représentés par le modèle 3D (Fig. III.38). Leurs simulations sont en bon accord avec les essais expérimentaux. Quant au déplacement normal, il sous-estime les valeurs expérimentales.

Finalement, la validation du modèle est établie sur les essais de cisaillement direct "RNC" à l'appareil CNSDSA effectués par Mortara (2001) entre du sable dense de Toyoura ($I_D = 0,85$) et de l'aluminium rugueux. L'appareil a le même principe qu'une boîte de cisaillement direct modifiée. La partie inférieure de la boîte est remplacée par de l'aluminium rugueux. Les essais de cisaillement sont alors réalisés entre le sable de Toyoura et de l'aluminium rugueux. Il s'agit d'appliquer, comme la simulation précédente, une contrainte normale initiale, imposer une rigidité normale constante et cisailler. L'interface est sollicitée sous une contrainte normale initiale égale à $\sigma_{3i} = 100$ kPa ; $\sigma_{3i} = 200$ kPa ; $\sigma_{3i} = 300$ kPa (I_{1i}=180 kPa, 360 kPa et 540 kPa). Pour chaque contrainte normale initiale, sont appliqués 3

rigidités normales constantes K_n = 500 kPa/mm ; K_n = 1000 kPa/mm et K_n = 2000 kPa/mm. Les rigidités appliquées dans le modèle sont déterminées en multipliant ces dernières rigidités par l'épaisseur de l'interface (t = 3 mm), car le modèle utilise des contraintes et des déformations. De ce fait, les rigidités normales constantes introduites dans le programme sont K_N = 1500 kPa, 3000 kPa et 6000 kPa. On présente sur la figure III.39 les comparaisons entre les simulations numériques et les expérimentations des courbes d'évolution de la contrainte de cisaillement et de la contrainte normale à l'interface, en fonction du déplacement tangentiel, respectivement pour les confinements initiaux I_{1i} = 180 kPa ; I_{1i} = 360 kPa et I_{1i} = 540 kPa (Fig. III.39).

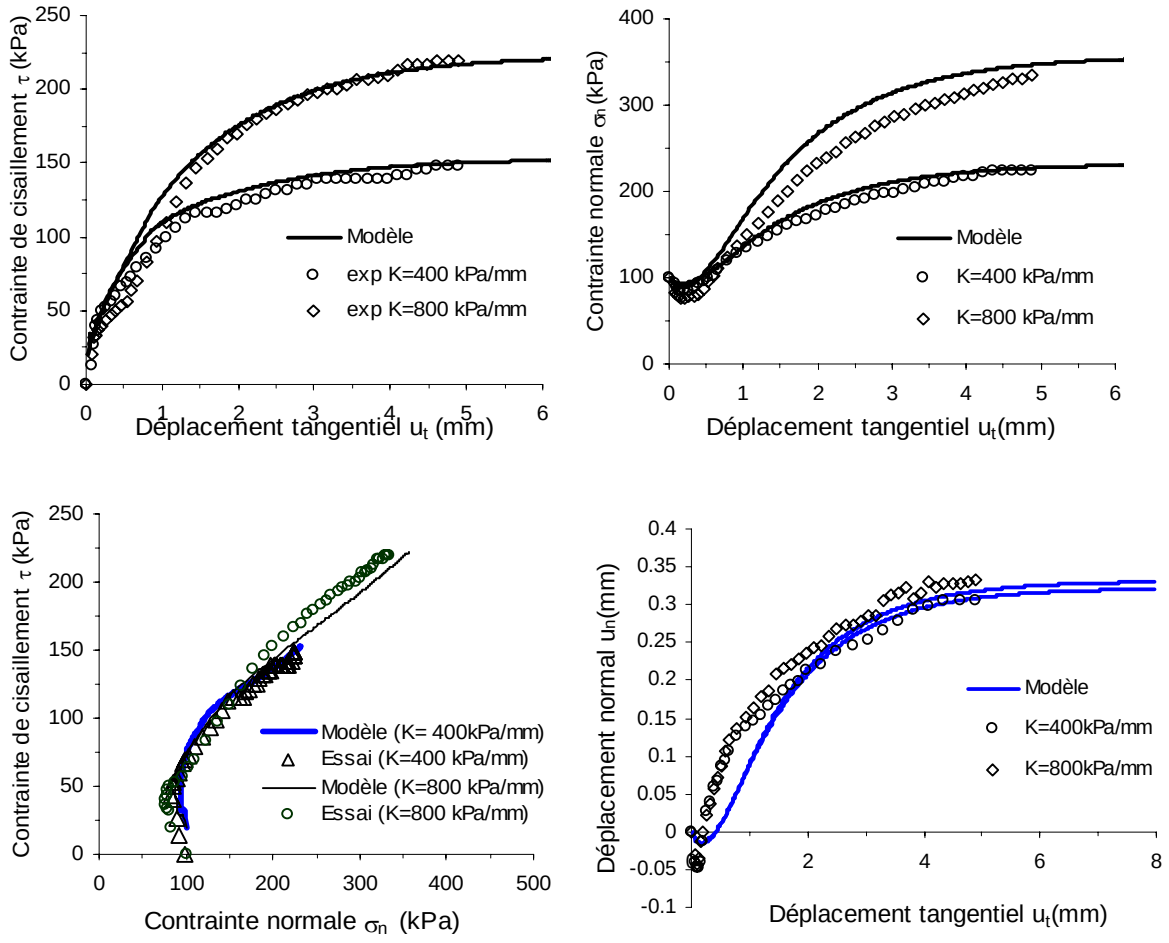


Figure III-38 Comparaison des prévisions du modèle et des résultats expérimentaux : essais d'interface à rigidité normale constante (K= K_n=400 et 800 kPa/m) à la C3DSSI, de Fakharian et Evgin (1996)

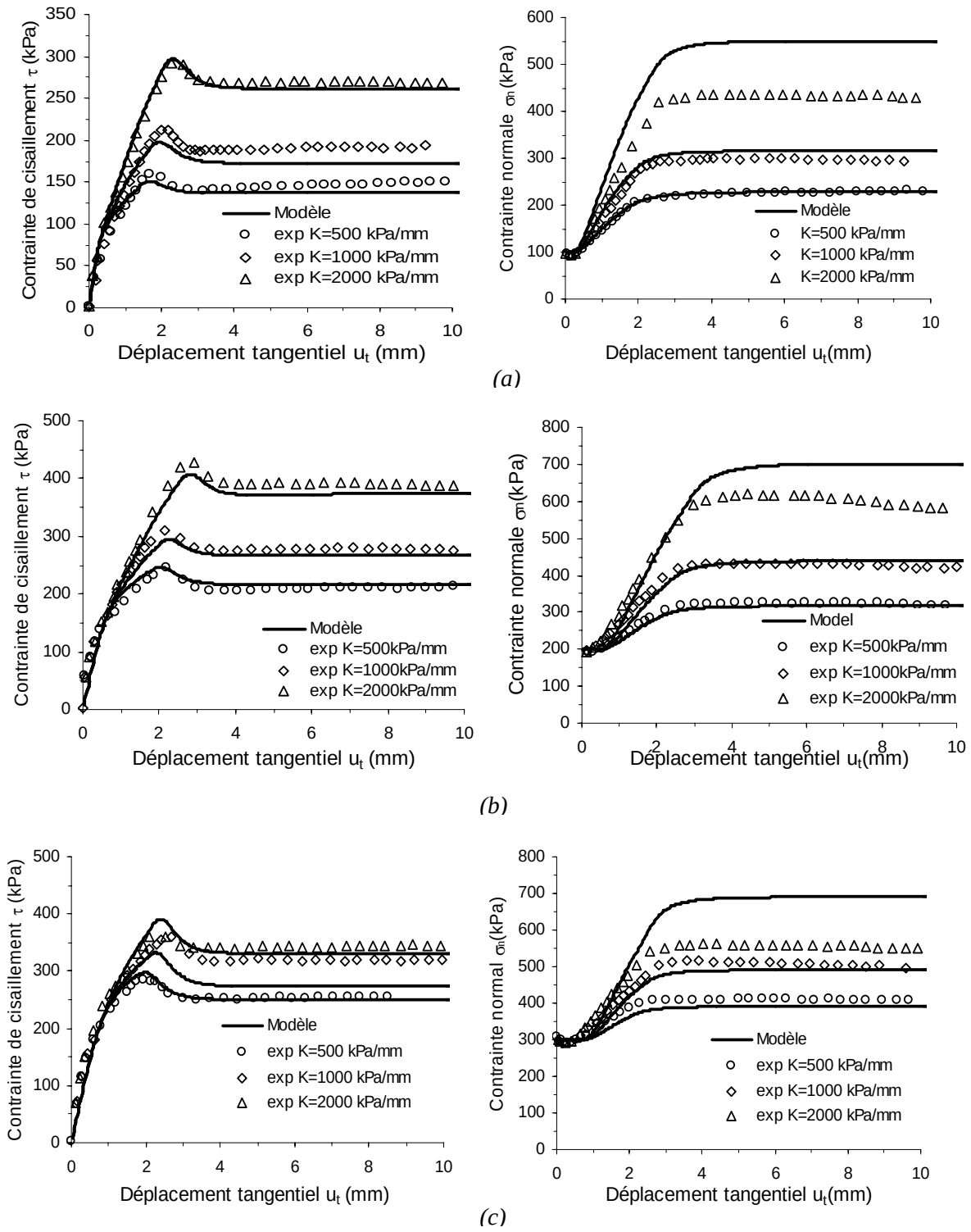


Figure III-39 Comparaison des prévisions du modèle et des résultats expérimentaux : Essais d'interface à rigidité normale constante ($K = K_n = 500$, 1000 et 2000 kPa/m) à la CNDSA, de Mortara (2001) (a) σ_{ni} = 100 kPa ; I_{1i}=180 kPa (b) σ_{ni} = 200 kPa ; I_{1i}=360 kPa (c) σ_{ni} = 300 kPa ; I_{1i}=540 kPa

III.3.6.3. Validation du modèle par essais à la chambre d'étalonnage

Une validation du modèle a été faite sur un autre type d'essais, à savoir les essais à la chambre d'étalonnage (De Gennaro 1999) (cf. § II.2). L'essai analysé est effectué dans du

sable moyennement lâche (I_D = 0,46) soumis à $\sigma_{v0} = \sigma_{r0}$ = 100 kPa, σ_{v0} étant la contrainte verticale et σ_{r0} la contrainte radiale. Durant le chargement du pieu modèle à déplacement contrôlé, un manchon de frottement permet de mesurer la contrainte de cisaillement au fût du pieu. En considérant un échantillon d'interface élémentaire près du manchon de mesure, des hypothèses sont introduites pour prévoir le cisaillement expérimental au fût du pieu grâce au modèle d'interface avec des chemins de contrainte tridimensionnels. En effet, durant l'essai de chargement, on suppose que l'interface locale est soumise à une rigidité normale constante donnée par le massif de sable bien que l'échantillon de sable autour du pieu modèle dans la chambre d'étalonnage soit soumis à un confinement isotrope. La rigidité normale radiale, de type pressiométrique, est calculée en fonction du module de cisaillement G et du diamètre D du pieu modèle (Boulon et al. 1986 ; Mortara 2001) :

$$K_n = \frac{4G}{D} \qquad \textit{III-56}$$

De ce fait, la rigidité normale constante vaut K_n = 2600 MPa/m et puisque l'épaisseur de l'interface est t = 2 mm, la rigidité utilisée par le modèle est $K_N = t.K_n$ = 5200 kPa. D'autre part, la contrainte normale initiale appliquée à l'interface est différente de celle appliquée sur l'échantillon de sable autour du pieu (σ_{ne} = 100 kPa). En effet, l'épaisseur de l'échantillon autour de l'interface n'est pas négligeable (égale à 52,4 cm). En utilisant la solution générale de Lamé (Fig. III.40) citée par Frih (2005), et en l'appliquant à la chambre d'étalonnage, la contrainte normale à l'interface avant l'essai de cisaillement est exprimée en fonction de la contrainte normale appliquée à l'extérieur de l'échantillon de sable par :

$$\sigma_{ni} = \frac{2\alpha_g^{\,2}(1-\nu)}{\alpha_g^{\,2}+1-2\nu}\sigma_{ne} \qquad \textit{III-57}$$

α_g est le coefficient géométrique, rapport des rayons extérieur et intérieur $\left(\alpha_g = \frac{R_e}{R_i}\right)$ égal à 27 dans la chambre d'étalonnage, ν est le cœfficient de Poisson pris égal à 0,35. On obtient une contrainte normale initiale à l'interface égale à $\sigma_{ni} = 1{,}3\sigma_{ne}$ = 130 kPa. Ainsi, $\sigma_{1i} = \sigma_{2i} = (1-\sin\phi').\sigma_{ni}$ = 53 kPa et I_{1i} = 236 kPa. Finalement, les paramètres utilisés pour cette simulation sont ceux utilisés pour l'essai sur l'interface sable de Fontainebleau-acier "CNC" résumés dans le tableau III.7.

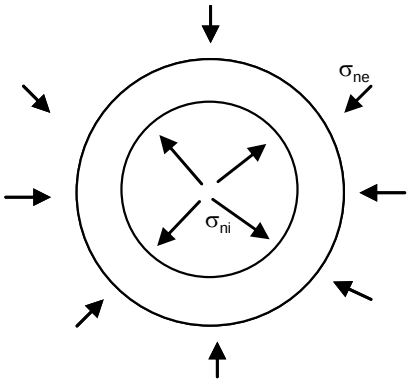


Figure III-40 Analogie entre la chambre d'étalonnage et un tube épais : application de la solution générale de Lamé

L'essai de chargement du pieu modèle est simulé localement pour l'interface comme un test de cisaillement à rigidité normale constante, avec un premier invariant initial calculé. La contrainte de cisaillement mesurée au fût du pieu est comparée aux simulations numériques ; les résultats de la mobilisation de la contrainte de cisaillement sont satisfaisants (Fig. III.41). Quant à la contrainte normale à l'interface, elle est seulement prédite par les simulations car on ne dispose pas de résultats expérimentaux.

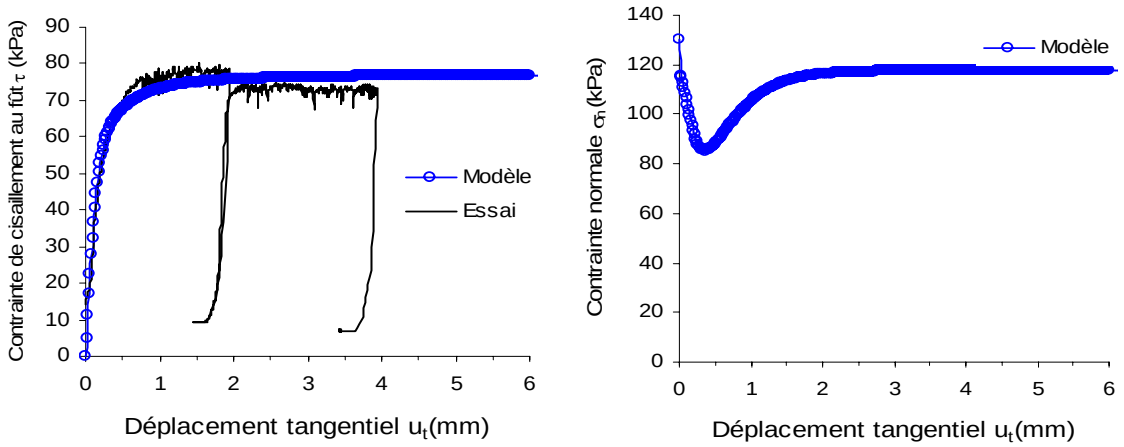


Figure III-41 Comparaison des simulations de MEPI 3D avec les résultas expérimentaux : essai de chargement d'un pieu modèle en chambre d'étalonnage (De Gennaro 1999)

III.3.7. Formulation du modèle MEPI 3D en coordonnées cylindriques

La modélisation numérique en éléments finis du comportement d'un pieu isolé en compression en tenant compte de l'interface est effectuée en programmant le modèle MEPI 3D dans le logiciel d'éléments finis CESAR-LCPC (objet du chapitre V). Pour s'assurer du bon fonctionnement du modèle, outre les simulations tridimensionnelles, des calculs en géométrie axisymétrique seront menés avec le modèle tridimensionnel. Le logiciel utilise donc le modèle tridimensionnel, formulé en invariants, pour faire les calculs en symétrie de

révolution. Dans ce qui suit, on donne la formulation du modèle en coordonnées cylindriques, puis à symétrie de révolution.

III.3.7.1. Formulation en coordonnées cylindriques (r,θ, z)

On considère l'échantillon d'interface représenté sur la figure III.42. La formulation en coordonnées cylindriques est obtenue en remplaçant $\underline{d\sigma}^T$ et $\underline{d\varepsilon}^T$ exprimés en coordonnées cartésiennes dans (*eq. III-9*) par leurs analogues en coordonnées cylindriques :

$$\underline{d\sigma}^T = (d\sigma_r, d\sigma_z, d\sigma_\theta, d\tau_{rz}, d\tau_{r\theta}, d\tau_{\theta z}) \qquad III\text{-}58$$

$$\underline{d\varepsilon}^T = (d\varepsilon_r, d\varepsilon_z, d\varepsilon_\theta, d\gamma_{rz}, d\gamma_{r\theta}, d\gamma_{\theta z}) \qquad III\text{-}59$$

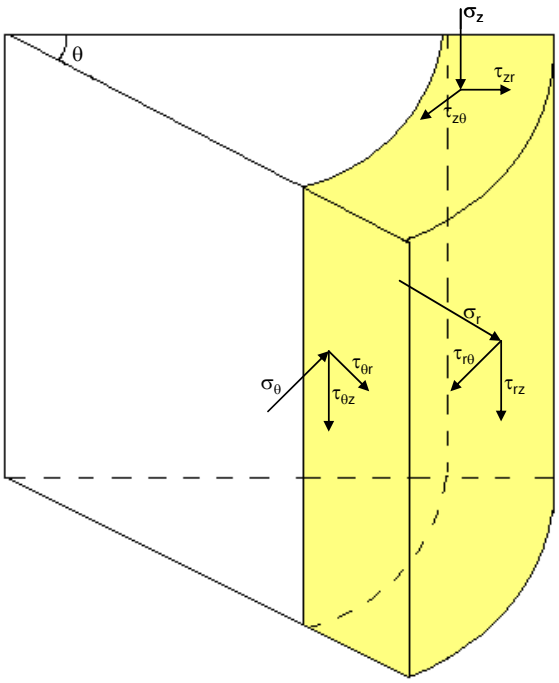


Figure III-42 Expression des contraintes dans l'interface tridimensionnelle en coordonnées cylindriques(r,θ, z)

Les invariants I_1, J et ϑ sont exprimés en coordonnées cylindriques par :

$$I_1 = \sigma_r + \sigma_z + \sigma_\theta \qquad III\text{-}60$$

$$J = \left[\frac{1}{6}\left((\sigma_z - \sigma_r)^2 + (\sigma_z - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2\right) + \tau_{rz}^2 + \tau_{\theta z}^2 + \tau_{r\theta}^2\right]^{1/2} \qquad III\text{-}61$$

$$\sin 3\vartheta = \frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{J_2^{\,3/2}} = \frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{J^3}\,;\ \vartheta \text{ angle de Lode} \qquad III\text{-}62$$

$$J_3 = \left(\sigma_z - \frac{I_1}{3}\right)\left(\sigma_\theta - \frac{I_1}{3}\right)\left(\sigma_r - \frac{I_1}{3}\right) - \left(\sigma_z - \frac{I_1}{3}\right)\tau_{rz}^2 - \left(\sigma_\theta - \frac{I_1}{3}\right)\tau_{\theta z}^2 - \left(\sigma_r - \frac{I_1}{3}\right)\tau_{r\theta}^2 + 2\tau_{rz}\tau_{\theta z}\tau_{r\theta} \qquad III\text{-}63$$

A partir de (*III-22*), (*III-23*) et (*III-35*) la fonction de charge, la variable d'écrouissage et le potentiel plastique sont exprimés par :

$$F = J - \alpha\left(\xi^p\right) I_1 \left(1 - \beta \sin 3\vartheta\right)^n$$
$$\xi^p = \sqrt{\left(\gamma^p_{rz}\right)^2 + \left(\gamma^p_{\theta z}\right)^2 + \left(\gamma^p_{r\theta}\right)^2} \qquad \textit{III-64}$$
$$\underline{d\varepsilon}^p = d\lambda \frac{\partial Q}{\partial \underline{\sigma}}$$

III.3.7.2. Formulation en symétrie de révolution

En symétrie de révolution, si on considère deux couronnes cylindriques superposées ou concentriques, elles ne frottent pas l'une par rapport à l'autre autour de l'axe z ; ceci est dû à la symétrie de révolution du problème (Frank 1974). Par conséquent, le champ de contraintes en symétrie de révolution vérifie la condition $\tau_{r\theta} = \tau_{z\theta} = 0$. De plus, dans ces conditions, le champ de déplacement considéré ne dépendant pas de θ, on obtient aussi $\gamma_{r\theta} = \gamma_{z\theta} = 0$. Les champs de déplacement et de contraintes s'écrivent :

$$\underline{d\sigma}^T = (d\sigma_r, d\sigma_z, d\sigma_\theta, d\tau_{rz}, 0, 0) \qquad \textit{III-65}$$

$$\underline{d\varepsilon}^T = (d\varepsilon_r, d\varepsilon_z, d\varepsilon_\theta, d\gamma_{rz}, 0, 0) \qquad \textit{III-66}$$

donc :

$$J = \left[\frac{1}{6}\left((\sigma_z - \sigma_r)^2 + (\sigma_z - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2\right) + \tau^2_{rz}\right]^{1/2}$$
$$\sin 3\vartheta = \frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{J_2^{3/2}} = \frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{J^3} \qquad \textit{III-67}$$
$$J_3 = \left(\sigma_z - \frac{I_1}{3}\right)\left(\sigma_\theta - \frac{I_1}{3}\right)\left(\sigma_r - \frac{I_1}{3}\right) - \left(\sigma_z - \frac{I_1}{3}\right)\tau^2_{rz}$$
$$\xi^p = \gamma^p_{rz}$$
$$F = \left[\frac{1}{6}\left((\sigma_z - \sigma_r)^2 + (\sigma_z - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2\right) + \tau^2_{rz}\right]^{1/2} - \alpha\left(\gamma^p_{rz}\right)\left(\sigma_r + \sigma_z + \sigma_\theta\right)\left(1 - \beta\frac{3\sqrt{3}}{2}\frac{J_3}{J^3}\right)^n \qquad \textit{III-68}$$

III.4. Conclusion

Les bases conceptuelles d'un modèle tridimensionnel pour les interfaces "MEPI 3D" entre un milieu granulaire et une structure sont données dans ce chapitre. Le modèle est, d'une part, basé sur le modèle MEPI 2D présenté et validé sur des essais d'interface et, d'autre part, sur les modèles tridimensionnels des massifs de sable. MEPI 3D comprend un écrouissage élastoplastique positif et un comportement radoucissant ; il considère une loi d'écoulement plastique non associée et prend en compte l'état caractéristique (contractance-dilatance), ainsi que la stabilisation de la dilatance aux grandes distorsions. Le modèle est formulé en

invariants de façon à ce que le comportement de l'interface soit indépendant des axes des coordonnées.

Dans ce chapitre, la formulation du modèle a été présentée, suivie de la manière de déterminer les paramètres (10 paramètres : régime à écrouissage positif et 13 paramètres : régime radoucissant en plus) qui est relativement facile. Une étude de la sensibilité de la réponse de l'interface aux différents paramètres a été présentée. Des hypothèses sur les contraintes et les déformations pour reproduire les essais typiques d'interface à "CNC", à "VC" et à "RNC" avec MEPI 3D sont aussi introduites. Le modèle a été programmé dans un code de calcul en Fortran, permettant d'intégrer la loi de comportement donnée. L'intégration numérique du problème mécanique en comportement non linéaire a été réalisée en utilisant la méthode d'Euler implicite. La résolution incrémentale est effectuée en déterminant les termes de la matrice de rigidité élastoplastique. A l'issue des simulations numériques, le modèle donne des prévisions satisfaisantes sur les essais élémentaires d'interface de cisaillement direct et simple, et sur les essais de chargement de pieu modèle en chambre d'étalonnage, en considérant les sollicitations tridimensionnelles sur une interface élémentaire. Les simulations font ressortir l'un des apports les plus importants du modèle qui est l'effet non négligeable des contraintes de confinement tridimensionnelles appliqués à l'interface et représentés par l'évolution du premier invariant I_1 sur la réponse au cisaillement de l'interface. En effet, plus l'interface est confinée, plus la mobilisation du cisaillement est prononcée et moins le comportement volumique est dilatant. D'autres effets non négligeables, recensés par MEPI 3D, et retrouvés par les modèles bidimensionnels tels que l'influence de la densité, de la rigidité normale, etc., sont présentés.

La programmation de ce modèle d'interface dans le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC sera présentée au chapitre V. Le comportement de l'interface autour d'un pieu isolé chargé verticalement en compression sera étudié (les simulations seront faites en géométrie à symétrie de révolution et en géométrie tridimensionnelle).

Chapitre IV. Analyse numérique bidimensionnelle par éléments finis du comportement des pieux

IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, on se propose d'analyser numériquement par éléments finis le comportement des pieux en vraie grandeur. En général, la simulation numérique de tels essais est compliquée et mène à des incertitudes ; ceci est dû principalement à la difficulté de la prise en compte des effets d'installation et d'autre part aux difficultés de reproduire l'interface sol-pieu. Ces deux problèmes seront analysés de manière détaillée dans ce chapitre. Une méthodologie générale pour l'étude numérique d'un pieu isolé sous chargement axial est proposée. L'interface est représentée par le modèle MEPI 2D (De Gennaro et Frank 2002a, cf. § III.2) et les effets d'installation du pieu seront considérés. La méthodologie sera ensuite appliquée aux différents types de pieux dont les essais de chargements, ainsi que les essais de reconnaissance in situ et au laboratoire correspondants, ont été décrits au chapitre II.

IV.2. Méthodologie générale

La méthodologie proposée est divisée en trois étapes à savoir : (i) le recueil des données expérimentales et géométriques, (ii) la définition des conditions initiales dont les effets d'installation, (iii) la modélisation du chargement statique du pieu (Fig. IV.1).

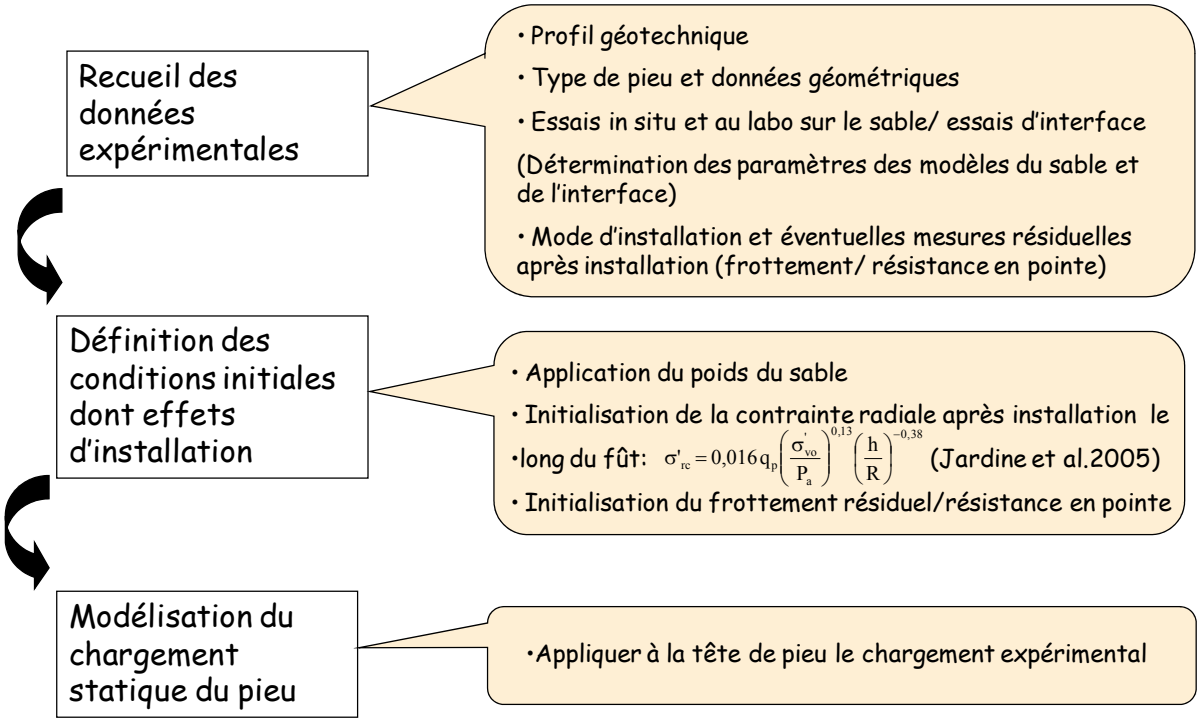


Figure IV-1 Méthodologie proposée pour la modélisation numérique d'un essai de chargement de pieu foncé/battu dans du sable

IV.2.1. Considérations concernant les étapes de la méthodologie

IV.2.1.1. Etape 1 : Recueil des données expérimentales et géométriques

Cette étape importante a fait l'objet du chapitre II ; elle consiste en la description et la caractérisation du profil géotechnique ainsi que le type de pieu et les données géométriques. Les essais in situ et au laboratoire permettent de déterminer les paramètres nécessaires aux modèles de comportement utilisés pour les sols ou les interfaces. Les paramètres du modèle coMEPI 2D pour l'interface sont déterminés en suivant la méthode donnée par De Gennaro (1999). Le modèle est validé sur des essais de cisaillement élémentaires d'interface (cf. § III.2.2). Ensuite, le mode d'installation du pieu, ainsi que les éventuelles mesures de frottement et de résistance en pointe résiduels, sont également d'intérêt. Enfin, les résultats de l'essai de chargement sont collectés (cf. chapitre II).

IV.2.1.2. Etape 2 : Définition des conditions initiales et des effets d'installation

Cette étape est primordiale dans toutes les modélisations, car les conditions initiales conditionnent la solution finale. Elle s'effectue d'abord par l'activation du poids propre du sol et de la contrainte radiale initiale (effet K_0) qui ont une influence considérable sur le comportement du pieu. Numériquement, dans le logiciel aux éléments finis CESAR-LCPC (Humbert 1989), utilisé dans cette étude, le poids propre du sol (sable) et le coefficient de

pression des terres au repos $K_0 = (1 - \sin\phi')OCR^{\sin\phi'}$ (Mayne et Kulhawy 1982) définissent l'état de contrainte géostatique initial.

Les effets d'installation et les contraintes résiduelles correspondantes sont les "vraies" conditions initiales à considérer pour une bonne modélisation du comportement du pieu au cours du chargement. Négliger ces contraintes résiduelles peut mener à une surestimation du frottement axial et à une sous-estimation de la résistance en pointe. Avant d'évaluer ces contraintes résiduelles, essayons d'abord d'expliquer leur origine. Suite au battage/fonçage du pieu, les charges de compression sont équilibrées par la contrainte de cisaillement mobilisée sur le fût et la contrainte en pointe. A la fin de chaque phase d'installation (coup en fonçage/battage), la tête du pieu rebondit, d'une part, à cause de la décompression élastique du pieu, et d'autre part, à cause du déchargement du sol près de la pointe ; ceci crée des contraintes de cisaillement négatives le long du fût. Le pieu atteint l'équilibre statique lorsque les contraintes négatives équilibrent les contraintes de cisaillement positives (le long de la partie inférieure du pieu ainsi que la contrainte de compression en pointe) (Fig. IV.2). Par ailleurs, le déplacement d'un volume de sol équivalent au volume du pieu, génère en fonction de la densité du sol, d'autres phénomènes volumiques responsables des évolutions de la contrainte radiale. Lorsque les mesures ne sont pas possibles, la détermination des contraintes résiduelles se fait par des formules empiriques qui ont fait l'objet de plusieurs travaux. Une synthèse est donnée par la suite.

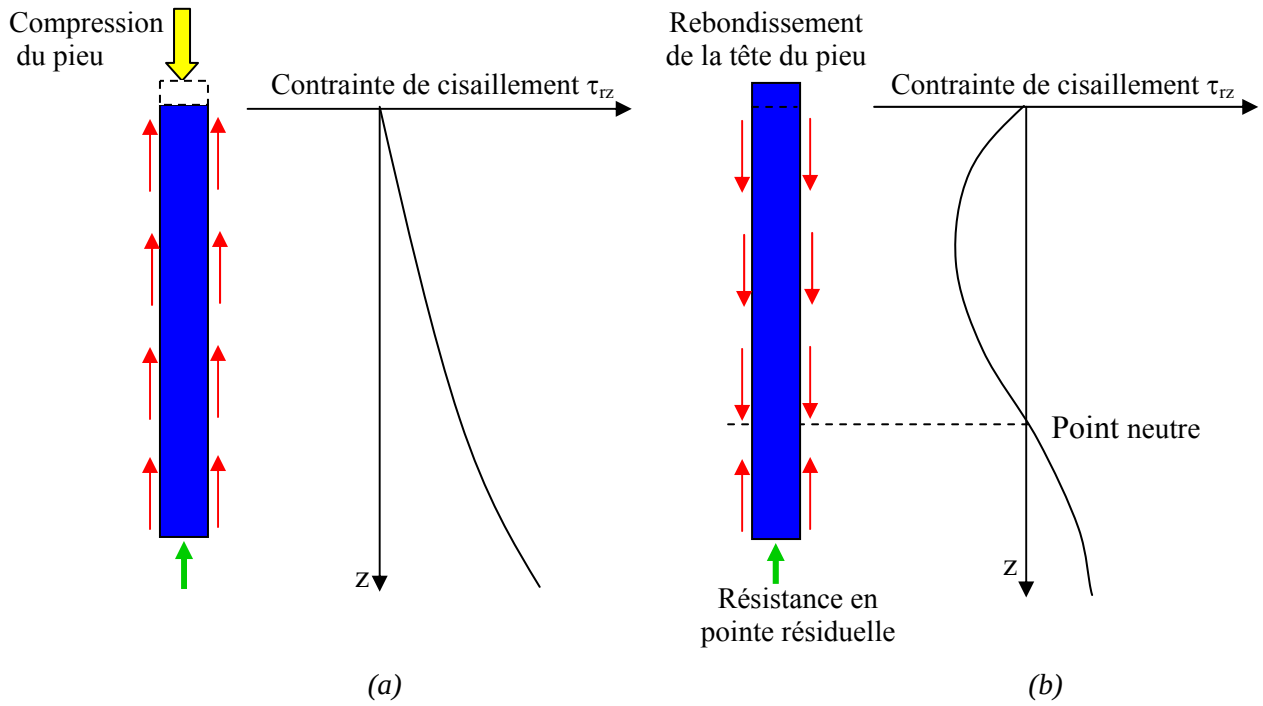


Figure IV-2 Création des contraintes résiduelles durant l'installation du pieu (battage/fonçage) (a) durant l'installation (b) après l'installation

IV.2.1.2.a. Détermination de la contrainte radiale résiduelle σ'_{rc}

Après battage/fonçage du pieu, le profil des contraintes effectives radiales mesurées dans les sites de Dunkerque et Labenne (cf. § II.3.5.1) a la même allure que la résistance au cône au CPT q_c et montre que ces contraintes dépendent de la densité du sable et de la distance à partir de la pointe (h/R). Dans ce cadre, Jardine et Chow (1996) et Jardine et al. (2005) ont déterminé une formule empirique qui exprime cette valeur de contrainte radiale effective σ'_{rc} :

$$\sigma'_{rc} = 0{,}016\, q_p \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a}\right)^{0{,}13} \left(\frac{h}{R}\right)^{-0{,}38} \qquad \textit{IV-1}$$

q_c étant la résistance au cône du CPT qui dépend directement de la densité relative du sol, h la distance verticale à partir de la pointe, R le rayon du pieu et σ'_{v0} la contrainte verticale effective initiale in situ.

IV.2.1.2.b. Détermination de la contrainte résiduelle en pointe q_{pres}

Au cours du battage/fonçage, le sol en dessous de la pointe se densifie et un bulbe en dessous du pieu est formé (Fig. I.17). Les contraintes résiduelles en pointe ne peuvent pas être négligées. Dans le cas des essais à Dunkerque et Labenne, la contrainte résiduelle q_{pres} est mesurée (cf. § II.3.5.1) ; en absence des mesures, cette contrainte peut être calculée. Parmi les méthodes de calcul proposées, on a retenu la méthode de Briaud et Tucker (1984) et celle de Alawneh et Malkawi (2000).

Briaud et Tucker (1984) suggèrent la formule suivante pour le calcul de q_{pres} :

$$q_{pres} = 533{,}4 L_p \beta$$
$$\beta = \sqrt{\frac{K_\tau P}{A E_p}}; K_\tau = 188{,}9 (N_{side})^{0{,}27} \qquad \textit{IV-2}$$

où K_τ est la pente initiale de la courbe de frottement pendant le chargement (kPa/cm), P le périmètre du pieu (cm), E_p le module d'élasticité du pieu (kPa), A la section du pieu (m^2), L_p la longueur du pieu (m), N_{side} la valeur moyenne du nombre de coups au SPT pour le sable autour du pieu.

La corrélation proposée par Alawneh et Malkawi (2000) pour quantifier la contrainte résiduelle en pointe considère la flexibilité η du pieu :

$$q_{pres} = 13158 (\eta)^{0{,}724} \qquad \textit{IV-3}$$

$$\eta = \left(\frac{L}{D}\right)\left(\frac{A_p}{A}\right)\left(\frac{G}{E_p}\right) \qquad \textit{IV-4}$$

où η est le facteur de flexibilité du pieu (sans dimension), D le diamètre du pieu, G le module de cisaillement du sable, A_p l'aire du pieu circonscrit par le diamètre extérieur du pieu.

Selon le problème posé, la contrainte résiduelle en pointe est donc soit mesurée, soit calculée par la méthode de Briaud et Tucker (1984) (*IV-2*), ou celle de Alawneh et Malkawi (2000) (*IV-3*).

IV.2.1.2.c. Détermination de la contrainte de cisaillement résiduelle au fût τ_{res}

La valeur de la contrainte de cisaillement résiduelle τ_{res} est importante surtout sur la partie supérieure du fût et augmente avec l'augmentation du mouvement de la tête du pieu vers le haut (relaxation après installation). Cette valeur augmente aussi avec la flexibilité du pieu ; elle est faible pour les pieux rigides et courts.

Un profil expérimental type de la contrainte de cisaillement résiduelle au fût est donné par la figure IV.2 b. Alawneh et Malkawi (2000) considèrent un profil triangulaire avec un point neutre (passage des valeurs de cisaillement de négatives à positives) d'autant plus proche de la pointe que le pieu est flexible ou long (Fig. IV.3, IV.4). La valeur maximale de τ_{res} est supposée atteinte à z = 10 m pour les pieux longs. La distribution idéale pour un pieu flexible ($\eta = \eta_{ref}$) est donnée sur la figure IV.4. A partir du profil triangulaire proposé, il reste à déterminer la contrainte de cisaillement résiduelle maximale $\tau_{res(max)}$, cette valeur est déterminée par Alawneh et Malkawi (2000) en fonction du frottement axial local de Toolan et al. (1990) (cf. §. I.4.4.3). En définitive on a :

$$\begin{aligned} \tau_{res(max)} &= -f_{10}\left(\frac{\eta}{\eta_{ref}}\right)^n ; \quad \text{si}\left(\frac{\eta}{\eta_{ref}}\right) \le 1 \\ \tau_{res(max)} &= -f_{10} ; \qquad \text{si}\left(\frac{\eta}{\eta_{ref}}\right) \ge 1 \end{aligned} \qquad \textit{IV-5}$$

où $\tau_{res(max)}$ est la contrainte de cisaillement résiduelle maximale (en général retrouvée à 10 m de la pointe), f_{10} est le frottement local axial à 10 m de la pointe déterminée par Toolan et al. (1990), n est un paramètre qui contrôle le taux avec lequel la contrainte résiduelle évolue dans la partie supérieure du pieu (pris en général égal à 0,1 ; il augmente avec la flexibilité), η (*eq. IV-4*) et η_{ref} sont respectivement la flexibilité et la flexibilité de référence du pieu.

Si on considère un cycle de charge-décharge, cette valeur maximale $\tau_{res(max)}$ correspond au palier de la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement de la tête du pieu

(Fig. IV.5). En effet, au cours du fonçage/battage du pieu, le sol est soumis à des chargements cycliques, ceci mène à la dégradation progressive de la valeur du frottement.

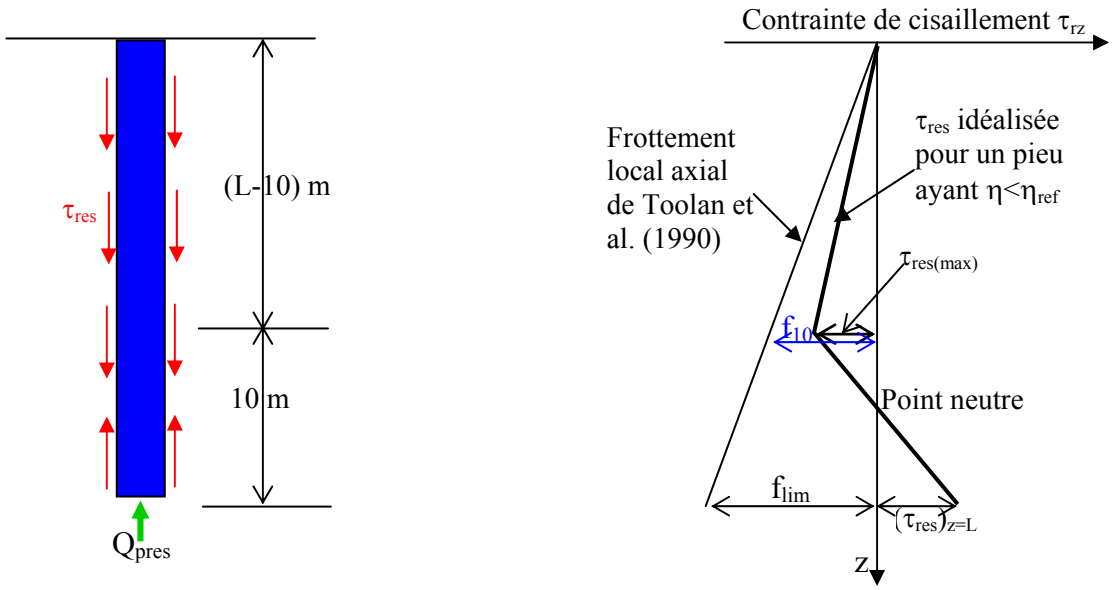


Figure IV-3 Modélisation des charges résiduelles : idéalisation de la distribution des contraintes de cisaillement résiduelles pour un pieu rigide ou court $\eta < \eta_{ref}$

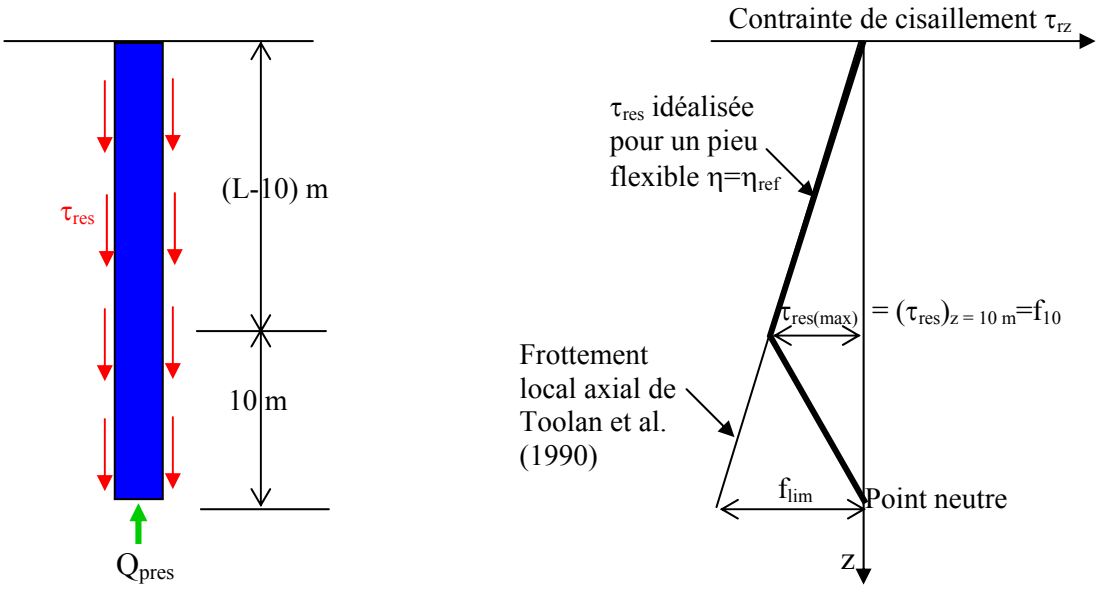


Figure IV-4 Modélisation des charges résiduelles : Idéalisation de la distribution des contraintes de cisaillement résiduelles pour un pieu flexible ou long $\eta = \eta_{ref}$

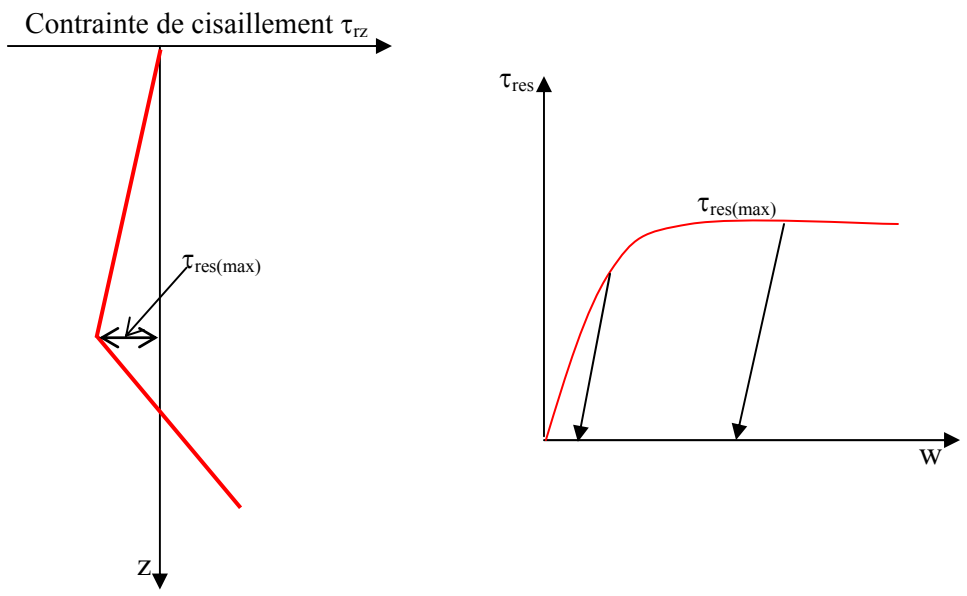


Figure IV-5 Processus de chargement-déchargement représentant les charges résiduelles

Lorsqu'il n'est pas possible d'utiliser cette méthode, une contrainte résiduelle moyenne est déterminée en équilibrant les résultantes de la force de frottement résiduelle et de la résistance en pointe résiduelle. La contrainte de cisaillement résiduelle moyenne est alors égale à :

$$\tau_{res} = \frac{Aq_{p\,res} - W}{S_{lat}} \qquad \textit{IV-6}$$

où q_{pres} est la contrainte résiduelle en pointe, S_{lat} est la surface latérale du pieu, W est le poids du pieu et A est la section du pieu.

IV.2.1.3. Etape 3 : Modélisation du chargement statique

Partant des bons états de contraintes résiduelles (contrainte radiale, contrainte en pointe, frottement axial au fût), la simulation de l'essai de chargement statique du pieu par éléments finis nécessite une ou plusieurs phases pour imposer les conditions initiales liées aux effets d'installation, en plus de la phase de l'essai de chargement proprement dit. Dans cette dernière phase, un modèle d'interface approprié doit être utilisé. Dans le logiciel EF utilisé (CESAR-LCPC), l'interface est modélisée avec MEPI 2D (cf. § III.2). L'implantation et la vérification numérique sont décrites par De Gennaro et Frank (2005) et ont été détaillées au paragraphe I.3.4. L'élément d'interface est de type couche mince avec la notion de critère orienté (Frank et al. 1982 ; Sharma et Desai 1992). Dans ce cas, le mécanisme de cisaillement considère les contraintes normales et de cisaillement orientées dans les directions parallèle et normale à l'interface. La notion de rapport de forme est aussi appliquée et la stabilité numérique est assurée pour L/t entre 25 et 100 (Richer 1985 ; Sharma et Desai 1992 ; Hohberg et Schweiger 1992 ; De Gennaro et Frank 2005). De plus, les caractéristiques

mécaniques élastiques fictives E* et ν* à l'interface sont utilisées, dans le but de représenter la matrice de rigidité élastique dans le repère global en conditions axisymétriques (Tab. I.5). Enfin, une intégration numérique spécifique est adoptée (cf. §. I.3.4.3).

IV.2.2. Phases de calcul pour la modélisation d'un essai de chargement d'un pieu foncé ou battu

Conformément à la démarche explicitée ci-dessus, on modélise numériquement un essai de chargement d'un pieu battu ou foncé en 3 phases de calcul dans le logiciel aux éléments finis CESAR-LCPC.

IV.2.2.1. Phase 1 : Initialisation géostatique

Dans cette phase, la géométrie considérée est celle de la figure IV.6 a. Le pieu n'est pas encore activé ($E_p = 0$). L'état de contrainte géostatique est défini par application du poids propre du sable et du coefficient de pressions des terres dans le sable et à l'interface. L'état de contrainte récupéré à l'issue de cette phase est $\underline{\underline{\sigma}}^1_{0,s}$ dans le sable, $\underline{\underline{\sigma}}^1_{0,i}$ dans la couche d'interface le long du pieu et $\underline{\underline{\sigma}}^1_{0,p}$ à l'interface en pointe du pieu (Fig. IV.6 a).

IV.2.2.2. Phase 2 : Prise en compte des effets d'installation

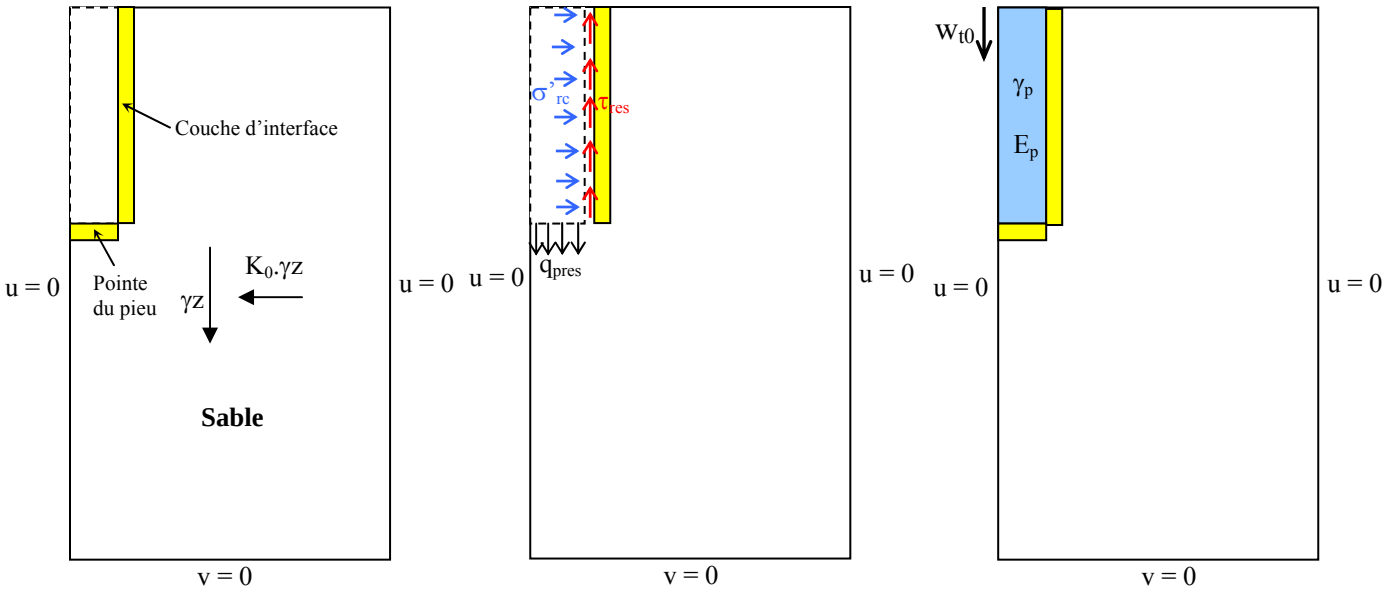
Dans cette phase, les contraintes résiduelles après installation du pieu considérées sont la contrainte radiale/normale résiduelle au fût σ_{rc}, la contrainte de cisaillement résiduelle au fût τ_{res} et la résistance en pointe résiduelle en pointe q_{pres}. Ces contraintes sont appliquées simultanément aux interfaces entre le pieu et le sol. La contrainte radiale résiduelle après installation σ_{rc} est calculée par l'équation (*IV-1*) (cf. § IV.2.1.2.a), puis son profil est linéarisé en divisant la couche d'interface en différentes couches. Sur chaque bord de couche d'interface, le profil linéaire de contrainte radiale est appliqué. La contrainte de cisaillement résiduelle mesurée ou calculée (cf. § IV.2.1.2.c) est appliquée à l'interface en l'approchant généralement par 2 profils linéaires. Enfin la résistance en pointe résiduelle mesurée ou calculée (cf. § IV.2.1.2.b) est aussi appliquée sous la pointe du pieu. Toutes ces contraintes sont appliquées simultanément. L'état de contrainte récupéré à l'issue de cette phase est $\underline{\underline{\sigma}}^2_{0,s}$ dans le sable, $\underline{\underline{\sigma}}^2_{0,i}$ dans la couche d'interface le long du pieu et $\underline{\underline{\sigma}}^2_{0,p}$ à l'interface en pointe du pieu (Fig. IV.6 b).

Les phases 1 et 2 seront dites dans la suite du rapport "phases d'initialisation des contraintes".

IV.2.2.3. Phase 3 : Chargement du pieu

Dans cette phase, le pieu est activé : son poids volumique γ_p et sa rigidité E_p sont appliqués. Le chargement s'effectue en appliquant des incréments de déplacement w_{t0} en tête du pieu. L'état de contrainte récupéré à l'issue de cette phase est $\underline{\underline{\sigma}}^3_{0,s}$ dans le sable, $\underline{\underline{\sigma}}^3_{0,i}$ dans la couche d'interface le long du pieu et $\underline{\underline{\sigma}}^3_{0,p}$ à l'interface en pointe (Fig. IV.6 c).

Sur la base de la démarche qu'on vient de présenter, trois exemples d'application sont proposés par la suite. Le premier exemple consiste en l'analyse d'un essai de chargement sur modèle réduit en chambre d'étalonnage (type 1), le deuxième exemple concerne des essais de chargement sur pieu modèle sur site réel à Dunkerque et Labenne (type 2) et le troisième est un essai de chargement d'un pieu en vraie grandeur (type 3).



(a)	(b)	(c)
$\underline{\underline{\sigma}}^{1}_{0,s}$	$\underline{\underline{\sigma}}^{2}_{0,s} = \underline{\underline{\sigma}}^{1}_{0,s} + \Delta\sigma_s$	$\underline{\underline{\sigma}}^{3}_{0,s} = \underline{\underline{\sigma}}^{1}_{0,s} + \Delta\sigma_s$
$\underline{\underline{\sigma}}^{1}_{0,i} = \underline{\underline{\sigma}}^{1}_{0,s} = \underline{\underline{\sigma}}^{1}_{0,p} = \begin{pmatrix} \sigma_{z1} = \gamma z \\ \sigma_{r1} = K_0 \gamma z \\ \sigma_{\theta 1} = K_0 \gamma z \\ \tau_{rz1} = 0 \end{pmatrix}$	$\underline{\underline{\sigma}}^{2}_{0,i} = \begin{pmatrix} \sigma_{z2} = \sigma_{z1} + \Delta\sigma_z = \sigma_{z2} \\ \sigma_{r2} = \sigma_r + \Delta\sigma_r = \sigma_{rc} = K_c \gamma z \\ \sigma_{\theta 2} = \sigma_{\theta 1} + \Delta\sigma_\theta = \sigma_{\theta 2} \\ \tau_{rz2} = 0 + \Delta\tau = \tau_{res} \end{pmatrix}$	$\underline{\underline{\sigma}}^{3}_{0,i} = \underline{\underline{\sigma}}^{1}_{0,i} + \Delta\sigma^{2}_{0,i} + \Delta\sigma_i$
$\underline{\underline{\sigma}}^{1}_{0,p}$	$\underline{\underline{\sigma}}^{2}_{0,p} = \begin{pmatrix} \sigma_{z2} = \sigma_{z1} + \Delta\sigma_z = \sigma_{pres} \\ \sigma_{r2} = \sigma_{r1} + \Delta\sigma_r = \sigma_{r2} \\ \sigma_{\theta 2} = \sigma_{\theta 1} + \Delta\sigma_\theta = \sigma_{\theta 2} \\ \tau_{rz2} = 0 \end{pmatrix}$	$\underline{\underline{\sigma}}^{3}_{0,p} = \underline{\underline{\sigma}}^{1}_{0,p} + \Delta\sigma^{2}_{0,p} + \Delta\sigma_p$
déplacements nuls (NDP)	déplacements nuls (NDP)	déplacements nuls à γ_p nuls

Figure IV-6 Phases de calcul pour la modélisation numérique d'un essai de pieu foncé/battu

IV.3. Type 1 : Chambre d'étalonnage (modèle réduit)

L'essai de chargement considéré est effectué sur un modèle réduit de pieu "moulé" dans du sable de Fontainebleau moyennement lâche reconstitué en chambre d'étalonnage. L'essai a été décrit au paragraphe II.2. Notons que cette analyse ne considère pas les phases de calcul présentées au paragraphe IV.2.2 (phases de calculs pour les pieux battus ou foncés) car il s'agit d'un pieu modèle moulé en chambre d'étalonnage. L'analyse numérique de cet essai est effectuée en reproduisant le processus d'installation du pieu modèle et de l'essai de

compression en lui-même. Ce travail a fait l'objet de la communication de De Gennaro, Said et Frank (2004).

IV.3.1. Etape 1 : Recueil des données expérimentales et géométriques

IV.3.1.1. Géométrie et maillage

La géométrie reproduit les dimensions réelles de la chambre et du pieu modèle (L = 500 mm) (cf. § II.2.3). Le problème est traité en symétrie de révolution. La discrétisation et les conditions aux limites sont illustrées sur la figure IV.7. Le maillage consiste en 454 éléments axisymétriques isoparamétriques à 8 nœuds, dont 20 éléments de pieu et 10 éléments d'interface type couche mince (avec rapport de forme L/t = 25 ; avec t = 10 D_{50} = 2 mm).

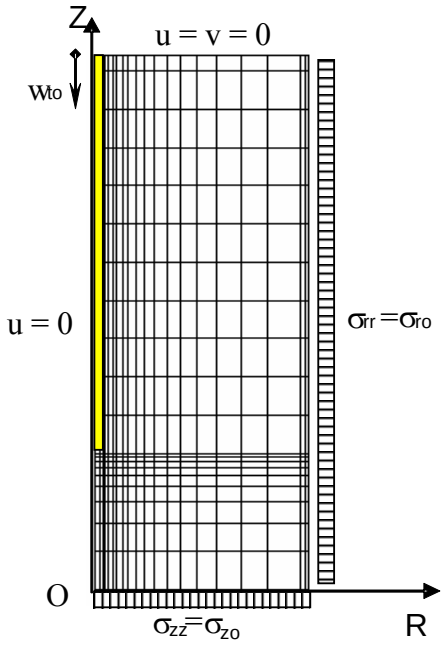


Figure IV-7 Maillage en éléments finis de la chambre d'étalonnage

IV.3.1.2. Modèles et paramètres des matériaux

Le pieu plein en acier est considéré élastique linéaire. Le sable est représenté par le critère de Mohr-Coulomb, les paramètres sont déterminés à partir des essais triaxiaux disponibles sur le sable de Fontainebleau (cf. §. II.2.2.1). Quant à l'interface, décrite par le modèle MEPI 2D dans la phase de chargement du pieu, les paramètres ont été déterminés au chapitre III à l'issue de la validation du modèle (Fig. III.5, Tab. III.1). Dans CESAR-LCPC, ces mêmes paramètres sont utilisés en plus des caractéristiques élastiques fictives E* et ν* (cf. § I.3.4.2 et Tab. I.5). Avant la phase de chargement, pendant les phases d'initialisation, dans l'hypothèse de déplacements relatifs réduits à l'interface, celle-ci est modélisée par le critère élastoplastique parfait de Mohr-Coulomb non associé et orienté. Par ailleurs, le modèle MEPI

2D est considéré pour l'interface en phase de chargement. Le tableau IV.1 résume l'ensemble des paramètres des modèles utilisés.

Tableau IV-1 Paramètres constitutifs des différents matériaux

Sable (Mohr-Coulomb)	**Paramètre**	**valeur**
	Module d'Young	E_s = 34 MPa
	Coefficient de Poisson	ν_s = 0,3
	Cohésion	c_s = 0,1 kPa
	Angle de frottement	ϕ' = 36,5°
	Angle de dilatance	ψ = 12°
Pieu (Elastique linéaire)	**Paramètre**	**valeur**
	Module d'Young	E_p = 195 GPa
	Coefficient de Poisson	ν_p = 0,28
Interface (Mohr-Coulomb orienté) **Phase d'initialisation**	**Paramètre**	**valeur**
	E_i	34 MPa
	ν_i	0,3
	c_i	0,1 kPa
	δ'_i	35 degrés
	ψ_i	13,5 degrés
Interface (MEPI 2D) **Phase de chargement**	**Paramètre**	**Valeur**
	E*	2095 kPa
	ν*	0,11
	$\mu_f = \mu_r$	0,7
	μ_{co}	0,67
	μ_0	0,017
	A	0,0005
	B	0.05
	t	2 mm

IV.3.2. Etape 2 : Définitions des conditions initiales

Les phases de calcul suivent le processus expérimental de l'essai sur le pieu modèle moulé en chambre d'étalonnage. Elles concernent le processus de reconstitution du sable autour du pieu par la pluviation, le confinement du massif de sol et enfin le chargement du pieu modèle.

IV.3.2.1. Processus de reconstitution du sable

Deux stratégies ont été adoptées afin d'initialiser l'état de contrainte dans le sol et dans l'interface. Dans les simulations, les poids du sol (γ = 15 kN/m^3) et celui du pieu (20 kN/m^3) sont activés selon les deux procédures S_1 et S_2 montrées sur la figure IV.8. Lors du calcul S_1, le poids du sable et du pieu sont activés en une seule phase de calcul. Dans le calcul S_2, la déposition du sable est simulée en 8 phases ; durant chaque phase, le poids du sable de la couche correspondante est activé à partir de la couche de base n°1. Pendant les 8 phases, le pieu est bloqué, en accord avec la procédure expérimentale. A la fin de la 8ème phase, le poids du pieu est activé. Les résultats des simulations (Fig. IV.9) montrent que les profils de la contrainte normale et de la contrainte de cisaillement à l'interface sont peu influencés par le processus de reconstitution du sable. Par ailleurs, on a tenu compte de l'effet du comportement de l'interface, en admettant un contact frottant ou une adhérence parfaite entre le pieu et le sable. Les résultats numériques montrent une influence négligeable du comportement de l'interface.

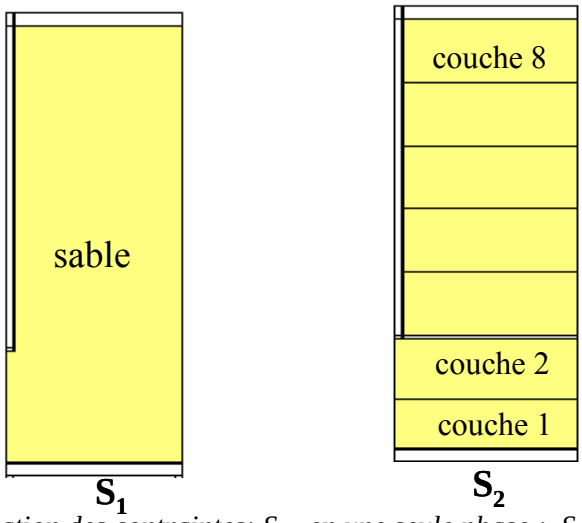
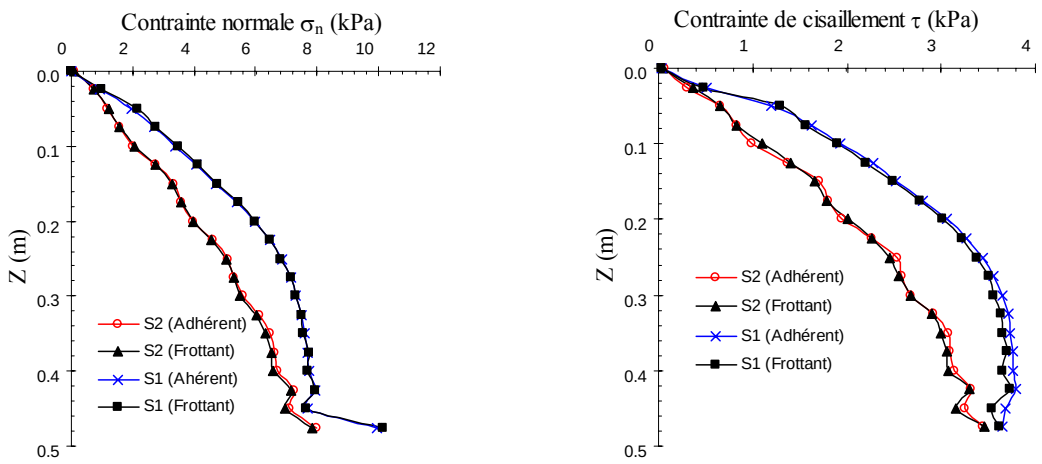


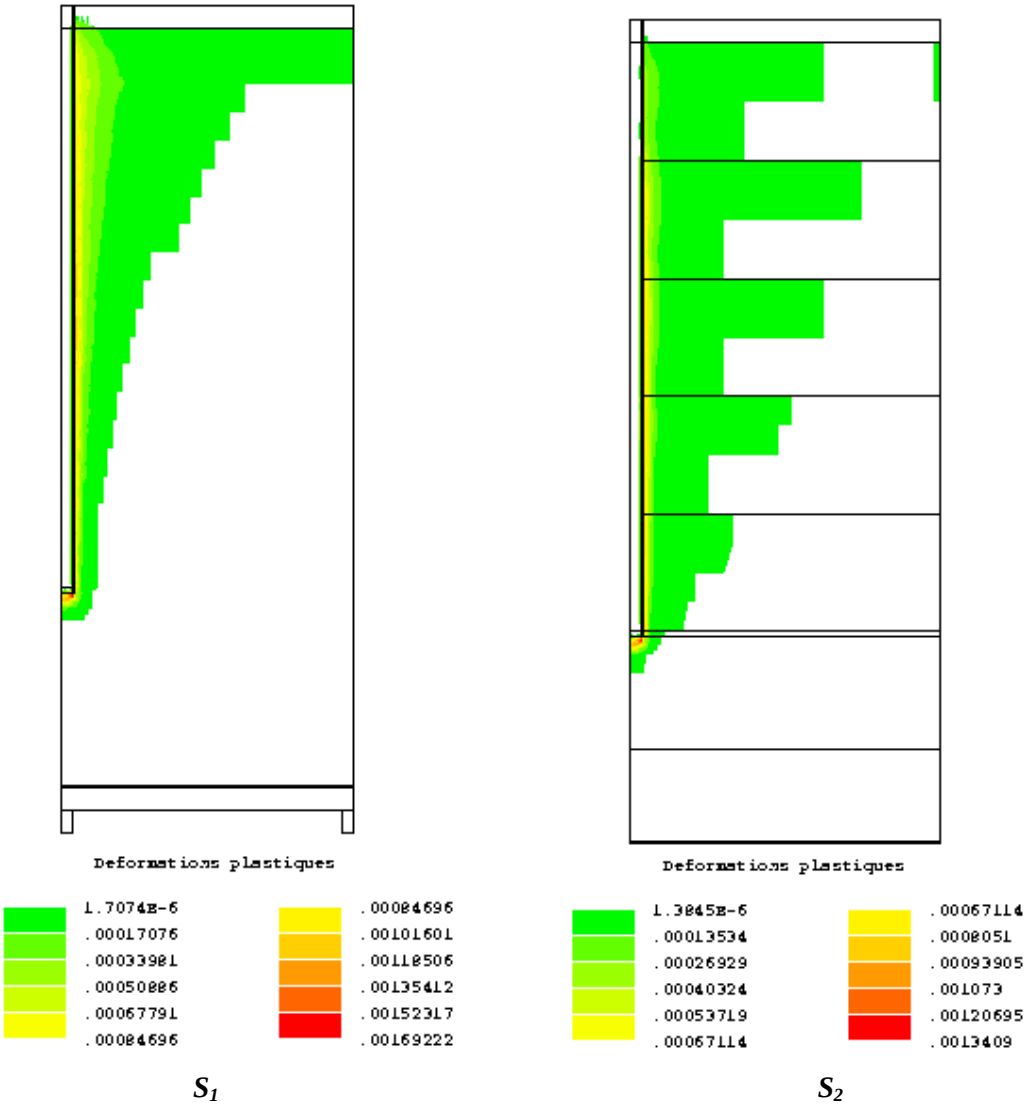
Figure IV-8 Initialisation des contraintes: S_1 - en une seule phase ; S_2 -en phases multiples (pluviation du sable)

Les résultats relativement similaires entre les calculs S_1 et S_2 sont probablement dus aux dimensions réduites de la chambre d'étalonnage (hauteur 680 mm), qui a pour conséquence un effet de gravité réduit. On note que le calcul S_2, qui reproduit mieux la pluviation du sable autour du pieu modèle, donne des valeurs moindres de la contrainte normale et de la contrainte de cisaillement le long du fût (Fig. IV.9) ; ceci est associé au développement de zones de déformations plastiques d'extension réduite dans la masse du sol (Fig. IV.10).



(a) *(b)*

Figure IV-9 Processus de reconstitution du sable (a) Contrainte normale dans la couche d'interface (b) Contrainte de cisaillement dans la couche d'interface

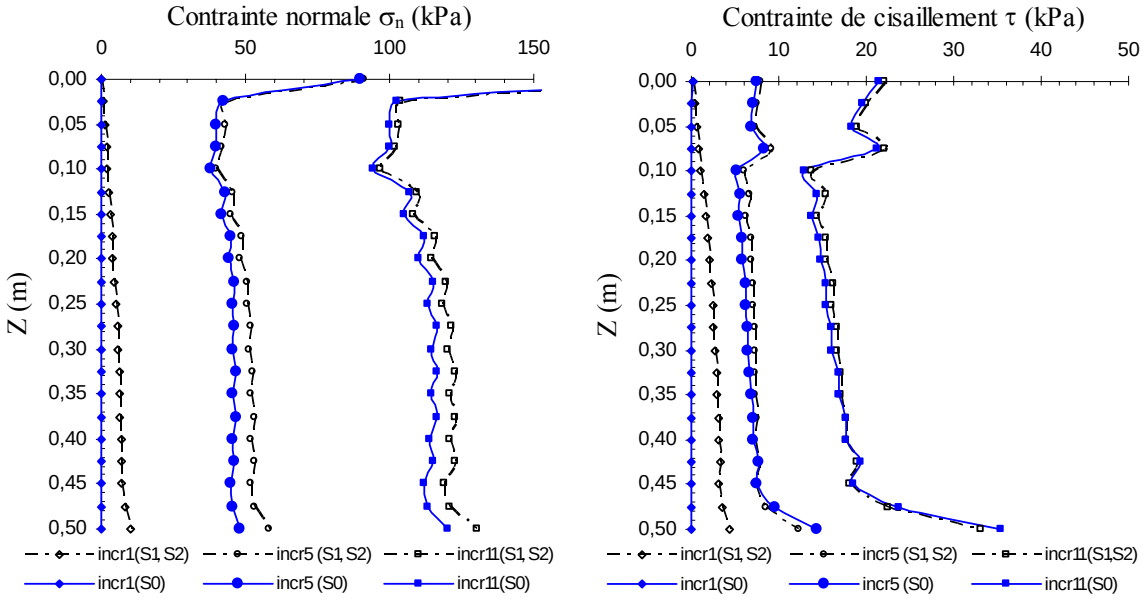


S₁ ***S₂***

Figure IV-10 Processus de reconstitution : Déformations plastiques : S1 - Une seule phase ; S2 - Phases multiples (Pluviation du sable)

IV.3.2.2. Phase de confinement

Dans cette phase, le système sol-pieu est soumis simultanément à une contrainte verticale $\sigma_{zz} = \sigma_{vo} = 100$ kPa sur la base inférieure et à une contrainte horizontale $\sigma_{rr} = \sigma_{ro} = 100$ kPa sur la limite latérale (phase de consolidation isotrope) (Fig. IV.7). Durant cette phase, la tête du pieu est libre de se déplacer (vers le haut ou vers le bas). Après les calculs S_1 et S_2, le confinement est appliqué en 10 incréments de 10 kPa chacun. Les résultats de cette phase en termes de contrainte normale et de contrainte de cisaillement à l'interface sont comparés aux calculs dits "S_0", sans initialisation géostatique (Fig. IV.11). En d'autres termes, les résultats de la phase de confinement étant précédés par l'étape S_1 ou S_2 (donnant presque le même résultat) sont comparés à ceux de la phase de confinement S_0 sans tenir compte du poids propre du sol. Les calculs S_0 ont été effectués par d'autres auteurs (De Gennaro 1999, De Gennaro et Frank 2002b). L'effet du poids du sable durant la phase de consolidation est donc décrit sur la figure IV.11. A partir d'un état initial caractérisé par une distribution géostatique, en augmentant le confinement isotrope, la pression de confinement génère une distribution de contrainte plus uniforme le long du fût du pieu. Les valeurs de σ_n et τ peuvent être considérées presque constantes au niveau du manchon de mesure (entre $z = 0{,}18$ m et $z = 0{,}38$ m). La comparaison des résultats montre que la phase de confinement est celle qui influence le plus l'état de contrainte initial de l'interface. En effet, à la fin de la consolidation isotrope (100 kPa), l'effet du champ de gravité n'apparaît pas très important et les simulations avec ou sans gravité donnent donc des résultats similaires.



(a) *(b)*

Figure IV-11 Phase de consolidation (a) Contrainte normale dans la couche d'interface (b) Contrainte de cisaillement dans la couche d'interface

Enfin, remarquons qu'à la fin du processus d'installation, autrement dit au début de la phase de chargement, une contrainte résiduelle de cisaillement de 16 kPa est mobilisée au fût du pieu modèle dans la zone du manchon de mesure (Fig. II.4), en accord avec les observations expérimentales (de Gennaro 1999).

IV.3.3. Etape 3 : Modélisation du chargement statique

La simulation du chargement en compression a été effectuée en considérant les conditions initiales obtenues pour la modélisation de la phase de confinement précédente. Lors de cette phase, un déplacement en tête du pieu est imposé en 50 incréments de 0,1 mm. L'attention est concentrée sur la mobilisation du frottement axial au fût pour lequel des données expérimentales sont disponibles. Les résultats des simulations sont montrés sur la figure IV.12, où le frottement moyen axial au fût (contrainte de cisaillement) et la contrainte normale σ_n sur le manchon de mesure sont tracés. La comparaison des données expérimentales et numériques obtenues par l'analyse en éléments finis, montre une bonne concordance dans la mobilisation du frottement axial.

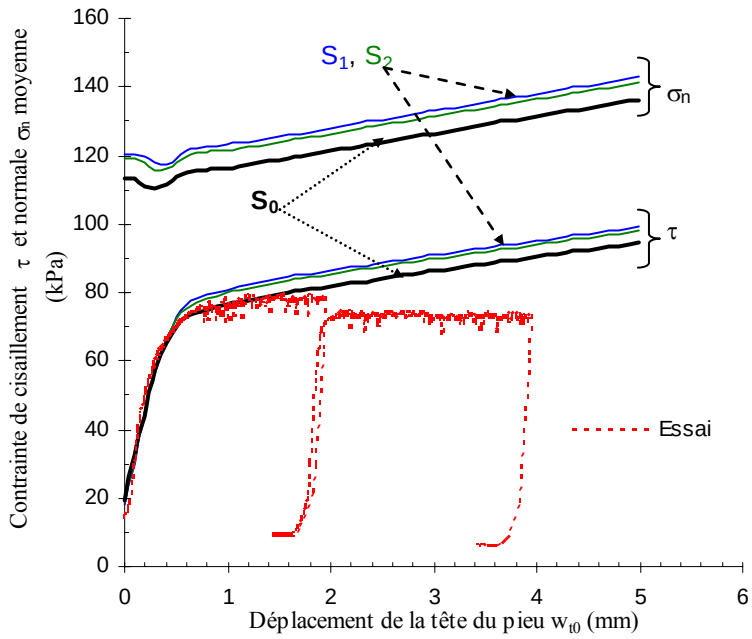


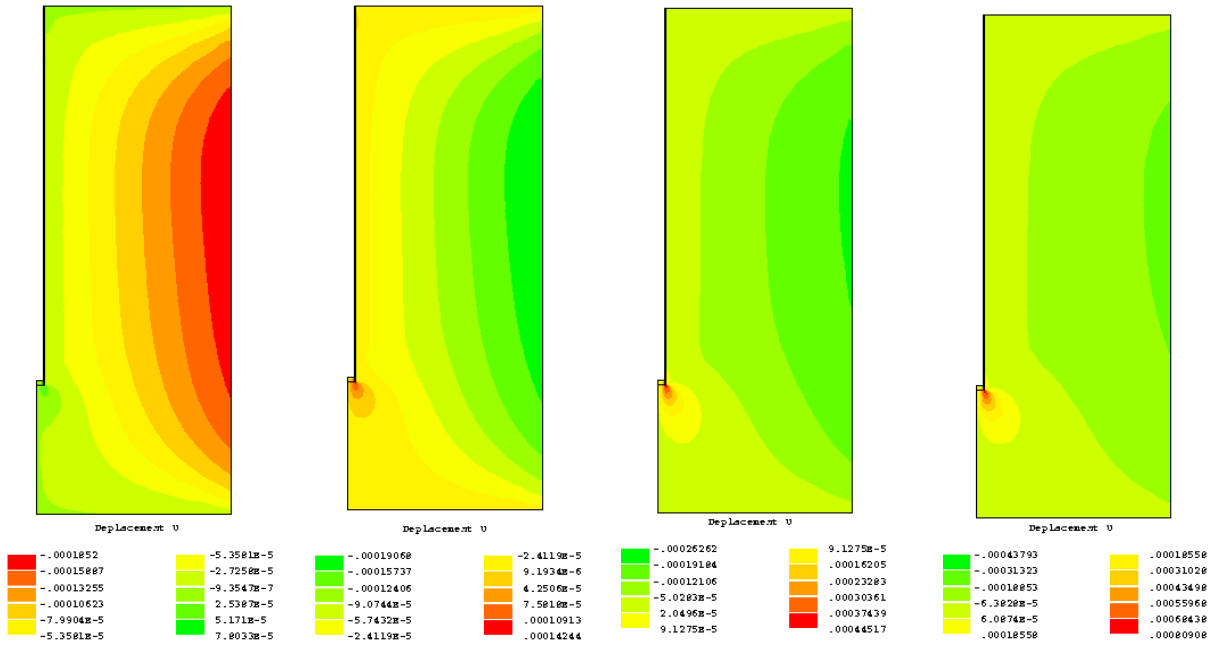
Figure IV-12 Phase de chargement : évolution de la contrainte normale et de cisaillement à l'interface

L'analyse de la figure IV.12 montre que l'effet de la gravité est également négligeable sur la contrainte normale à l'interface (comparaison de S_1 et S_2 par rapport à S_0). En effet, à la base de la chambre une contrainte verticale d'environ 10 kPa est appliquée ($\gamma = 15$ kN/m^3). Comme on l'aurait prévu, la gravité fait augmenter (faiblement) la contrainte normale au fût du pieu modèle. Par conséquent, la contrainte de cisaillement à la rupture augmente aussi.

L'effet de la contrainte normale est plus prononcé dans la phase plastique (plateau final) et n'affecte pas la rigidité de cisaillement initiale. D'autre part, bien que le modèle d'interface MEPI 2D permette de reproduire la stabilisation de la dilatance aux grands déplacements tangentiels, on remarque que la contrainte normale augmente à l'interface durant le cisaillement. Ce comportement particulier est vraisemblablement associé au modèle de comportement adopté pour le sol adjacent à la couche d'interface, à savoir, le critère de rupture de Mohr-Coulomb avec une plasticité non associée. En effet, la dilatance prévue par ce modèle dans la masse du sol (ψ =12 degrés, cf. Tab. IV.1) est probablement à l'origine de l'augmentation de la contrainte normale sur le fût du pieu modèle. Ces changements de la contrainte normale dans le voisinage immédiat du pieu modèle sont réduits fortement, par exemple, en supposant un comportement élastique de la masse de sable (De Gennaro et Frank 2002b) ou un modèle élastoplastique plus représentatif du comportement du sable (e.g. le modèle de Nova (1982) utilisé par de Gennaro 1999).

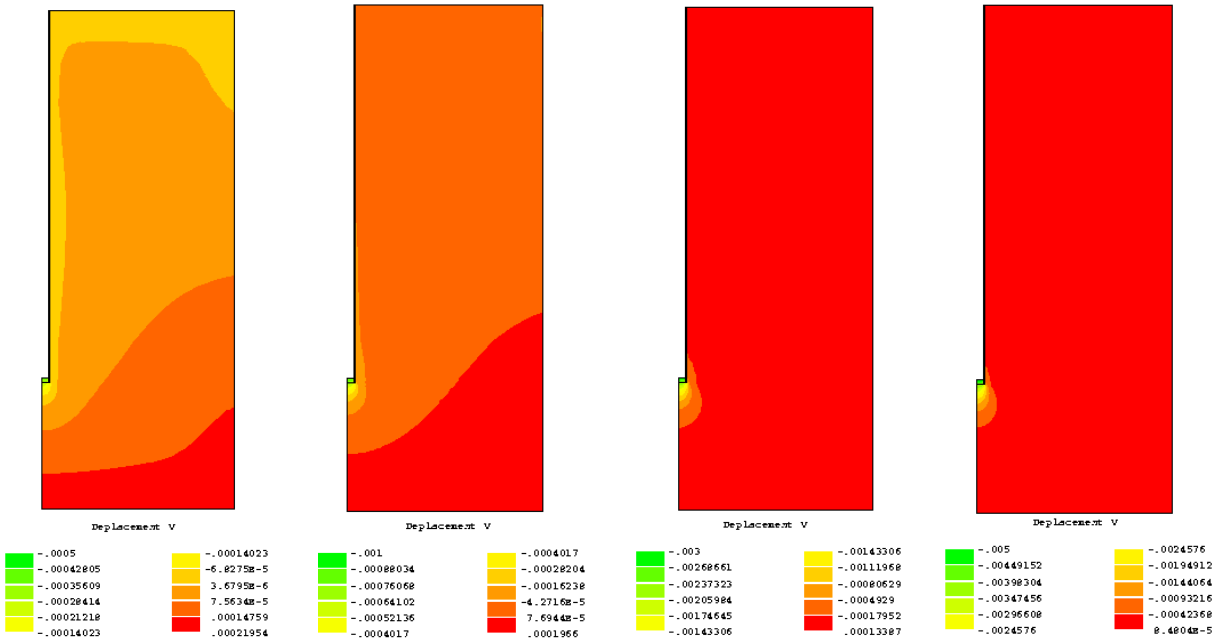
L'évolution du champ de déplacement autour du pieu modèle pendant la phase de chargement est illustrée sur la figure IV.13. Les courbes d'isovaleurs sont relatives à quatre étapes différentes de chargement, identifiées par les valeurs du déplacement en tête imposées (w_{t0} = 0,5 mm, w_{t0} = 1 mm, w_{t0} = 3 mm, w_{t0} = 5 mm). On constate une extension progressive de la zone de compression (déplacements horizontaux négatifs) vers le pieu modèle au début du chargement, due aux contraintes appliquées à la phase initiale de confinement. Ensuite, les points d'inversion des déplacements horizontaux définissent une région d'expansion en dessous de la pointe et à proximité de la surface latérale du pieu modèle (Fig. IV.13 a).

Quant à la distribution des déplacements verticaux au cours du chargement du pieu, un bulbe est observé autour du pieu, caractérisé par des déplacements verticaux dirigés vers le bas. Ce bulbe de déplacements verticaux se ferme progressivement autour de l'inclusion au cours de l'enfoncement du pieu ; à la fin de la phase de chargement, il est presque complètement localisé à l'interface et en dessous de la pointe (Fig. IV.13 b). Des résultats similaires ont été trouvés par De Gennaro et Frank (2005) en négligeant la gravité du sol autour du pieu.



w_{t0} = 0,5 mm w_{t0} = 1 mm w_{t0} = 3 mm w_{t0} = 5 mm

(a) Déplacements horizontaux



w_{t0} = 0,5 mm w_{t0} = 1 mm w_{t0} = 3 mm w_{t0} = 5 mm

(b) Déplacements verticaux

Figure IV-13 Evolution des déplacements horizontaux et verticaux au cours du chargement du pieu modèle (a) Déplacements horizontaux (b) Déplacements verticaux

IV.4. Type 2 : Dunkerque et Labenne (ICP)

Dans ce paragraphe, l'analyse de pieux modèles sur site réel par la méthode des éléments finis est effectuée en tenant compte des effets d'installation et en considérant le modèle MEPI 2D pour l'interface ; la méthodologie du paragraphe IV.2 est donc appliquée. La modélisation numérique à l'aide de CESAR-LCPC concerne l'essai de chargement des pieux "ICP" sur les sites de Dunkerque et Labenne (France). La description des essais de reconnaissance in situ et au laboratoire, des essais d'interface et des essais de chargement des pieux ont été présentées au paragraphe II.3. Sur la base de ces données expérimentales, la modélisation numérique est effectuée en suivant les phases de calcul décrites au paragraphe IV.2.2 (Fig. IV.6).

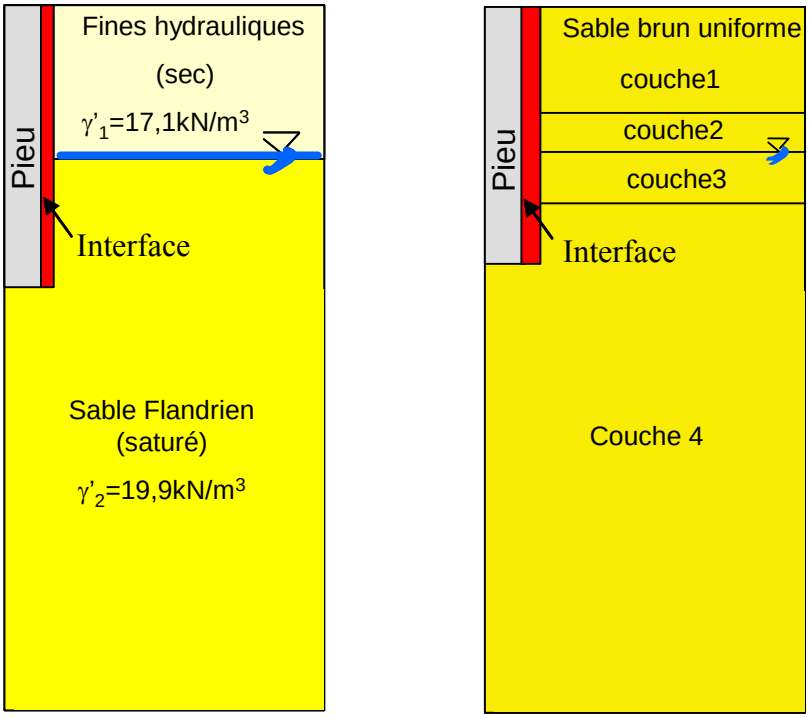
IV.4.1. Etape 1 : Recueil des données expérimentales et géométriques

IV.4.1.1. Géométrie et maillage

Pour les deux pieux ICP, la géométrie adoptée tient compte des différentes couches de sol ainsi que de leurs poids volumiques (Tab. II.4). Cette géométrie dépend aussi des caractéristiques mécaniques du sable, notamment le module d'Young déterminé pour chaque profondeur. Pour Dunkerque, une valeur moyenne du module d'Young sur toute la profondeur a été retenue (E = 200 MPa) puisque cette valeur ne varie pas sensiblement (cf. § II.3.3). Par contre pour Labenne, 4 couches différentes de sable sont considérées, car le module d'Young calculé varie sensiblement d'une profondeur à une autre (Tab. II.5). Le tableau IV.2 et la figure IV.14 (pas à l'échelle) résument les caractéristiques géométriques adoptées à Dunkerque et Labenne. La longueur et le diamètre des pieux utilisés sont ceux du tableau II.3 (L_p = 7,4 m ; D = 0,102 m pour Dunkerque et L_p = 5,95 m ; D = 0,102 m pour Labenne). Les deux géométries intègrent une couche d'interface d'épaisseur $t \approx 10$ à $12D_{50}$ = 3 mm (D_{50} est égal à 0,25 mm pour le sable de Dunkerque et à 0,32 pour celui de Labenne). Les maillages sont donnés sur la figure IV.15. Ils sont définis en fixant les limites verticales du maillage (u = 0) à deux fois la longueur L_p du pieu et la limite horizontale inférieure à 2,5 fois la longueur L_p en dessous de la pointe (v = 0) (Mestat et Prat 1999), soit 3,5 L_p depuis la surface (cf. § I.5.1.1). Par ailleurs, le maillage est pris relativement resserré au voisinage des interfaces, c'est-à-dire à la pointe et le long du fût où de forts gradients risquent d'apparaître. Pour les deux pieux, les maillages utilisés ne sont pas très différents, vu la faible différence entre les longueurs des pieux ; la largeur est prise égale à 20 m et la hauteur est de 30 m.

Tableau IV-2 Caractéristiques des différentes couches pour la géométrie de Labenne

Couche	Profondeur (m)	γ'(kN/m^3)	E (kPa)
Couche 1	0-2,2	16,9	52000
Couche 2	2,2-2,8	19,2	48000
Couche 3	2,8-3,8	19,2	15000
Couche 4	3,8-30	19,5	35000



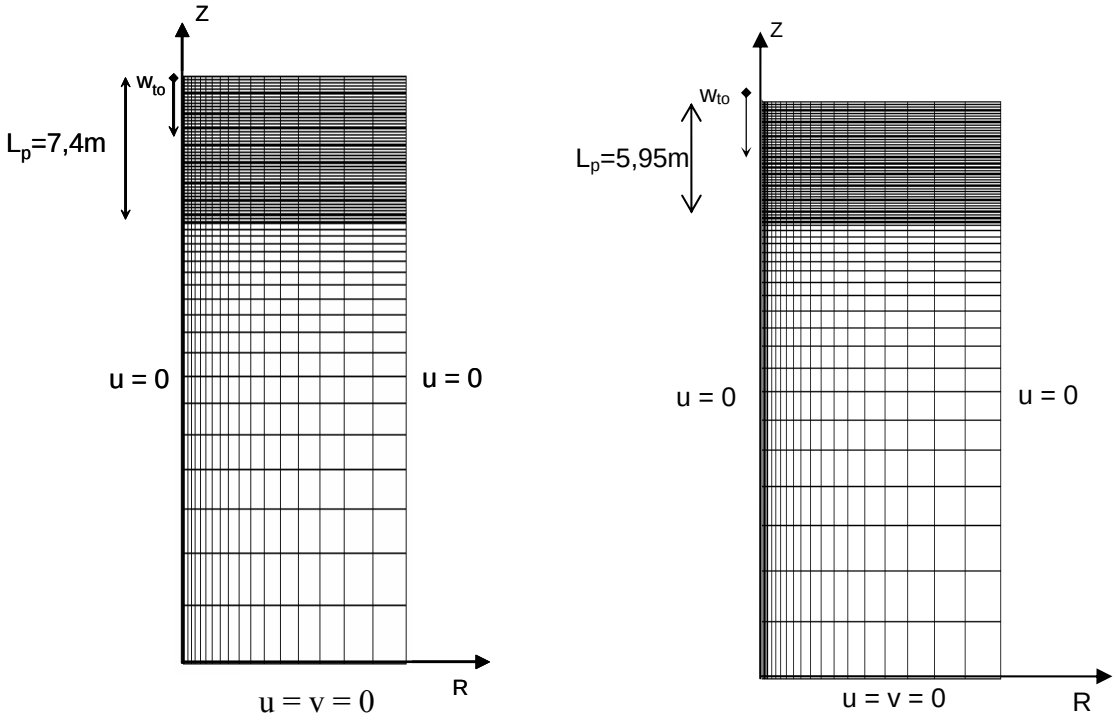
(a) *(b)*

Figure IV-14 Géométrie adoptée dans la modélisation en EF (a) Dunkerque (b) Labenne

Les maillages sont constitués d'éléments isoparamétriques axisymétriques à 8 nœuds (MBQ8) ; le nombre des nœuds, le nombre des éléments ainsi que le rapport de forme sont résumés dans le tableau IV.3. Le rapport de forme des éléments d'interface a été défini sur la base d'une étude paramétrique préalable afin d'assurer la stabilité numérique dans les phases de calcul (cf. § IV.2.1.3).

Tableau IV-3 Caractéristiques des maillages utilisés pour les simulations numériques

Site	Nb. noeuds	Nb. éléments	Nb. éléments interface	Nb. éléments pieu	Rapport de forme L/t
Dunkerque	5755	1850	50	100	49
Labenne	5533	1778	40	80	50



(a) *(b)*

Figure IV-15 Conditions aux limites et maillage (a) Site de Dunkerque (b)Site de Labenne

IV.4.1.2. Modèles et paramètres des matériaux

Les pieux "ICP" en acier sont considérés élastiques linéaires. Les sables des deux sites sont supposés élastiques parfaitement plastiques, obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb non associé. Le module d'Young est déterminé à partir des essais in situ. A Dunkerque, ce module est déterminé à partir de la corrélation avec le CPT proposée par Baldi et al. (1989), et à Labenne, il est calculé à partir des essais au pressio-pénétromètre (cf. II.3.3). Le coefficient de Poisson ν est pris égal à 0,3 pour les deux sables. L'angle de frottement est déterminé à partir des essais triaxiaux disponibles sur les sables de Dunkerque et de Labenne (cf. §. II.3.4.1; Tab. II.6).

Quant au comportement de l'interface, en phases d'initialisation (comme déjà introduit), il est décrit par le critère de rupture de Mohr-Coulomb orienté et une plasticité non associée. Pendant la phase du chargement du pieu, la couche d'interface est simulée en assumant le modèle MEPI 2D. La validation du modèle et la détermination des paramètres sur les essais de cisaillement entre le sable de Dunkerque/Labenne et l'acier de même rugosité que les pieux "ICP" ont été décrites au paragraphe III.2.2 (Fig. III.6, Fig. III.7 et Tab. III.1). Dans CESAR-LCPC, les mêmes paramètres ont été utilisés, mais en considérant de plus des

caractéristiques élastiques fictives E* et ν* (cf. Tab. I.5). Le tableau IV.4 résume l'ensemble des paramètres des modèles utilisés.

Tableau IV-4 Paramètres constitutifs des différents matériaux

Sable (Mohr-Coulomb)	**Paramètre**	**Dunkerque**	**Labenne**
	Module d'Young	E_s = 200 MPa	E_1 = 52 MPa E_2 = 48 MPa E_3 = 15 MPa E_4 = 35 MPa
	Coefficient de Poisson	ν_s = 0,3	ν_s = 0,3
	Cohésion	c_s = 0,1 kPa	c_s = 0,1 kPa
	Angle de frottement	ϕ' = 37 degrés	ϕ' = 34 degrés
	Angle de dilatance	ψ = 10 degrés	ψ = 7 degrés
Pieu (Elastique linéaire)	**Paramètre**	**Dunkerque**	**Labenne**
	Module d'Young	E_p = 195 GPa	E_p = 195 GPa
	Coefficient de Poisson	ν_p = 0,28	ν_p = 0,28
Interface (Mohr-Coulomb orienté) (phases 1 et 2 : Initialisation des contraintes)	**Paramètre**	**Dunkerque**	**Labenne**
	E_i	200 MPa	E_1 = 52 MPa ; E_2 = 48 MPa; E_3 = 15 MPa; E_4 = 35 MPa
	ν_i	0,3	0,3
	c_i	0,1 kPa	0,1 kPa
	δ'_i	27 degrés	28 degrés
	ψ_i	10 degrés	7 degrés
Interface (MEPI 2D) (phase 3 : chargement du pieu)	**Paramètre**	**Dunkerque**	**Labenne**
	E*	1500 kPa	600 kPa
	ν*	0	0
	$\mu_f = \mu_r$	0,51	0,53
	μ_{co}	0,25	0,42
	μ_0	0,017	0,017
	A	0,00008	0,1
	B	0,065	0,063
	t	3 mm	3 mm

IV.4.2. Etape 2 : Définition des conditions initiales

Afin d'initialiser l'état de contrainte dans le sable, le poids propre du sable est activé et la condition $K_0\left(=(1-\sin\phi')OCR^{\sin\phi'}\right)$ est reproduite autour du pieu (cf. §. IV.2.2.1, Fig. IV.6 a). Les poids propres utilisés pour les sites de Dunkerque et de Labenne ont été donnés précédemment (Fig IV.14 et Tab. IV.2).

En suivant les principes de la méthodologie générale présentée au paragraphe IV.2, à la suite de l'initialisation géostatique, les effets d'installation sont simulés numériquement autour des pieux "ICP". Pour ce faire, les contraintes radiales en pointe et de cisaillement résiduelles sont initialisées à l'interface (cf. §. IV.2.2.2, Fig. IV.6 b).

IV.4.2.1. Reproduction de la contrainte radiale résiduelle σ'_{rc}

La contrainte radiale est d'abord calculée à partir de l'équation (*IV-1*) pour différentes profondeurs du sable (chaque mètre). Ensuite, le profil de la contrainte radiale est linéarisé et les distributions linéaires sont appliquées numériquement sur le bord de l'interface (Fig. IV.6 b). La distribution numérique de la contrainte radiale ainsi obtenue en fonction de la profondeur est comparée sur la figure IV.16 aux valeurs expérimentales mesurées dans chacun des manchons de mesure et aux valeurs calculées par l'équation (*IV-1*).

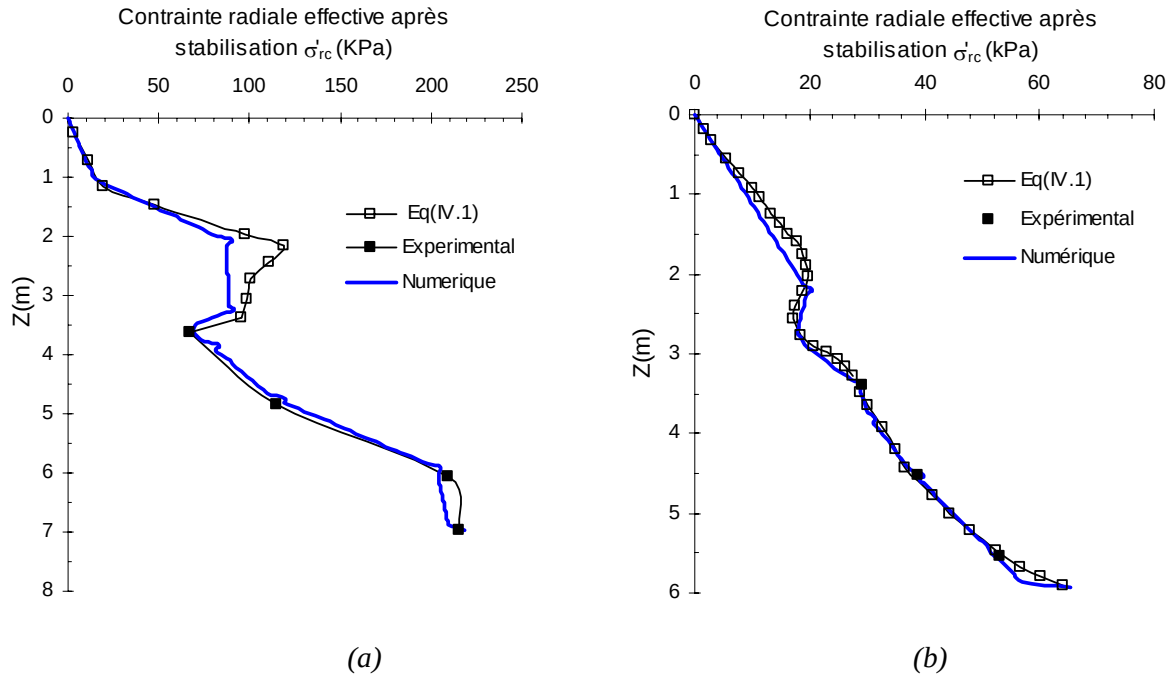


Figure IV-16 Prévisions numériques et résultats expérimentaux de la contrainte radiale effective σ'_{rc} après installation (a) Site de Dunkerque (b) Site de Labenne

IV.4.2.2. Reproduction de la contrainte résiduelle en pointe q_{pres}

Dans le cas des sites de Dunkerque et Labenne, la résistance en pointe résiduelle est mesurée. En effet, les valeurs de charge axiale mesurées dans le manchon "Leading" après

stabilisation (cf. § II.3.5.1 ; Fig. II.12) correspondent à la résultante de la résistance en pointe résiduelle ($Q_{p(res)} \approx 51$ kN à Dunkerque et $Q_{p(res)} \approx 14$ kN à Labenne). Numériquement, la valeur de contrainte résiduelle $q_{p(res)} = \frac{Q_{pres}}{A}$ (A : section du pieu) est appliquée uniformément à la pointe du pieu ($q_{p(res)} \approx 6300$ kPa à Dunkerque et $q_{p(res)} \approx 1700$ kPa à Labenne) (Fig. IV.6 b). On vérifie bien à l'issue de cette phase que les contraintes dans les nœuds de la base sont égales à celles citées ci-dessus.

IV.4.2.3. Reproduction de la contrainte résiduelle de cisaillement τ_{res}

La contrainte de cisaillement résiduelle est aussi mesurée dans les manchons. Cette contrainte est initialisée le long du fût en admettant le profil triangulaire de Alawneh et Malkawi (2000) (cf. § IV.2.1.2.c) à partir des valeurs expérimentales trouvées (Fig. II.13). Le profil expérimental de la contrainte de cisaillement résiduelle est donc remplacé par deux droites sécantes comme le montre la figure IV.17. Numériquement, les contraintes de cisaillement linéaires (après triangulation) sont appliquées sur le bord de la couche d'interface (Fig. IV.6 b).

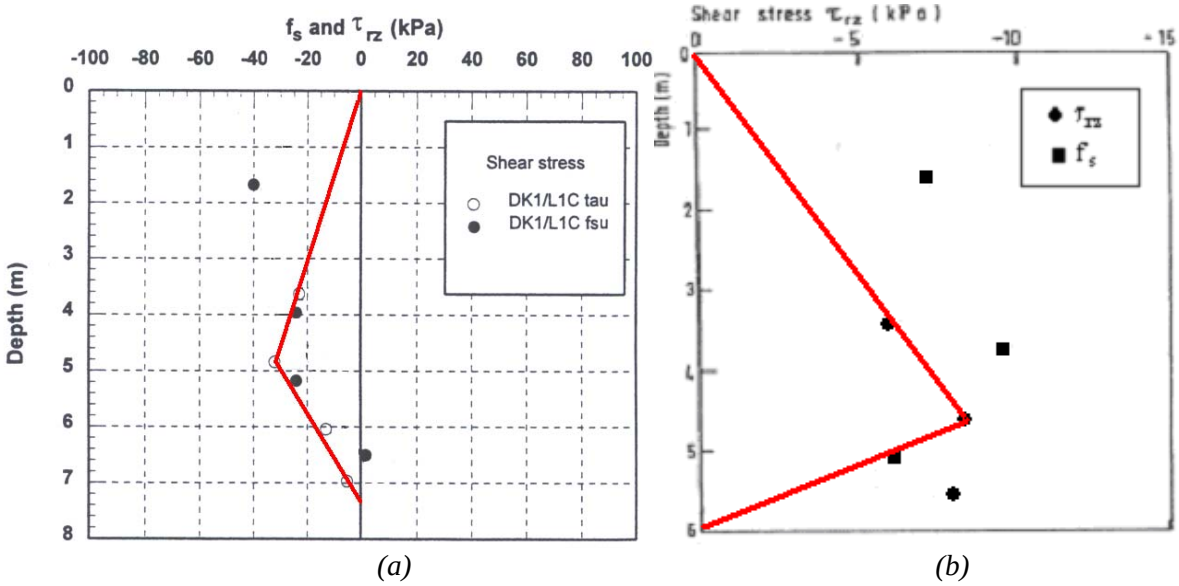


Figure IV-17 Schématisation du profil de contrainte de cisaillement résiduelle mesurée le long du fût (a) Site de Dunkerque (b) Site de Labenne

A la fin de l'initialisation des contraintes de cisaillement et en pointe, on vérifie que la résultante du frottement axial moyen $Q_{s(res)}$ ajoutée au poids du pieu W ($\gamma_p = 78$ kN/m^3) équilibre la résultante de la contrainte en pointe $Q_{p(res)}$ (Tab. IV.5) selon les relations :

$$Q_{s(res)} + W = Q_{p(res)}$$
$$\left(2\pi RL \times \tau_{res(moy)}\right) + W = \pi R^2 q_{p(res)} \qquad \textit{IV-7}$$

Tableau IV-5 Equilibre des forces de frottement et en pointe après installation

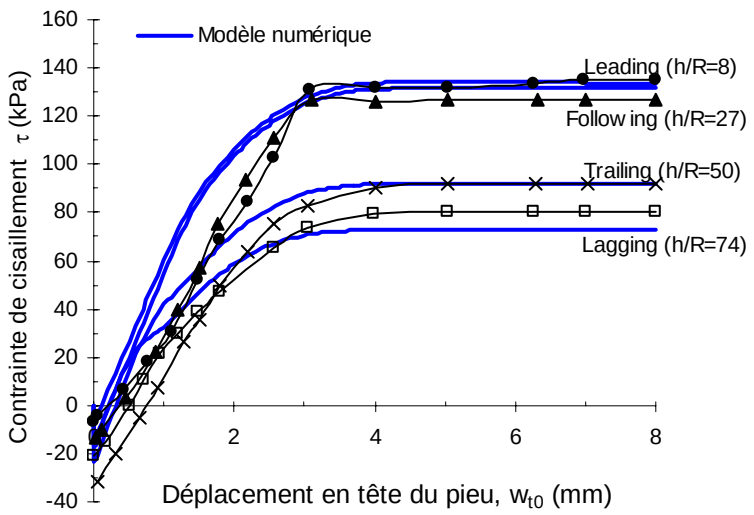
Site	W (kN)	$\tau_{res(moy)}$ (kPa)	$Q_{s(res)}$ (kN)	**($Q_{s(res)}$+ W) (kN)**	**$Q_{p(res)}$ (kN)**
Dunkerque	4,7	20	47	**51,7**	**51**
Labenne	3,8	6	11,5	**15,3**	**14**

IV.4.3. Etape 3 : Modélisation du chargement statique du pieu

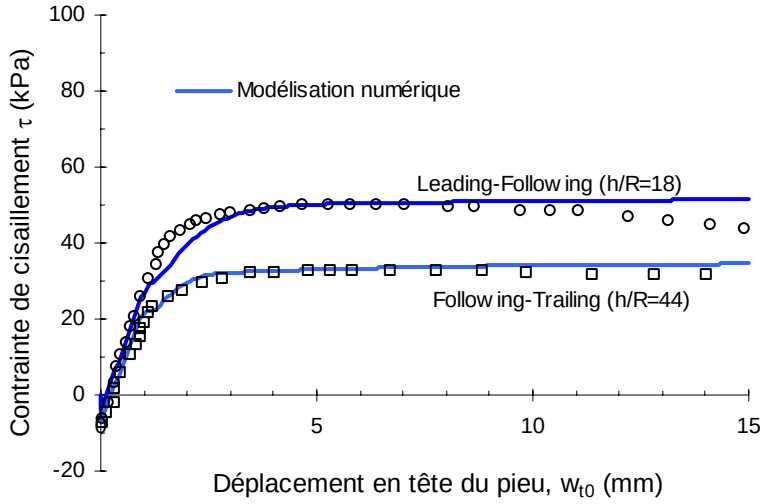
Partant des conditions initiales obtenues durant les phases précédentes de la modélisation numérique, l'essai de chargement en compression décrit au paragraphe II.3.5.2 (Fig. II.16) a été simulé en appliquant un déplacement total w_{t0} à la tête du pieu (Fig IV.6). Le déplacement total appliqué (w_{t0} = 8 mm sur le pieu de Dunkerque et 15 mm sur le pieu de Labenne) est achevé en 80 incréments dans le cas de Dunkerque et 150 incréments dans le cas de Labenne (0,1 mm par incrément) (phase 3, Fig.IV.6 c). On présente dans ce qui suit les résultats numériques relatifs aux mobilisations de la contrainte de cisaillement, de la contrainte normale et des différentes charges du pieu (charge de frottement Q_s, charge en pointe Q_p, charge totale Q_t). Notons que la rupture est observée à 4,3 et 3,6 mm du déplacement de tête des pieux respectivement sur les sites de Dunkerque et Labenne (Tab. II.9).

IV.4.3.1. Résultats de la contrainte de cisaillement au fût du pieu

La mobilisation de la contrainte de cisaillement pendant le chargement est montrée sur la figure IV.18. Les nœuds de l'interface considérés sont ceux correspondants aux manchons de mesure. A Dunkerque, ces contraintes de cisaillement sont comparées aux données expérimentales correspondantes sur la même figure. Les valeurs des contraintes de cisaillement locales (τ_{rz}) sont mesurées dans les différents manchons à l'aide de la "SST : Surface Stress Transducer" (Leading, Following, Trailing et Lagging (Tab.II.3)). Cependant, dans le cas de Labenne, les valeurs locales ne sont pas très précises (Lehane 1992) ; par exemple les valeurs de la contrainte de cisaillement mesurées dans le manchon "Leading" sont sous-estimées de 15% (cf. § II.3.5.2). Pour cette raison, pour le cas de Labenne, on a comparé les courbes numériques de cisaillement aux valeurs f_s (contraintes de cisaillement moyennes) mesurées à la cellule "ALC : Axial Load Cell" entre deux manchons (Leading-Following : h/R = 18 et Following-Trailing : h/R = 44).



(a)



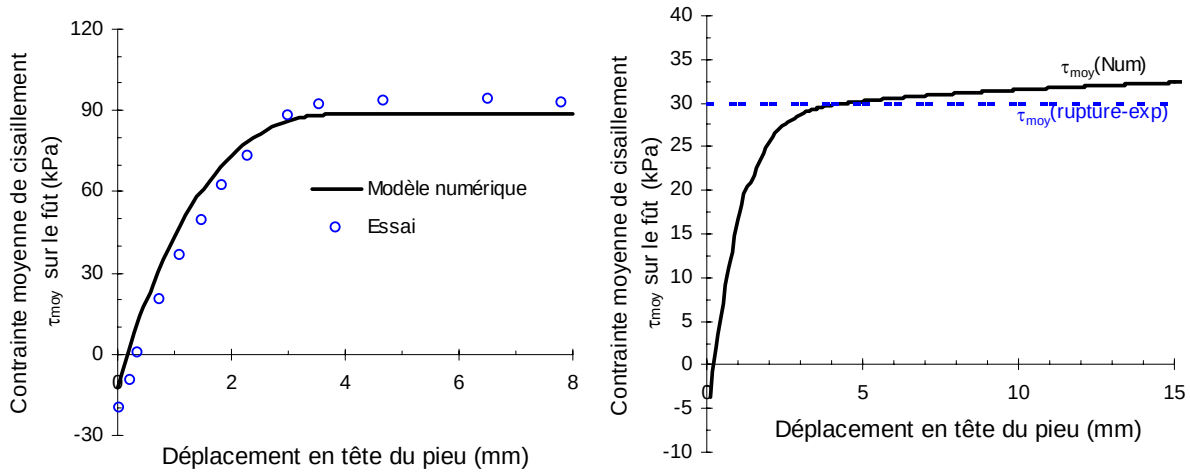
(b)

Figure IV-18 Mobilisation de la contrainte de cisaillement et comparaison avec les valeurs expérimentales dans chaque manchon de mesure (a) Site de Dunkerque (b) Site de Labenne

Notons, que pour les deux sites, les courbes commencent avec des frottements résiduels négatifs dus à la relaxation du système sol-pieu après fonçage. Il s'agit des valeurs négatives initialisées numériquement par triangulation (Fig. IV.17) lors de la phase précédente. Les courbes numériques semblent en bon accord avec celles mesurées. Ceci dépend du choix des paramètres de l'interface et de la distribution de la contrainte radiale autour du pieu. Comme indiqué auparavant, les paramètres de l'interface ont été déterminés à partir des essais sur la même interface sable-acier.

A partir des courbes de mobilisation de la contrainte de cisaillement dans tous les nœuds de la couche d'interface en phase de chargement, la courbe de cisaillement moyenne est comparée à la moyenne expérimentale disponible pour l'essai de chargement à Dunkerque

(Chow 1997) (Fig. IV.19 a). Bien qu'il y ait quelques différences dans les valeurs locales de la contrainte de cisaillement (Fig. 18 a), le comportement moyen est bien reproduit par la modélisation. La valeur de la contrainte de cisaillement moyenne mobilisée à la rupture mesurée (déplacement en tête du pieu de 4,3 mm) est $\overline{\tau}_{p\,(Num)} = 89$ kPa comparée à la valeur expérimentale $\overline{\tau}_{p\,(Exp)} = 91{,}9$ kPa (Tab. II.9). Pour la simulation de l'essai de chargement à Labenne, la courbe moyenne de mobilisation de la contrainte de cisaillement est aussi tracée (Fig. IV.19 b). On ne dispose que de la moyenne expérimentale de la contrainte de cisaillement à la rupture mesurée (déplacement en tête du pieu de 3,6 mm) $\overline{\tau}_{p\,(Exp)} = 31$ kPa (Tab. II.9) (à comparer à la valeur numérique à la rupture $\overline{\tau}_{p\,(Num)} = 30$ kPa). La comparaison de la résultante du frottement axial (Q_s) expérimental et numérique à la rupture dans les deux cas analysés est donnée dans le tableau IV.6 ($Q_s = 2\pi RL \times \tau_{moy}$).



(a) *(b)*

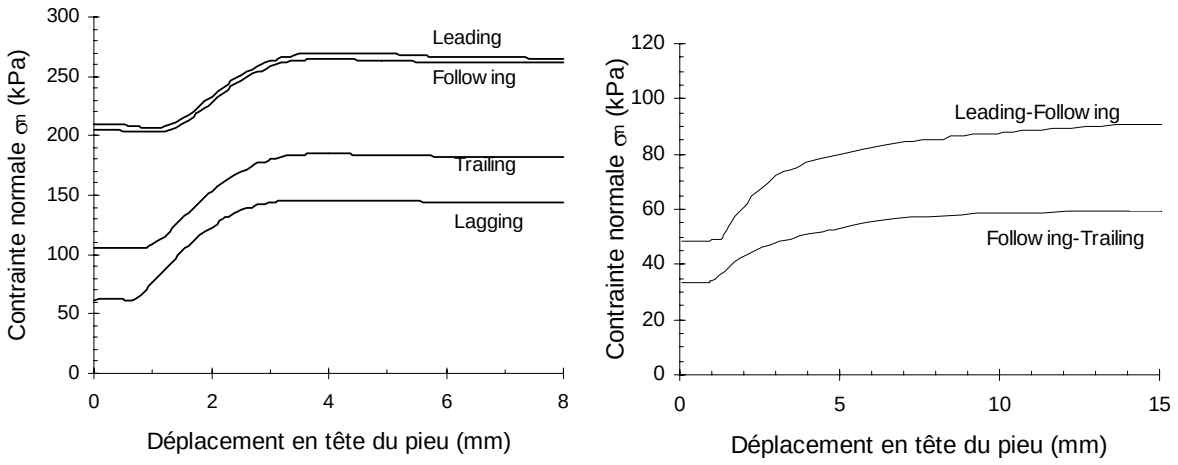
Figure IV-19 Mobilisation de la contrainte de cisaillement moyenne au fût et comparaison avec les valeurs expérimentales (a) Site de Dunkerque (b) Site de Labenne

Tableau IV-6 Comparaison des charges à la rupture entre les simulations numériques et les essais

Site	Type	Q_s (kN)	Q_p(kN)	Q_t (kN)
Dunkerque	Essai	217	92	309
	Simulations	211	71	282
Labenne	Essai	59	36	95
	Simulations	57	21	78

IV.4.3.2. Résultats de la contrainte radiale au fût du pieu

La distribution de la contrainte radiale/normale au fût dépend, d'une part, des paramètres de MEPI 2D, puisqu'elle dépend de la contractance/dilatance de la couche d'interface et, d'autre part, de la rigidité du sol et éventuellement de son comportement dilatant. Les simulations de la contrainte radiale au fût du pieu dans les différents nœuds correspondant aux manchons de mesure sont données sur la figure IV.20. Les variations sont comparées aux valeurs expérimentales données dans le tableau II.8. La comparaison révèle qu'à Dunkerque, l'augmentation expérimentale moyenne de la contrainte radiale au cours du chargement est d'environ 60 kPa. Il s'agit d'un comportement dilatant assez intense en accord avec la forte densité du sable ($I_D = 0,75$). Pour Labenne, le comportement de l'interface est moins dilatant et donc l'augmentation de la contrainte radiale moyenne expérimentale dans les manchons de mesure est égale à 20 kPa. Dans ce cas, la dilatance est moins prononcée, fait logique vu que le sable de Labenne est moins dense ($I_D = 0,4$) que celui de Dunkerque. Numériquement, on vérifie bien que les valeurs initiales de la contrainte radiale correspondent aux contraintes σ'_{rc} après stabilisation, initialisées à l'étape 2. L'augmentation de la contrainte radiale moyenne au fût jusqu'à la rupture mesurée (atteinte à un déplacement en tête du pieu de 4,3 mm à Dunkerque et 3,6 mm à Labenne, Tab. II.9) est de 70 kPa à Dunkerque et 30 kPa à Labenne, valeurs légèrement supérieures aux valeurs expérimentales. Enfin, il est clair que l'augmentation de la contrainte radiale à l'interface illustrée sur la figure IV.20 a un rôle majeur dans la définition des allures des courbes de la contrainte de cisaillement (Fig. IV.18) (*eq. III-3*).



(a) *(b)*

Figure IV-20 Contrainte radiale numérique dans les manchons de mesures

(a) Site de Dunkerque (b) Site de Labenne

IV.4.3.3. Résultats des charges totales

La prévision numérique de la capacité portante du pieu Q_t, au cours du chargement ainsi que l'évolution de la résistance en pointe sont comparées sur la figure IV.21 aux courbes expérimentales obtenues sur les deux sites. Le frottement est déjà comparé plus haut (Fig. IV.19). Notons que la capacité portante est donnée par $Q_t = Q_s + Q_p$ (le poids du pieu W étant négligé pour les pieux modèles).

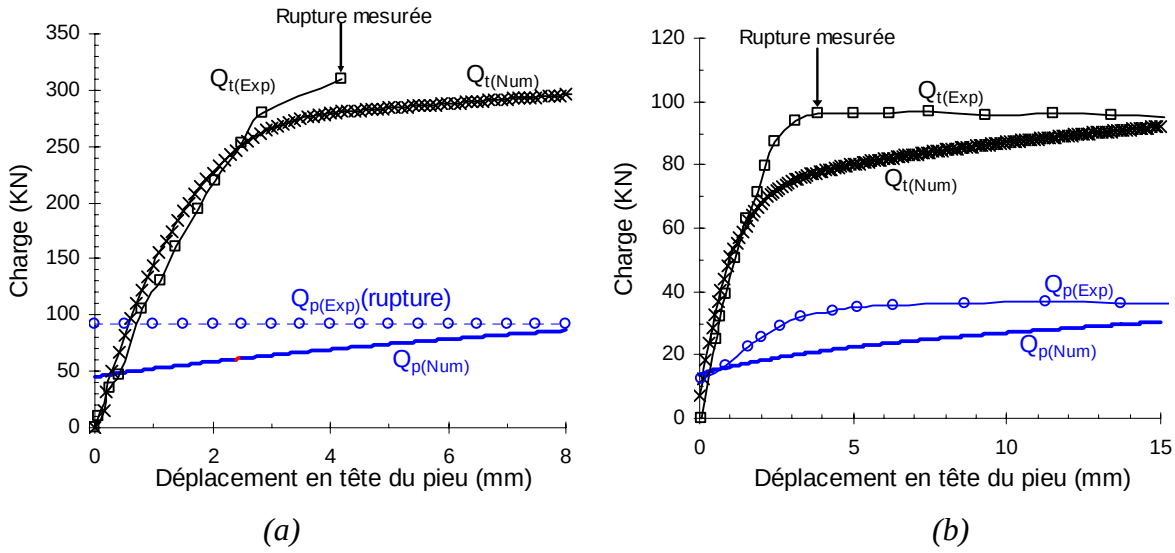


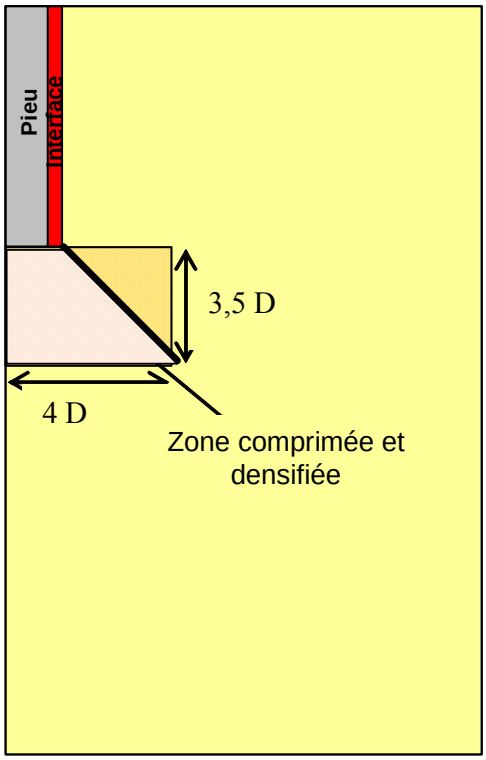
Figure IV-21 Réponses charge-tassement durant le chargement du pieu : Prévisions numériques et résultats expérimentaux (a) Site de Dunkerque (b) Site de Labenne

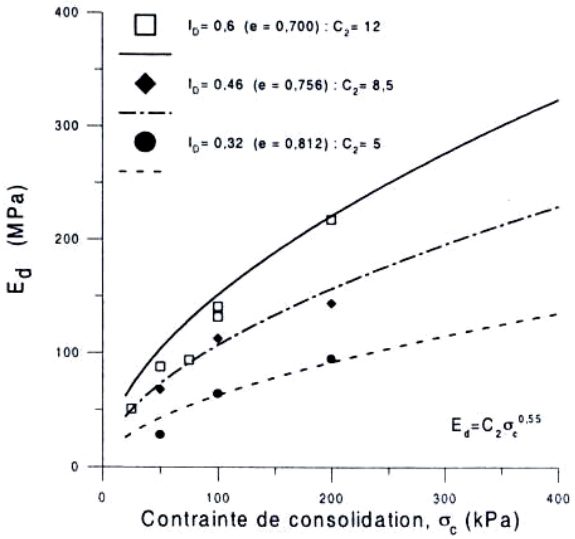
La courbe numérique charge-déplacement semble sous-estimer la raideur expérimentale notamment aux alentours de la rupture mesurée, bien que les tendances soient en bon accord. Cette sous-estimation numérique est due à celle de la résistance en pointe Q_p (on ne dispose que de la valeur à la rupture pour le site de Dunkerque), puisque le frottement axial Q_s est relativement bien simulé numériquement (Fig.IV.19). Ces propos sont également justifiés par les comparaisons entre valeurs numériques et expérimentales de la résultante du frottement Q_s, de la résistance en pointe Q_p et de la charge totale Q_t à la rupture mesurée qui sont données dans le tableau IV.6.

Les valeurs numériques initiales Q_{pres} de la résistance en pointe correspondent bien aux valeurs expérimentales en fin d'installation du pieu (cf. § IV.4.2.2) ; par contre, les valeurs expérimentales à la rupture sont sous-estimées numériquement. Ceci peut être associé à deux facteurs : d'une part, l'installation du pieu par battage/fonçage se fait en grandes déformations, hypothèse non prise en compte numériquement car les simulations sont faites en petites déformations et par simple initialisation de l'état de contrainte résiduel du sable autour du pieu. D'autre part, cette initialisation néglige un phénomène important : après l'installation par battage/fonçage, le sable autour de la pointe est densifié et moins

compressible. Ceci induit une augmentation de la rigidité qui n'est pas prise en compte lors des simulations numériques du chargement du pieu. Cette rigidification du sol en dessous de la pointe peut se traduire de manière simplifiée, par une augmentation des caractéristiques mécaniques élastiques de la zone comprimée autour de la pointe à savoir le module d'Young. Cette zone est définie, par exemple, par Robinsky et Morisson (1964). Il apparaît que durant l'installation, le mouvement des grains est quantifiable sur un rectangle en bas de la pointe jusqu'à une distance de 3 à 4 diamètres du pieu dans la direction latérale et de 2,5 à 3,5 diamètres en dessous de la pointe. Donc l'idée est de considérer cette zone rectangulaire de sable autour de la pointe (Fig. IV.22 a) et d'augmenter le module d'Young de cette zone en phase de chargement (phase 3) pour tenir compte de la densification de cette zone. Notons que récemment, d'autres auteurs comme Jardine (2006) et White et Bolton (2004) ont observé un trapèze de sable autour de la pointe qui se densifie au fur et à mesure du fonçage du pieu. La hauteur du trapèze peut aller jusqu'à 5 diamètres en dessous de la pointe du pieu (Fig. IV.22 a).

Pour quantifier le taux d'augmentation du module d'Young dans la zone hachurée en dessous de la pointe (Fig. IV.22 a), on s'est inspiré d'une interpolation des courbes de variation du module d'Young en fonction de la densité et de la contrainte de consolidation établie expérimentalement par De Gennaro (1999) sur le sable de Fontainebleau (Fig. IV.22 b). Ne disposant pas de telles données sur les sables de Dunkerque et Labenne, on a considéré les courbes disponibles sur le sable de Fontainebleau. La densification maximale est supposée atteinte pour I_D =1. Dans ce cas, à partir des résultats de la figure IV.22 b, une interpolation linéaire est effectuée entre le coefficient C_2 (*eq. II-1* : $E_d = C_2\sigma_c^{0,55}$) et l'indice de densité I_D. Pour $I_D = 1$, on obtient $C_2 \approx 20$ ce qui donne les modules d'Young modifiés déterminés par la relation (*II-1*) pour les contraintes radiales σ'_c mesurées in situ près de la pointe après installation ($\sigma'_c = \sigma'_{rc}$ = 215 kPa à Dunkerque et σ'_{rc} = 53 kPa à Labenne). Les nouveaux modules d'Young utilisés sont respectivement $E_d' \approx$ 420 MPa ($E_{initial}$ = 200 MPa) à Dunkerque et $E_d' \approx$ 180 MPa ($E_{initial}$ =35 MPa) à Labenne. On remarque que le module à Dunkerque obtenu après densification maximale est le double du module initial et celui à Labenne est 5 fois le module initial ; ce fait est logique, vu que le sable de Labenne est relativement lâche près de la pointe avant l'installation du pieu (I_D = 0,4).



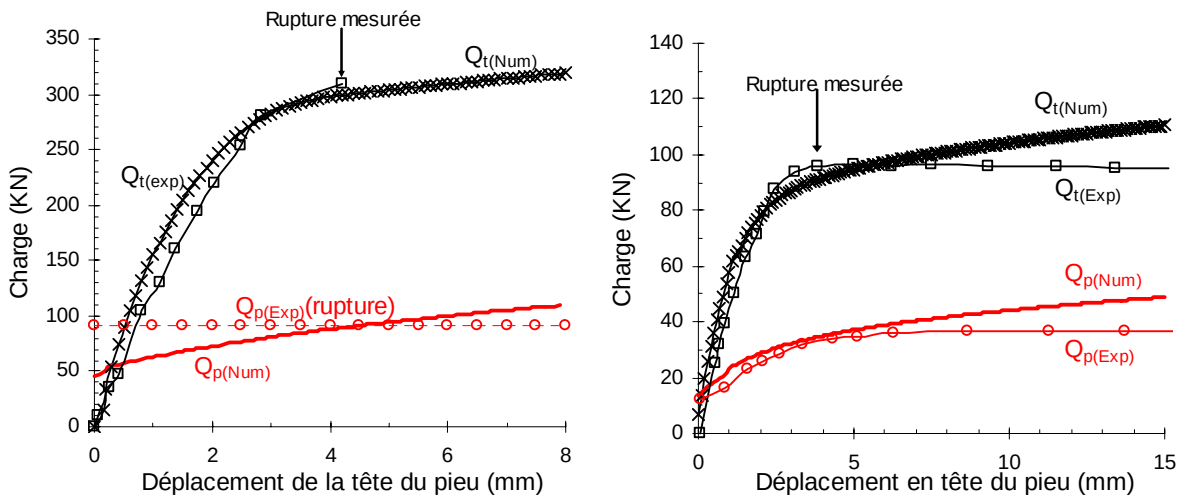


(a) *(b)*

Figure IV-22 (a) Définition de la zone comprimée autour de la pointe (b) Module en décharge-recharge E_d en fonction de la contrainte de consolidation et de la densité du sable de Fontainebleau (De Gennaro 1999)

Après application des nouveaux paramètres à la zone décrite, les résultats numériques de la résistance en pointe sont nettement améliorés pour les deux sites. En effet, pour Dunkerque, la courbe de mobilisation numérique de Q_p atteint la limite expérimentale à la rupture (à d_{pm} = 4,3 mm). En ce qui concerne Labenne, la résistance en pointe est comparée à la courbe numérique et une bonne concordance est observée. Les courbes de frottement, elles, sont inchangées.

En comparant à nouveau les courbes charge-tassement totales numériques et expérimentales (Fig. IV.23), on obtient des résultats satisfaisants et une meilleure reproduction de la charge totale sur les deux sites. Dans le tableau IV.7, on compare pour les deux sites, les nouvelles valeurs des charges numériques à la rupture (mesurée) aux valeurs expérimentales (W est négligé). On observe une nette amélioration due à l'augmentation des modules d'Young autour de la pointe du pieu pendant la phase de chargement.



(a) *(b)*

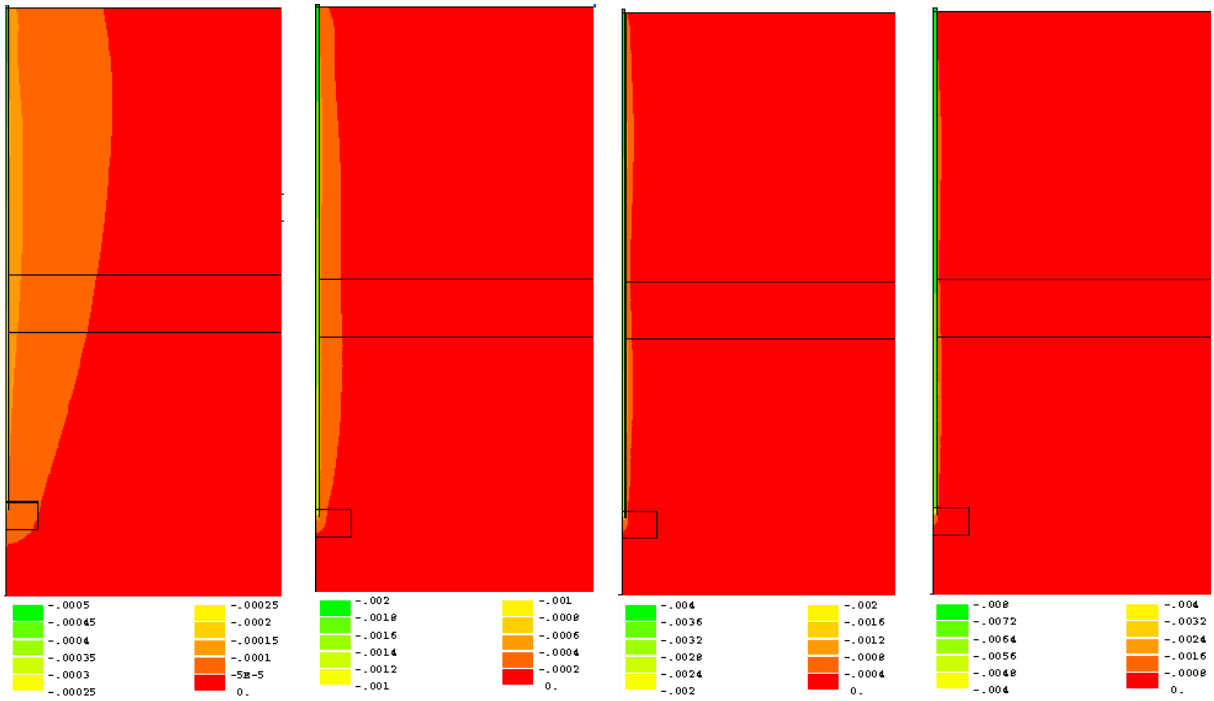
Figure IV-23 Réponses charge-tassement durant le chargement du pieu : Prévisions numériques et résultats expérimentaux : Courbes avec prise en compte de la densification en pointe (a) Site de Dunkerque (b) Site de Labenne

Tableau IV-7 Comparaison des charges à la rupture entre les simulations numérique et les essais expérimentaux après prise en compte de la densification en pointe

Site	Type	Q_s (kN)	Q_p (kN)	Q_t (kN)
Dunkerque	Essai	217	92	309
	Simulations	211	89	300
Labenne	Essai	59	36	95
	Simulations	57	34	91

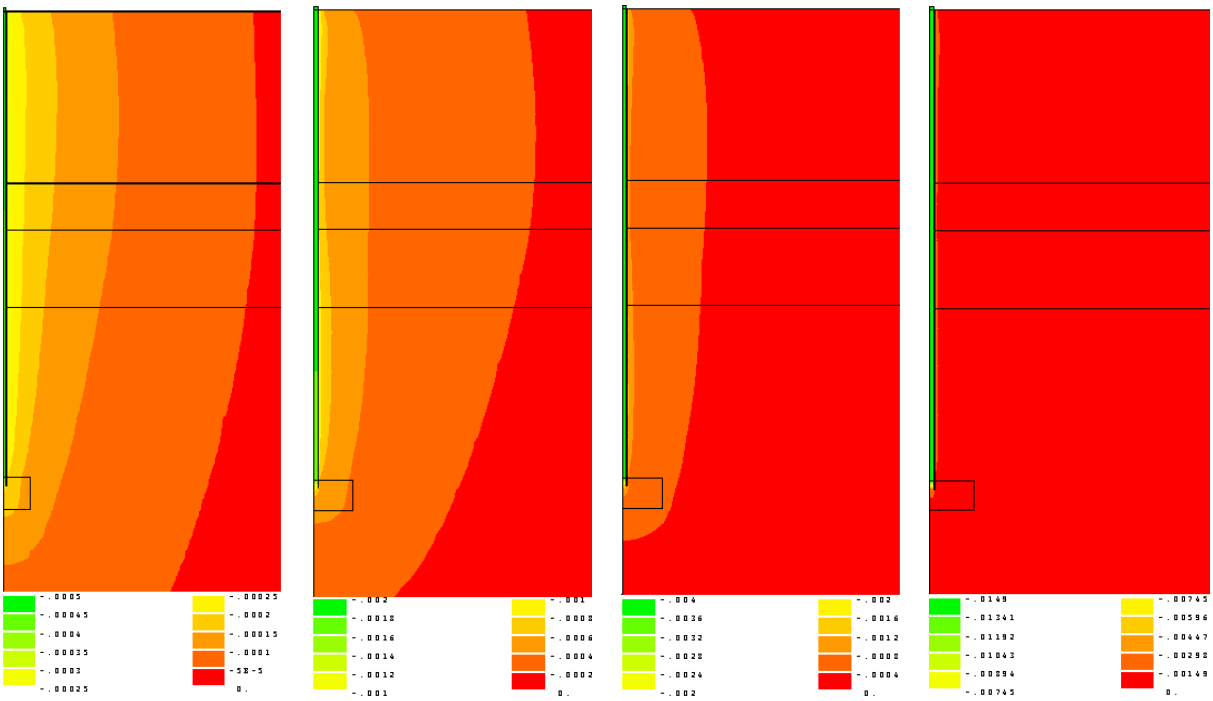
IV.4.3.4. Déplacements et déformations plastiques autour du pieu durant le chargement

Les figures IV-24 à IV-27 résument la distribution des déplacements verticaux ainsi que l'évolution de la déformation plastique autour du pieu pour différents pas de chargement. Pour une meilleure observation, seule la zone autour du pieu est donnée (Fig. IV.24 pour Dunkerque et IV.25 pour Labenne). Pour les deux sites, on observe le même phénomène : un bulbe se forme autour du pieu caractérisé par des déplacements verticaux dirigés vers le bas. Ce bulbe de déplacements verticaux se ferme progressivement autour de l'inclusion au cours de l'enfoncement du pieu. Néanmoins, le bulbe est plus grand pour les simulations à Labenne, surtout au début du chargement ; le sable autour du pieu étant plus lâche, son déplacement est donc plus prononcé (Fig. IV.25). A la fin de la phase de chargement, le bulbe est presque complètement localisé à l'interface et en dessous de la pointe et le déplacement vertical devient nul ailleurs. Ce comportement a déjà été observé pour les simulations en chambre d'étalonnage (Fig. IV.13).



w_{t0} = 0,5 mm w_{t0} = 2 mm w_{t0} = 4 mm w_{t0} = 8 mm

Figure IV-24 Evolution des déplacements verticaux autour du pieu au cours du chargement : Simulation du pieu ICP du site de Dunkerque



w_{t0} = 0,5 mm w_{t0} = 2 mm w_{t0} = 4 mm w_{t0} = 15 mm

Figure IV-25 Evolution des déplacements verticaux autour du pieu au cours du chargement : Simulation du pieu ICP du site de Labenne

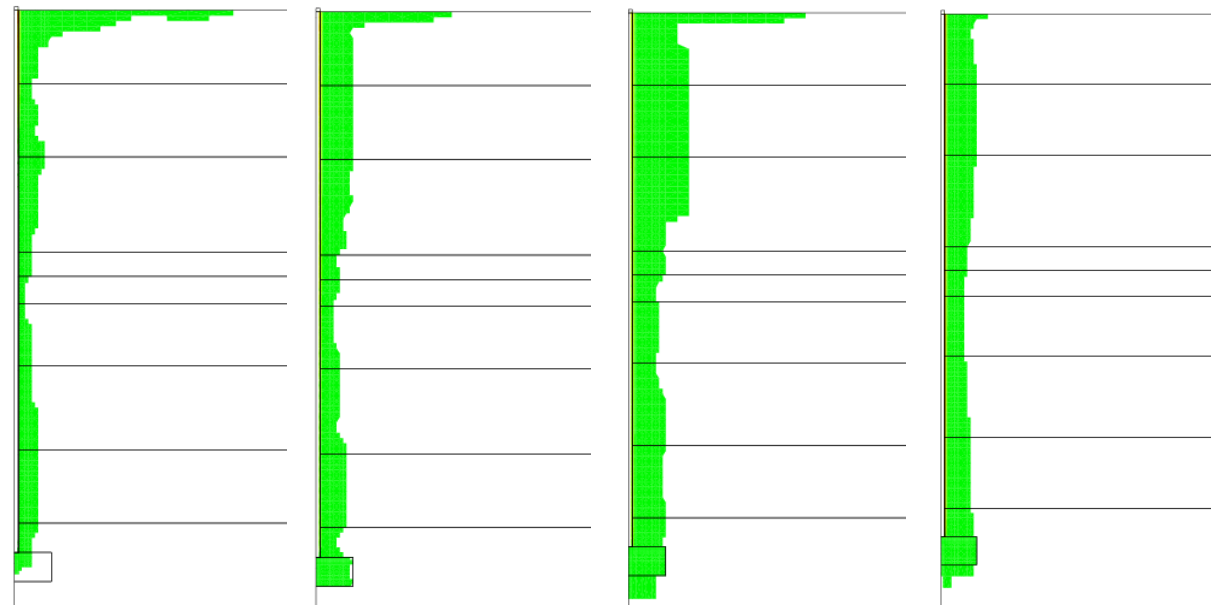


Figure IV-26 Evolution des déformations plastiques autour du pieu au cours du chargement : Simulation du pieu ICP du site de Dunkerque

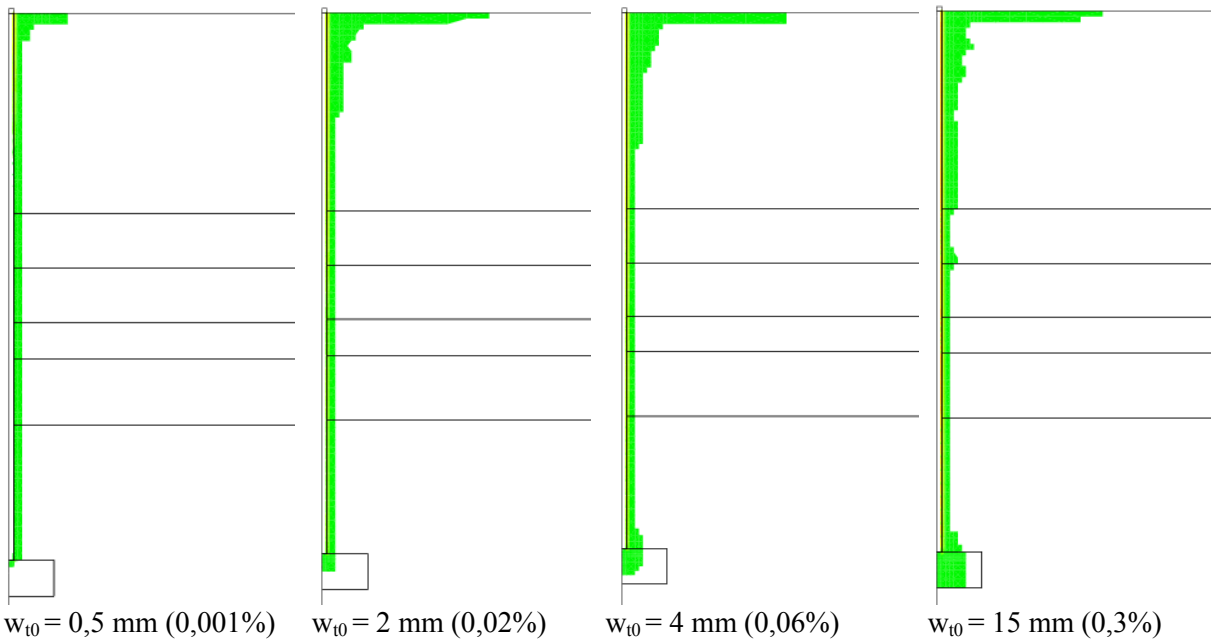


Figure IV-27 Evolution des déformations plastiques autour du pieu au cours du chargement : Simulation du pieu ICP du site de Labenne

L'évolution de la déformation plastique (Fig. IV.26 et IV.27) indique que la plastification de l'interface, ainsi que celle du sable aux alentours augmentent au fur et à mesure que le pieu s'enfonce dans le sable (le pourcentage des déformations plastiques maximales atteintes au cours du chargement est indiqué pour chaque pas de chargement). Autour de la pointe, les points plastiques se forment en fin de chargement. L'ordre de grandeur de ces pourcentages de déformation plastique maximale est le même pour les deux sites pour un même

déplacement absolu : pour un déplacement de 4 mm en tête du pieu, la déformation plastique maximale est d'environ 0,07%.

IV.4.4. Influence du modèle d'interface

Pour mettre en évidence l'influence du modèle d'interface sur les résultats des simulations, la simulation numérique de l'essai à Dunkerque (Chow 1997) a été reprise, d'abord, sans prise en compte de l'interface (adhérence parfaite entre le pieu et le sable), ensuite, en considérant le modèle d'interface élastoplastique parfait orienté avec critère de rupture de Mohr-Coulomb non associé (ψ constant) (Frank et al. 1982). Les paramètres de ce modèle, dit critère orienté "CO" (cf. § I.3.3.2) sont données dans le tableau IV.4 (ϕ'=27 degrés ; ψ =10 degrés). La comparaison des calculs, en termes de courbes charge-tassement, est présentée sur la figure IV.28. Comme attendu, la courbe charge-tassement avec adhérence parfaite du pieu sous-estime le tassement du pieu à la rupture. En effet, pour la charge de rupture expérimentale de 309 kN, le tassement correspondant est d'environ 1 mm contre un tassement mesuré de 4,3 mm. Si on considère une modélisation avec prise en compte de l'interface (CO), la courbe charge-tassement expérimentale est nettement mieux modélisée (Fig. IV.28), bien que les valeurs des tassements restent globalement sous-estimées.

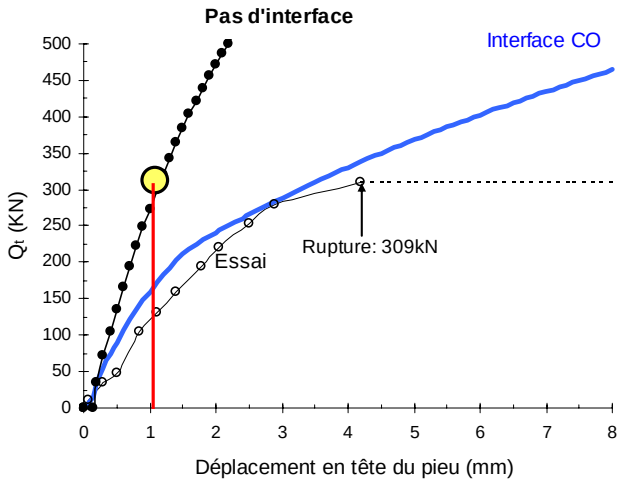
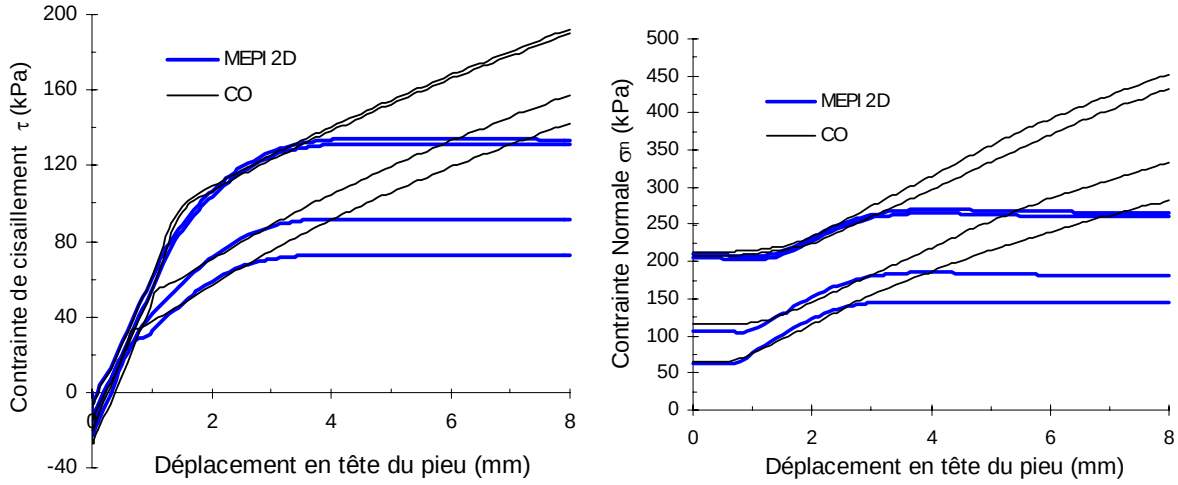


Figure IV-28 Comparaison de la courbe charge-tassement entre l'essai expérimental à Dunkerque, les simulations avec adhérence parfaite et avec prise en compte de l'interface (CO)

Une comparaison des contraintes normales et de cisaillement avec le modèle "CO" et le modèle MEPI 2D permet de mieux identifier l'origine de cette sousestimation. La mobilisation de la contrainte de cisaillement locale dans les 4 nœuds correspondants aux 4 manchons installés sur le pieu "ICP" montre que les valeurs plus élevées obtenues avec le critère orienté sont la conséquence de l'absence de stabilisation de la contrainte de cisaillement (Fig. IV.29 a). Cette augmentation de la contrainte de cisaillement est causée par

une non stabilisation de la dilatance dans la couche d'interface (ψ =cste). En effet, le comportement très dilatant prédit par le critère de Mohr-Coulomb non associé, contraint par la rigidité du sable adjacent engendre une augmentation continue de la contrainte radiale (Fig. IV.29 b) et par conséquent de la contrainte de cisaillement. Cette situation n'est pas rencontrée dans le cas des simulations numériques utilisant le modèle MEPI 2D pour l'interface car le modèle prévoit une stabilisation de la dilatance aux grands déplacements tangentiels (taux de dilatance $D \rightarrow 0$ pour $u_t \rightarrow \infty$).



(a) *(b)*

Figure IV-29 Comparaison entre les simulations en utilisant une interface MEPI 2D et une interface CO (a) Contrainte de cisaillement locale dans les manchons (b) Contrainte normale locale dans les manchons de mesure

L'évolution de la contrainte de cisaillement moyenne sur tous les nœuds de l'interface confirme le même comportement très dilatant avec le critère orienté, et montre que les simulations avec MEPI 2D représentent mieux le frottement expérimental au fût du pieu (Fig. IV.30).

Sur la figure IV.31, on synthétise les résultats des simulations en termes de courbes charge-tassement. On remarque d'abord que la résistance en pointe est la même pour les deux simulations, car seul le modèle de comportement de l'interface a été modifié dans cette étude. Quant à la charge totale expérimentale, elle est bien prévue en utilisant MEPI 2D et largement surestimée avec le critère orienté CO pour les grands déplacements de la tête du pieu. Dans ce dernier cas, l'allure générale de la courbe charge-tassement montre que la condition de rupture représentée, généralement par un "plateau", est loin d'être atteinte. Encore une fois, l'effet de la dilatance empêchée serait à l'origine de ce comportement. Ces résultats mettent en évidence l'intérêt de l'utilisation du modèle de comportement MEPI 2D pour l'interface.

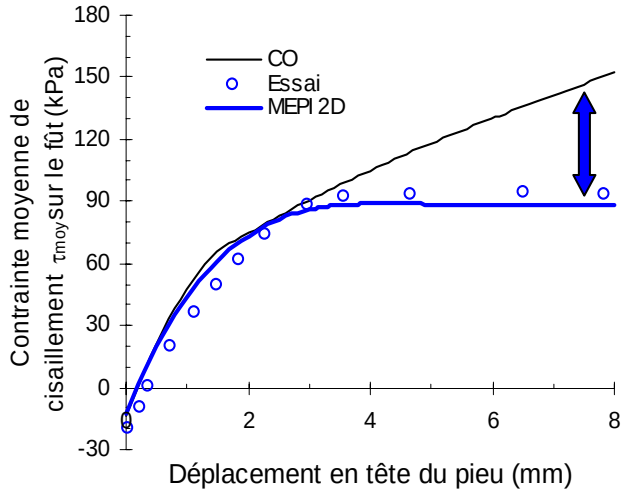


Figure IV-30 Comparaison entre les résultats expérimentaux, les simulations considérant une interface MEPI 2D et une interface CO : Résultante du frottement axial

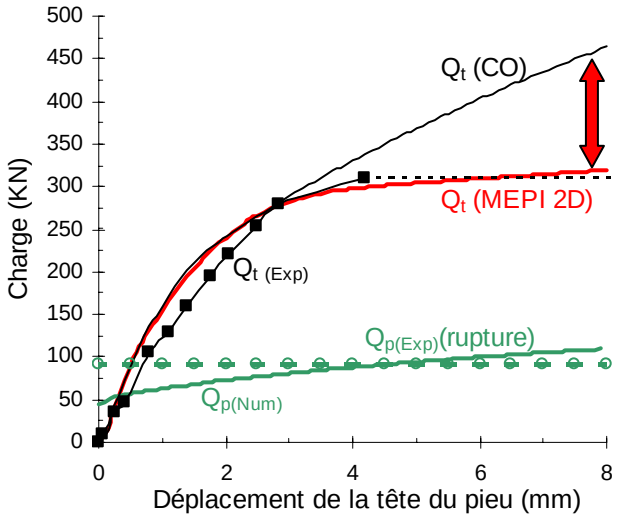


Figure IV-31 Comparaison entre les simulations considérant une interface MEPI 2D et une interface CO : Courbe charge-tassement

IV.5. Type 3 : Dunkerque (LCPC)

La troisième analyse d'essai statique de chargement présentée dans ce travail concerne un caisson battu sur le site de Dunkerque (Bustamante et Gianeselli 1991 ; Bustamante et Gianeselli 2006 a). La description du pieu, des essais de reconnaissance et leur interprétation, ainsi que les résultats de l'essai de chargement sont décrits en détail au chapitre II (cf. § II.4). La modélisation numérique de l'essai de chargement du caisson avec CESAR-LCPC est effectuée en se basant sur la méthodologie décrite au paragraphe IV.2.

IV.5.1. Etape 1 : Recueil des données expérimentales et géométriques

IV.5.1.1. Géométrie et maillage

La géométrie est fidèle au profil géotechnique en tenant compte des différentes couches de sol, de la couche d'interface et du pieu. Bien que la géométrie du pieu soit hexagonale (Fig. II.20), afin d'effectuer une modélisation à symétrie de révolution, le pieu hexagonal a été remplacée par un pieu cylindrique en utilisant l'équivalence de la surface latérale pour déterminer le diamètre équivalent (Mestat et Prat 1999). La surface latérale s'écrit :

$$S_{lat} = P \times L = 2\pi R_{eq} L_p \qquad \textit{IV-8}$$

où S_{lat} est la surface latérale du caisson, P le périmètre du caisson (Tab. II.10), L_p la longueur du caisson et R_{eq} le rayon équivalent utilisé pour le pieu circulaire (26 cm après calcul). Par ailleurs, on a affecté au matériau constituant le pieu un module d'Young équivalent E_{eq} de façon qu'il assure une rigidité équivalente à celle du pieu réel :

$$E_{eq} = \frac{(EA)_{pieu}}{\pi R_{eq}^{2}} \qquad \text{IV-9}$$

A est l'aire moyenne de sections du pieu, E est le module d'Young du pieu réel en acier (pris égal à 195 GPa). On obtient $E_{eq} \approx 16$ GPa .

Le caisson est donc modélisé par un pieu circulaire de diamètre D = 0,52 m, de longueur L_p = 7,76 m ayant un module d'Young E = 16 GPa.

Quant au profil géotechnique, on est en présence d'une couche de silt argilo-sableux jusqu'à 3 m et de sable Flandrien, moyennement dense à dense, de 3 à 16 m. Puisqu'on ne dispose pas de valeurs de poids volumique, on considère les poids volumiques des couches de sables de Dunkerque relatif au pieu "ICP". La géométrie choisie (Fig. IV.32 a) est constituée de 5 couches relatives aux modules d'Young déjà calculés et donnés dans le tableau II.12. La géométrie comprend également la couche d'interface d'épaisseur $t = 12\ D_{50} = 3$ mm ; les caractéristiques des différentes couches sont données dans le tableau IV.8.

Tableau IV-8 Caractéristiques des différentes couches du site LCPC (Dunkerque)

Couche	Profondeur (m)	γ'(kN/m^3)	E (MPa)
Couche 1	0-3	17,1	29
Couche 2	3-4	19,9	37
Couche 3	4-5	19,9	53
Couche 4	5-6	19,9	62
Couche 5	6-7	19,9	94

Le maillage (Fig. IV.32 b) est défini en symétrie de révolution avec les mêmes conditions aux limites que celles utilisées pour l'analyse numérique des pieux de type 2. La discrétisation est faite en éléments isoparamétriques axisymétriques à 8 nœuds dont on donne les détails dans le tableau IV.9.

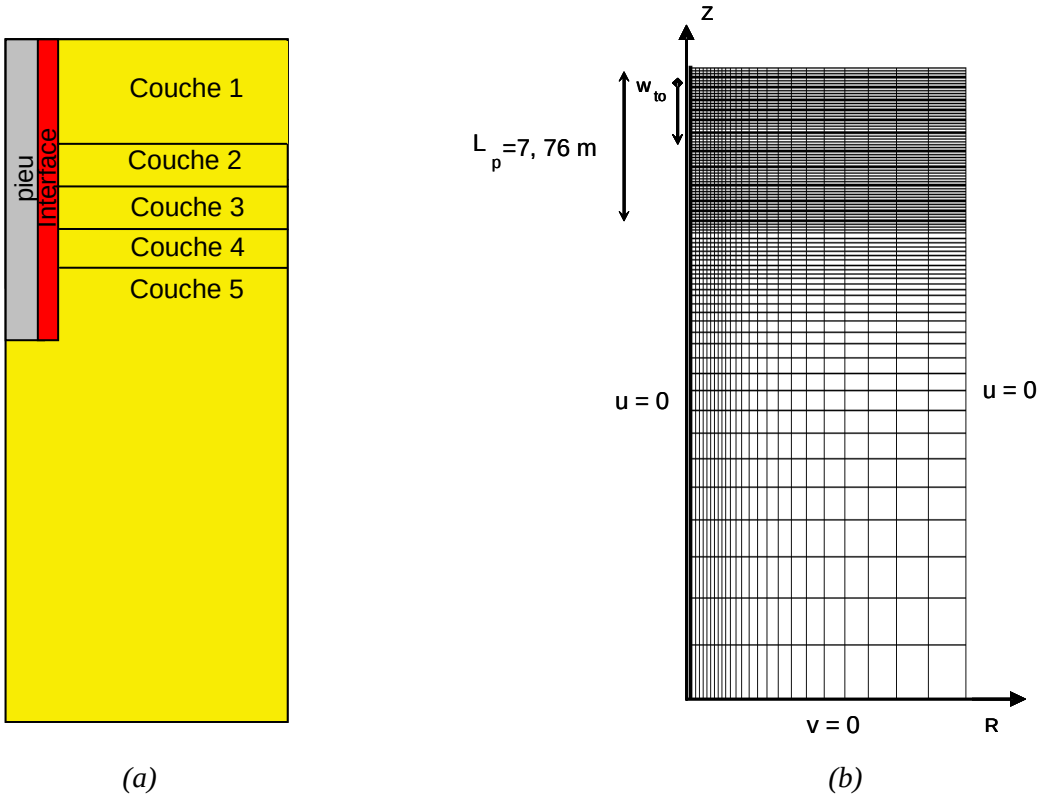


Figure IV-32 Pieu de type 3 (a) Géométrie (b) Maillage de la modélisation axisymétrique

Tableau IV-9 Caractéristiques du maillage pour les simulations numériques de pieu type 3

Site	Nb. noeuds	Nb. éléments	Nb. éléments interface	Nb. éléments pieu	Rapport de forme L/t
Dunkerque-LCPC	8446	2729	64	128	40

IV.5.1.2. Modèles et paramètres des matériaux

Comme pour les simulations des essais de pieux de type 1 et 2, pour l'analyse numérique de l'essai de pieu de type 3, on a adopté un modèle élastique linéaire pour le pieu en acier, (E =16 GPa ; ν = 0,28). Le sable obéit au critère de rupture de Mohr-Coulomb non associé. Les modules d'Young (Tab. II.12), les angles de frottement (Tab. II.13) et les angles de dilatance dans les différentes couches de sable sont déterminés à partir des essais pressiométriques (cf. II.4.2.2). L'interface est modélisée, comme dans les exemples précédents à l'aide du critère orienté pendant les phases d'initialisation et à l'aide de MEPI 2D pendant la phase de chargement. Puisqu'on ne dispose pas d'essais de cisaillement

d'interface, on considère globalement les mêmes paramètres que pour les simulations du pieu de type 2 à Dunkerque en supposant que les interfaces sont de même rugosité et que le sable adjacent est de même densité. Le tableau IV.10 résume l'ensemble des paramètres des modèles utilisés.

Tableau IV-10 Paramètres constitutifs des différents matériaux

Sable (Mohr-Coulomb)	**Paramètre**	Couche 1	Couche 2	Couche 3	Couche 4	Couche 5
	Module d'Young : E_s (MPa)	29	37	53	62	94
	Coefficient de Poisson : ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
	Cohésion : c (kPa)	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
	Angle de frottement : ϕ' (degrés)	35,8	38,7	41,2	40,5	41
	Angle de dilatance ψ (degrés)	5,8	8,7	11,2	10,5	11
Pieu (Elastique linéaire)	**Paramètre**	**Valeur**				
	Module d'Young E_p (GPa)	16				
	Coefficient de Poisson ν_p	0,28				
Interface (Mohr - Coulomb orienté)	**Paramètre**	**Valeur**				
	E_i (MPa)	200				
	ν_i	0,3				
	c_i (kPa)	0,1				
	δ'_i (degrees)	27				
	ψ_i (degrees)	10				
Interface (MEPI 2D)	**Paramètre**	**Valeur**				
	E* (kPa)	1500				
	ν*	0				
	μ_f	0,51				
	μ_{co}	0,25				
	μ_0	0,017				
	A	0,00008				
	B	0,065				
	t (mm)	3				

IV.5.2. Etape 2 : Définition des conditions initiales

Comme dans les simulations des pieux de type 2, et conformément à l'étape 2 de la méthodologie générale, les phases d'initialisation (phases 1 et 2) sont appliquées

(Fig. IV.6 a et b). Le poids propre du sable autour du pieu est activé (Tab. IV.8) et l'état K_0 est pris en compte pour l'initialisation des contraintes horizontales autour du pieu.

Pour l'initialisation numérique des effets d'installation par battage, puisque l'on ne dispose d'aucune mesure de contrainte résiduelle après le battage, les résultats de l'étape 2 pour déterminer les contraintes résiduelles après installation sont appliquées mais ne seront pas comparés à des données expérimentales.

IV.5.2.1. Reproduction de la contrainte radiale résiduelle σ'_{rc}

La contrainte radiale après installation au fût est calculée à l'aide de l'équation (*IV-1*) pour les différentes profondeurs à partir des données du CPT (q_c), de la contrainte verticale initiale et de la hauteur à partir de la pointe. Cette contrainte radiale est appliquée numériquement sur le bord de l'interface (phase 2, cf. § IV.2.2.2)

IV.5.2.2. Reproduction de la contrainte résiduelle en pointe q_{pres}

La contrainte résiduelle en pointe n'est pas mesurée ; on utilise deux méthodes pour évaluer cette contrainte (cf. § IV.2.1.2.b), à savoir la méthode de Briaud et Tucker (1984) en utilisant l'équation (*IV-2*) et celle de Alawneh et Malkawi (2000) en utilisant les équations (*IV-3*) et (*IV-4*). L'application de la méthode de Briaud et Tucker (1984) est effectuée en prenant $N_{side} = 30$ (à partir des essais SPT) d'où $K_\tau \approx 473{,}2$ (*eq. IV-2*). A partir des données du pieu (P = 164 cm, A = 177 cm^2, $E_p = 195$ GPa, $L_p = 7{,}76$ m), on a $\beta \approx 0{,}152$ (*eq. IV-2*) et finalement $q_{pres(1)} \approx 630$ kPa.

La méthode de Alawneh et Malkawi (2000) est appliquée en considérant pour le pieu $E_p = 16$ GPa , $L_p = 7{,}76$ m, D = 0,52 m, $\frac{A_p}{A} = 1$. Pour le module de cisaillement G du sable, la valeur moyenne de 19 MPa est considérée. L'équation (*IV-4*) donne $\eta \approx 0{,}017$, d'où, selon l'équation (*IV-3*), $q_{pres(2)} \approx 690$ kPa.

Les valeurs des deux méthodes donnent des valeurs de contrainte résiduelle en pointe du même ordre de grandeur. Par la suite, la valeur moyenne $q_{pres} = 660$ kPa sera appliquée à la pointe (phase 2, cf. § IV.2.2.3).

IV.5.2.3. Reproduction de la contrainte résiduelle de cisaillement τ_{res}

La contrainte de cisaillement résiduelle après battage peut être calculée d'une façon simple par l'équation (*IV-6*), en équilibrant la résultante de la résistance en pointe résiduelle au frottement axial résiduel. On a donc :

$$\tau_{res} = \frac{Aq_{pres} - W}{S_{lat}} = 10\text{kPa} \qquad \textit{IV-10}$$

Il s'agit d'une valeur moyenne du frottement résiduel au fût après battage. Cette valeur est appliquée numériquement sur le bord de la couche d'interface en tant que contrainte uniformément répartie (phase 2), bien que les courbes de frottement expérimentales dont on dispose commencent par une contrainte de cisaillement nulles en début de chargement, car les jauges de mesures ont été remises à zéro en début du chargement.

IV.5.3. Etape 3 : Modélisation du chargement statique du pieu

L'essai de chargement en compression est simulé par une application de déplacements en tête du pieu (phase 3, cf. Fig. IV.6 c). Le déplacement total w_{t0} = 50 mm est appliqué en 100 incréments, à raison de 0,5 mm par incrément. Notons qu'on a considéré comme dans les essais de pieux "ICP" à Dunkerque, un module d'Young amélioré E' $\approx$ 400 MPa dans la zone hachurée (cf. § IV.4.3.3, Fig. IV.22) sous la pointe, pour prendre en compte la densification du sable après le battage (On suppose que les sols des essais de pieu de type 2 (Dunkerque) et 3 atteignent la même rigidité à densité maximale). A l'issue de la phase numérique correspondant au chargement, les courbes de mobilisation du frottement latéral dans les nœuds de la couche d'interface localisés au milieu des 5 tronçons munis d'extensomètres amovibles sont comparés aux courbes expérimentales données au chapitre II (Fig. II.26). Les profondeurs de ces nœuds sont données dans le tableau IV.11.

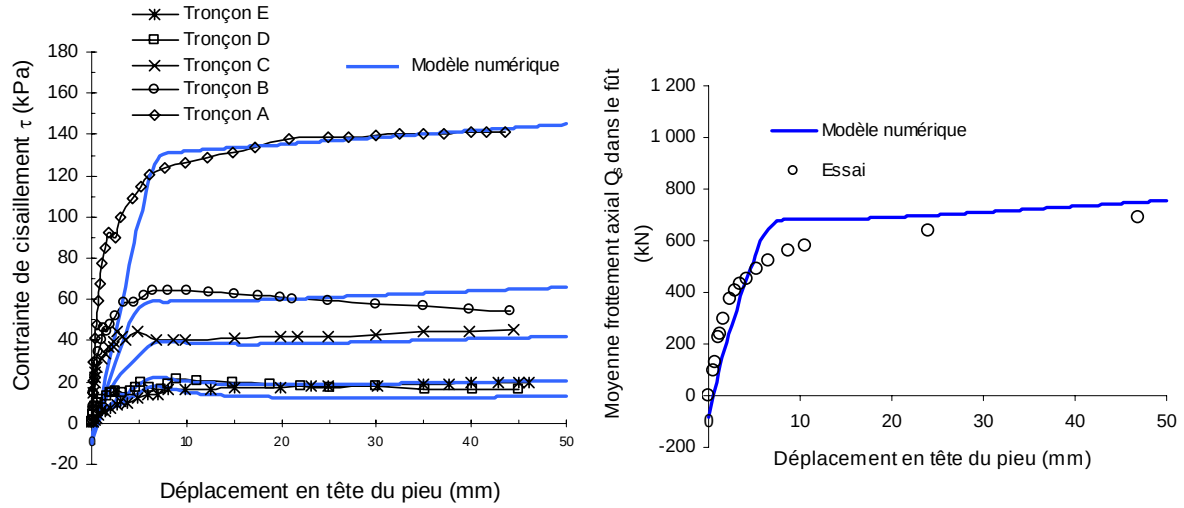
Tableau IV-11 Nœuds correspondants aux différents tronçons

Tronçon	A	B	C	D	E
Noeud	7313	5800	5088	4376	3574
Profondeur (m)	1,6	3,7	4,7	5,7	6,7

La comparaison entre les prévisions numériques et les courbes expérimentales (Fig. IV.33 a) montre que le frottement axial numérique commence par les valeurs résiduelles non mesurées lors des essais (jauges remises à zéro). La courbe moyenne numérique de la résultante totale du frottement axial Q_s est comparée à la courbe expérimentale déterminée en faisant la moyenne des 5 courbes dans les tronçons (Fig. IV. 33 b). L'évolution des contraintes radiales pour chaque tronçon est donnée sur la figure IV.34 a.

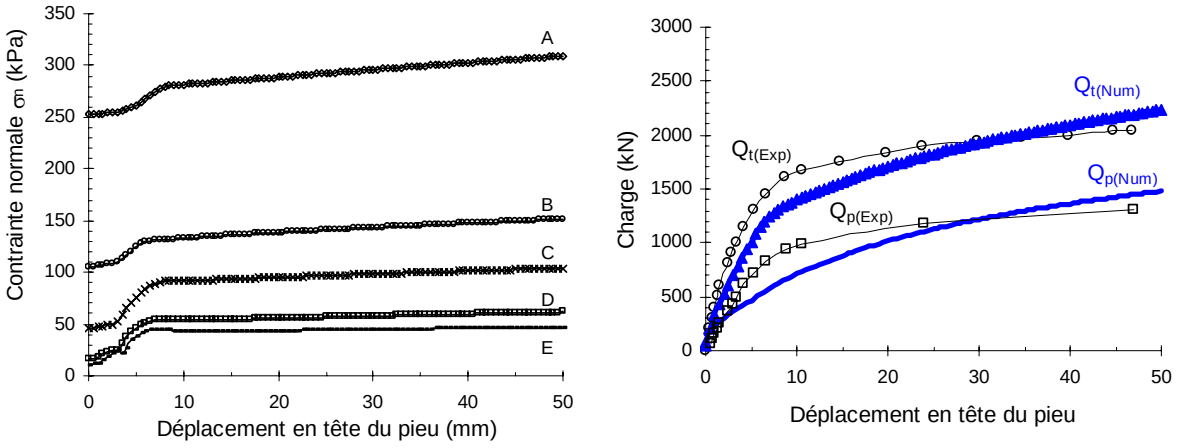
L'évolution de la résistance en pointe Q_p et de la charge totale Q_t sont comparées à l'évolution expérimentale (Fig. IV.34 b). La pente initiale de la courbe de résistance en pointe est clairement sous-estimée numériquement. Cette pente traduit une augmentation de la rigidité dans la phase de chargement, liée à la densification du sable autour de la pointe suite

au battage. Ce résultat montre que l'estimation du module d'Young modifié dans la zone autour de la pointe n'est pas optimale. En revanche, la résistance en pointe atteint bien la valeur expérimentale de la résistance en pointe à la rupture. Comme la pente initiale de la charge de frottement prédite est aussi sous-estimée (Fig. IV.33 b) (le module d'Young de l'interface est probablement sous-estimé, à cause du manque d'essais d'interface), la pente de la courbe de la charge totale est alors sous-estimée (Fig. IV.34 b). En revanche, l'allure générale de la courbe charge-tassement est satisfaisante.



(a) *(b)*

Figure IV-33 Comparaison entre valeurs numériques et expérimentales au fût du pieu (a) Contrainte de cisaillement (b) Résultante du frottement axial



(a) *(b)*

Figure IV-34 (a) Contrainte radiale numérique dans les nœuds correspondants aux tronçons (b) Réponse charge-tassement : Prévisions numériques et résultats expérimentaux

IV.6. Modélisation des pieux à l'aide du logiciel ICFEP

Dans les paragraphes précédents, l'analyse des pieux a été effectuée à l'aide du logiciel CESAR, où les éléments d'interface utilisés sont des éléments de type couche mince. Une analyse analogue a été effectuée avec le logiciel ICFEP (Imperial College Finite Element Program) de Imperial College (Londres), qui dispose d'éléments d'interface particuliers sans épaisseur. Le modèle d'interface MEPI 2D a été intégré et validé dans ICFEP, puis la même analyse par éléments finis de l'essai du pieu type 2 (Dunkerque) a été effectuée. On présente dans ce paragraphe, les résultats obtenus avec les éléments d'interface type couche mince de CESAR et les éléments sans épaisseur de ICFEP.

IV.6.1. Elément d'interface sans épaisseur utilisé dans ICFEP

L'élément d'interface utilisé dans ICFEP est sans épaisseur (Beer 1985 ; Carol et Alonso 1983 ; Day et Potts 1994 ; Frank et al. 1982 ; Potts et Zdravkovic 1999 ; Potts et al. 2002), à 4 ou 6 nœuds (Fig. IV.35), compatible avec les éléments isoparamétriques à 4 et 8 nœuds et les éléments triangulaires à 3 et à 6 nœuds. Les contraintes appliquées à l'interface sont la contrainte normale σ_n et tangentielle τ, reliées par la loi de comportement aux déformations normale ε_n et tangentielle γ_t par l'équation :

$$\begin{pmatrix} \Delta\tau \\ \Delta\sigma_n \end{pmatrix} = \underline{\underline{K}} \begin{pmatrix} \gamma_t \\ \varepsilon_n \end{pmatrix} \qquad \textit{IV-11}$$

Pour cet élément particulier, la matrice de rigidité élastique $\underline{\underline{K}}^e$ de l'interface est exprimée directement en fonction des rigidités tangentielle et normale de l'interface (*eq. I-1*) ; alors que pour l'élément d'interface couche mince utilisé dans CESAR, il est nécessaire de fournir des caractéristiques mécaniques élastiques fictives pour l'interface, (E*, ν*) exprimées en fonction des rigidités normales et tangentielles et de l'épaisseur de l'interface (cf. § I.3.4.2).

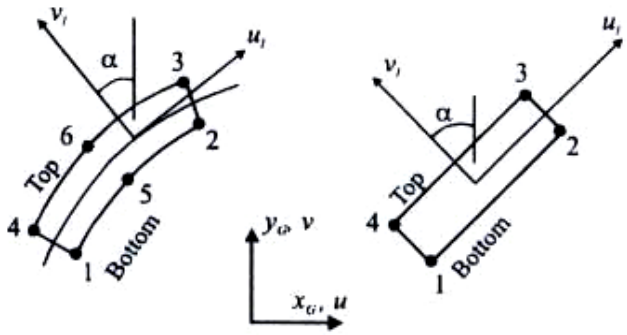


Figure IV-35 Eléments d'interface isomparamétriques sans épaisseur à 6 et à 4 nœuds (Potts et al. 2002)

La déformation de l'élément d'interface est définie comme le déplacement relatif entre le haut (top) et le bas (bottom) de l'élément d'interface (Fig. IV.35), on a :

La transformation des déplacements globaux (u, v) en déplacements locaux (u_1, v_1) s'écrit sous forme matricielle :

$$\begin{pmatrix} u_1 \\ v_1 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha \\ -\sin\alpha & \cos\alpha \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} \qquad \textit{IV-12}$$

Les déformations tangentielle et normale à l'interface s'écrivent donc dans le repère global:

$$\begin{pmatrix} \gamma_t \\ \varepsilon_n \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha \\ -\sin\alpha & \cos\alpha \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u^{bot} - u^{top} \\ v^{bot} - v^{top} \end{pmatrix} \qquad \textit{IV-13}$$

Dans le code ICFEP, les déplacements globaux (u, v) en chaque point de l'élément d'interface sont exprimés en fonction des déplacements nodaux, en utilisant les fonctions d'interpolation N_i, par les relations suivantes :

$$\begin{aligned} u^{top} &= N_3 u_3 + N_4 u_4 + N_6 u_6 \\ u^{bot} &= N_1 u_1 + N_2 u_2 + N_5 u_5 \end{aligned} \qquad \textit{IV-14}$$

$$\begin{aligned} v^{top} &= N_3 v_3 + N_4 v_4 + N_6 v_6 \\ v^{bot} &= N_1 v_1 + N_2 v_2 + N_5 v_5 \end{aligned} \qquad \textit{IV-15}$$

La substitution de (*IV-14*) et (*IV-15*) dans (*IV-13*) fournit :

$$\begin{pmatrix} \gamma_t \\ \varepsilon_n \end{pmatrix} = [B]\{\delta\} \qquad \textit{IV-16}$$

où δ est le vecteur des déplacements nodaux, défini par :

$$\{\delta\} = \{u_1 \quad v_1 \quad u_2 \quad v_2 \quad u_3 \quad v_3 \quad u_4 \quad v_4 \quad u_5 \quad v_5 \quad u_6 \quad v_6\}^T \qquad \textit{IV-17}$$

et

$$[B] = \begin{bmatrix} \cos\alpha & \sin\alpha \\ -\sin\alpha & \cos\alpha \end{bmatrix} \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & -N_3 & 0 & -N_4 & 0 & N_5 & 0 & -N_6 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & -N_3 & 0 & -N_4 & 0 & N_5 & 0 & -N_6 \end{bmatrix} \qquad \textit{IV-18}$$

IV.6.2. Programmation et validation du modèle MEPI 2D dans ICFEP

Le modèle MEPI 2D a été programmé dans ICFEP. Sa validation a été effectuée sur des essais de cisaillement élémentaires d'interface en considérant un élément d'interface sans

épaisseur à 4 nœuds et un sable adjacent élastique rigide. Le schéma de l'essai de cisaillement traité dans ICFEP est donné sur la figure IV.36.

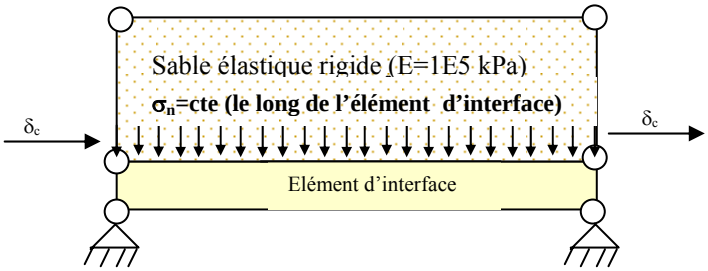


Figure IV-36 Schéma de validation de MEPI 2D dans ICFEP

Les essais de cisaillement considérés pour valider le modèle dans ICFEP reprennent ceux considérés par De Gennaro et Frank (2002a) à contrainte normale constante "CNC", à savoir : les essais d'interface à la boîte de cisaillement direct modifiée "BCDM" entre le sable de Fontainebleau moyennement dense et l'acier (De Gennaro 1999) (Fig. IV.37), les essais d'interface à la BCDM entre le sable de Sydney et une interface métallique rugueuse (Tabucanon et Airey 1992) (Fig. IV.38), les essais d'interface à l'appareil de cisaillement simple tridimensionnel cyclique "C3DSSI" entre du sable de Silica dense et de l'acier rugueux (Fakharian et Evgin 1996) (Fig. IV.39) et enfin les essais qui seront utiles pour l'analyse numérique des pieux de type 2 à Dunkerque, à savoir les essais d'interface à la "BCDM" entre le sable de Dunkerque dense et l'acier de même rugosité que le pieu "ICP" (Kuwano, cité par Chow 1997) (Fig. IV.40).

Pour toutes les simulations numériques, les prévisions de MEPI 2D sont en bonne concordance avec les résultats expérimentaux. Les paramètres du modèle sont donnés dans le tableau IV.12 ; à noter que les paramètres et les résultats numériques sont en bon accord avec ceux obtenus par De Gennaro et Frank (2002a) en utilisant le même modèle MEPI 2D programmé en un point d'intégration en Fortran.

Tableau IV-12 Paramètres du modèle MEPI 2D dans ICFEP

Sable	Fontainebleau	Sydney	Silica	Dunkerque
K_n (kPa)	11.10^5	10^6	6.10^6	5.10^5
K_t (kPa)	$4{,}6.10^5$	5.10^6	3.10^6	$2{,}5.10^5$
μ_0	0,017	0,01	0	0,017
μ_f	0,78	0,96	0,81	0,54
μ_r	0,7	0,7	0,6	0,51
μ_{c0}	0,67	0,46	0,49	0,25
A	0,0005	0,00015	0,00009	0,00008
B	0,05	0,034	0,03	0,065
A_0	4	20	6	20
u_{tf}^p (mm)	1,4	0,47	0,43	0,3
t(mm)	2	3	6	3

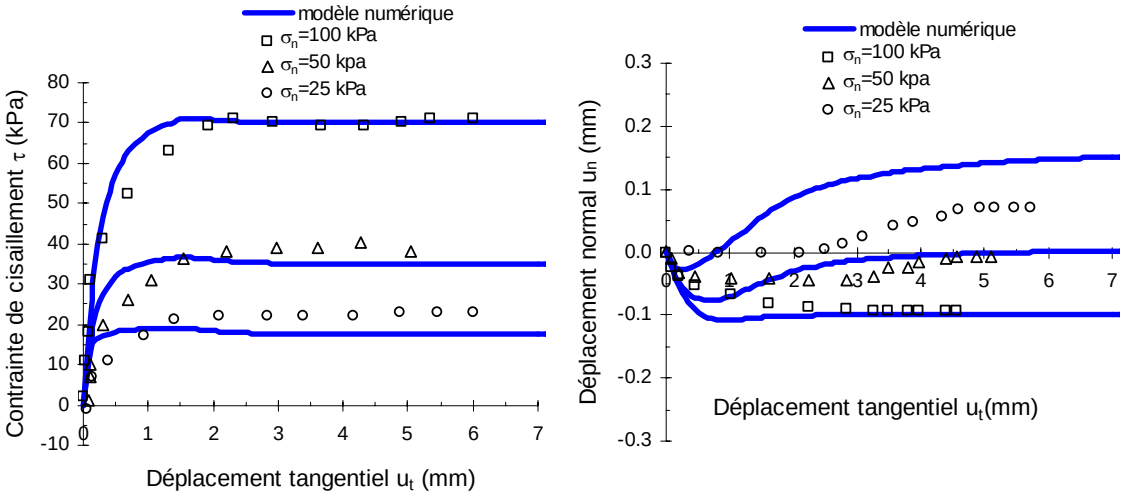


Figure IV-37 Comparaison des prévisions de MEPI 2D dans ICFEP et des résultats expérimentaux : Essais d'interface à contrainte normale constante "CNC" (sable de Fontainebleau - métal rugueux, I_D=0,46)

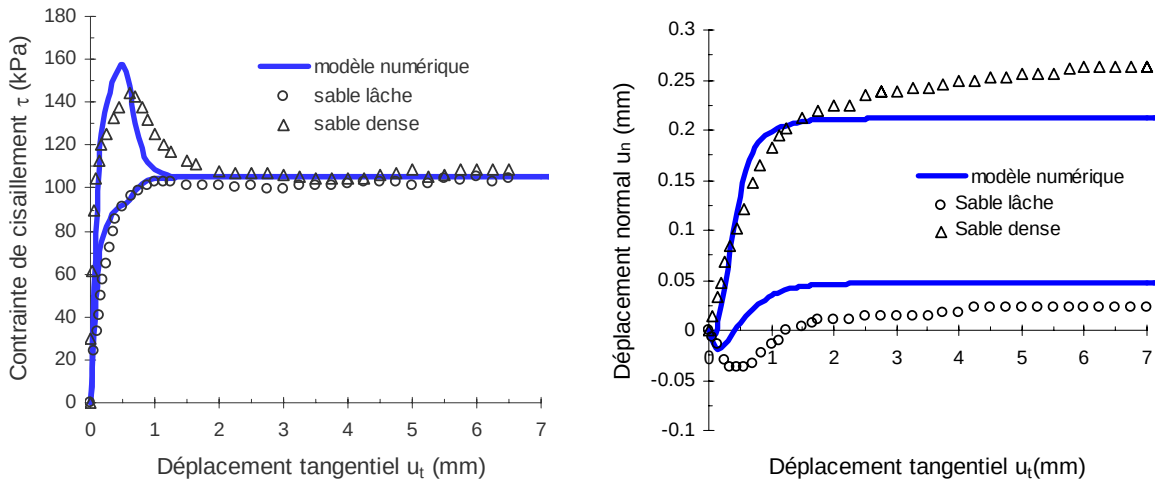


Figure IV-38 Comparaison des prévisions de MEPI 2D dans ICFEP et des résultats expérimentaux : Essais d'interface à "CNC" σ_n = 150 kPa (sable de Sydney - métal rugueux, I_D=0,15 et 0,96)

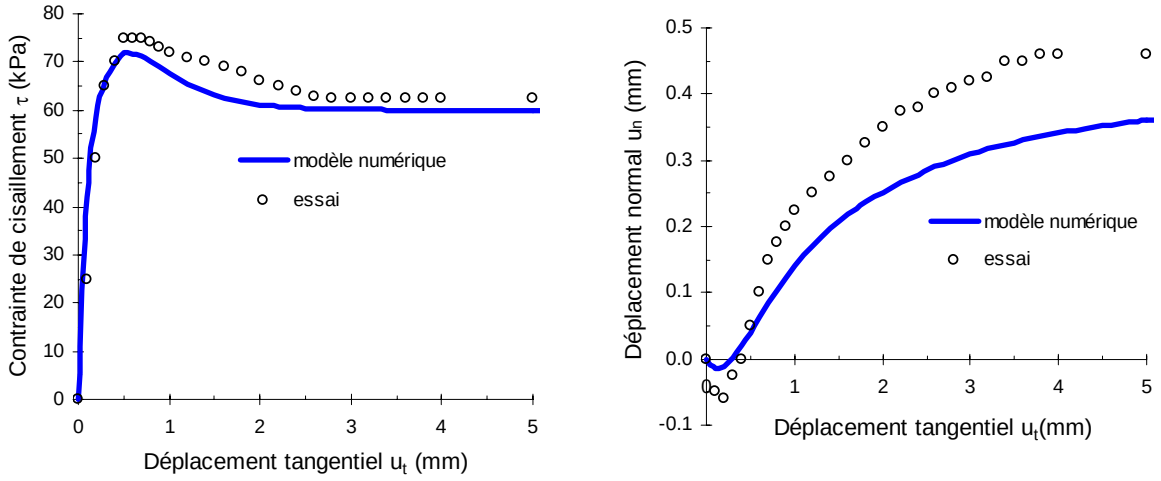


Figure IV-39 Comparaison des prévisions de MEPI 2D dans ICFEP et des résultats expérimentaux : Essais d'interface à CNC σ_n = 100 kPa (sable de Silica I_D=0,84-acier rugueux)

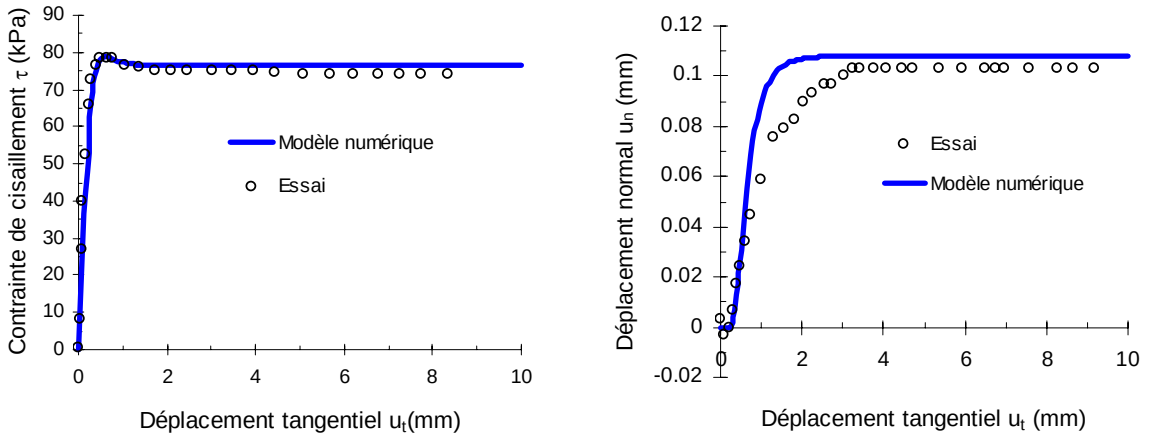


Figure IV-40 Comparaison des prévisions du modèle et des résultats expérimentaux : Essais d'interface à CNC σ_n = 150 kPa (sable de Dunkerque I_D=0,75 - métal rugueux, cf. § II.3.4.2)

IV.6.3. Simulation de l'essai en chambre d'étalonnage avec ICFEP

La modélisation numérique de l'essai de chargement du pieu modèle en chambre d'étalonnage dans du sable de Fontainebleau est effectuée suivant la même procédure numérique utilisée dans CESAR-LCPC (cf. §. IV.3). La géométrie est fidèle aux dimensions réelles de la chambre et du pieu modèle. Le maillage axisymétrique de ICFEP est réalisé par assemblages de blocs rectangulaires et trapézoïdaux (Fig. IV.41).

L'analyse numérique est effectuée d'abord, avec prise en compte de l'initialisation géostatique en appliquant le poids du sable en une seule étape. On a montré lors de la modélisation dans CESAR que le mode d'initialisation géostatique en une seule étape, ou en simulant la pluviation par plusieurs étapes, n'influence guère les résultats. On procède ensuite à l'application du confinement radial et vertical (100 kPa). Enfin, on applique le chargement en 50 incréments de 0,1 mm. Quant aux modèles de comportement, ils sont les mêmes que ceux utilisés dans la modélisation avec CESAR-LCPC (Tab. IV.1) avec les paramètres d'interface du tableau IV.12 (interface sable de Fontainebleau-acier). Les résultats lors de la phase de chargement relatifs à la mobilisation du cisaillement et de la contrainte normale moyenne à l'interface sont du même ordre de grandeur que ceux obtenus avec CESAR (Fig. IV.42).

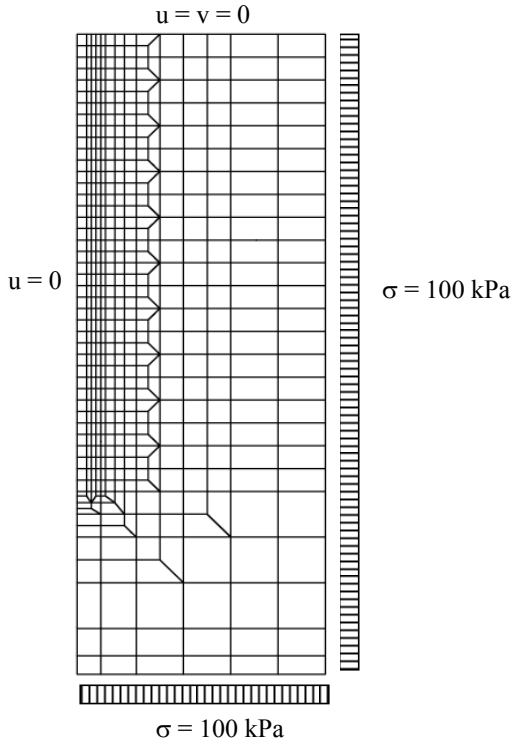


Figure IV-41 Maillage de la chambre d'étalonnage par ICFEP

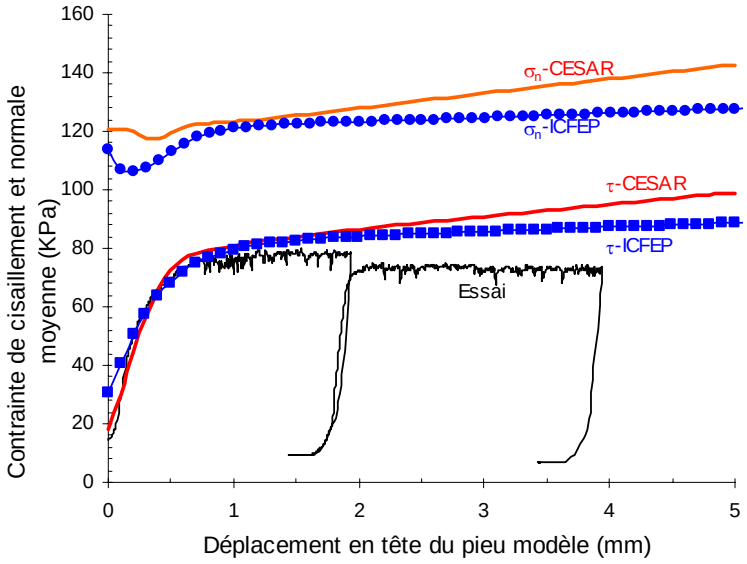


Figure IV-42 Evolution des contraintes normale et de cisaillement à l'interface lors du chargement du pieu et comparaison entre résultats avec CESAR (élément couche mince) et ICFEP (élément sans épaisseur)

IV.6.4. Simulation de l'essai de pieu ICP à Dunkerque

On considère, l'exemple de la modélisation de l'essai de chargement du pieu ICP à Dunkerque (type 2). La modélisation à l'aide de CESAR a été effectuée au paragraphe IV.4. Pour ICFEP, le maillage et les conditions aux limites sont donnés sur la figure (IV.43). L'initialisation des conditions initiales et le mode de chargement (déplacements imposés en 80 incréments de 0,1 mm) suivent la même procédure que celle utilisée avec CESAR. Quant aux contraintes résiduelles, on considère seulement l'application des contraintes radiales (l'initialisation des contraintes de cisaillement et de celles en pointe n'est pas considérée dans ICFEP). Les valeurs des contraintes normales résiduelles à l'interface sont déterminées à partir de l'équation (*IV-1*) (Jardine et al. 2005). Ces contraintes normales sont ensuite appliquées aux bords de l'interface.

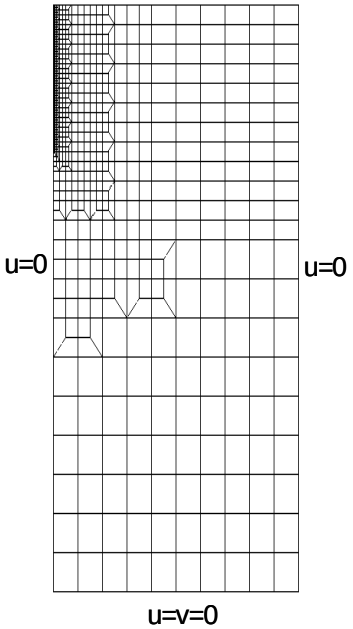
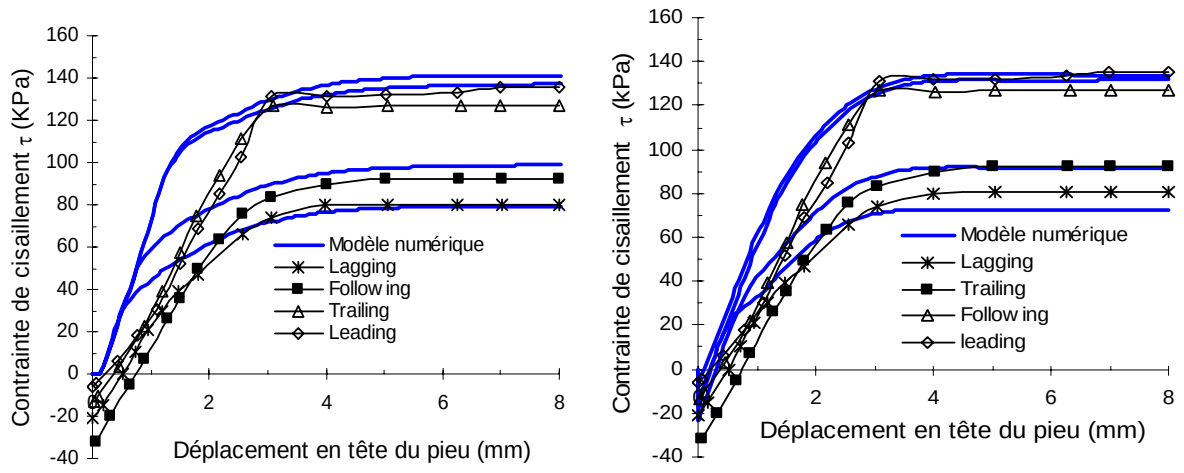


Figure IV-43 Conditions aux limites et maillage dans ICFEP (Essai de chargement du pieu ICP à Dunkerque)

Les mêmes calculs de l'exemple du pieu de type 2 à Dunkerque ont été effectués en appliquant les contraintes normales résiduelles aux bords de l'interface. Les résultats de ces calculs ont été comparés, comme auparavant, aux données expérimentales.

Pour les deux types d'interface, les résultats sont en bon accord avec les essais (Fig. IV.44). Sur la figure IV.45, la mobilisation moyenne du frottement est tracée pour les 2 types d'interface (interface couche mince : CESAR, interface sans épaisseur : ICFEP). Globalement, les résultats numériques sont en bon accord avec les essais. De plus, les deux types d'éléments permettent de bien modéliser le comportement de l'interface avec le modèle MEPI 2D et les résultats correspondants sont très proches.



(a) *(b)*

Figure IV-44 Mobilisation de la contrainte de cisaillement et comparaison avec les valeurs expérimentales : option 2 (a)Interface sans épaisseur (ICFEP) (b) Interface couche mince (CESAR)

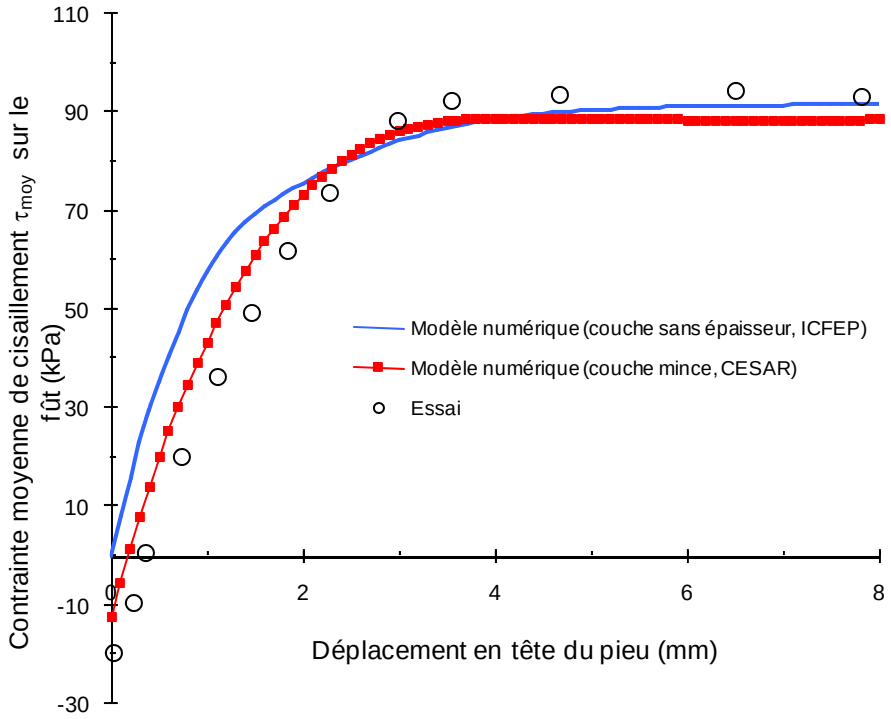


Figure IV-45 Mobilisation de la contrainte de cisaillement moyenne et comparaison entre les modèles avec couche mince et sans épaisseur avec les valeurs expérimentales

IV.7. Conclusion

Dans ce chapitre, une méthodologie générale de modélisation par éléments finis d'un essai de chargement de pieu battu ou foncé est présentée. Cette méthodologie tient compte, d'une part, des effets d'installation en reproduisant les contraintes de cisaillement et en pointe résiduelles et, d'autre part, du comportement de l'interface en considérant un modèle de comportement approprié (MEPI 2D). Les pieux sont modélisés en utilisant une géométrie et

un maillage à symétrie de révolution et les éléments d'interface considérés sont, dans un premier temps, de type couche mince.

L'analyse d'un pieu modèle en chambre d'étalonnage a été effectuée en tenant compte de la pluviation du sable autour du pieu modèle. Les prévisions par éléments finis sont en bonne concordance avec l'essai de chargement et l'influence de l'initialisation géostatique s'avère négligeable. Ensuite, les modélisations de pieux modèles "ICP" et d'un pieu en vraie grandeur "LCPC" sur site sont effectuées. Dans un premier temps, les prises en compte de la contrainte radiale après installation et des contraintes résiduelles de cisaillement et en pointe sont considérées en faisant l'initialisation des éléments d'interface. Le chargement du pieu est ensuite modélisé.

En comparant les prévisions numériques aux données expérimentales, le frottement dans la couche d'interface (modélisée par MEPI 2D) est bien reproduit. La résistance en pointe prédite est en revanche sous-estimée bien que les valeurs résiduelles soient bien reproduites. L'effet du battage ou fonçage du pieu, à l'origine d'une densification du sable autour de la pointe qui se traduit par une augmentation de sa rigidité est supposé à l'origine de cet écart. Par la suite, ce phénomène a été considéré dans la phase de chargement en modifiant le module d'Young dans une zone sous la pointe, avec une nette amélioration des résultats.

Dans un autre volet de ce travail, le modèle MEPI 2D a été programmé dans le logiciel EF de l'Imperial College (ICFEP) qui dispose d'un élément d'interface sans épaisseur (ICFEP). L'objectif était de comparer les deux stratégies classiques de modélisation du contact sol-pieu, à savoir : par éléments sans épaisseur et par éléments de type couche mince. Pour les deux types d'éléments d'interface, les résultats sont proches et les essais de chargement de pieu sont bien modélisés. Globalement l'essai de chargement du pieu est bien modélisé quel que soit le type d'interface.

Chapitre V. Modélisation numérique tridimensionnelle du comportement des pieux

V.1. Introduction

Le modèle d'interface MEPI 3D formulé en termes d'invariants dans l'espace tridimensionnel a été décrit et validé sur des essais de cisaillement d'interface au chapitre III (cf. § III.3). Ce modèle, destiné à reproduire le comportement de l'interface, a été implanté dans la version 3D du code de calcul aux éléments finis CESAR-LCPC, afin d'être utilisé pour l'étude de l'interaction sol-structure lors de la modélisation tridimensionnelle des essais de chargement de pieux. Dans ce qui suit, le modèle est d'abord vérifié sur un problème aux limites simple qu'est la boîte de cisaillement direct modifiée. Ensuite, une analyse tridimensionnelle des essais de chargement de pieux type 2 et 3 (cf. § II.3, II.4) est effectuée. L'analyse est basée sur la méthodologie proposée au chapitre IV, qui tient compte des effets d'installation du pieu et du modèle d'interface tridimensionnel MEPI 3D. Enfin, l'apport du nouveau modèle tridimensionnel est mis en évidence.

V.2. Implantation du modèle d'interface MEPI 3D dans CESAR-LCPC

V.2.1. Généralités

Comme décrit au chapitre III, l'interface a été modélisée en considérant les déformations comme variables d'état cinématiques ; le vecteur des déformations :

$$\underline{d\varepsilon}^T = (d\varepsilon_1, d\varepsilon_2, d\varepsilon_3, d\gamma_1, d\gamma_2, d\gamma_3) \qquad \textit{V-1}$$

est associé au vecteur des contraintes :

$$\underline{d\sigma}^T = (d\sigma_1, d\sigma_2, d\sigma_3, d\tau_1, d\tau_2 , d\tau_3) \qquad \textit{V-2}$$

Les contraintes appliquées à l'interface sont données sur la figure III.8 (voir aussi Tab.III.2). Les équations qui constituent le modèle de comportement de l'interface sont formulées en invariants qui sont exprimés par les termes des vecteurs de contrainte et déformation (cf. § III.3.1). Notons que, puisque le modèle d'interface MEPI 3D est formulé en termes d'invariants, aucune surface de discontinuité n'est a priori privilégiée par le modèle.

On verra plus tard que le choix d'un élément spécifique d'interface ($t \to 0$) permettra au modèle rhéologique de modéliser numériquement le comportement de la discontinuité. Nous présentons dans la suite, la méthodologie adoptée pour décrire le comportement tridimensionnel de l'interface sol-structure à l'aide d'éléments de type couche mince tridimensionnels (Eléments isoparamétiques tridimensionnels à 20 nœuds).

V.2.2. Eléments d'interface de type couche mince tridimensionnels

Les principes de la méthode exposée dans ce paragraphe pour les éléments de type couche mince tridimensionnels sont les mêmes déjà utilisés pour la modélisation par éléments finis de l'interface bidimensionnelle en utilisant des éléments couche mince (cf. § I.3.4). Considérons la schématisation de l'interface présentée sur la figure V.1. La zone de contact ou interface est représentée par un élément de massif isoparamétrique à 20 nœuds. Dans le repère local (O, m, n, ℓ), la plus grande dimension de l'élément L est parallèle à l'axe m, la petite épaisseur t de l'élément est parallèle à l'axe ℓ et la dimension H est parallèle à l'axe n. On choisit le repère global de telle manière que les axes x et m sont confondus. Le repère local (O, m, n, ℓ) est incliné d'un angle α autour de l'axe x par rapport au repère global (x, y, z). On considère l'une des formes de rotations tridimensionnelles des corps rigides autour d'un axe spécifique (par exemple, Mehrabadi et al. 1995).

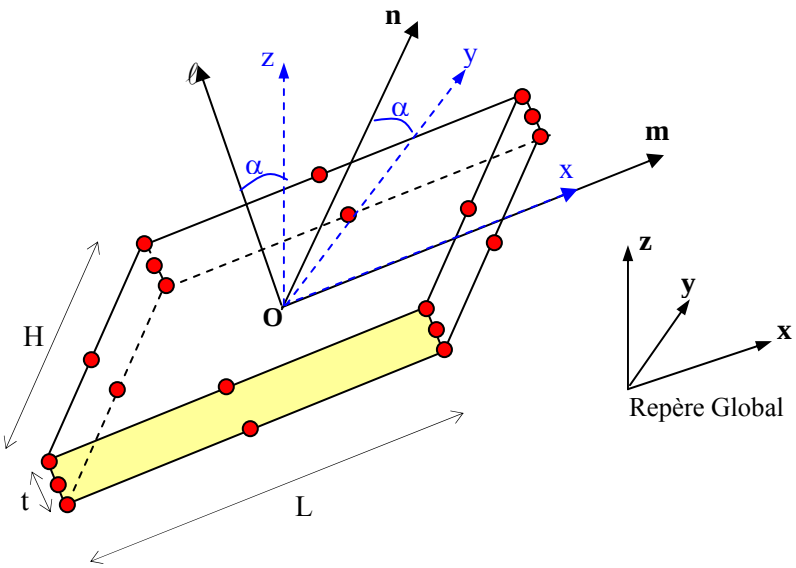


Figure V-1 Elément d'interface à 20 noeuds

Considérons l'élément de la figure V.1 dans son repère local (O, m, n, ℓ). En suivant les procédures classiques de la méthode des éléments finis, le vecteur de déformation aux nœuds de l'élément $\underline{d\varepsilon}^T = (d\varepsilon_{mm}, d\varepsilon_{nn}, d\varepsilon_{\ell\ell}, d\gamma_{mn}, d\gamma_{m\ell}, d\gamma_{n\ell})$ s'écrit dans le repère local :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{mm} \\ \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{\ell\ell} \\ \gamma_{mn} \\ \gamma_{m\ell} \\ \gamma_{n\ell} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \dfrac{\partial u}{\partial m} \\ \dfrac{\partial v}{\partial n} \\ \dfrac{\partial w}{\partial \ell} \\ \dfrac{\partial u}{\partial n} + \dfrac{\partial v}{\partial m} \\ \dfrac{\partial u}{\partial \ell} + \dfrac{\partial w}{\partial m} \\ \dfrac{\partial v}{\partial \ell} + \dfrac{\partial w}{\partial n} \end{pmatrix} \qquad V\text{-}3$$

Les déplacements u, v et w dans les directions m, n et ℓ sont exprimés en fonction des déplacements nodaux de l'élément u_i, v_i et w_i (i=1, 20) par les relations :

$$\begin{cases} u = \sum_{i=1}^{20} N_i u_i \\ v = \sum_{i=1}^{20} N_i v_i \\ w = \sum_{i=1}^{20} N_i w_i \end{cases} \qquad V\text{-}4$$

$N_i(\xi, \eta, \zeta)$ étant les fonctions de forme aux nœuds de l'élément définies dans le repère (ξ, η, ζ) de l'élément de référence.

A partir de (*V-3)* et (*V-4*), les déformations aux nœuds de l'élément peuvent donc s'écrire sous la forme matricielle suivante :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{mm} \\ \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{\ell\ell} \\ \gamma_{mn} \\ \gamma_{m\ell} \\ \gamma_{n\ell} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial m} & 0 & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial m} & 0 & 0 & \dots & \frac{\partial N_{20}}{\partial m} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial n} & 0 & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial n} & 0 & \dots & 0 & \frac{\partial N20}{\partial n} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial \ell} & 0 & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial \ell} & \dots & 0 & 0 & \frac{\partial N_{20}}{\partial \ell} \\ \frac{\partial N_1}{\partial n} & \frac{\partial N_1}{\partial m} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial n} & \frac{\partial N_2}{\partial m} & 0 & \dots & \frac{\partial N_{20}}{\partial n} & \frac{\partial N_{20}}{\partial m} & 0 \\ \frac{\partial N_1}{\partial \ell} & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial m} & \frac{\partial N_2}{\partial \ell} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial m} & \dots & \frac{\partial N_{20}}{\partial \ell} & 0 & \frac{\partial N_{20}}{\partial m} \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial \ell} & \frac{\partial N_1}{\partial n} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial \ell} & \frac{\partial N_2}{\partial n} & \dots & 0 & \frac{\partial N_{20}}{\partial \ell} & \frac{\partial N_{20}}{\partial n} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ \vdots \\ u_{20} \\ v_{20} \\ w_{20} \end{pmatrix} \qquad V\text{-}5$$

ou encore :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{mm} \\ \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{\ell\ell} \\ \gamma_{mn} \\ \gamma_{m\ell} \\ \gamma_{n\ell} \end{pmatrix} = \underline{\underline{B}} \begin{pmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ \vdots \\ u_{20} \\ v_{20} \\ w_{20} \end{pmatrix} \quad avec \quad \underline{\underline{B}} = \underline{\underline{L}} \,.\, \underline{\underline{N}} \qquad V\text{-}6$$

$$\text{avec : } \underline{\underline{L}} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial m} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial n} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial \ell} \\ \frac{\partial}{\partial n} & \frac{\partial}{\partial m} & 0 \\ \frac{\partial}{\partial \ell} & 0 & \frac{\partial}{\partial m} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial \ell} & \frac{\partial}{\partial n} \end{bmatrix} ; \quad \underline{\underline{N}} = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & \cdots & N_{20} & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & \cdots & 0 & N_{20} & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & \cdots & 0 & 0 & N_{20} \end{bmatrix} \qquad V\text{-}7$$

La matrice $\underline{\underline{L}}$ est la matrice de dérivation, la matrice $\underline{\underline{N}}$ contient les fonctions de forme aux nœuds de l'élément. Pour obtenir la matrice $\underline{\underline{B}}$ (*eq.V-6*), il est nécessaire d'introduire la matrice jacobienne $\underline{\underline{J}}$ permettant la transformation géométrique entre l'élément fini et l'élément de référence. Pour le cas tridimensionnel, $\underline{\underline{J}}$ s'écrit :

$$\underline{\underline{J}} = \begin{bmatrix} \frac{\partial m}{\partial \xi} & \frac{\partial n}{\partial \xi} & \frac{\partial \ell}{\partial \xi} \\ \frac{\partial m}{\partial \eta} & \frac{\partial n}{\partial \eta} & \frac{\partial \ell}{\partial \eta} \\ \frac{\partial m}{\partial \zeta} & \frac{\partial n}{\partial \zeta} & \frac{\partial \ell}{\partial \zeta} \end{bmatrix} \qquad V\text{-}8$$

On a donc :

$$\begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial m} \\ \frac{\partial}{\partial n} \\ \frac{\partial}{\partial \ell} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial m}{\partial \xi} & \frac{\partial n}{\partial \xi} & \frac{\partial \ell}{\partial \xi} \\ \frac{\partial m}{\partial \eta} & \frac{\partial n}{\partial \eta} & \frac{\partial \ell}{\partial \eta} \\ \frac{\partial m}{\partial \zeta} & \frac{\partial n}{\partial \zeta} & \frac{\partial \ell}{\partial \zeta} \end{bmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial \xi} \\ \frac{\partial}{\partial \eta} \\ \frac{\partial}{\partial \zeta} \end{pmatrix} = \underline{\underline{J}}^{-1} \begin{pmatrix} \frac{\partial}{\partial \xi} \\ \frac{\partial}{\partial \eta} \\ \frac{\partial}{\partial \zeta} \end{pmatrix} \qquad V\text{-}9$$

Pour un élément parallélépipède de longueur L, de largeur H et d'épaisseur t (Fig. V.1), l'inverse de la matrice jacobienne prend la forme suivante :

$$\underline{\underline{J}}^{-1} = \begin{bmatrix} \frac{2}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2}{H} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2}{t} \end{bmatrix} \qquad V\text{-}10$$

Et, par conséquent, la matrice $\underline{\underline{B}}$ donnée en (*eq. V-6*) est explicitée par :

$$\underline{\underline{B}} = \begin{bmatrix} \frac{2}{L}\frac{\partial N_1}{\partial \xi} & 0 & 0 & \frac{2}{L}\frac{\partial N_2}{\partial \xi} & 0 & 0 & \dots & \frac{2}{L}\frac{\partial N_{20}}{\partial \xi} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{2}{H}\frac{\partial N_1}{\partial \eta} & 0 & 0 & \frac{2}{H}\frac{\partial N_2}{\partial \eta} & 0 & \dots & 0 & \frac{2}{H}\frac{\partial N20}{\partial \eta} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{2}{t}\frac{\partial N_1}{\partial \zeta} & 0 & 0 & \frac{2}{t}\frac{\partial N_2}{\partial \zeta} & \dots & 0 & 0 & \frac{2}{t}\frac{\partial N_{20}}{\partial \zeta} \\ \frac{2}{H}\frac{\partial N_1}{\partial \eta} & \frac{2}{L}\frac{\partial N_1}{\partial \xi} & 0 & \frac{2}{H}\frac{\partial N_2}{\partial \eta} & \frac{2}{L}\frac{\partial N_2}{\partial \xi} & 0 & \dots & \frac{2}{H}\frac{\partial N_{20}}{\partial \eta} & \frac{2}{L}\frac{\partial N_{20}}{\partial \xi} & 0 \\ \frac{2}{t}\frac{\partial N_1}{\partial \zeta} & 0 & \frac{2}{L}\frac{\partial N_1}{\partial \xi} & \frac{2}{t}\frac{\partial N_2}{\partial \zeta} & 0 & \frac{2}{L}\frac{\partial N_2}{\partial \xi} & \dots & \frac{2}{t}\frac{\partial N_{20}}{\partial \zeta} & 0 & \frac{2}{t}\frac{\partial N_{20}}{\partial \xi} \\ 0 & \frac{2}{t}\frac{\partial N_1}{\partial \zeta} & \frac{2}{H}\frac{\partial N_1}{\partial \eta} & 0 & \frac{2}{t}\frac{\partial N_2}{\partial \zeta} & \frac{2}{H}\frac{\partial N_2}{\partial \eta} & \dots & 0 & \frac{2}{t}\frac{\partial N_{20}}{\partial \zeta} & \frac{2}{H}\frac{\partial N_{20}}{\partial \eta} \end{bmatrix} \qquad V\text{-}11$$

Ainsi, pour notre élément spécifique d'interface, les déformations sont exprimées en fonction des déplacements nodaux de la manière suivante :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{mm} \\ \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{\ell\ell} \\ \gamma_{mn} \\ \gamma_{m\ell} \\ \gamma_{n\ell} \end{pmatrix} = \frac{2}{t} \begin{bmatrix} \frac{t}{L}\frac{\partial N_1}{\partial \xi} & 0 & 0 & \frac{t}{L}\frac{\partial N_2}{\partial \xi} & 0 & 0 & \dots & \frac{t}{L}\frac{\partial N_{20}}{\partial \xi} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{t}{H}\frac{\partial N_1}{\partial \eta} & 0 & 0 & \frac{t}{H}\frac{\partial N_2}{\partial \eta} & 0 & \dots & 0 & \frac{t}{H}\frac{\partial N_{20}}{\partial \eta} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial \zeta} & 0 & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial \zeta} & \dots & 0 & 0 & \frac{\partial N_{20}}{\partial \zeta} \\ \frac{t}{H}\frac{\partial N_1}{\partial \eta} & \frac{t}{L}\frac{\partial N_1}{\partial \xi} & 0 & \frac{t}{H}\frac{\partial N_2}{\partial \eta} & \frac{t}{L}\frac{\partial N_2}{\partial \xi} & 0 & \dots & \frac{t}{H}\frac{\partial N_{20}}{\partial \eta} & \frac{t}{L}\frac{\partial N_{20}}{\partial \xi} & 0 \\ \frac{\partial N_1}{\partial \zeta} & 0 & \frac{t}{L}\frac{\partial N_1}{\partial \xi} & \frac{\partial N_2}{\partial \zeta} & 0 & \frac{t}{L}\frac{\partial N_2}{\partial \xi} & \dots & \frac{\partial N_{20}}{\partial \zeta} & 0 & \frac{t}{L}\frac{\partial N_{20}}{\partial \xi} \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial \zeta} & \frac{t}{H}\frac{\partial N_1}{\partial \eta} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial \zeta} & \frac{t}{H}\frac{\partial N_2}{\partial \eta} & \dots & 0 & \frac{\partial N_{20}}{\partial \zeta} & \frac{t}{H}\frac{\partial N_{20}}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ \vdots \\ u_{20} \\ v_{20} \\ w_{20} \end{pmatrix} \qquad V\text{-}12$$

En réduisant l'épaisseur de l'interface $(t \to 0)$, condition qui caractérise l'élément d'interface de type couche mince bidimensionnel, et qu'on généralise au cas tridimensionnel, les termes de la matrice (*V-12*) qui contiennent les rapports t/L et t/H deviennent négligeables. Par conséquent, les rapports de forme considérés dans cette approche tridimensionnelle (L/t et H/t) doivent être suffisamment grands pour que les déformations calculées aux nœuds de l'élément traduisent le mode de déformation caractéristique de l'interface. Ainsi dans l'hypothèse $(t \to 0)$:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{mm} \\ \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{\ell\ell} \\ \gamma_{mn} \\ \gamma_{m\ell} \\ \gamma_{n\ell} \end{pmatrix} = \frac{2}{t} \begin{bmatrix} \cong 0 & 0 & 0 & \cong 0 & 0 & 0 & \dots & \cong 0 & 0 & 0 \\ 0 & \cong 0 & 0 & 0 & \cong 0 & 0 & \dots & 0 & \cong 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial \zeta} & 0 & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial \zeta} & \dots & 0 & 0 & \frac{\partial N_{20}}{\partial \zeta} \\ \cong 0 & \cong 0 & 0 & \cong 0 & \cong 0 & 0 & \dots & \cong 0 & \cong 0 & 0 \\ \frac{\partial N_1}{\partial \zeta} & 0 & \cong 0 & \frac{\partial N_2}{\partial \zeta} & 0 & \cong 0 & \dots & \frac{\partial N_{20}}{\partial \zeta} & 0 & \cong 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial \zeta} & \cong 0 & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial \zeta} & \cong 0 & \dots & 0 & \frac{\partial N_{20}}{\partial \zeta} & \cong 0 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ \vdots \\ u_{20} \\ v_{20} \\ w_{20} \end{pmatrix} \qquad \textit{V-13}$$

Sur la base de la relation (*V-13*), et en analogie avec les calculs bidimensionnels de De Gennaro et Frank (2005), les déformations de l'élément d'interface s'écrivent :

$$\begin{cases} \varepsilon_{mm} \cong 0 \\ \varepsilon_{nn} \cong 0 \\ \varepsilon_{\ell\ell} \cong 2\sum_{i=1}^{20} \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \frac{w_i}{t} \cong \frac{2}{t} \sum_{i=1}^{20} \left(\frac{\partial (N_i w_i)}{\partial \zeta} - N_i \frac{\partial w_i}{\partial \zeta} \right) \cong \frac{2}{t} \sum_{i=1}^{20} \frac{\partial (N_i w_i)}{\partial \zeta} = \frac{2}{t} \sum_{i=1}^{20} \frac{\partial (u_\ell)}{\partial \zeta} \\ \gamma_{mn} \cong 0 \\ \gamma_{m\ell} \cong 2\sum_{i=1}^{20} \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \frac{u_i}{t} \cong \frac{2}{t} \sum_{i=1}^{20} \left(\frac{\partial (N_i u_i)}{\partial \zeta} - N_i \frac{\partial u_i}{\partial \zeta} \right) \cong \frac{2}{t} \sum_{i=1}^{20} \frac{\partial (N_i u_i)}{\partial \zeta} = \frac{2}{t} \sum_{i=1}^{20} \frac{\partial (u_{tm})}{\partial \zeta} \\ \gamma_{n\ell} \cong 2\sum_{i=1}^{20} \frac{\partial N_i}{\partial \zeta} \frac{v_i}{t} \cong \frac{2}{t} \sum_{i=1}^{20} \left(\frac{\partial (N_i v_i)}{\partial \zeta} - N_i \frac{\partial v_i}{\partial \zeta} \right) \cong \frac{2}{t} \sum_{i=1}^{20} \frac{\partial (N_i v_i)}{\partial \zeta} = \frac{2}{t} \sum_{i=1}^{20} \frac{\partial (u_{tn})}{\partial \zeta} \end{cases} \qquad \textit{V-14}$$

où u_ℓ est le déplacement absolu des nœuds de l'élément dans la direction normale (ℓ) au plan (m, n), u_{tm} et u_{tn} sont les déplacements tangentiels absolus des nœuds de l'élément dans le plan (m, n) respectivement dans les directions m et n. Sur la base de la relation (*V-14*), les déformations moyennes dans l'élément peuvent être calculées à partir des valeurs des déplacements sur les limites inférieure (u_ℓ^-, u_{tm}^-, u_{tn}^-) et supérieure (u_ℓ^+, u_{tm}^+, u_{tn}^+) de l'élément, d'où :

$$\begin{cases} \varepsilon_{mm} \cong 0 \\ \varepsilon_{nn} \cong 0 \\ \varepsilon_{\ell\ell} \cong \frac{2}{t} \left(\frac{u_\ell^+ - u_\ell^-}{2} \right) = \frac{[u_\ell]}{t} \\ \gamma_{mn} \cong 0 \\ \gamma_{m\ell} \cong \frac{2}{t} \left(\frac{u_{tm}^+ - u_{tm}^-}{2} \right) = \frac{[u_{tm}]}{t} \\ \gamma_{n\ell} \cong \frac{2}{t} \left(\frac{u_{tn}^+ - u_{tn}^-}{2} \right) = \frac{[u_{tn}]}{t} \end{cases} \qquad \textit{V-15}$$

où $[u_\ell]$ est le déplacement relatif de l'élément dans la direction normale (ℓ) au plan (m, n), $[u_{tm}]$ et $[u_{tn}]$ sont les déplacements relatifs de l'élément dans le plan (m, n) respectivement dans les directions m et n.

En définitive, à partir de l'équation (*V-15*), en réduisant l'épaisseur de l'élément, la cinématique de l'interface est implicitement imposée et compatible avec le choix des conditions cinématiques décrites au chapitre III pour l'interface.

V.2.3. Détermination des caractéristiques élastiques fictives de l'interface

Les paramètres élastiques tels qu'ils sont introduits dans le modèle de comportement MEPI 3D sont K_n et K_t (*eq. III-14*). D'autre part, les éléments d'interface utilisés dans CESAR-LCPC sont des éléments de massif auxquels on attribue l'élasticité linéaire isotrope de Hooke. Les paramètres élastiques de l'interface introduits dans CESAR sont donc E* et ν* dits paramètres élastiques fictifs. La détermination de ces paramètres est effectuée en identifiant les éléments de la matrice élastique de l'interface exprimée dans le repère global aux éléments de la matrice élastique linéaire isotrope donnée par la loi de Hooke en tenant compte de l'orientation du repère global par rapport au repère local. E* et ν* sont donc exprimés en fonction de K_n et K_t.

Pour cela, considérons l'élément d'interface de la figure V.1. Si $\underline{\Sigma} = (\sigma_{11}, \sigma_{22}, \sigma_{33}, \tau_{12}, \tau_{13}, \tau_{23})^T$ est le vecteur des contraintes dans le repère global (x, y, z) et $\underline{\sigma} = (\sigma_{mm}, \sigma_{nn}, \sigma_{\ell\ell}, \tau_{mn}, \tau_{m\ell}, \tau_{n\ell})$ le vecteur des contraintes dans le repère local (m, n, ℓ), la relation entre les contraintes locales et globales est donnée en considérant la matrice de rotation des contraintes $\underline{\underline{R}}_\sigma$ par :

$$\begin{pmatrix} \sigma_{mm} \\ \sigma_{nn} \\ \sigma_{ll} \\ \tau_{mn} \\ \tau_{ml} \\ \tau_{nl} \end{pmatrix} = \underline{\underline{R}}_\sigma \begin{pmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \tau_{12} \\ \tau_{13} \\ \tau_{23} \end{pmatrix} \qquad \textit{V-16}$$

La détermination de la matrice de rotation est basée sur le théorème d'Euler qui permet la représentation des rotations de corps rigides. Ce théorème permet la caractérisation de la rotation tridimensionnelle d'un angle α autour d'un axe spécifique indiqué par le vecteur

unitaire $\underline{u}\begin{pmatrix} n_1 \\ n_2 \\ n_3 \end{pmatrix}$. Ainsi, dans un espace à six dimensions, la matrice de rotation tridimensionnelle est donnée par un tenseur orthogonal à six dimensions (par exemple, Mehrabadi et al. 1995) par la formule :

$$\underline{\underline{R}}_\sigma = e^{\alpha P} = \underline{\underline{I}} + \sin\alpha \underline{\underline{P}} + (1-\cos\alpha)\underline{\underline{P}}^2 + \frac{1}{3}\sin\alpha(1-\cos\alpha)\left(\underline{\underline{P}} + \underline{\underline{P}}^3\right) + \frac{1}{6}(1-\cos\alpha)^2\left(\underline{\underline{P}}^2 + \underline{\underline{P}}^4\right) \qquad \textit{V-17}$$

avec :

$$\underline{\underline{P}} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & \sqrt{2}n_2 & -\sqrt{2}n_3 \\ 0 & 0 & 0 & -\sqrt{2}n_1 & 0 & \sqrt{2}n_3 \\ 0 & 0 & 0 & \sqrt{2}n_1 & -\sqrt{2}n_2 & 0 \\ 0 & \sqrt{2}n_1 & -\sqrt{2}n_1 & 0 & n_3 & -n_2 \\ -\sqrt{2}n_2 & 0 & \sqrt{2}n_2 & -n_3 & 0 & n_1 \\ -\sqrt{2}n_3 & -\sqrt{2}n_3 & 0 & n_2 & -n_1 & 0 \end{bmatrix} \qquad \textit{V-18}$$

Si on considère, la rotation du repère global (O, x, y, z) d'un angle α autour de l'axe x (Fig. V.1), on a $\underline{u}\begin{pmatrix} n_1 \\ n_2 \\ n_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$ et la matrice $\underline{\underline{P}}$ devient :

$$\underline{\underline{P}} = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\sqrt{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \sqrt{2} & 0 & 0 \\ 0 & \sqrt{2} & -\sqrt{2} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 \end{bmatrix} \qquad \textit{V-19}$$

L'expression de la matrice de rotation des contraintes exprimée dans le cas général en (*V-17*) devient en remplaçant $\underline{\underline{P}}$ par son expression en (*V-19)* :

$$\underline{\underline{R}}_\sigma = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & (\cos\alpha)^2 & 1-(\cos\alpha)^2 & -\sqrt{2}\cos\alpha\sin\alpha & 0 & 0 \\ 0 & 1-(\cos\alpha)^2 & (\cos\alpha)^2 & \sqrt{2}\cos\alpha\sin\alpha & 0 & 0 \\ 0 & \sqrt{2}\cos\alpha\sin\alpha & -\sqrt{2}\cos\alpha\sin\alpha & 2(\cos\alpha)^2-1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos\alpha & \sin\alpha \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin\alpha & \cos\alpha \end{bmatrix} \qquad \textit{V-20}$$

D'une manière analogue, si $\underline{E} = (\varepsilon_{11}, \varepsilon_{22}, \varepsilon_{33}, \gamma_{12}, \gamma_{13}, \gamma_{23})^T$ est le vecteur des déformations dans le repère global (x, y, z) et $\underline{\varepsilon} = (\varepsilon_{mm}, \varepsilon_{nn}, \varepsilon_{\ell\ell}, \gamma_{mn}, \gamma_{m\ell}, \gamma_{n\ell})^T$ le vecteur des déformations dans le repère local (m, n, ℓ), la relation entre les déformations locales et globales est donnée en considérant la matrice de rotation des déformations $\underline{\underline{R}}_\varepsilon$ par :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{mm} \\ \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{\ell\ell} \\ \gamma_{mn} \\ \gamma_{m\ell} \\ \gamma_{n\ell} \end{pmatrix} = \underline{\underline{R}}_\varepsilon \begin{pmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \gamma_{12} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{23} \end{pmatrix} \qquad \textit{V-21}$$

avec :

$$\underline{\underline{R}}_\varepsilon = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & (\cos\alpha)^2 & 1-(\cos\alpha)^2 & -\frac{1}{\sqrt{2}}\cos\alpha\sin\alpha & 0 & 0 \\ 0 & 1-(\cos\alpha)^2 & (\cos\alpha)^2 & \frac{1}{\sqrt{2}}\cos\alpha\sin\alpha & 0 & 0 \\ 0 & 2\sqrt{2}\cos\alpha\sin\alpha & -2\sqrt{2}\cos\alpha\sin\alpha & 2(\cos\alpha)^2-1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cos\alpha & \sin\alpha \\ 0 & 0 & 0 & 0 & -\sin\alpha & \cos\alpha \end{bmatrix} \qquad \textit{V-22}$$

Supposons maintenant que le comportement local élastique de l'interface, comme le prévoit le modèle MEPI 3D, s'écrit :

$$\begin{pmatrix} \sigma_{mm} \\ \sigma_{nn} \\ \sigma_{\ell\ell} \\ \tau_{mn} \\ \tau_{m\ell} \\ \tau_{n\ell} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} tK_n & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & tK_n & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & tK_n & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & tK_t & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & tK_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & tK_t \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \varepsilon_{mm} \\ \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{\ell\ell} \\ \gamma_{mn} \\ \gamma_{m\ell} \\ \gamma_{n\ell} \end{pmatrix} = \underline{\underline{K}}^L \begin{pmatrix} \varepsilon_{mm} \\ \varepsilon_{nn} \\ \varepsilon_{\ell\ell} \\ \gamma_{mn} \\ \gamma_{m\ell} \\ \gamma_{n\ell} \end{pmatrix} \qquad \textit{V-23}$$

Afin d'obtenir la matrice de rigidité globale du système discrétisé, la matrice de rigidité locale $\underline{\underline{K}}^L$ doit être exprimée dans le repère global (O, x, y, z). Ceci peut s'obtenir en imposant l'égalité entre l'énergie potentielle globale et locale de l'élément (Sharma et Desai 1992), ce qui s'écrit sous forme incrémentale :

$$\frac{1}{2}\underline{dE}^T \underline{\underline{D}}\, \underline{dE} = \frac{1}{2}\underline{d\varepsilon}^T \underline{\underline{K}}^L \underline{d\varepsilon} \qquad \textit{V-24}$$

A partir de (*V-21*) et (*V-24*) on obtient :

$$\underline{\underline{D}} = \underline{\underline{R_\varepsilon}}^T \underline{\underline{K}}^L \underline{\underline{R_\varepsilon}} \qquad V\text{-}25$$

En substituant (*V-22*) et (*V-23*) dans (*V-25*) et en définissant les quantités suivantes :

$$\begin{aligned} A &= (1-\cos 4\alpha) \\ B &= \frac{1}{4}(3+\cos 4\alpha) \\ C &= \frac{\sqrt{2}}{8}\sin 4\alpha \\ D &= (1+\cos 4\alpha) \end{aligned} \qquad V\text{-}26$$

la matrice d'élasticité $\underline{\underline{D}}$ devient :

$$\underline{\underline{D}} = \begin{bmatrix} tK_n & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & BtK_n + AtK_t & \frac{1}{4}AtK_n - AtK_t & -CtK_n + 4CtK_t & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{4}AtK_n - AtK_t & BtK_n + AtK_t & CtK_n - 4CtK_t & 0 & 0 \\ 0 & -CtK_n + 4CtK_t & CtK_n - 4CtK_t & \frac{1}{8}AtK_n + \frac{1}{2}DtK_t & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & tK_t & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & tK_t \end{bmatrix} \qquad V\text{-}27$$

D'autre part, le comportement de l'élément de massif utilisé pour décrire l'interface dans CESAR-LCPC est supposé élastique linéaire isotrope, donné par la loi de Hooke. Dans le cas tridimensionnel la matrice d'élasticité $\underline{\underline{D}}$ en (*eq. V-24*) prend aussi la forme suivante :

$$\underline{\underline{D}} = \begin{bmatrix} \frac{E(1+\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E(1+\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} & \frac{E(1+\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{E}{2(1+\nu)} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E}{2(1+\nu)} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{E}{2(1+\nu)} \end{bmatrix} \qquad V\text{-}28$$

En identifiant les éléments de la matrice en (*V-27*) avec ceux de la matrice (*V-28*), un module d'Young, E*, et un coefficient de Poisson ν*, fictifs pour l'interface sont définis. Ces deux quantités dépendent de l'orientation de l'élément d'interface dans le repère global (angle

α), de l'épaisseur t et des deux rigidités K_n et K_t caractérisant le comportement mécanique de l'interface dans son domaine d'élasticité.

On vérifie alors que, dans le cas d'une interface horizontale ($\alpha = 0$ degrés) ou verticale ($\alpha = 90°$ degrés), les caractéristiques élastiques sont le module d'Young E* et le coefficient de Poisson v* :

$$E^* = \frac{K_t(3K_n - 4K_t)t}{(K_n - K_t)} \qquad \textit{V-29}$$

$$\nu^* = \frac{(K_n - 2K_t)}{2(K_n - K_t)} \qquad \textit{V-30}$$

Notons que l'orientation de l'interface n'intervient que pour calculer les caractéristiques élastiques fictives de l'interface. En effet, la formulation en termes d'invariants du modèle élastoplastique permet sa généralisation sur la totalité des orientations choisies dans l'espace des contraintes.

V.2.4. Rapports de forme de l'élément tridimensionnel

Pour simuler le comportement de l'interface en utilisant des éléments de type couche mince en 2D, il est suggéré d'adopter des valeurs du rapport de forme L/t comprises entre 10 et 100 (Pande et Sharma 1979 ; Desai et al. 1984 ; Sharma et Desai 1992 ; Hohberg et Schweiger 1992). De Gennaro et Frank (2005) considèrent un rapport de forme entre 25 et 100 (cf. § I.3.4).

L'extension de l'approche "couche mince" au cas tridimensionnel nécessite, par conséquent, une vérification préalable des rapports L/t et H/t, nécessaire afin de reproduire correctement la cinématique de la couche d'interface. Dans le but d'analyser l'influence des rapports de forme de l'élément d'interface tridimensionnel sur la réponse mécanique de l'interface, on présente les résultats d'une étude paramétrique effectuée sur un élément tridimensionnel. Cette étude permet aussi de vérifier le bon fonctionnement du modèle d'interface MEPI 3D implanté dans le code de calcul aux éléments finis.

On reprend, dans la suite, l'essai à la boîte de cisaillement direct modifiée entre le sable dense de Dunkerque et de l'acier effectué par Kuwano (1996) (cf. Fig. II.9). La géométrie du problème considéré dans CESAR est représentée sur la figure V.2.

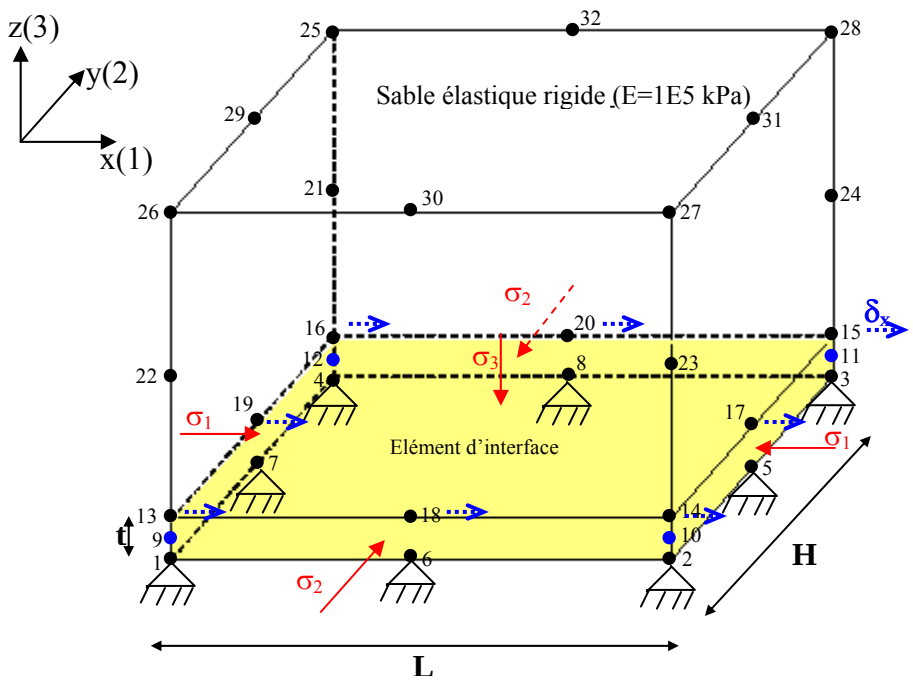


Figure V-2 Géométrie des éléments d'interface et de massif tridimensionnels

L'interface est simulée par un élément isoparamétrique à 20 nœuds de longueur d'épaisseur t = 0,003 m. Les valeurs L et H varient entre 0,003 m et 3 m, ce qui fait varier les rapports de forme entre 1 et 1000. Le massif de sol est également représenté par un élément isoparamétrique à 20 nœuds au dessus de l'interface. Les nœuds à la base de l'élément d'interface (n° 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 et 8) sont fixes dans les directions horizontale et verticale (encastrement parfait). Dans une première étape, l'élément d'interface est soumis à la condition K_0 avec : σ_3 = 150 kPa et $\sigma_1 = \sigma_2 = K_0.\sigma_3$ = 60 kPa, conformément aux hypothèses du paragraphe III.3.2. La deuxième étape consiste à appliquer le cisaillement. Les nœuds à l'interface entre le massif du sol et l'élément d'interface (n° 13, 14, 16, 16, 17, 18, 19 et 20) sont soumis au même déplacement horizontal positif δ_x suivant la direction x (Fig. V.2). Le massif de sable est supposé élastique linéaire et l'interface est représentée par le modèle MEPI 3D (sans radoucissement $\alpha_f = \alpha_r$). Les paramètres utilisés sont donnés dans le tableau V.1

Tableau V-1 Paramètres de MEPI 3D utilisés pour l'interface

K_n(kPa)	K_t(kPa)	α_0	α_f	α_{c0}	A_0	B_0	n	β	t (mm)
5.10^5	$2,5.10^5$	0,17	0,36	0,25	0,00001	0,015	-0,229	-0,4	3

Les paramètres élastiques introduits sont E* = 1500 kPa et ν* = 0 ($K_n = 2.K_t$) obtenus par (*V-29*) et (*V-30*).

Sur les figures V.3 et V.4, on a tracé les courbes de mobilisation du cisaillement (u_t, τ) dans les nœuds intermédiaires de l'interface 9, 10, 11 et 12 en faisant varier les valeurs des rapports de forme L/t (en fixant H à 0,1 m) et H/t (en fixant L à 0,1 m). En accord avec la formulation, le comportement de l'élément soumis au cisaillement est sensible aux valeurs des rapports de forme L/t et H/t. Pour un rapport de forme faible, la courbe de mobilisation de la résistance au cisaillement n'atteint pas la condition de rupture. Des oscillations sont également à signaler. Notons que la diminution de H/t influence moins la courbe de cisaillement que celle de L/t car le cisaillement se fait dans la direction x parallèle à L. Cependant à partir d'un rapport de forme L/t = 25 et H/t = 10, tant l'effet de l'augmentation de H que celui de L sur la courbe de mobilisation de la contrainte de cisaillement est atténué.

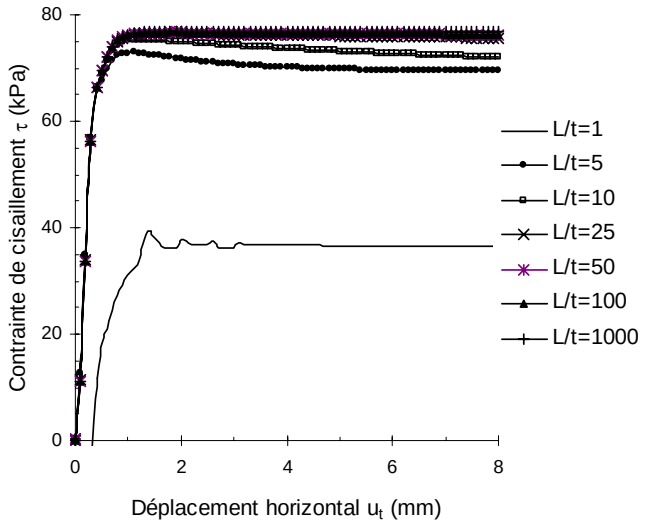


Figure V-3 Courbes de cisaillement : Influence de la variation de L/t

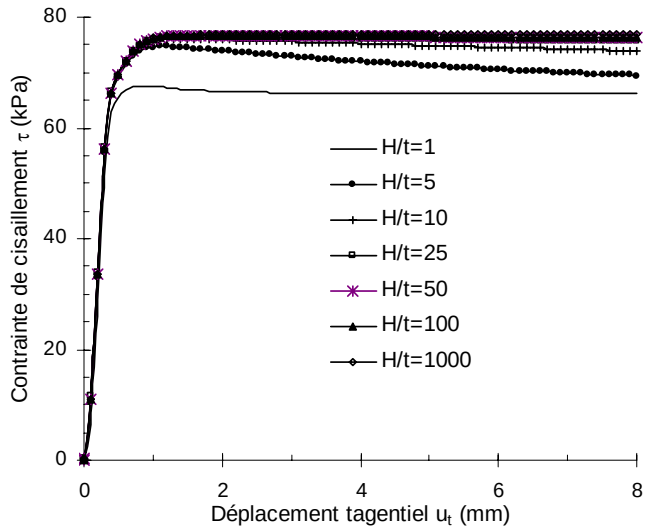


Figure V-4 Courbes de cisaillement : Influence de la variation de H/t

Pour un rapport de forme L/t = H/t = 50, la courbe de mobilisation de la contrainte de cisaillement numérique est comparée à la courbe expérimentale (Fig. V.5). Les courbes sont en bon accord. Notons que le modèle MEPI 3D programmé dans CESAR LCPC prévoit uniquement un écrouissage positif (sans radoucissement), ce qui explique l'absence du pic sur la courbe numérique.

Ainsi, on a présenté une validation du modèle par la méthode des éléments finis sur un problème aux limites simple et la plage des rapports de forme suggérée est L/t compris entre 25 et 1000 et H/t comprisentre 10 et 1000, pour un cisaillement dans la direction L.

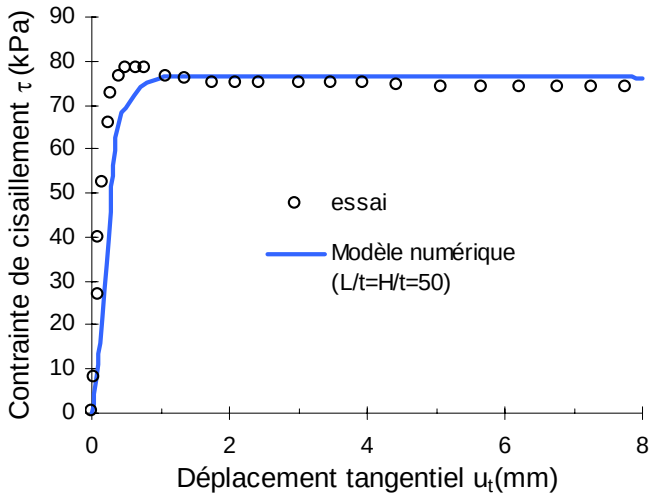


Figure V-5 Validation du modèle MEPI 3D aux éléments finis : Comparaison entre la courbe de contrainte de cisaillement numérique et expérimentale d'un essai BCDM entre le sable dense de Dunkerque et l'acier (Kuwano 1996)

V.2.5. Influence de K_0

L'un des apports majeurs du modèle MEPI 3D par rapport aux modèles d'interfaces bidimensionnels préexistants est la prise en compte de l'influence des contraintes de confinement σ_1, σ_2 et σ_3 (Fig. III.9) et donc de la contrainte moyenne agissant sur l'élément d'interface en 3D, représentée par le premier invariant $I_1(=\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3)$. Dans l'exemple particulier de la boîte de cisaillement présenté au paragraphe précédent, l'hypothèse $\sigma_1 = \sigma_2 = K_0.\sigma_3 = 60$ kPa (K_0=1-sinϕ' = 0,4 , ϕ' angle de frottement du sable) est importante. En considérant, par exemple un coefficient K_0 =1, la contrainte de cisaillement est très surestimée (Fig. V.6), d'où l'importance des contraintes σ_1 et σ_2 et de la valeur de K_0, comme déjà montré lors des simulations numériques présentées au chapitre 3 (cf. § III.3.6).

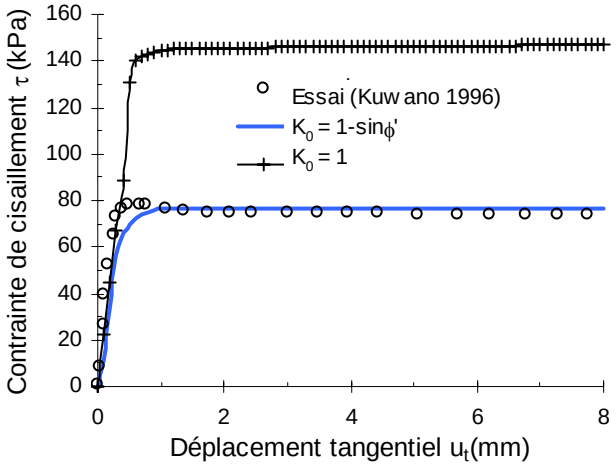


Figure V-6 Influence du coefficient de pression des terres K_0

V.2.6. Tests sur des interfaces orientées

Le modèle d'interface formulé en invariants ne privilégie aucune surface de discontinuité. Cependant, la cinématique de l'interface obtenue lorsque l'épaisseur t tend vers zéro (L/t et H/t appropriés) (cf. § V.2.2), conduit à des déformations négligeables ($\varepsilon_{mm} = \varepsilon_{nn} = \varepsilon_{mn} \cong 0$) (*eq. V-15*) et donc fait travailler l'élément tridimensionnel "couche mince" uniquement en cisaillement, comme un élément d'interface. Par ailleurs, la formulation du modèle en invariants permet de reproduire le même comportement quelle que soit l'orientation de l'interface. Ceci a été vérifié en faisant varier avec les mêmes conditions aux limites et le même jeu de paramètres, (cf. Fig. V.2, Tab. V.1) l'orientation de l'élément lors de la simulation de l'essai de cisaillement d'interface présenté au paragrapheV.2.4. Quatre orientations ont été considérées: $\alpha = 0$ degrés (Test 1), $\alpha = 90$ degrés (Test 2), $\alpha = 30$ degrés (Test 3), $\beta = 30$ degrés (Test 4) (où α est l'angle d'orientation de l'interface autour de l'axe x et β est l'angle d'orientation autour de l'axe y par rapport au repère global (x, y, z)). Le cisaillement est appliqué par des incréments de déplacement δ suivant la direction x ou y (Fig. V.7). Une dernière simulation a été effectuée dans le cas $\alpha = 0$ degrés en appliquant un cisaillement incliné d'un angle $\zeta = 40$ degrés par rapport à l'axe x (Test 5) (Fig. V.8).

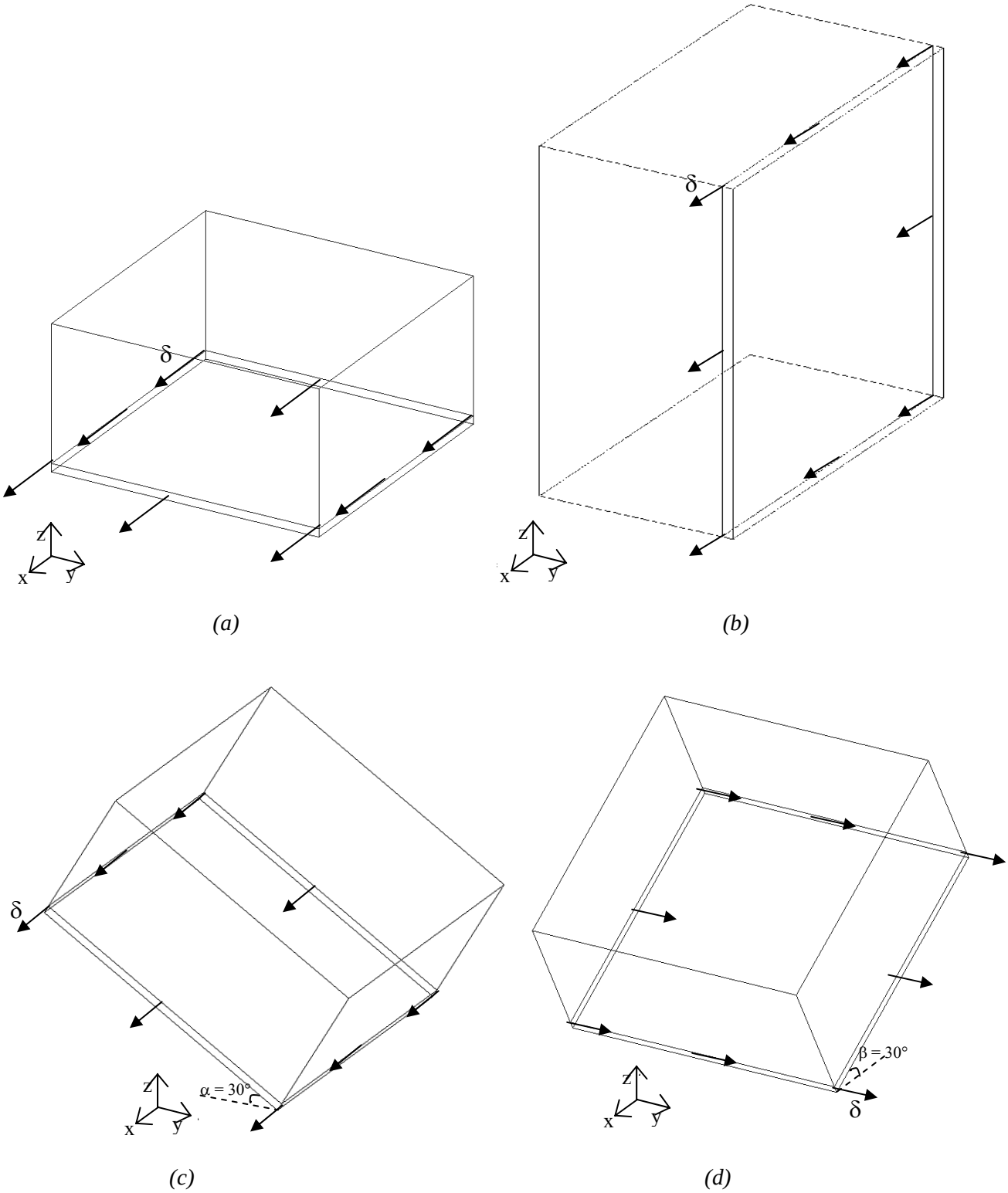


Figure V-7 Tests sur des interfaces orientées (a) Test 1 (α = 0 degrés) (b) Test 2 (α = 90 degrés) (c) Test 3 (α =30 degrés) (d) Test 4 (β = 30 degrés)

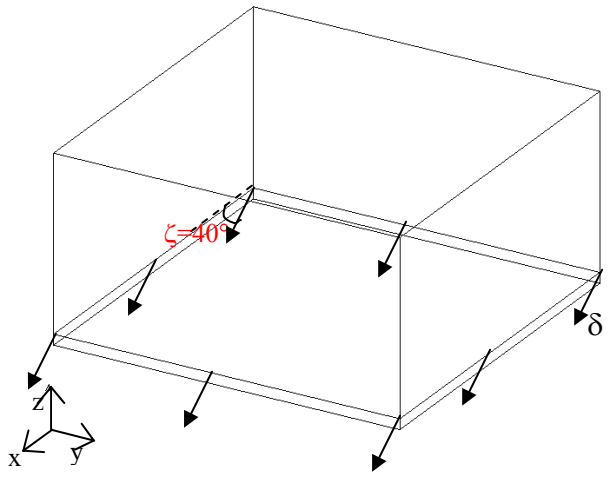


Figure V-8 Test 5 : application d'un cisaillement incliné de ζ = 40 degrés par rapport à l'axe x

Les résultats montrés sur la figure V.9 indiquent clairement que la courbe de mobilisation du cisaillement est indépendante de l'orientation de l'élément.

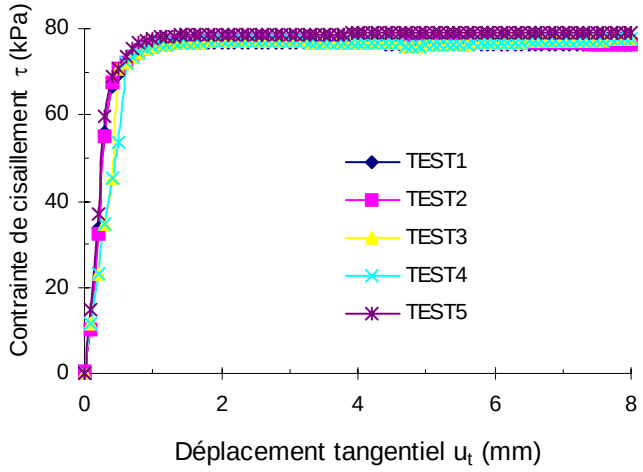


Figure V-9 Comparaison entre les résultats des tests sur des interfaces orientées

V.2.7. Intégration numérique

L'intégration numérique du modèle MEPI 3D dans le code CESAR-LCPC n'a pas nécessité l'introduction d'une technique de résolution particulière. L'intégration numérique du problème mécanique en comportement non linéaire a été réalisée en utilisant la méthode des contraintes initiales (Nayak et Zienkiewicz 1972), avec une tolérance sur le test des forces résiduelles et des déplacements pendant le processus itératif égale à 0,1% (Mestat 1998). Afin d'éviter les problèmes d'instabilité numérique associés à cette méthode de résolution et améliorer la convergence des calculs, on a considéré des incréments de chargement extérieurs suffisamment petits.

V.3. Analyse des essais de pieux sur site réel

En reprenant la méthodologie générale appliquée au chapitre IV pour le calcul axisymétrique des essais de pieu en utilisant le modèle MEPI 2D pour l'interface, sont analysés dans ce qui suit, les mêmes essais de chargement des pieux de type 2 (ICP) et 3 (LCPC) par une modélisation tridimensionnelle aux éléments finis à l'aide du modèle d'interface MEPI 3D. Une autre validation du modèle MEPI 3D est effectuée à travers une comparaison entre l'analyse tridimensionnelle et celle en symétrie de révolution des essais de pieu de type 2 et 3 en utilisant MEPI 3D à l'interface. On rappelle qu'en symétrie de révolution le modèle MEPI 3D satisfait les conditions données au paragraphe III.3.7.2.

V.3.1. Analyse tridimensionnelle des pieux de type 2 "ICP" (Dunkerque et Labenne)

V.3.1.1. Préparation des calculs

Pour les pieux de type 2, les résultats expérimentaux ainsi que l'analyse axisymétrique en utilisant le modèle d'interface MEPI 2D ont été présentés respectivement aux paragraphes II.3 et IV.4. Pour l'analyse tridimensionnelle des mêmes essais, les étapes 1, 2 et 3 de la méthodologie générale présentée au chapitre IV sont encore appliquées. La géométrie considérée pour les deux sites est fidèle à la géométrie réelle (nombre de couches, profondeur des couches et dimensions du pieu, cf. §. IV.4.1). Les conditions de symétrie autour de l'axe du pieu en termes de chargement et de géométrie permettent d'analyser un quart de l'espace tridimensionnel. Les conditions aux limites en axisymétrie sont appliquées pour le modèle tridimensionnel. Le maillage est constitué d'éléments parallélépipèdes à 20 noeuds "H20" et d'éléments tétraèdres à 15 noeuds "MPT15" utilisés pour la discrétisation du pieu (Fig. V.10 et V.11). L'interface est simulée par des éléments de type couche mince tridimensionnels parallèles au fût du pieu orientés d'un angle $\alpha = 90$ degrés autour de l'axe x (utilisé pour déterminer les caractéristiques mécaniques élastiques E* et ν* introduites dans le logiciel, cf. § V.2.3, *eq. V-29* et *V-30*). Enfin, l'épaisseur de l'interface est prise égale à 3 mm. Le tableau V.2 résume les éléments de la discrétisation utilisés pour les sites de Labenne et Dunkerque.

Les modèles constitutifs ainsi que les paramètres des sables et du pieu sont les mêmes que pour les calculs axisymétriques effectués au chapitre IV (cf. Tab. IV.4). Pour l'interface, le modèle MEPI 3D validé sur des essais élémentaires à la boîte de cisaillement direct modifiée "BCDM" a été utilisé pour déterminer les paramètres constitutifs utilisés dans CESAR-LCPC (Tab. V.3).

Tableau V-2 Discrétisation des modèles tridimensionnels des sites de Dunkerque et Labenne

Site	Nb. noeuds	Nb. éléments	Nb. éléments pieu	Rapport de forme L/t	Rapport de forme H/t
Dunkerque	20941	3588	100 H20 100 MPT15	50	14
Labenne	21473	3840	100 H20 100 MPT15	40	14

Tableau V-3 Paramètres de MEPI 3D utilisés pour les simulations des pieux de type 2

Site	K_n(kPa)	K_t(kPa)	α_0	α_f	α_{c0}	A_0	B_0	β	t(mm)
IC-Dunkerque	5.10^5	$2,5.10^5$	0,17	0,36	0,25	0,00001	0,015	-0,4	3
IC-Labenne	2.10^5	1.10^5	0,13	0,37	0,24	0,0002	0,03	-0,4	3

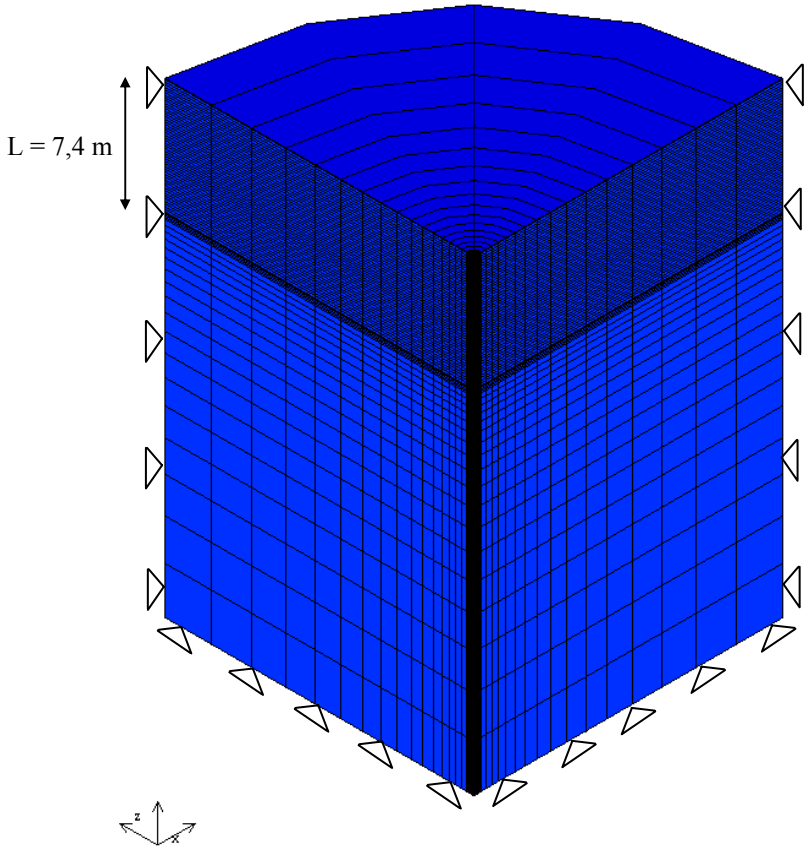


Figure V-10 Maillage tridimensionnel : Site de Dunkerque

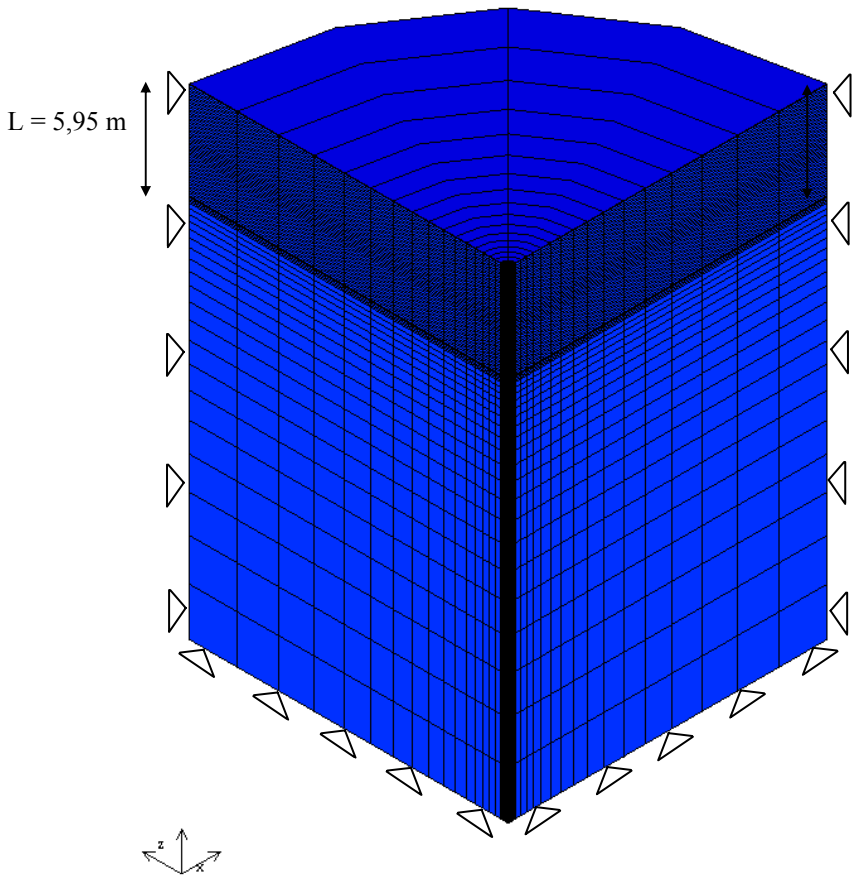


Figure V-11 Maillage tridimensionnel : Site de Labenne

Les conditions initiales et la reproduction des effets d'installation sont aussi conformes à la démarche suivie au chapitre IV (cf. § IV.4.2), en termes d'application de l'état géostatique initial et de reproduction des contraintes résiduelles autour du pieu après installation. Enfin, la phase de chargement considère également les mêmes hypothèses que pour les calculs axisymétriques du chapitre IV (cf. § IV.4.3), en termes d'applications du chargement et du nombre d'incréments.

V.3.1.2. Résultats des calculs

Des calculs sur des maillages axisymétriques (Fig. V.12) ont également été effectués en plus des calculs tridimensionnels en utilisant le modèle d'interface tridimensionnel MEPI 3D.

Ceci a pour but de valider le modèle MEPI 3D. On a bien vérifié que tous les résultats qui concernent les courbes de mobilisation du frottement axial, de la résistance en pointe, de la charge totale en fonction du déplacement en tête du pieu, ainsi que l'évolution des points plastiques (Fig. V.20 ; V.25) autour du pieu comparées entre un calcul tridimensionnel et un calcul à symétrie de révolution coïncident bien, fait logique, puisque la configuration utilisée en 3D, du point de vue de la géométrie et du chargement, respecte la symétrie de révolution. Dans ce qui suit, on présente les résultats du calcul tridimensionnel.

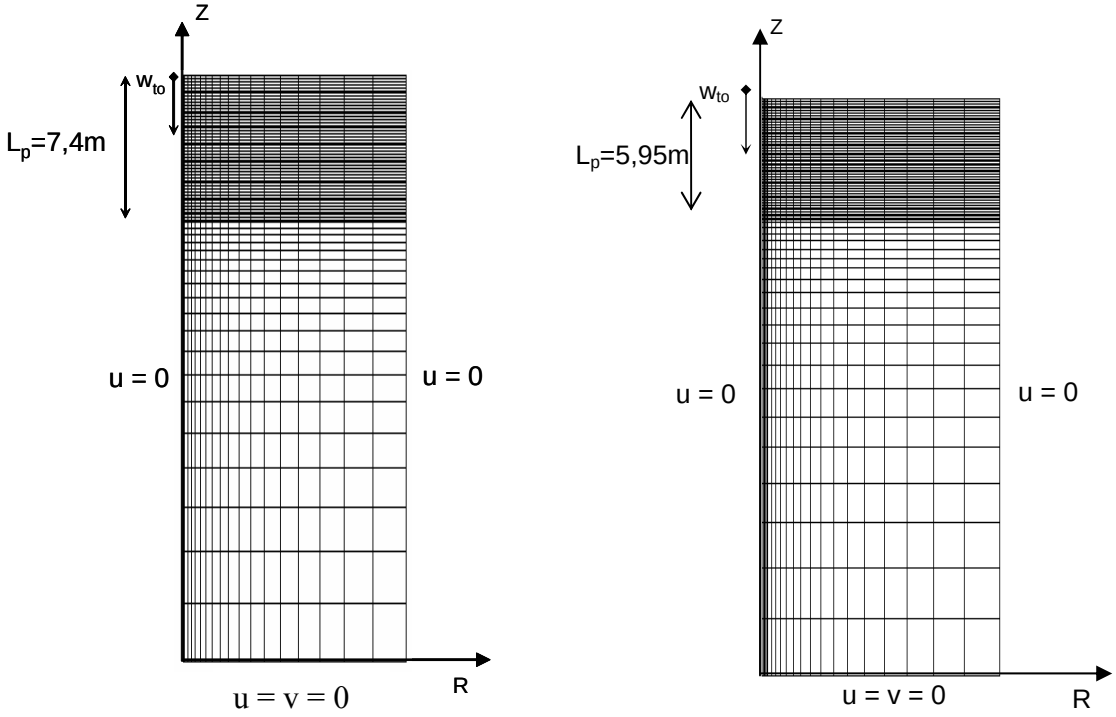
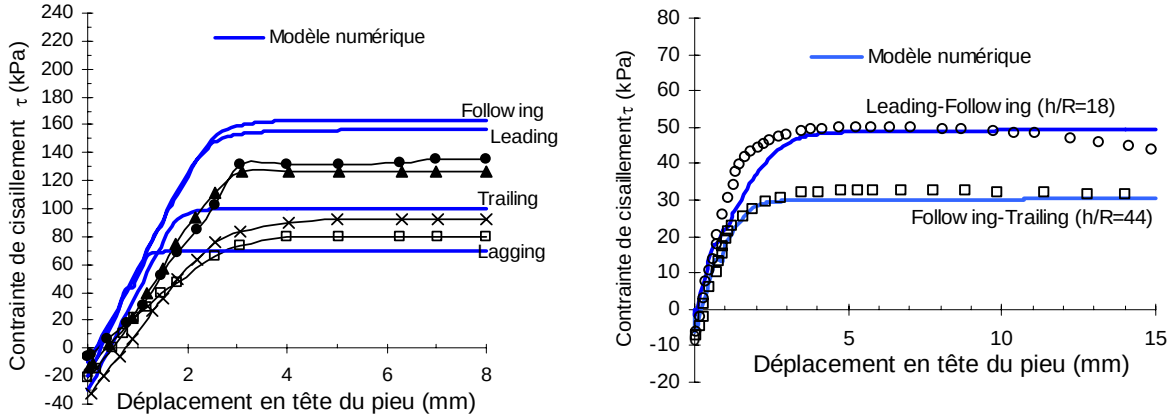


Figure V-12 Maillage axisymétrique (a) Site de Dunkerque (b) Site de Labenne

V.3.1.2.a. Contrainte de cisaillement au fût

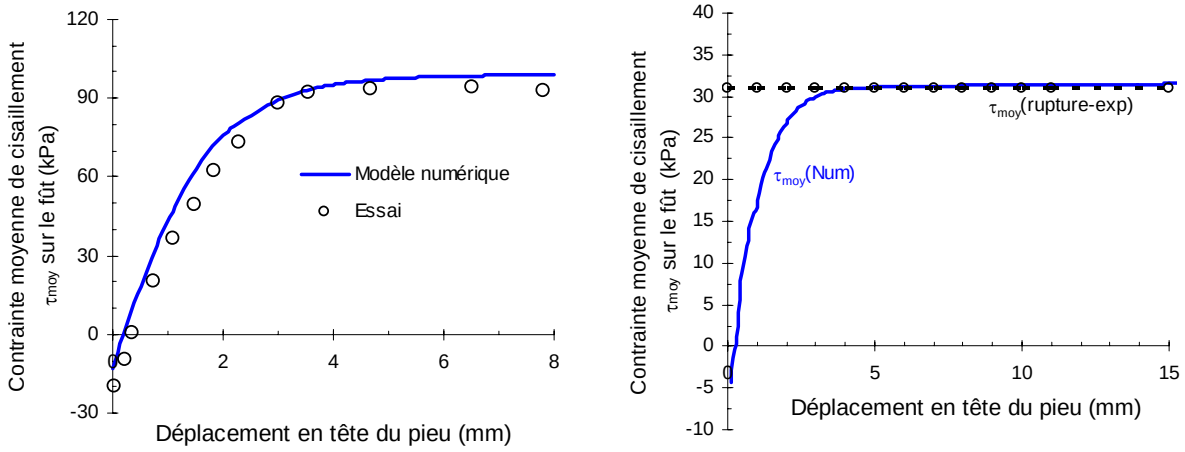
A l'issue de la phase de chargement, la mobilisation de la contrainte de cisaillement est relevée dans les nœuds de l'interface correspondant aux manchons de mesure. Ces contraintes sont comparées aux données expérimentales (Fig. V.13).



(a) *(b)*

Figure V-13 Résultats numériques tridimensionnels de la mobilisation de la contrainte de cisaillement et comparaison avec les valeurs expérimentales dans chaque manchon de mesure (a) Site de Dunkerque (b) Site de Labenne

La moyenne des contraintes de cisaillement dans tous les nœuds de l'interface est aussi comparée à la courbe expérimentale pour le site de Dunkerque (Fig. V.14 a). A Labenne, on se contente de comparer la courbe numérique à la valeur de la contrainte de cisaillement à la rupture (on ne dispose pas de la courbe expérimentale moyenne de la contrainte de cisaillement) (Fig. V.14 b). Les courbes numériques et expérimentales sont en bon accord ; ceci traduit, d'une part, le bon fonctionnement du modèle MEPI 3D et, d'autre part, le bon choix des paramètres.



(a) *(b)*

Figure V-14 Résultats numériques tridimensionnels de la mobilisation de la contrainte de cisaillement moyenne au fût et comparaison avec les valeurs expérimentales sur les sites de (a) Dunkerque (b) Labenne

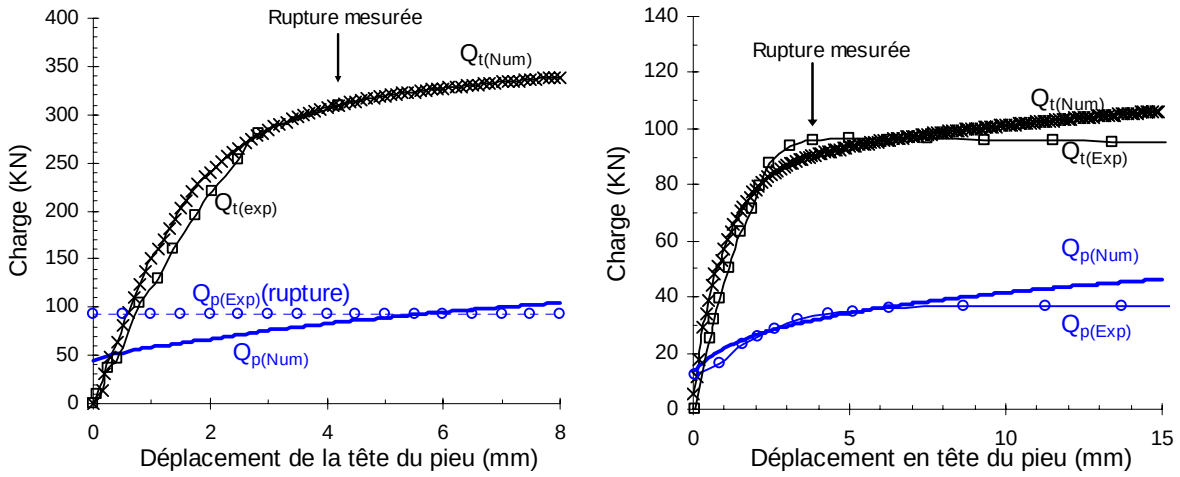
V.3.1.2.b. Charges du pieu

La prévision numérique de la mobilisation de la charge totale sur le pieu Q_t est comparée à la courbe de chargement expérimentale pour les deux sites (Fig.15). Les courbes charge-

tassement numériques et expérimentales sont en bon accord et ceci est valable pour les deux sites. Les comparaisons entre valeurs numériques et expérimentales de la résistance en pointe, du frottement axial limite et de la charge totale à la rupture sont données dans le tableau V.4. La mobilisation de la résistance en pointe est bien simulée en comparant les résultats numériques aux données expérimentales (on rappelle qu'on a tenu compte de l'augmentation du module d'Young du sable autour de la pointe du pieu, (cf. § IV.4.3.3).

Tableau V-4 Comparaison des charges à la rupture (mesurée) entre les simulations numériques tridimensionnelles et les essais expérimentaux

Site	Type	Q_s (kN)	Q_p (kN)	Q_t (kN)
Dunkerque	Essai	217	92	309
	Simulations	227	85	313
Labenne	Essai	59	36	95
	Simulations	59	31	90



(a) *(b)*

Figure V-15 Réponses charge-déplacement durant le chargement du pieu : Prévisions numériques tridimensionnelles et résultats expérimentaux : (a) Site de Dunkerque (b) Site de Labenne

V.3.1.2.c. Déplacements et déformations plastiques autour du pieu

Les figures suivantes résument l'allure des déplacements verticaux et des points plastiques autour du pieu au cours du chargement pour différents incréments. Pour une meilleure observation des déplacements verticaux, un "zoom" a été fait autour du pieu.

A Dunkerque, les déplacements en tête du pieu considérés sont 0,1, 1, 4,3 (déplacement à la rupture mesurée) et 8 mm. Comme pour l'analyse axisymétrique avec MEPI 2D, un "bulbe" se forme autour du pieu caractérisé par des déplacements verticaux dirigés vers le bas.

Ce "bulbe" de déplacements verticaux se ferme progressivement autour de la fondation au cours de l'enfoncement du pieu (Fig. V.16, V.17, V.18, V.19). Il est totalement fermé à la rupture mesurée pour un déplacement en tête du pieu de 4,3 mm. D'autre part, l'évolution des déformations plastiques au cours du chargement se traduit par l'apparition des points plastiques au fur et à mesure que le pieu s'enfonce. On présente sur la figure V.20 les points plastiques à la rupture (mesurée) entre une modélisation tridimensionnelle et une modélisation axisymétrique en utilisant MEPI 3D pour l'interface.

A Labenne, les déplacements en tête considérés sont 0,1, 1, 3,6 (déplacement à la rupture mesurée) et 15 mm. Un "bulbe" plus grand que pour Dunkerque est observé pour les petits pas de chargements (Fig. V.21, V.22) ; ceci s'explique par le fait que le sable de Labenne est plus lâche, sa déformation est donc plus prononcée.

Si on considère un déplacement de 1 mm, qui correspond à la moitié de la charge limite expérimentale sur les deux sites, on observe une diminution des déplacements verticaux suivant la direction radiale. Les déplacements sont nuls à 7 diamètres de l'axe du pieu pour le site de Dunkerque (Fig. V.17) et à 30 diamètres pour le site de Labenne (Fig. V.22). Ceci confirme bien le fait que le sable de Labenne se déforme plus, de par sa faible densité.

Notons que, à partir du déplacement de la tête du pieu de 3,6 mm (rupture mesurée), le "bulbe" à Labenne est presque complètement localisé à l'interface et en dessous de la pointe et le déplacement vertical devient nul ailleurs (Fig. V.23 , V.24). Au cours du chargement, la plastification de l'interface augmente au fur et à mesure que le pieu s'enfonce dans le sable. Sur la figure V.25, on trace les points plastiques à la rupture (mesurée) entre une modélisation tridimensionnelle et une modélisation axisymétrique en utilisant MEPI 3D pour l'interface.

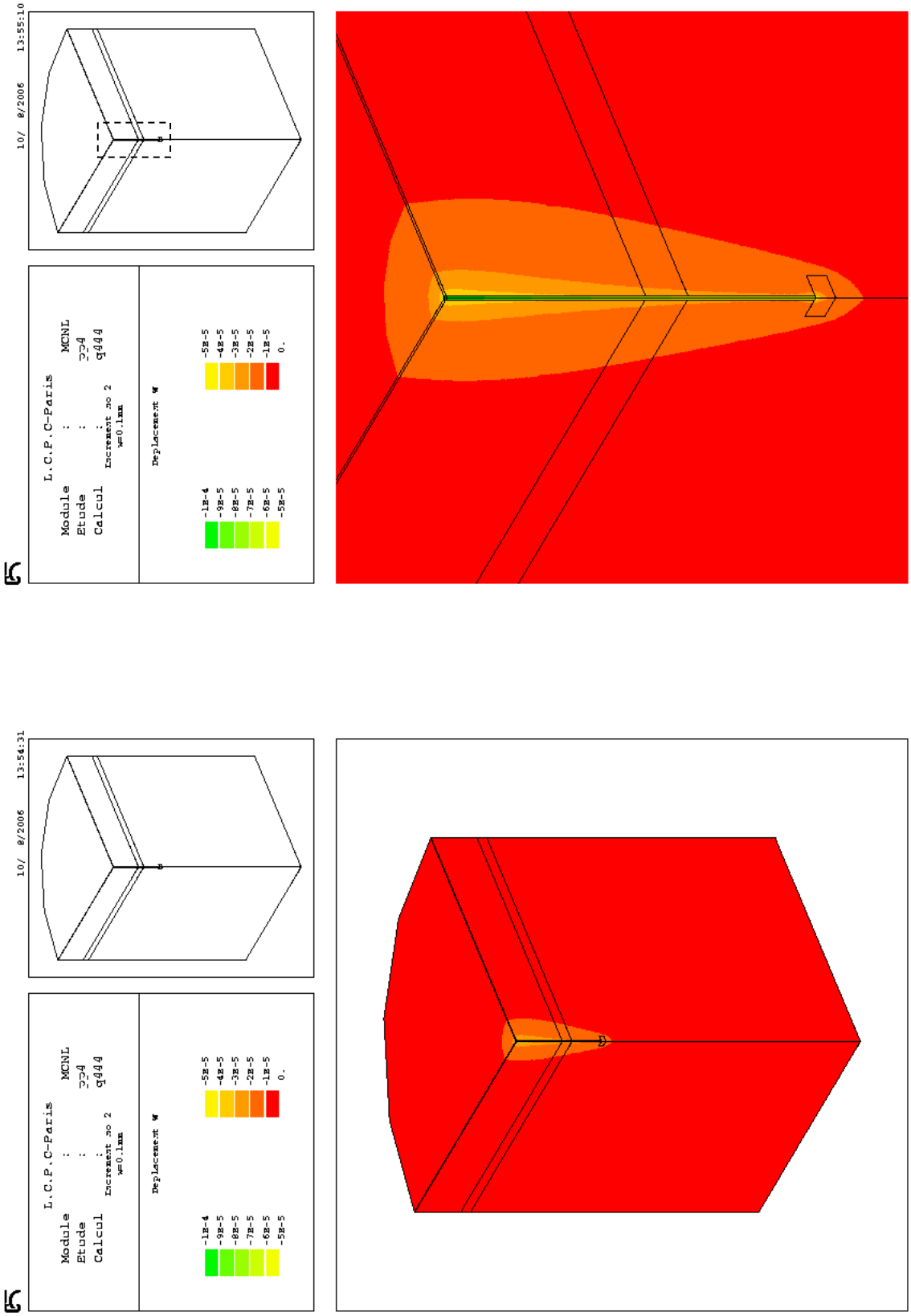


Figure V-16 Isovaleurs (valeurs en m) des déplacements verticaux pour un déplacement en tête du pieu de 0,1 mm : Site de Dunkerque (Géométrie globale et "Zoom" autour du pieu)

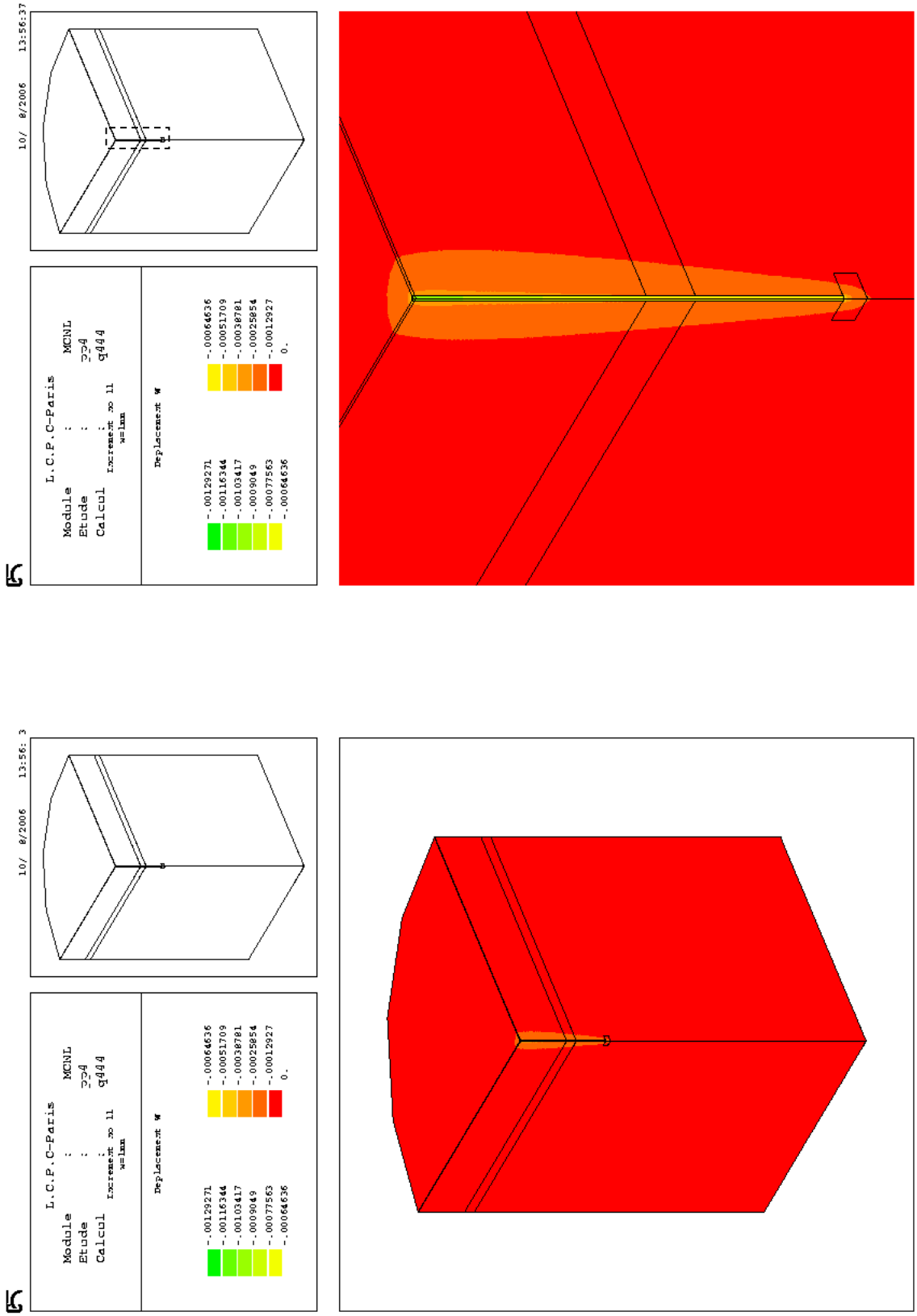


Figure V-17 Isovaleurs (valeurs en m) des déplacements verticaux pour un déplacement en tête du pieu de 1 mm : Site de Dunkerque (Géométrie globale et "Zoom" autour du pieu)

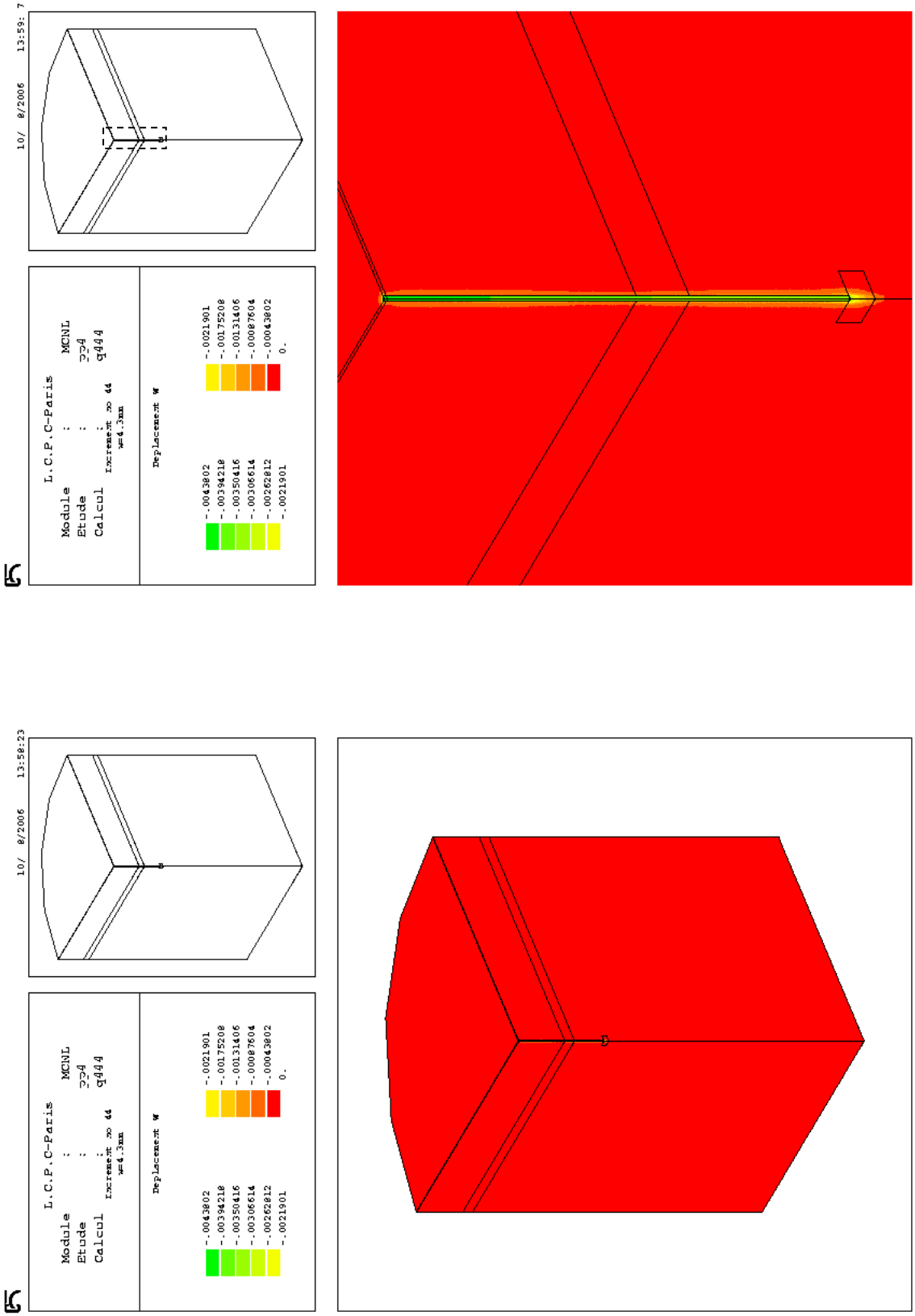


Figure V-18 Isovaleurs (valeurs en m) des déplacements verticaux pour un déplacement en tête du pieu de 4,3 mm : Site de Dunkerque (Géométrie globale et "Zoom" autour du pieu)

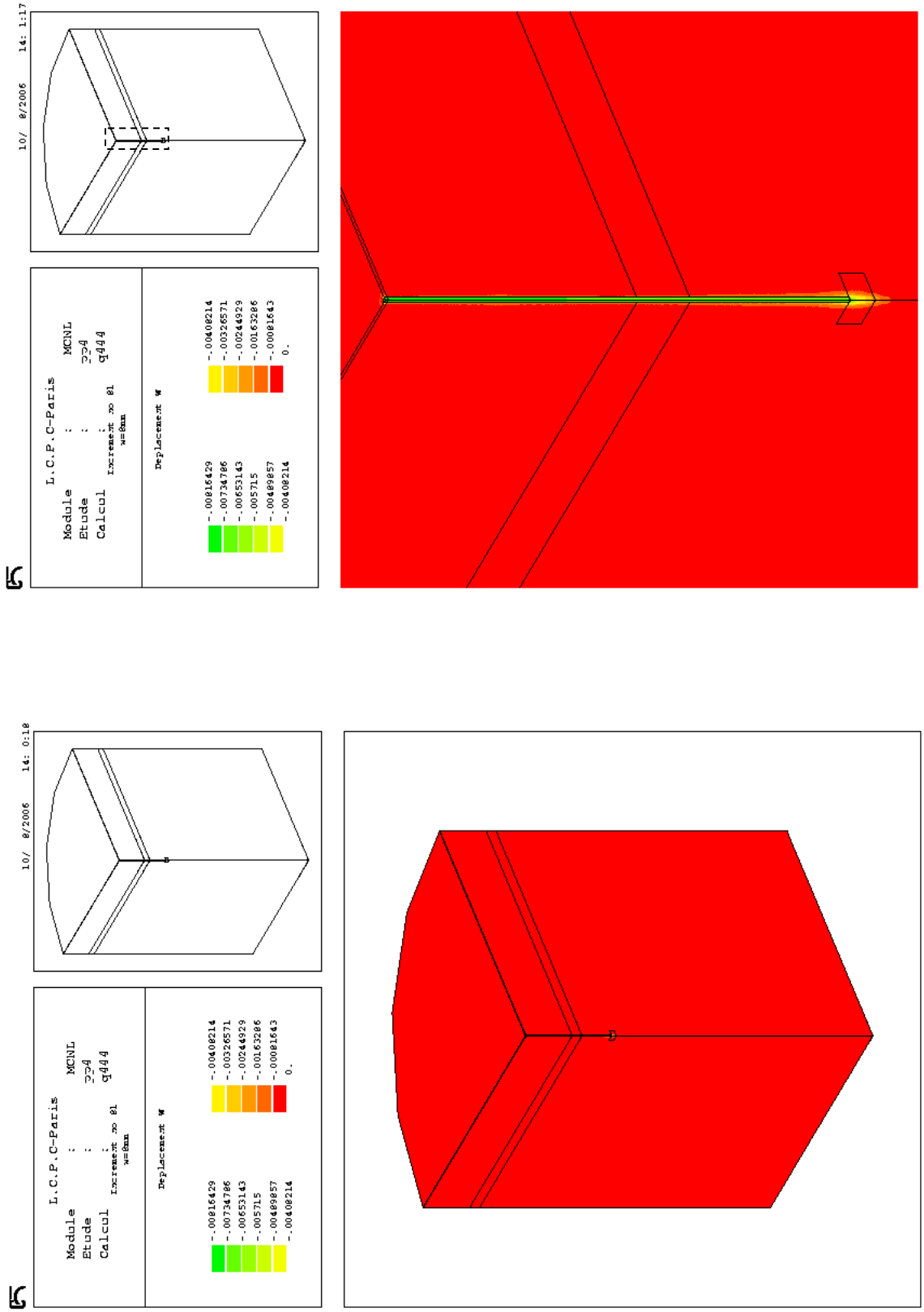
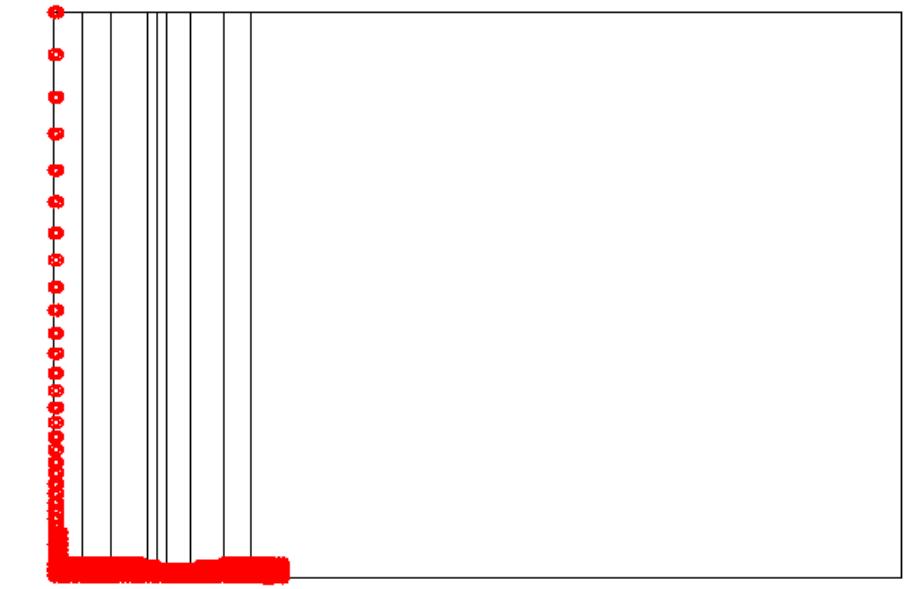
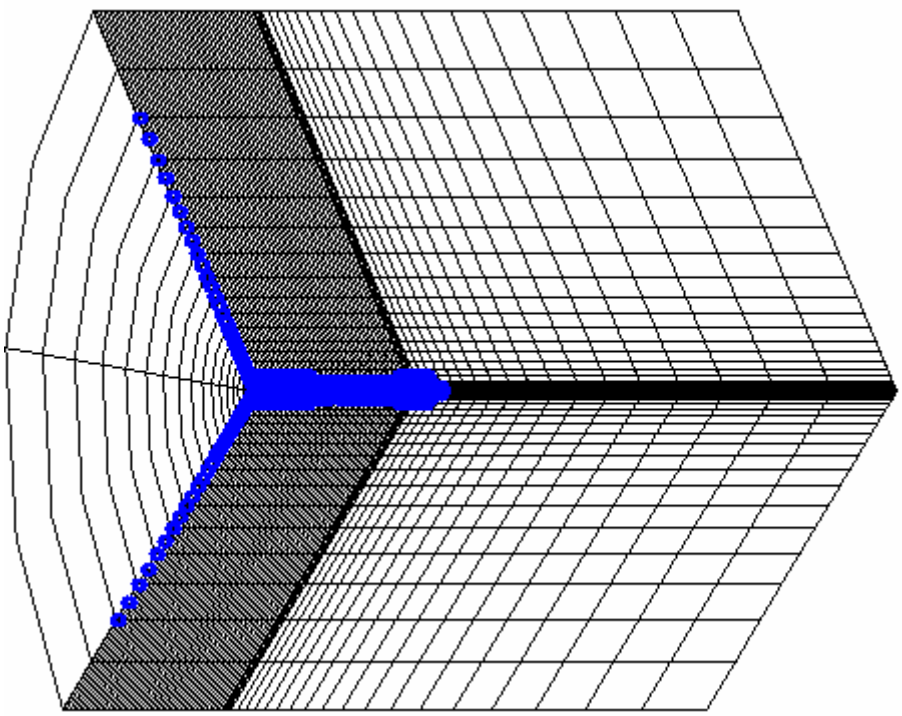


Figure V-19 Isovaleurs (valeurs en m) des déplacements verticaux pour un déplacement en tête du pieu de 8 mm : Site de Dunkerque (Géométrie globale et "Zoom" autour du pieu)



(b)



(a)

Figure V-20 Points plastiques à la rupture (Site de Dunkerque) (a) Calcul tridimensionnel (a) Calcul axisymétrique

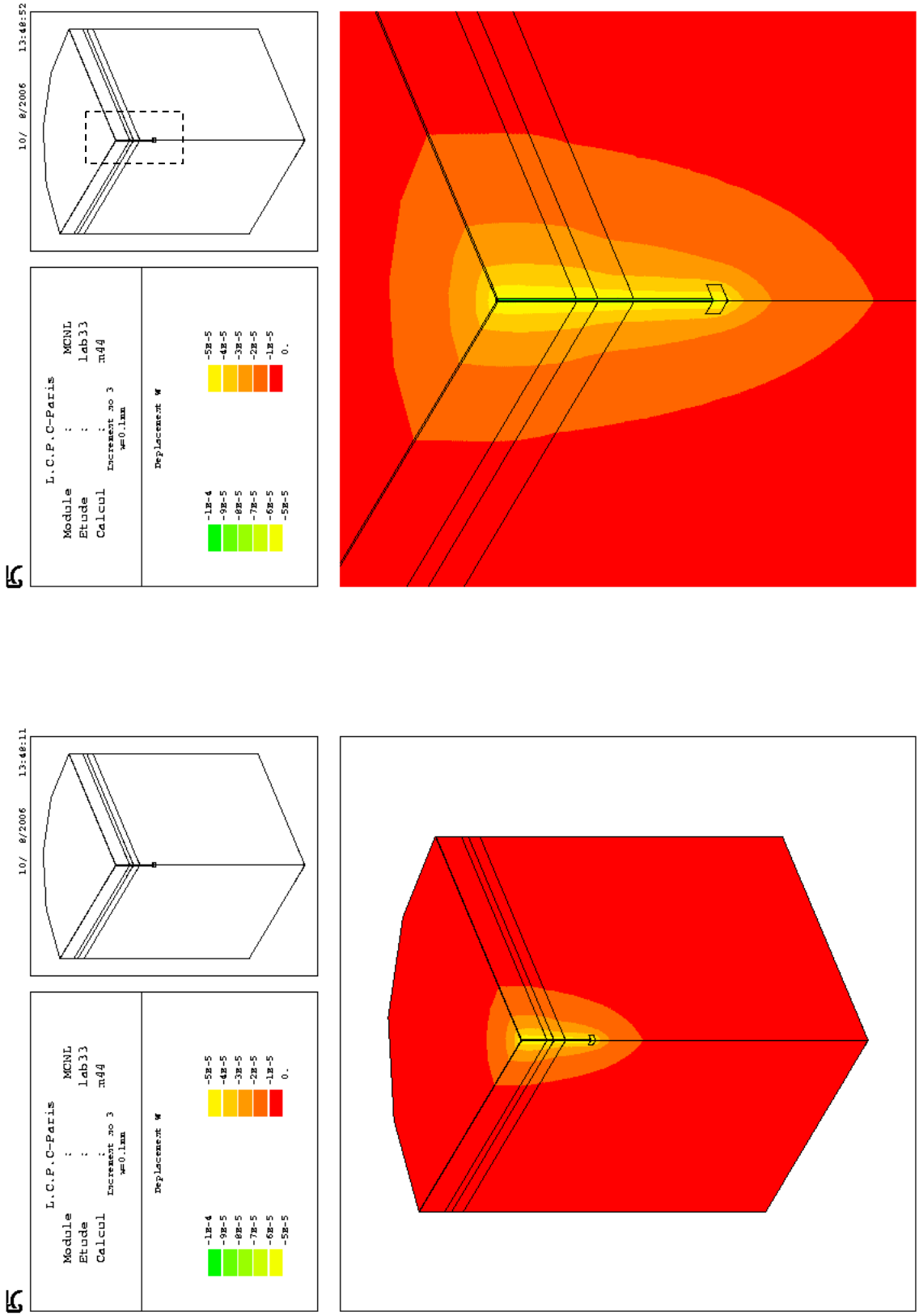


Figure V-21 Isovaleurs (valeurs en m) des déplacements verticaux pour un déplacement en tête du pieu de 0,1 mm : Site Labenne (Géométrie globale et "Zoom" autour du pieu)

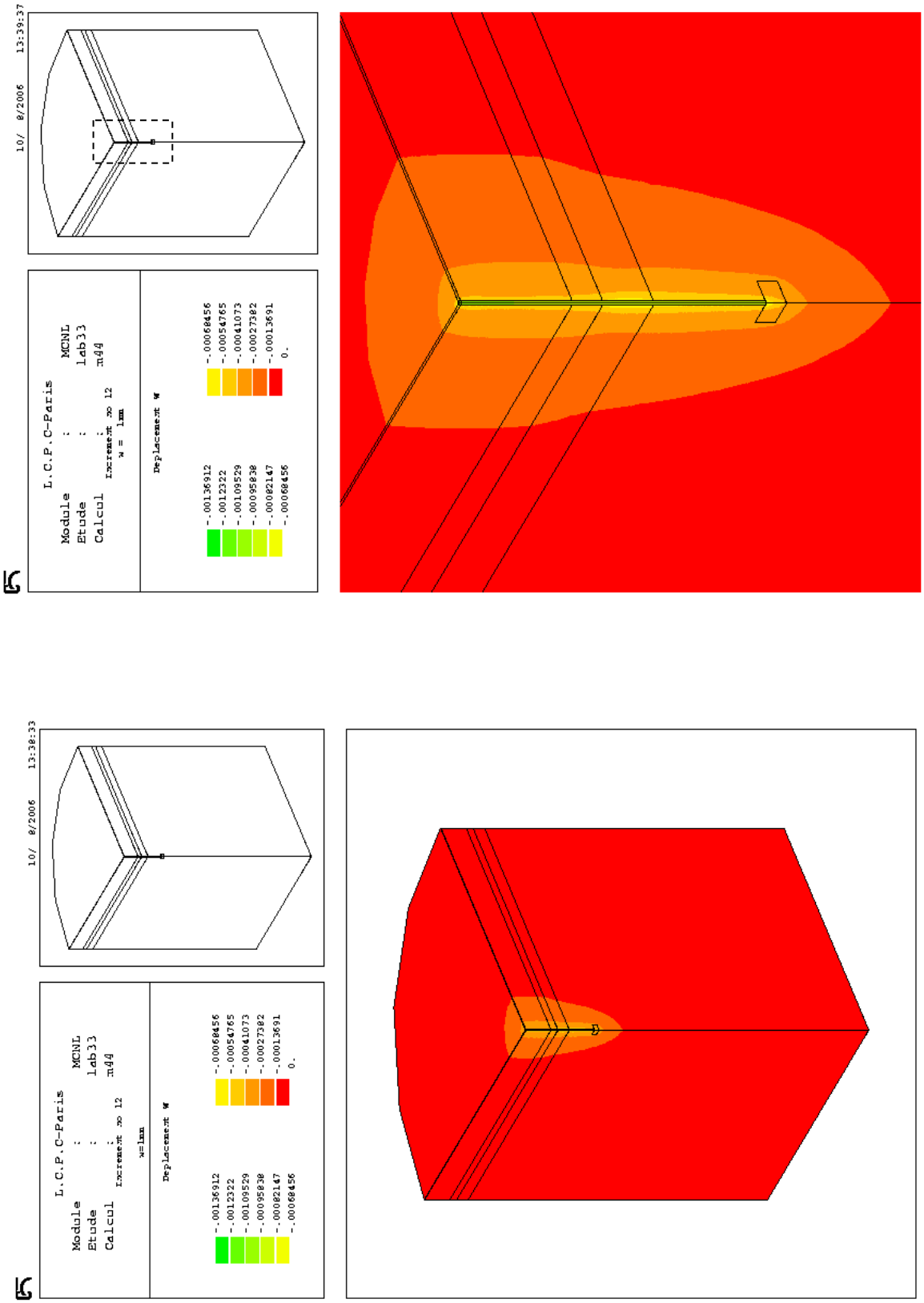


Figure V-22 Isovaleurs (valeurs en m) des déplacements verticaux pour un déplacement en tête du pieu de 1 mm : Site Labenne (Géométrie globale et "Zoom" autour du pieu)

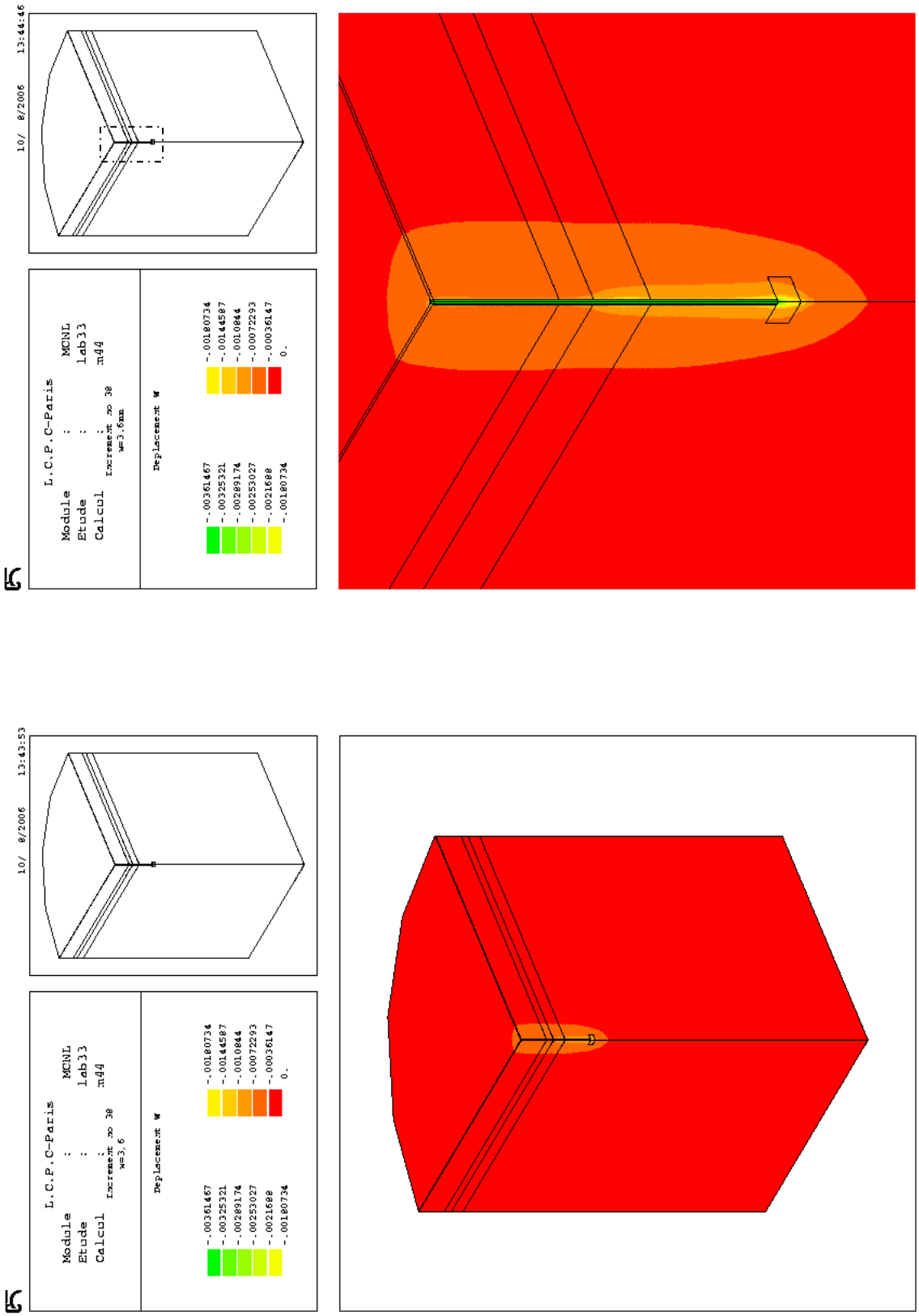


Figure V-23 Isovaleurs (valeurs en m) des déplacements verticaux pour un déplacement en tête du pieu de 3,6 mm : Site Labenne (Géométrie globale et "Zoom" autour du pieu)

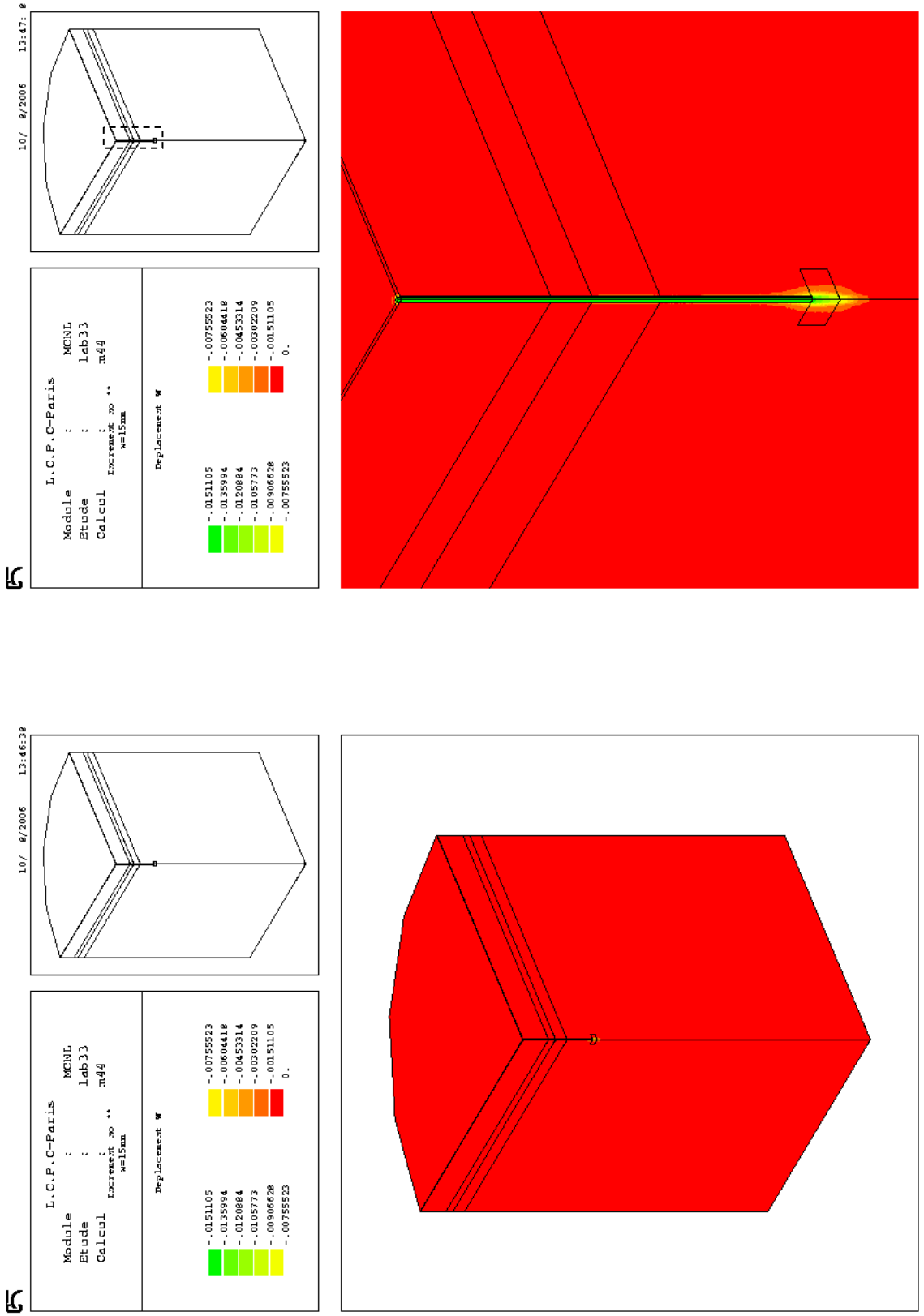
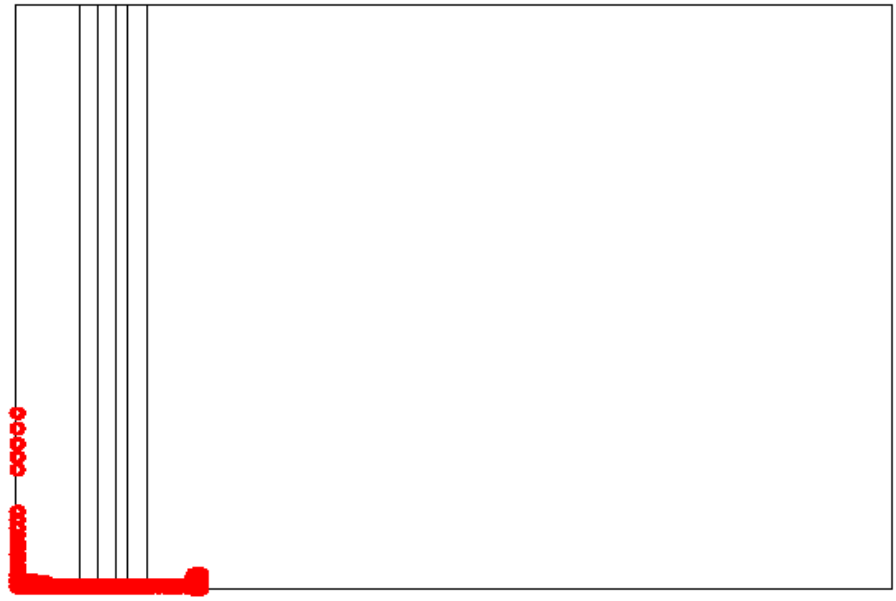
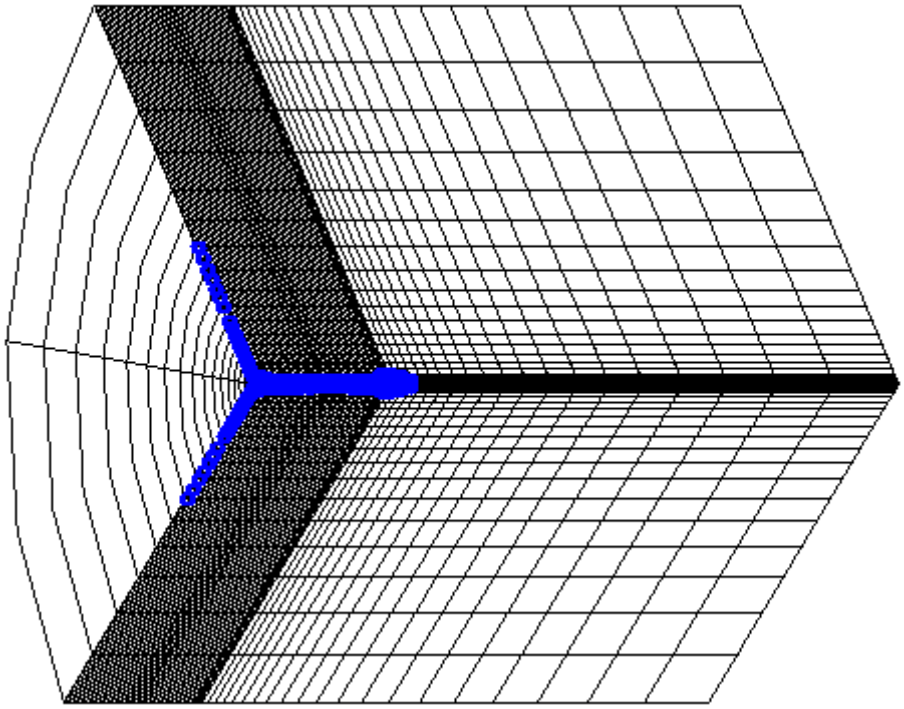


Figure V-24 Isovaleurs (valeurs en m) des déplacements verticaux pour un déplacement en tête du pieu de 15 mm : Site Labenne (Géométrie globale et "Zoom" autour du pieu)



(b)



(a)

Figure V-25 Points plastiques à la rupture (Site de Labenne) : (a) calcul tridimensionnel (b) Calcul axisymétrique

V.3.2. Analyse tridimensionnelle d'un pieu de type 3 : essai en vraie grandeur à Dunkerque (LCPC)

V.3.2.1. Préparation des calculs

L'analyse est faite comme pour les pieux de type 2 sur le quart de l'espace tridimensionnel à cause des symétries autour de l'axe du pieu. Le maillage utilisé pour la modélisation tridimensionnelle du pieu de type 3 (LCPC) respecte les mêmes conditions que pour les pieux de type 2 et est donné sur la figure V. 26. Le maillage a 29297 nœuds et 5252 éléments (H20 et MPT15). Le pieu est discrétisé de 128 éléments parallélépipèdes H20 et 128 éléments tétraèdres MPT15, alors que l'interface est formée de 128 éléments parallélépipèdes H20. Les rapports de forme utilisés sont L/t = 40 et H/t = 68.

Les modèles et les paramètres utilisés pour le sable et le pieu sont les mêmes que pour les calculs axisymétriques effectués au chapitre IV (cf. Tab IV.10). Pour l'interface, le modèle MEPI 3D a été utilisé (Tab. V.5). Les conditions initiales et l'application des effets d'installation sont également identiques à ceux appliqués au chapitre IV (cf. § IV.5.2) en termes d'état géostatique initial et reproduction des contraintes résiduelles autour du pieu après installation.

Enfin, pour la phase de chargement, les mêmes incréments de chargement ont été appliqués (100 incréments de 0,5 mm, cf. § IV.5.3)

Tableau V-5 Paramètres de MEPI 3D utilisés pour la simulation du pieu de type 3

Site	K_n(kPa)	K_t(kPa)	α_0	α_f	α_{c0}	A_0	B_0	β	t(mm)
LCPC-Dunkerque	5.10^5	$2,5.10^5$	0,17	0,36	0,25	0,00001	0,015	-0,4	3

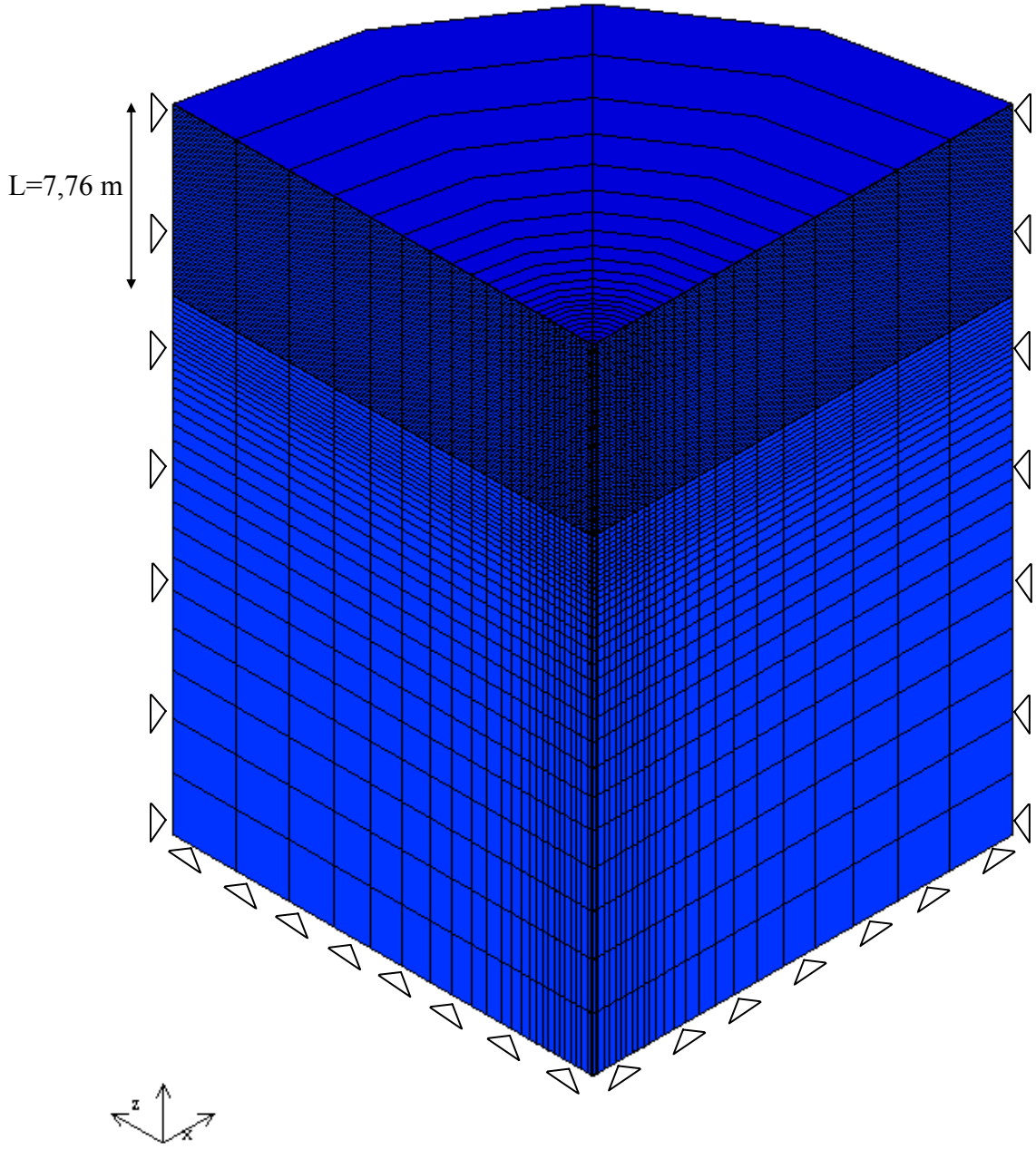


Figure V-26 Maillage tridimensionnel : pieu de type 3 LCPC

V.3.2.2. Résultats des calculs

A l'issue de la phase de chargement, on compare les résultats numériques du calcul tridimensionnel aux résultats expérimentaux en termes de frottement axial local dans les nœuds correspondant aux tronçons de mesure (Fig. V.27 a), de frottement axial moyen (Fig. V.27 b) et de charges totales et en pointe du pieu (Fig. V.28). On remarque, comme pour les simulations axisymétriques avec MEPI 2D, que le frottement moyen est relativement bien simulé numériquement. Par contre, la pente initiale de la courbe de résistance en pointe et donc de la charge totale est clairement sous-estimée numériquement bien que les allures générales soient satisfaisantes (Fig. V.28).

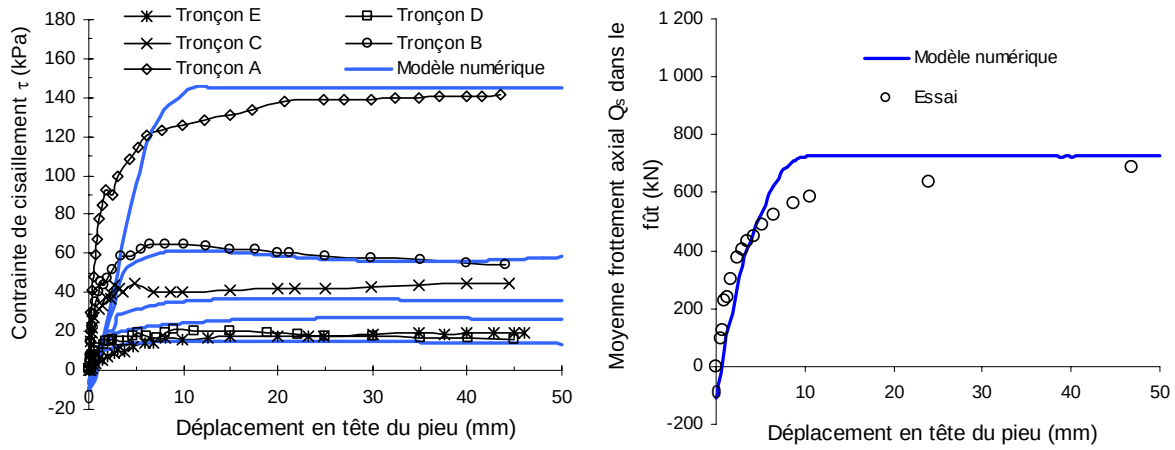


Figure V-27 Comparaison entre les résultats numériques tridimensionnels et les valeurs expérimentales de la mobilisation de (a) la contrainte de cisaillement locale dans chaque manchon de mesure (b) moyenne de frottement axial au fût

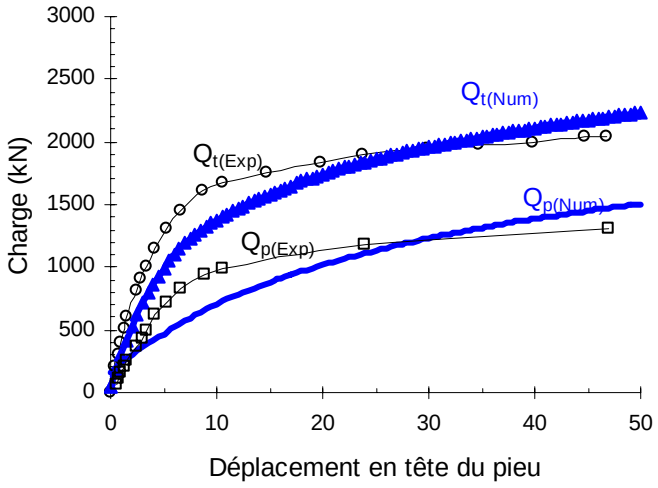


Figure V-28 Réponses charge-déplacement durant le chargement du pieu : Prévisions numériques tridimensionnelles et résultats expérimentaux

Sur les figures V.29 à V.32, on présente la distribution des déplacements verticaux ainsi que leur évolution pour différents pas de chargement. Pour une meilleure observation, un zoom a été fait autour du pieu. Il est clair, comme pour les pieux de type 2, qu'un "bulbe" se forme autour du pieu, caractérisé par des déplacements verticaux dirigés vers le bas dès les premiers pas de chargement. Pour un déplacement de 5 mm, qui correspond à la moitié de la charge limite expérimentale, on observe une diminution des déplacements verticaux suivant la direction radiale. Les déplacements sont nuls à 8 diamètres (D = 0,52 m) de l'axe du pieu. Le même ordre de grandeur que le pieu de type 2 de Dunkerque est donc observé, qui est chargé dans un sable de même ordre de grandeur de densité que le sable pour le pieu LCPC. A la fin de la phase de chargement, le bulbe est presque complètement localisé à l'interface et en dessous de la pointe. Enfin sur la figure V.33, on présente les points plastiques à la rupture, ainsi que la déformée.

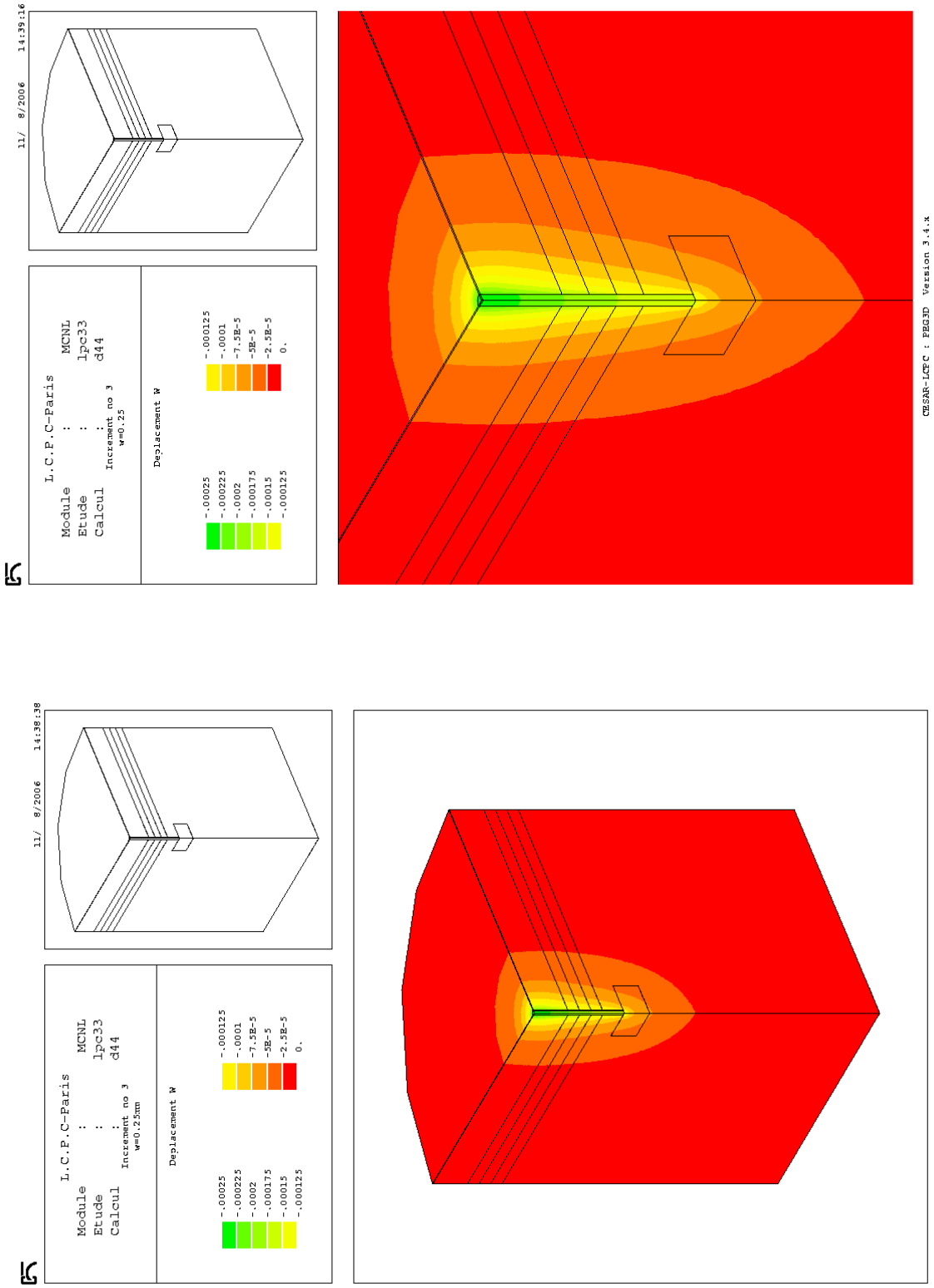


Figure V-29 Isovaleurs (valeurs en m) des déplacements verticaux pour un déplacement en tête du pieu de 0,25 mm : Site du pieu LCPC à Dunkerque (Géométrie globale et "Zoom" autour du pieu)

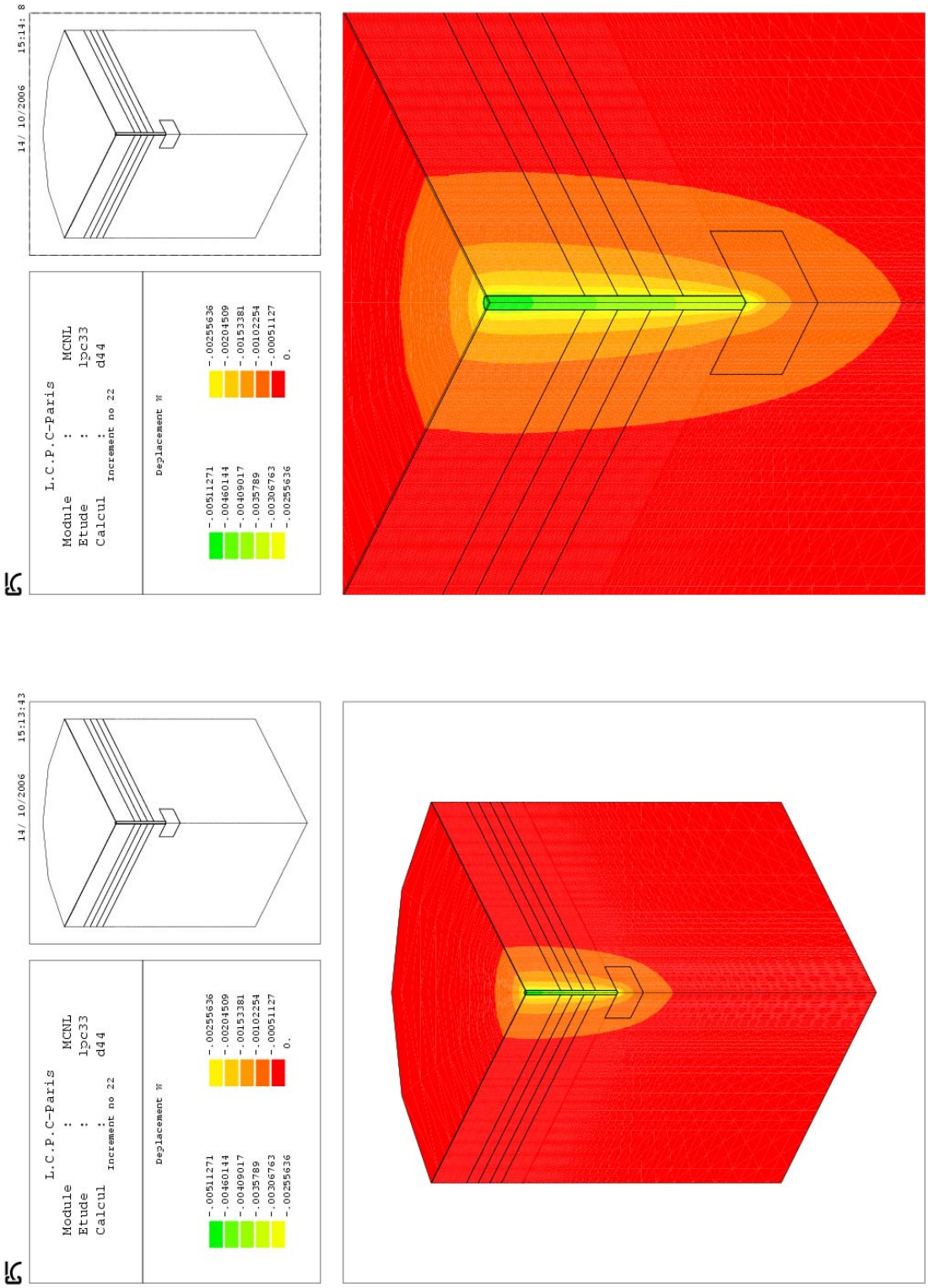


Figure V-30 Isovaleurs (valeurs en m) des déplacements verticaux pour un déplacement en tête du pieu de 5 mm : Site du pieu LCPC à Dunkerque

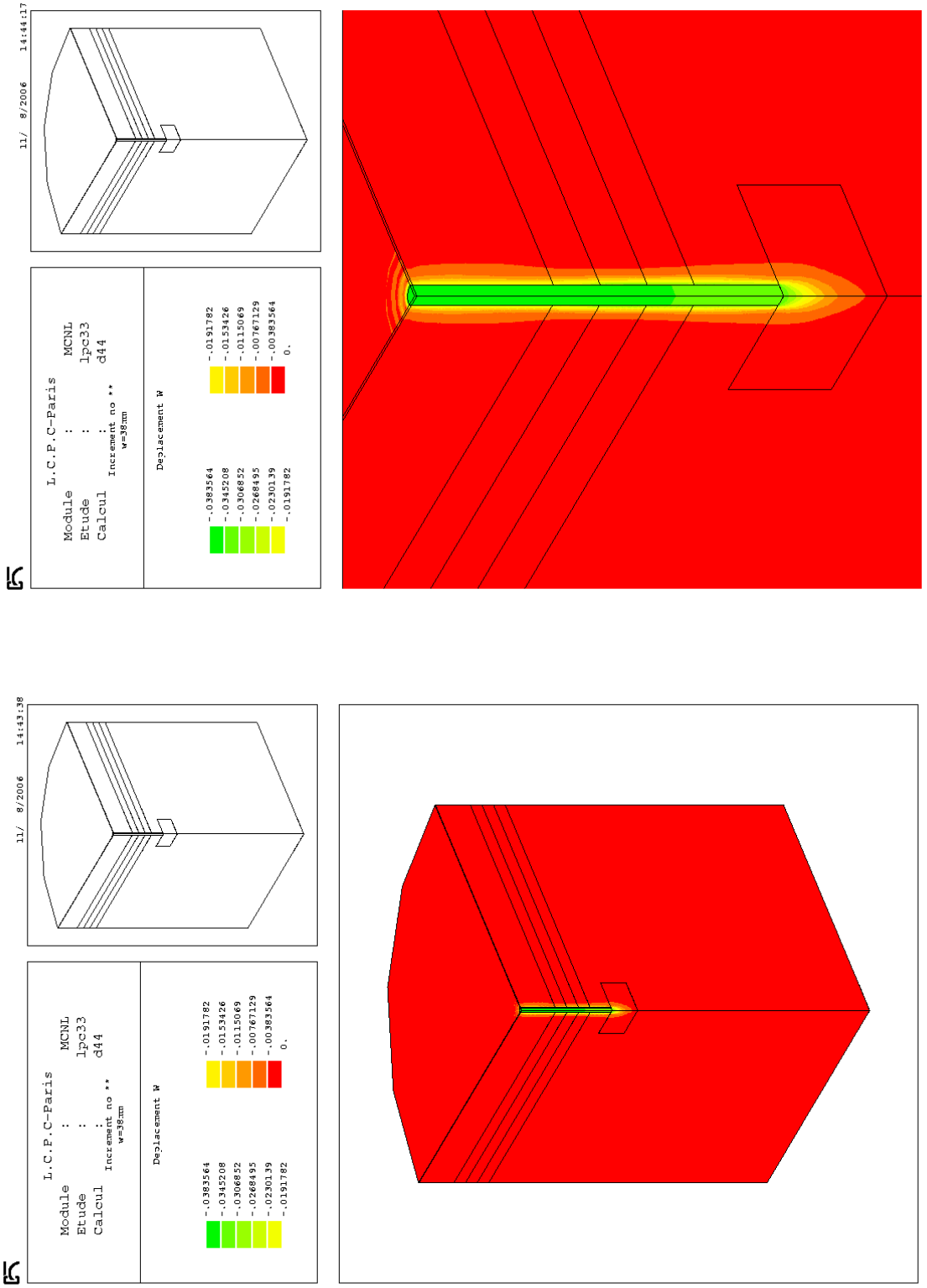


Figure V-31 Isovaleurs (valeurs en m) des déplacements verticaux pour un déplacement en tête du pieu de 38 mm : Site du pieu LCPC à Dunkerque

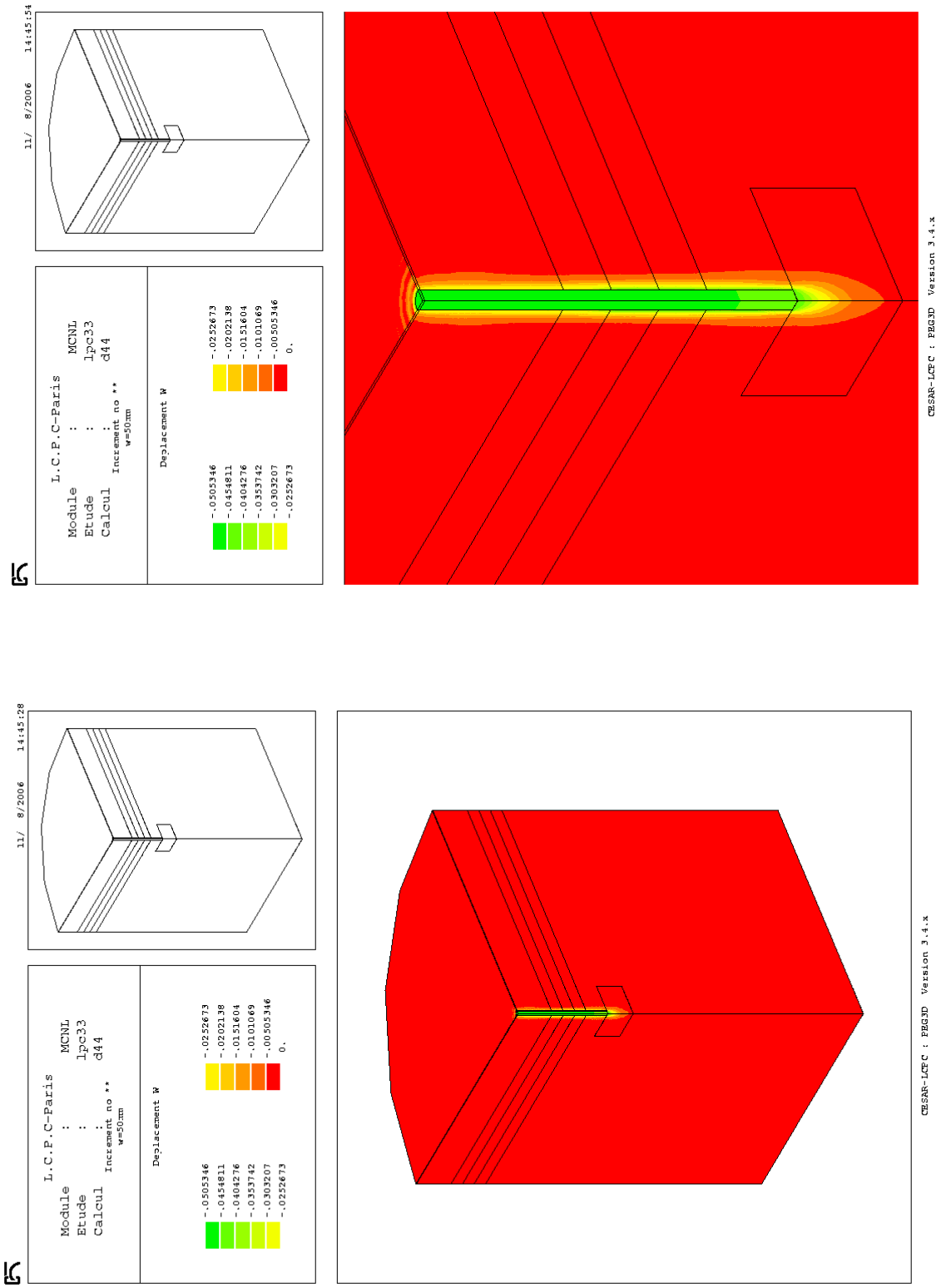


Figure V-32 Isovaleurs (valeurs en m) des déplacements verticaux pour un déplacement en tête du pieu de 50 mm : Site du pieu LCPC à Dunkerque

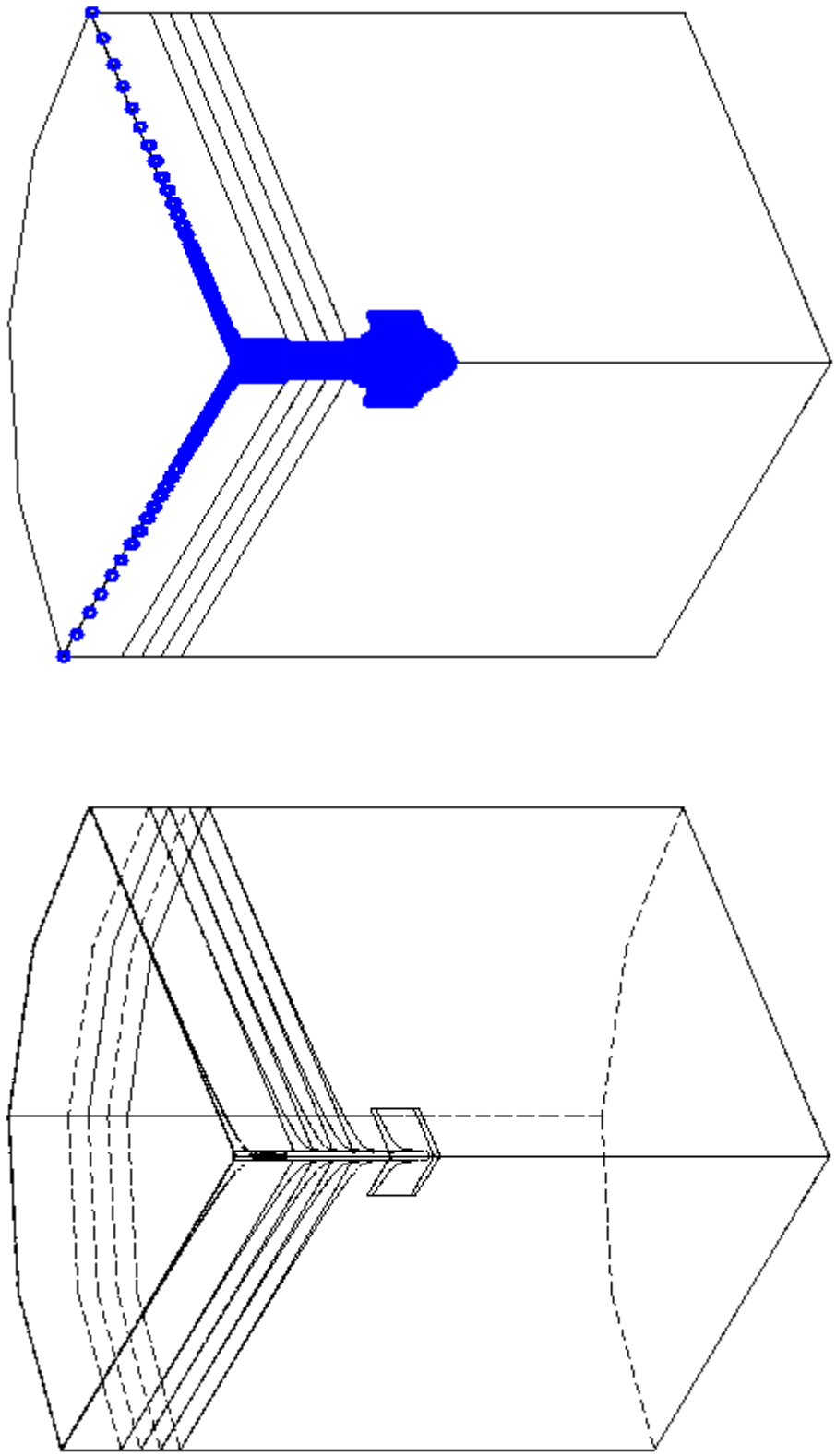


Figure V-33 Déformée et points plastiques à la rupture : Site du pieu LCPC à Dunkerque

V.3.3. Comparaison des calculs MEPI 2D et MEPI 3D

La comparaison entre le modèle MEPI 2D et MEPI 3D est effectuée en terme de frottement moyen sur le fût du pieu ; le comportement de la pointe n'est pas influencé par le modèle de comportement de l'interface. Il est clair sur les figures V.34 (type 2 Dunkerque), V.35 (type 2 Labenne) et V.36 (type 3 Dunkerque) que les 2 modèles représentent globalement bien le comportement expérimental du pieu.

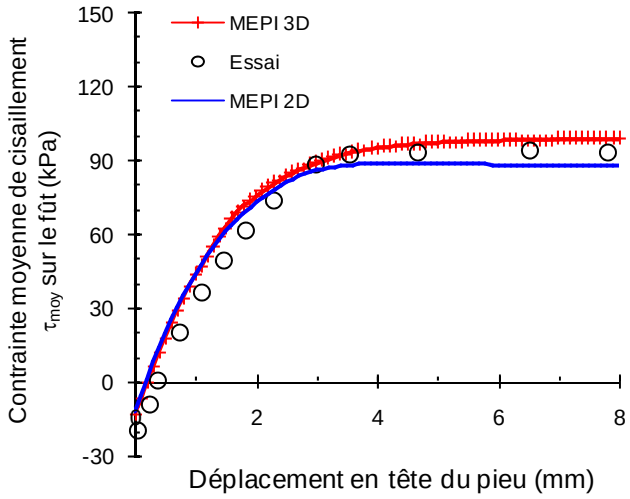


Figure V-34 Comparaison de la mobilisation de contrainte de cisaillement moyenne entre les modèles MEPI 2D et MEPI 3D pour le pieu type 2 (ICP) : Site de Dunkerque

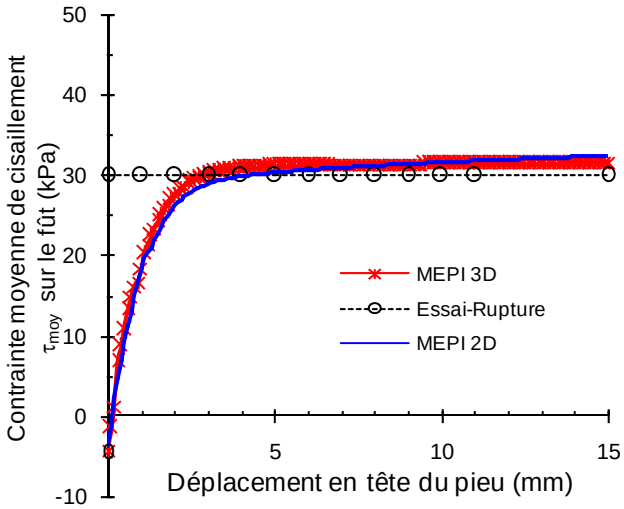


Figure V-35 Comparaison de la mobilisation de contrainte de cisaillement moyenne entre les modèles MEPI 2D et MEPI 3D pour le pieu type 2 (ICP) : Site de Labenne

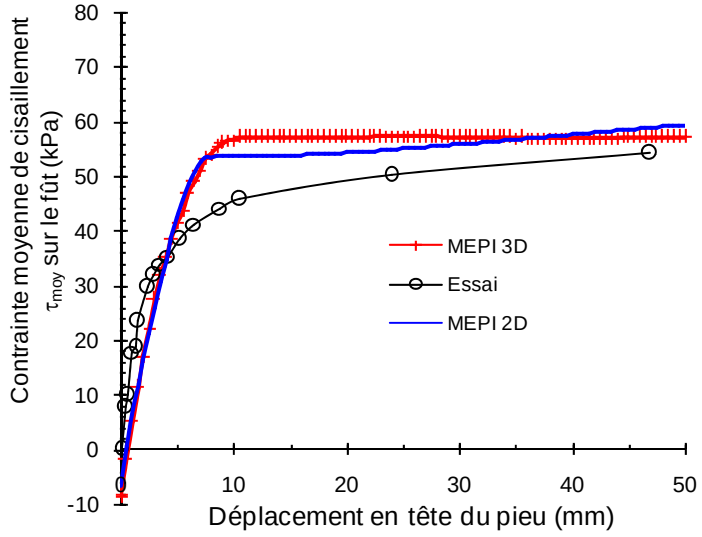


Figure V-36 Comparaison de la mobilisation de contrainte de cisaillement moyenne entre les modèles MEPI 2D et MEPI 3D pour le pieu type 3 (LCPC)

Les comparaisons entre les courbes de contraintes de cisaillement moyennes au fût entre MEPI 2D et MEPI 3D ne montrent pas de grandes différences bien que les modèles ne soient pas les mêmes. Pour étudier les vraies différences entre ces modèles, on va examiner plus en détail l'exemple du pieu ICP, de type 2 à Dunkerque. Une étude similaire peut être faite pour les deux autres pieux.

En coordonnées cylindriques, la contrainte de cisaillement s'exprime, dans le cas de MEPI 2D en fonction de la contrainte radiale à l'interface (eq. *III-3*) :

$$\tau = \tau_{rz} = \mu\left(u_t^p\right)\sigma_r \qquad \textit{V-31}$$

Dans le cas de MEPI 3D, la contrainte de cisaillement s'exprime en fonction de la contrainte radiale, mais aussi en fonction des contraintes orthoradiale et verticale (éq. *III-68*) :

$$\tau = \tau_{rz} = \sqrt{\alpha\left(\xi^p\right)I - \frac{1}{6}\left((\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + (\sigma_r - \sigma_z)^2 + (\sigma_\theta - \sigma_z)^2\right)} \qquad \textit{V-32}$$

$$I = I_1\left(1 - \beta \sin 3\vartheta\right)^n = \left(\sigma_r + \sigma_\theta + \sigma_z\right)\left(1 - \beta \sin 3\vartheta\right)^n$$

En début de la phase de chargement, l'état de contrainte initial à l'interface est celui récupéré par la phase de prise en compte des effets d'installation. On trace sur les figures V.37 à V.40 le profil des contraintes radiale, orthoradiale, verticale et de cisaillement pour différents pas de chargements, pour les deux modèles MEPI 2D et MEPI 3D pour l'interface. En utilisant le modèle MEPI 2D, au cours du chargement du pieu (w_t = 0,1 mm ; w_t = 2 mm ; w_t = 4 mm et w_t = 8 mm), seule la contrainte radiale évolue (Fig. V.37 a) ; les contraintes verticale (Fig. V.38 a) et orthoradiale (Fig. V.39 a) restent inchangées (hypothèses du modèle

MEPI 2D). La contrainte de cisaillement évolue dans le cas de MEPI 2D (Fig. V.40 a), car elle dépend directement de la contrainte radiale (*eq. V-31*). Dans le cas du modèle MEPI 3D, les contraintes radiale (Fig. V.37 b), verticale (Fig. V.38 b), orthoradiale (Fig. V.39 b) évoluent au cours du chargement du pieu. L'évolution de la contrainte de cisaillement (Fig. V.40 b) dépend de celle des trois autres contraintes (σ_r, σ_z et σ_θ) (eq. *V-32*).

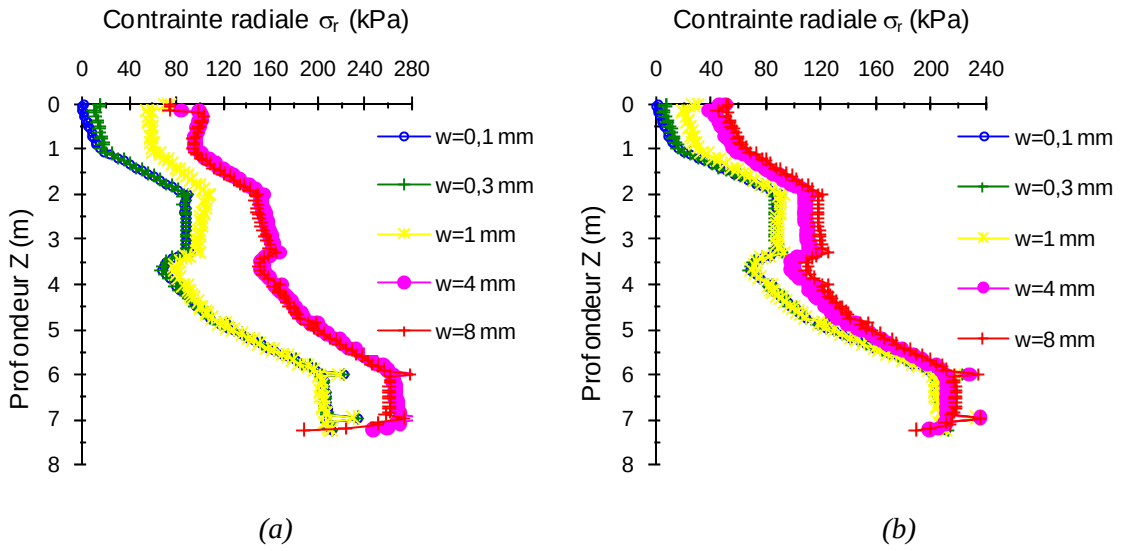


Figure V-37 Profil de la contrainte radiale à l'interface pour différents pas de chargement (a) MEPI 2D (b) MEPI 3D

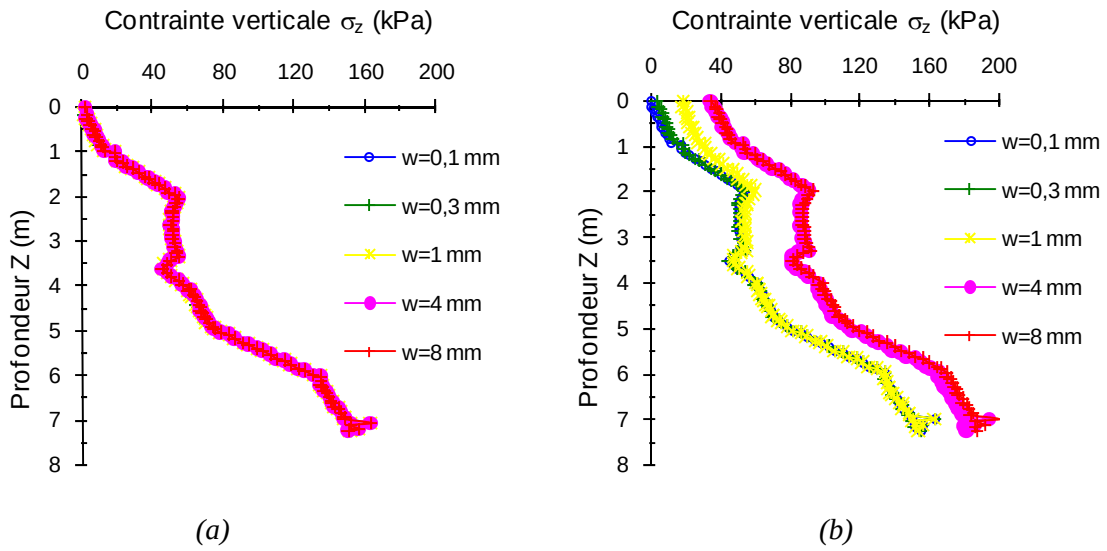


Figure V-38 Profil de la contrainte verticale à l'interface pour différents pas de chargement (a) MEPI 2D (b) MEPI 3D

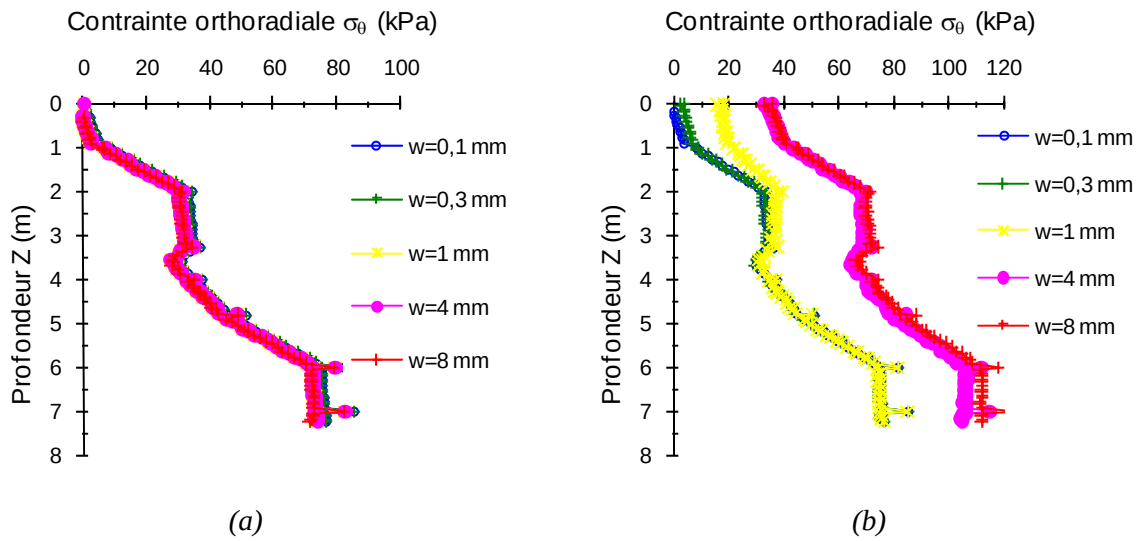


Figure V-39 Profil de la contrainte orthoradiale à l'interface pour différents pas de chargement (a) MEPI 2D (b) MEPI 3D

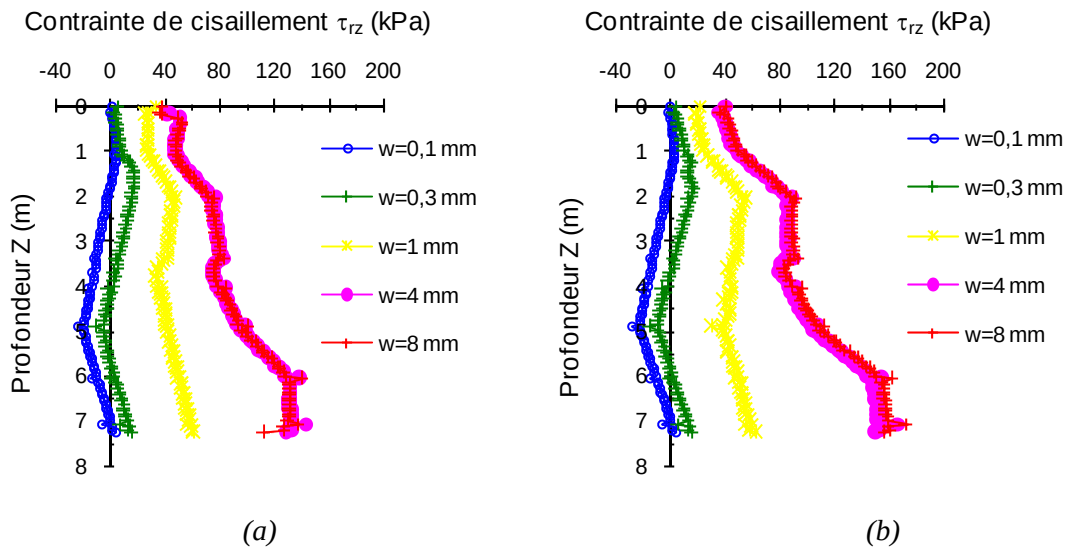
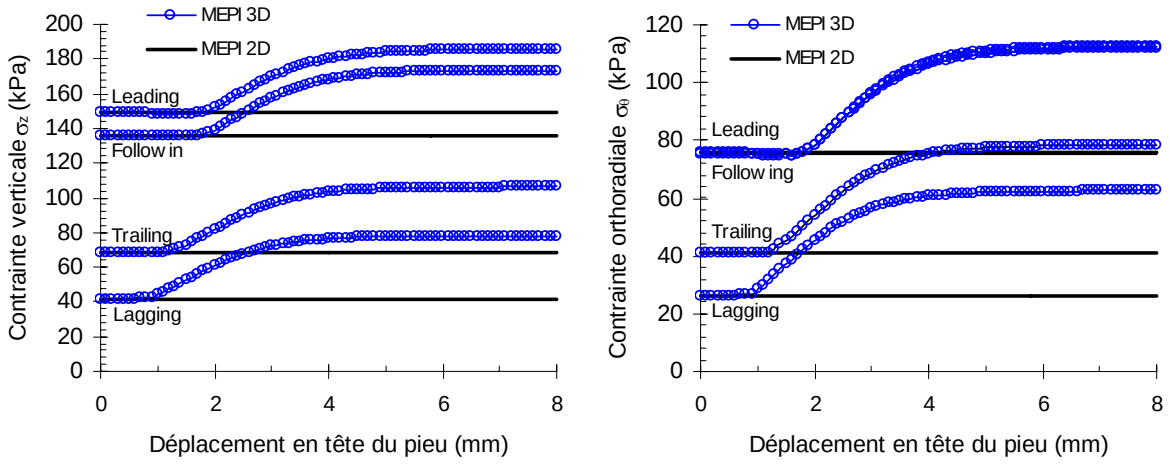


Figure V-40 Profil de la contrainte de cisaillement à l'interface pour différents pas de chargement (a) MEPI 2D (b) MEPI 3D

Si on trace, de plus, les mobilisations des contraintes localement, au niveau des manchons de mesure, au cours du chargement du pieu, on observe qu'avec MEPI 2D les contraintes verticale σ_z et orthoradiale σ_θ ne varient pas au cours du chargement (Fig. V.41). Sur la même figure V.41, on observe qu'avec MEPI 3D, ces contraintes augmentent puis se stabilisent. Quant à l'augmentation de la contrainte radiale, elle est très nette pour les deux modèles (Fig. V.42). Cette augmentation est plus prononcée en utilisant MEPI 2D. Notons que le phénomène d'augmentation des contraintes est directement relié à la notion de dilatance empêchée puisque le chargement d'un pieu se fait à rigidité normale constante (Boulon et al. 1986). Pour MEPI 2D, la dilatance considérée n'est reliée qu'à la direction normale à

l'interface (radiale) (*eq. III-8*), alors qu'avec MEPI 3D, la dilatance considérée est « volumique » : elle est distribuée de la même manière dans les trois directions (radiale, verticale et orthoradiale) (*eq. III-43*). Dans ce cas, le système n'est plus forcé à se dilater seulement dans la direction radiale (cas de MEPI 2D). Ceci peut expliquer que l'augmentation des contraintes se produit dans les trois directions.



(a) *(b)*

Figure V-41 Comparaison des modèles MEPI 2D et MEPI 3D pour la mobilisation des contraintes locales dans les manchons de mesure (a) contraintes verticales (b) contraintes orthoradiales

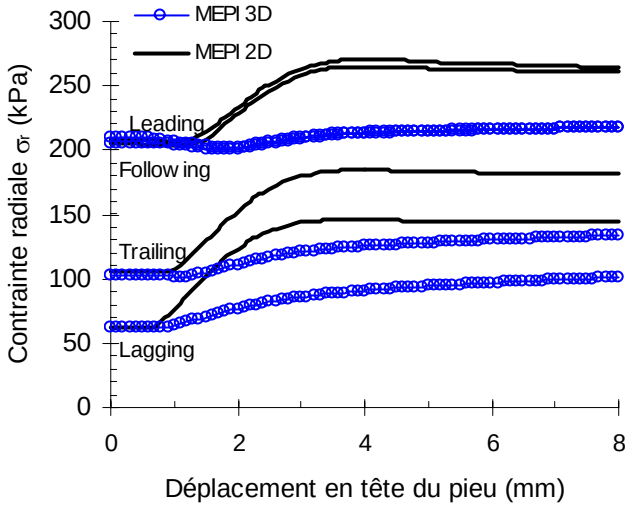


Figure V-42 Comparaison des modèles MEPI 2D et MEPI 3D pour la mobilisation des contraintes radiales locales dans les manchons de mesure

V.4. Conclusion

Dans ce chapitre, une analyse tridimensionnelle des pieux sur site réel (pieux ICP de type 2 et pieu en vraie grandeur du LCPC de type 3) a été effectuée en suivant la méthodologie présentée au chapitre IV, qui décrit les étapes de la modélisation par éléments finis d'un essai de chargement statique de pieu en compression. Cette méthodologie prend en compte les effets d'installation du pieu par battage/fonçage ainsi qu'un modèle de comportement approprié pour l'interface. Le modèle de comportement adopté pour cette analyse tridimensionnelle est MEPI 3D, formulé et validé au chapitre III.

Le modèle a été programmé dans CESAR-LCPC en adoptant l'intégration numérique de l'élément d'interface de type "couche mince" bidimensionnel, généralisé en 3D. La cinématique de l'interface est prise en compte en choisissant des rapports de formes pertinents. Le modèle d'interface formulé en invariants reproduit le comportement de l'interface quelle que soit son orientation.

Les exemples des pieux de type 2 (pieux modèles ICP) et 3 (pieu du LCPC en vraie grandeur) montrent que les prévisions numériques sont en bonne concordance avec les données expérimentales, tant en ce qui concerne la mobilisation du frottement, que celle de la résistance en pointe et de la charge totale. Enfin, la comparaison entre les modèles MEPI 2D et 3D montre une bonne représentation du comportement des pieux, bien que les modèles considèrent un comportement dilatant différent du matériau d'interface. Le modèle MEPI 3D tient compte du confinement de l'interface et d'une dilatance « volumique » qui est distribuée de la même manière dans les trois directions (radiale, verticale et orthoradiale), hypothèse non prise en compte par les modèles bidimensionnels qui considèrent une dilatance reliée seulement à la direction radiale à l'interface.

Conclusion Générale et Perspectives

Nous avons présenté dans ce mémoire un travail de recherche théorique et numérique sur le comportement mécanique des interfaces sol granulaire-structure et celui de pieux isolés sous chargement statique axial. Il s'agit d'un problème aux limites de l'interaction sol-structure où l'interface joue un rôle essentiel.

A travers l'étude bibliographique (chapitre I), nous avons décrit le comportement de l'interface sol-structure en décrivant les essais élémentaires, les modèles rhéologiques et les traitements numériques. 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 (sans épaisseur/couche mince). Nous avons aussi passé en revue un demi-siècle de caractérisation du comportement des pieux à partir des observations in situ et au laboratoire, en mettant l'accent sur l'effet d'installation et les paramètres influençant la capacité portante. On retient l'apport important des méthodes de calcul de la capacité portante, et la pertinence de la modélisation numérique dans les prévisions du comportement en déplacement des pieux isolés sous chargement axial.

Un recueil de données expérimentales d'essais de pieux sous chargement axial a fait l'objet de la partie suivante (Chapitre II). Trois types de pieux ont été analysés : un pieu modèle en chambre d'étalonnage (Cermes, type 1) dans le sable de Fontainebleau, des pieux modèles sur site réel (pieu ICP d'Imperial College, type 2) dans les sables de Dunkerque et Labenne et un pieu en vraie grandeur (caisson battu du LCPC, type 3) dans le sable de Dunkerque. D'abord, des essais au laboratoire (essais triaxiaux, essais à la boîte de cisaillement direct sable-sable) et in situ (essais au pénétromètre statique CPT, essais au pressio-pénétromètre PP, essais au pressiomètre Ménard PMT) sur le sable ont été exploités et plusieurs méthodes basées sur les résultats de ces essais ont été utilisées afin de déterminer les caractéristiques élastiques (module d'Young et coefficient de Poisson), de rupture (angle de frottement de pic ϕ'_p et angle de frottement critique aux grandes déformation ϕ'_{cv}) et de déformation volumique (angle de dilatance ψ) des sables cités ci-dessus. En ce qui concerne l'interface, des essais à la

boîte de cisaillement direct modifiée, entre le sable in situ et une structure de même rugosité que le pieu testé, ont permis de déterminer les caractéristiques mécaniques de l'interface. L'angle de frottement de l'interface est en moyenne égal à 0,85 fois l'angle de frottement du sable. Ces essais ont permis de déterminer les paramètres des modèles numériques proposés lors de l'étude numérique.

Pour les essais de chargement des pieux, l'attention a été portée d'abord à l'influence de l'installation là où les mesures l'ont permis (pieux ICP de type 2). Pour les pieux ICP, à l'issue du fonçage, les contraintes de cisaillement résiduelles négatives mesurées au fût équilibrent les contraintes résiduelles en pointe. Pour ces pieux, les mesures de la contrainte radiale au fût après installation ont montré une augmentation de celle-ci au cours de l'installation. Les valeurs de la contrainte radiale au fût après le fonçage dépendent fortement de la densité du sable (plus le sable est dense plus ces valeurs sont grandes) et de la position du manchon de mesure par rapport à la pointe (valeurs plus grandes plus on s'approche de la pointe). Au cours de l'essai de chargement, les contraintes radiales au fût augmentent d'une façon moins prononcée que lors de l'installation ; le phénomène de dilatance empêchée pourrait expliquer l'augmentation des contraintes radiales qui s'avère moins prononcée au cours du chargement. Par ailleurs, si on compare les essais de chargement des pieux de type 2 foncés et les pieux de type 3 battus, on observe qu'à la rupture les pieux foncés mobilisent plus de frottement axial et moins de résistance en pointe que les pieux battus. Les résultats de ces essais de chargement de pieu représentent la base de données de la modélisation numérique des pieux.

Au Chapitre III, nous avons proposé la formulation d'un modèle de comportement élastoplastique tridimensionnel pour l'interface (MEPI 3D), afin de mettre en évidence l'effet non négligeable des contraintes de confinement tridimensionnelles régnant à l'interface, effet non considéré par les approches bidimensionnelles. Le modèle rhéologique, formulé en invariants, est basé, d'une part, sur les principes de la théorie de l'élastoplasticité appliquée aux interfaces, notamment sur le modèle "MEPI 2D" (De Gennaro et Frank 2002a), et, d'autre part, sur les formulations tridimensionnelles des modèles de sables. Il permet de décrire l'interaction sol granulaire-structure avec prise en compte de l'état caractéristique (notion de contractance-dilatance) et de l'état ultime aux grands déplacements. Les résultats expérimentaux relatifs aux essais d'interface réalisés à la boîte de cisaillement direct modifiée "BCDM", à l'appareil de cisaillement simple tridimensionnel cyclique "C3DSSI", à l'appareil de cisaillement direct à rigidité normale constante "CNSDCA" et à la chambre d'étalonnage "CE" ont permis de déterminer les paramètres du modèle. Les prévisions du comportement de

l'interface à l'aide du modèle proposé sont satisfaisantes, tant pour des essais à contrainte normale constante (BCDM, C3DSSI, CNSDSA) que pour des essais à rigidité normale constante (C3DSSI, CNSDSA, CE). Les simulations du modèle ont mis en évidence l'effet non négligeable des contraintes de confinement tridimensionnelles appliqués à l'interface et représentées par l'évolution du premier invariant I_1 sur la réponse au cisaillement de l'interface. En effet, plus l'interface est confinée, plus la mobilisation du cisaillement est prononcée et moins le comportement volumique est dilatant. D'autres effets non négligeables ont été recensés par MEPI 3D et retrouvés par les modèles d'interface bidimensionnels telles que l'influence de la densité, de la rigidité normale.

Nous avons consacré une large étude à la modélisation numérique par éléments finis des pieux isolés sous chargement axial dans un sol granulaire où l'interface joue un rôle essentiel. A ce sujet, nous avons proposé une méthodologie générale de modélisation par éléments finis d'un essai de chargement de pieu battu ou foncé. Cette méthodologie tient compte, d'une part, des effets d'installation en reproduisant les contraintes de cisaillement et en pointe résiduelles et, d'autre part, du comportement de l'interface en considérant un modèle de comportement approprié. A cet effet, l'utilisation d'un modèle d'interface approprié s'avère primordiale pour estimer correctement le tassement du pieu. En utilisant, par exemple, une modélisation avec adhérence parfaite entre le pieu et le sable, le tassement devient très sous-estimé. L'utilisation d'une interface obéissant au critère de rupture de Mohr-Coulomb non associé orienté résulte en un comportement très dilatant et donc un frottement axial et une capacité portante très surestimés. D'où l'intérêt du modèle MEPI 2D qui permet, notamment, la stabilisation de la dilatance aux grands déplacements (taux de dilatance nul : $D \rightarrow 0$ pour $u_t \rightarrow \infty$). Les pieux de type 1, 2 et 3 ont été d'abord modélisés, à symétrie de révolution, en considérant des éléments d'interface couche mince obéissant au modèle d'interface MEPI 2D.

L'analyse du pieu modèle en chambre d'étalonnage du CERMES (type 1) a été effectuée en tenant compte de la pluviation du sable autour du pieu modèle. Les prévisions par éléments finis sont en bonne concordance avec l'essai de chargement et l'influence de l'initialisation géostatique s'avère négligeable, à cause des dimensions réduites de la chambre d'étalonnage. Cet effet n'est plus négligeable pour les pieux modèles sur site et en vraie grandeur. Les modélisations de pieux modèles (pieux ICP, type 2) sur site réel et du pieu en vraie grandeur (essai du LCPC, type 3) ont été menées en considérant les étapes de la méthodologie générale proposée. En comparant les prévisions numériques aux données expérimentales, le frottement dans la couche d'interface (modélisée par MEPI 2D) est bien reproduit, le sable adjacent étant

modélisé par un critère de rupture de Mohr-Coulomb non associé. La résistance en pointe prédite est, en revanche, sous-estimée bien que les valeurs résiduelles soient bien reproduites. L'effet du battage ou du fonçage du pieu, cause une densification et une rigidification du sable autour de la pointe qui sont supposées être à l'origine de cet écart. Par la suite, ce phénomène a donc été considéré dans la phase de chargement, en modifiant les caractéristiques mécaniques dans la zone sous la pointe. Ceci provoque une nette amélioration des résultats de la courbe charge-tassement en pointe. Dans un autre volet de ce travail, nous avons programmé le modèle MEPI 2D dans le logiciel EF de l'Imperial College (ICFEP) qui dispose d'un élément d'interface sans épaisseur. L'objectif était de comparer les deux stratégies classiques de modélisation du contact sol-pieu, à savoir : par éléments sans épaisseur et par éléments « couche mince ». Pour les deux types d'éléments d'interface, les résultats sont satisfaisants et très proches.

Afin de mener des analyses numériques tridimensionnelles des pieux par éléments finis, le modèle MEPI 3D (chapitre III) a été introduit dans le code CESAR-LCPC. Il permet ainsi de décrire le comportement de l'interface sol-structure à l'aide d'éléments de massif parallélépipèdes à 20 nœuds de type « couche mince » (Chapitre V). Des tests sur le modèle et sur l'élément ont permis de vérifier le bon fonctionnement et ont montré que le modèle d'interface formulé en invariants reproduit le comportement de l'interface quelle que soit son orientation. Les exemples des pieux de type 2 (pieux modèles ICP) et de type 3 (pieu duLCPC en vraie grandeur) sur site réel ont été modélisés en utilisant une géométrie et un maillage tridimensionnels. En comparant les prévisions numériques aux données expérimentales, un bon accord est observé en termes de mobilisation de la résultante en frottement, de la résistance en pointe et de la charge totale.

En définitive, les deux modèles MEPI 2D et MEPI 3D s'avèrent adéquats pour représenter le comportement de l'interface sol granulaire-structure qui joue un rôle essentiel dans la modélisation des pieux sous charge axiale. En particulier, le modèle 3D permet de considérer l'effet des contraintes verticale et orthoradiale appliquées à l'interface, en plus de la contrainte radiale, il considère une dilatance « volumique » qui est distribuée de la même manière dans les trois directions (radiale, verticale et orthoradiale), hypothèse non prise en compte par le modèle MEPI 2D qui considère une dilatance reliée seulement à la direction radiale à l'interface.

Les perspectives ouvertes par ce travail sont les suivantes.

- nous estimons nécessaire de valider le modèle d'interface tridimensionnel introduit dans le code aux éléments finis CESAR-LCPC sur d'autres problèmes aux limites

tridimensionnels, qui ne présentent pas nécessairement, comme le pieu isolé sous chargement axial, une géométrie et un chargement à symétrie de révolution (exemple de l'ACSA, pieux et caissons offshore, des soutènements, mais aussi modélisation des plans de discontinuités géologiques (failles));

- dans le cas spécifique des pieux, il serait intéressant de valider davantage la méthodologie proposée pour la prise en compte des effets d'installation. Ceci peut se faire en s'appuyant sur d'autres bases de données disponibles (offshore ou autre) ;

- la modélisation tridimensionnelle des groupes de pieux est aussi envisageable à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle aux éléments finis en tenant compte du modèle d'interface approprié. L'analyse des groupes de pieux peut être effectuée en développant une approche type homogénéisation en prenant en compte l'élastoplasticité de l'interface à l'échelle du volume élémentaire local pour représenter le contact sol-pieu. Un deuxième niveau d'homogénéisation, à l'échelle de l'ouvrage, permettrait de réaliser des calculs des groupes de pieux

- les capacités de prévision du modèle d'interface proposé restent limitées aux cas des chargements monotones. Il serait intéressant d'élargir la formulation au cas de déchargements (simples) et des chargements cycliques et aux effets du temps (fluage, influence de la vitesse de cisaillement). Des validations intéressantes pourraient s'effectuer à partir des données expérimentales obtenues sur les fondations profondes offshore.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

ABBO, A.J. ; SLOAN, S.W. (1993) Backward and subincrementation schemes in computational plasticity. Computational Mechanics, Valliappan, Pulmano and Tin-Loi, Eds., Balkema, Rotterdam, pp.319-324

AFNOR (2001) Essais pressiométriques Ménard, partie I essai sans cycle. Norme française NF P 94-110-1. Mai 2001 AFNOR, 43 p.

ALAWAJI, H.; RUNESSON, K. ; STURE, S. (1991) Integration of constitutive equations in soil plasticity. J. Eng. Mech. ASCE, Vol.117, pp.1771-1790.

ALAWNEH, A.S. et MALKAWI, A.I.H. (2000) Estimation of post-driving residual stresses along driven piles in sand. Geotechnical Testing Journal, Vol.23(3), pp.313-326.

ALAWNEH, A.S.; NUSIER, O.; MALKAWI, A.I.H.; AL-KATEEB, M. (2001) Axial compressive capacity of driven piles in sand: a method including post driven residual stresses. Canadian Geotechnical Journal, Vol.29, pp.11-20.

AL-DOURI, R.H. et POULOS, H.G. (1991) Static and cyclic direct shear stress on carbonate sands. Geotechnical Testing Journal, Vol.15(2), pp.138-157.

ALIMI, I. ; BACOT, J. ; LAREAL, P. ; LONG, N.T. ; SCHLOSSER, F. (1977) Etude de l'adhérence sol-armature. IX ICSMFE Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.1, pp.11-14.

ALTAEE, A. ; EVGIN, E. ; FELLENIUS, B.H. (1991 a) Axial load transfer for piles in sand I. Tests on an instrumented precast pile. Canadian Geotechnical Journal, Vol.29, pp.11-20.

ALTAEE, A. ; EVGIN, E. ; FELLENIUS, B.H. (1991 b) Axial load transfer for piles in sand II. Numerical analysis. Canadian Geotechnical Journal, Vol.29, pp.21-30.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE API. (1989) Recommended Practice For Planning. Designing and Construction Fixed Offshore Platforms.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE API. (1993) RP2A Recommended Practice For Planning. Designing and Construction Fixed Offshore Platforms. Working stress design, 20th edition, Washington, pp.59-61.

AUBERTIN, M. et LI, L. (2004) A porosity dependant inelastic criterion for engineering materials. International Journal of Plasticity, Vol.20, pp.2179-2208.

BALDI, G. ; BELOTTI, R. ; GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI,M.; LO PRESTI,DLF (1989) Modulus of sand from CPT's and DMT's. Proc. 12th Int. Conf. Soil. Mech. And Found. Eng. Rio de Janeiro, Vol.1, pp.165-170.

BARBAS, A. et FRANK, R. (1982) Utilisation de la méthode des éléments finis en mécanique des sols dans le domaine de l'élastoplasticité. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Rapport de recherche LPC n°146, Paris, France.

BEER, G. (1985) An isoparametric joint interface element for finite element analysis. Journal For Numerical Methods Engineering, Vol.21, pp.585-600.

BENCHEIKH, B. (1991) Interaction sol structure: modélisation et résolution numérique. Thèse de Doctorat de l'Université des Sciences et Techniques de Lille. Lille. France.

BHATIA, S.K. et BAKEER, R.M. (1989) Use of finite element method in modelling a static earth pressure problem. International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.13, pp.207-213.

BOLTON, M.D (1986) The strength and dilatancy of sands. Géotechnique, Vol.36 (1), pp.65-78.

BOLTON, M.D. (1991) Geotechnical stress analysis: A possible approach for cantilever retaining walls on spread foundations. TRRL, Contractor Report 271, Berkshire, pp.28.

BOND A.J. (1989) Behaviour of displacement piles in overconsolidated clays, PhD Thesis, Imperial College, London.

BOREL, S. (1998) Le calcul tridimensionnel du tassement des groupes de pieux. La pratique des calculs tridimensionnels en géotechnique. Presses des Ponts et Chaussées. Journées d'études, Paris, 24-25 Novembre, pp.115-129.

BOREL, S.; BUSTAMANTE, M.; GIANESELLI, L. (2002 b) Two comparative field studies of the bearing capacity of vibratory and impact driven sheet piles. Proc. Int. Conf. Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction, TRANSVIB 2002, Louvain-la- Neuve.

BOREL, S.; GIANESELLI, L.; DUROT, D.; VAILLANT, P.; BARBOT, L.; MARSSET, B.; LIJOUR, P. (2002 a) Full scale behaviour of vibratory driven piles in Montoir. Proc.Vibratory Pile Driving and Deep Compaction. TRANSVIB 2002, , Louvain-la- Neuve., pp.181-192.

BOULON, M. (1988) Contribution à la mécanique des interfaces sol-structures. Application au frottement latéral des pieux. Mémoire pour l'habilitation à diriger les recherches, Université Joseph Fourier-Grenoble I, Grenoble, France.

BOULON M. (1989) Basic feature of soil-structure interface behaviour. Computers and Geotechnics 7, pp115-131.

BOULON, M. (1991) Le comportement d'interface sol-structure: aspects expérimentaux et numériques. Revue Française de Géotechnique, Vol.54, pp.27-37.

BOULON, M. (1995) Le rôle des interfaces sol-structure dans le calcul des ouvrages. Séminaire Européen « de la Géologie au Calcul des Ouvrages : reconnaissance des propriétés mécaniques des terrains » Université Joseph Fourier, Institut National Polytechnique, Grenoble, France.

BOULON, M. et FORAY, P. (1986) Physical and numerical simulation of lateral shaft friction along offshore piles in sand. 3rd Int. Conf. on. Num. Meth. In Offshore Piling, IFP-LCPC NANTES, pp.127-146.

BOULON, M.; GARNICA, P.; EISSAUTIER, M. (1995 a) Simulation numérique 3D du frottement sol-inclusion en chambre d'étalonnage par équations intégrales aux frontières. Revue Française de Géotechnique, Vol.73, pp.35-62.

BOULON, M.; GARNICA, P.; VERMEER, P.A. (1995 b) Soil structure interaction: FEM computations. Mech. of Geomat.Inter.Selvadurai A.P.S., Boulon M. Ed. Elsevier, Vol.42, pp.147-171.

BOULON, M. et JARZEBOWSKI, A. (1991) Rate type and elastoplastic approaches for soil-structure interface behaviour: a comparison. Proceedings of the Seventh International Conference on Computer methods and Advances in Geomechanics. Carter, Balkema, Rotterdam, pp.305-310.

BOULON M. et NOVA R. (1990) Modelling of soil-structure interface behaviour, a comparison between elasto-plastic and rate type laws. Computers and Geotechnics, Vol.9, pp21-46.

BOULON, M. ; PLYTAS, C. ; FORAY, P. (1986) Comportement d'interface et prévision de du frottement latéral le long des pieux et tirants d'ancrage. Revue Française de Géotechnique, Vol.35(2),pp.31-48.

BOUTRIF, A. (1993) Mesure du comportement d'interface sol-structure à la boîte de cisaillement direct annulaire et modélisation. Thèse de Doctorat de l'université Joseph Fourier-Grenoble I, Grenoble, France.

BOUZID, A.D.; TILIOUINE, 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.

BRANSBY, M.F. et SPRINGMAN, S.M. (1996) 3-D finite element modelling of pile groups adjacent to surcharge loads. Computers and Geotechnics, Vol.19(4), pp.301-324.

BRIAUD, J.L. et TUCKER, A.M. (1984) Piles in sand: A method including residual stresses. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.110(11), pp.1666-1680.

BRUMUND, W.F. et LEONARDS, G.A. (1973) Experimental study of static and dynamic friction between sand and typical construction materials. Journal of Testing and Evaluation, Vol.1(2), pp.162-165.

BUSTAMANTE, M. (1982) The pile loading test. Foundation Engineering, Vol.1, G. Pilot (ed.), Presse de l'école Nationale des Ponts et Chaussées, pp.263-273.

BUSTAMANTE, M. et DOIX, B. (1985) Une méthode pour le calcul des tirants et des micropieux injectés. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Vol.140, pp.75-92.

BUSTAMANTE, M. ; FRANK, R. ; GIANESELLI, L. (1987) Le dimensionnement des fondtions profondes: L'expérience des Laboratoires des Ponts et Chaussées. Bull. Liaison. Laboratoire. Ponts et Chaussées, vol.149, pp.13-22.

BUSTAMANTE, M. et GIANESELLI, L. (1982) The pile bearing capacity by means of static penetrometer CPT. Proc. 2nd Eur. Symp. on Peneration testing, Amsterdam, pp.493-500.

BUSTAMANTE, M. et GIANESELLI, L. (1991) Predicting the bearing capacity of sheet piles under vertical load. Proc. of the 4th Int. Conf. on piling and deep found., Stresa, Italy, 7-12 April.

BUSTAMANTE, M. et GIANESELLI, L. (1996) Recommandations pour la préparation d'un essai de chargement statique de pieu instrumenté à l'aide d'un extensomètre LPC. Méthode d'essai n°45. Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées.Nocembre 1996, pp.12.

BUSTAMANTE, M. et GIANESELLI, L. (2001) La mesure des déformations à l'aide des extensomètres amovibles LPC. Méthode d'essai n°34. Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées.Janvier 2001, pp.16.

BUSTAMANTE, M. et GIANESELLI, L. (2006 a) Rapport interne du LCPC

BUSTAMANTE, M. et GIANESELLI, L. (2006 b) Design rules of pile bearing capacity at ULS. Pressumeter method. International Symposium on ultimate limit states of geotechnical structures. Paris 23-25 Août. pp.109-116.

CABELLA, E. et PASSALACQUA, R. (1998) Axially loaded pile; Numerical models vs. experimental data. Proceedings of the fourth European Conference on Numerical Methods un Geotechnical Engineering, pp. 97-106.

CAI, F. et UGAI, K. (2002) An implicit integration algorithm for elastoplasticity of interface element. Proc.NUMOG VIII, Rome, pp.279-284

CAROL I., ALONSO, E.E. (1983) A new joint element for the analysis of fracture rock. 5th Int Congress on Rock Mechanics, Melbourne, pp.147-151.

CASCANTE,J.; SANTAMARINA, C.; YASSIR, N. (1998) Flexural excitation in a standard torsional-resonant column device. Canadian Geotechnical Journal, Vol.35, pp.478-490.

CLOUGH, G.W. et DUNCAN, J.M. (1971) Finite element analyses of retaining wall behaviour. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.97(12), pp.1657-1673.

CHAMBON, G. (2003) Caractérisation expérimentale du frottement effectif des zones de failles. Thèse de doctorat de l'université Paris XI Orsay, pp.204.

CHAMBON, G. ; SCHMITTBUHL, J. et Corfdir, A. (2004) Frictional response of thick gouge sample : Mechanical measurements and microstructures. J. Geophys. Res.

CHEN, Y.J.; KULHAWY, F.H. (1994) Case history evaluation of the behaviour of drilled shafts and axial and lateral loading. EPRI TR-104601, Research Project, 1493-04

CHOW, F.C. (1997) Investigations in the behaviour of displacement piles for offsore foundations. PhD thesis, Imperial College, London.

CHIN, J.T. et POULOS, H.G. (1996) Tests on model jacked piles in calcareous sand. Geotechnical Testing Journal, Vol.19 (1), pp.164-180.

CIVIDINI, A. et GIODA, G. (1988) A simplified analysis of pile penetration. Proceedings od Numerical Methods in Geomechanics. Innsbruck, pp.1043-1049.

COMBARIEU (1996) Estimation rapide de l'angle de frottement d'un sol granulaire au pressiomètre. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Vol.203, pp.121-123.

COMODROMOS, E.M.; ANAGNOSTOPOULOS, C.T.; GEORDIADIS, M.K. (2003) Numerical assessment of axial pile group response based on load test. Computers and Geotechnics, Vol.30, pp.505-515.

COSTA, L.M.; DANZIGER, B.R.; LOPES, F.R (2001) Prediction of residual driving stresses in piles. Canadian Geotechnical Journal, Vol.38 (2), pp.410-421.

COUTINHO, A.L.G.A.; MARTINS M.A.D.; SYDENSTRICKER, R.M.; ALVES, J.L.D. ; LANDAU, L. (2003) Simple zero thickness kinematically consistent interface elements. Computers and Geotechnics, Vol.30, pp.347-374.

COYLE, H.M. et CASTELLO, R.R. (1981) New design correlations for piles in sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.197(7), pp.965-985.

CRISFIELD, M.A. (1991) Non linear finite element analyses for solids and structures, John Wiley and Sons.

DAS NEVES, M. ; MESTAT, P ; FRANK, R ; DEGNY, R. (2001 a) Etude du comportement de pieux forés. Expérimentations in si tu et en laboratoire. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, Vol.231, pp.55-67

DAS NEVES, M. ; MESTAT, P ; FRANK, R ; DEGNY, R. (2001 b) Etude du comportement de pieux forés. Modélisation par éléments finis. Bulletin des laboratoires des ponts et chaussées, Vol.231, pp.55-67.

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.

DAYAL, U. et ALLEN, J. G. (1975) The Effect of Penetration Rate on the Strength of Remoulded Clay and Sand Samples. Canadian Geotechnical Journal, Vol.12 (3),pp.336-348.

DE BEER, E.E. ; LOUSBERG,D. ; DE JONGHE, A. ; CARPENTIER, R. ; WALLAYS, M. (1979) Analysis of the results of loading tests performed on displacement piles of different types and sizes penetrating at a relatively small depth into a very dense sand layer. Proc. Con. Recent Developments in the Design and Construction of Piles. ICE, London, pp.199-211.

DE BORST, R. (1995) General overview of standard non linear computations, in 7th European Autumn school-Alert Geomaterials, Aussois, France.

DE GENNARO, 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.

DE GENNARO, V. et FRANK, R. (2002 a) Easto-plastic analysis of the interface behaviour between granular media and structure. Computers and Geotechnics, Vol.29, pp.547-572.

DE GENNARO, V. et FRANK, R. (2002 b). Insight into the simulation of calibration chamber tests. Proc. Eur. Conf on Num. Methods in Geotechnical Engineering (NUMGE 2002), Mestat Ed., Presses de l'ENPC/LCPC, Paris, pp.169-177.

DE GENNARO, V. et FRANK, R. (2004) Elasto-plastic modelling of the behaviour of granular soil-structure interfaces. Novel Approaches in Civil Engineering. Lecture Notes in Applied Computational Mechanics, Vol.14. pp.132-158

DE GENNARO, 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.107-133.

DE GENNARO, V.; PANDE, G.N.; LERAT, P. (2002) Stability problems in soil-structure interfaces: Experimental observations and Numerical Study. The International Journal of Geomechanics, Vol.2 (2), pp.175-203.

DE GENNARO, V.; SAID, I.; FRANK, R. MESTAT, P. (2004) Numerical simulations of installation effects on embedded model piles in calibration chamber. Proc. Symp. on Num. Models in Geom. (NUMOG IX).Ottawa.

DE NICOLA, A. et RANDOLPH, M.F. (1994) Tensile and compressive shaft capacity of piles in sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.119 (12), pp.1952-1973.

DESAI C.S. (1980) A general basic for yield, failure and potential functions in plasticity. International Journal of Analytical Methods in Geomechanics, pp.361-375.

DESAI, C.S.; DRUMM, C.E. et ZAMAN M.M. (1985) Cyclic testing and modelling of interfaces. ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol.111(6), pp.793-815.

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 FISHMAN, K.L (1991) Plasticity based constitutive model with associated testing for joints. Int. J. Rock. Min. Sci. & Geomech. Abstr, Vol.28(1), pp.15-26.

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.

DESAI, C.S. et RIGBY, B. (1995) Modelling and testing interfaces. Mech. of Geomat. Interf. Selvadurai AP.S., Boulon M. Ed. Elsevier, Vol.42, pp.107-125.

DESAI, C.S.; SOMASUNDARAM, S.; FRANTZISKONIS, G. (1986) A hierarchical approach for constitutive modelling of geologic materials. International Journal For Analytical Methods in Geomechanics, Vol.10, pp.22-257.

DESAI, C.S. et TOTH, J. (1996) Disturbed state constitutive modelling based on strain-stress and non destructive behaviour. Int. J. Solids. Struct, Vol.33(11), pp.1619-1650.

DESAI, C.S.; ZAMAN, M.M.; LIGHTNER, J.G.; SIRIWARDANE, H.J. (1984) Thin layer element for interfaces and joints. International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.8(1), pp.19-43.

DESAI, C.S. et ZHANG, W. (1998) Computational aspects of disturbed state constitutive models. Comp. Meth. Appl. Mech.Eng, Vol.151, pp.361-376.

DENNIS, N.D. et OLSEN, R.E. (1983) Axial capacity of steel pipe piles in sand. Proc. Conf. Geotech. Practice on Offshore Engineering, Austin, Texas, pp.389-402.

DOVE, J.E. et JARRETT, J.B. (2002) Behaviour of Dilative Sand Interfaces in a Geotribology Framework. J. Geotech. and Geoenvir. Engrg., Vol.128(1), pp.25-37

DRUMM, E.C.; FISHMAN, K.; ZAMAN, M.M. (2000) Modelling of interfaces and joints. Modelling in Geomechanics, M.Zaman, G.Gioda and J.Booker Eds, Wiley, New York, Chap 16.

DUMITRESCU, A. (2005) Etude expérimentale du comportement d'interface sol grenu/structure. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, paris, France, pp.226.

DUPLA, J.C. (1989) Etude d'un concept: L'état caractéristique. Mémoire de DEA de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France, pp.76.

DUPLA (1995) Application de la sollicitation d'expansion de cavité cylindrique à l'évaluation des caractéristiques de liquéfaction d'un sable. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

DUPLA, J.C. et CANOU, J. (1994) Caractérisation mécanique du sable de Fontainebleau à partir d'essais triaxiaux de compression et d'extension. Rapport de Synthèse Projet National Clouterre II- Cermes/ENPC, Paris, France.

EISSAUTIER, M. (1986) Frottement latéral des pieux en milieu pulvérulent. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble.

EL-NAGGAR, H. (2004) The 2002 Canadian Geotechnical Colloquium: The role of soil–pile interaction in foundation engineering. Canadian Geotechnical Journal, Vol.41(3), pp. 485-509.

EUROCODE 7 (2004) Calcul géotechnique - Partie 1: Règles Générales (EN 1997-1 : 2004).

EVERS, G.; HASS, G.; FROSSARD, A.; BUSTAMANTE, M.; BOREL, S.; SKINNER, H. (2003) Comparative performances of continuous flight auger and driven cast in place piles in sand. 4th International Seminar on. Deep Foundations on Bored and Auger Piles 2003, Belgium, June 2-4.

EVGIN, E. et FAKHARIAN, K. (1996) Effect of stress paths on the behaviour of sand steel interfaces. Canadian Geotechnical Journal, Vol.33, pp.853-856.

FAKHARIAN, K. et EVGIN, E. (1996) An automated apparatus for three-dimensional monotonic and cyclic testing of interfaces. Geotechnical Testing Journal. ASTM, Vol. 19(1), pp.22-31

FAKHARIAN, K. et EVGIN, E. (2000) Elasto-plastic modelling of stress-path-dependent behaviour of interfaces. International Journal for Analytical Methods in Geomechanics, Vol.24, pp.183-199.

FLATEBO, R.E et RISNES, R. (2001) Application of three dimensional failure criteria on high porosity chalk, Proceedings of the 6th Nordic Symposium on Petrophysics, Trondheim, Norway.

FLEMMING, W.G.K (1992) A new method for single pile settlement prediction and analysis. Géotechnique, Vol.42(3) pp.411-425.

FLEMMING, W.G.K; WELTMAN, A.J.; RANDOLPH, M.F.; ELSON, W.K. (1992) Piling Engineering. 2nd Edition, Jon Wiley and sons, New York, N.Y.

FOND. (1972) Fondations courantes d'ouvrages d'art. LCPC-SETRA.

FORAY, P.; BALACHOWSKI, L.; COLLIAT, J.L. (1998) Bearing capacity of model piles driven into dense overconsolidated sands. Canadian Geotechnical Journal, Vol.35, pp.374-385.

FORAY, P. ; GENEVOIS, J.M. ; LABANIEH, S.; GOULOIS, A. (1989) Effet de la mise en place sur la capacité portante des pieux dans les sables. Proc.2nd Int. Conf. Soils Mech. and Found. Eng, Rio De Janeiro, Vol.2, pp.913-914.

FRANCIS, R. (1997) Etude du comportement mécanique de micropieux modèles en chambre d'étalonnage. Application aux effets de groupe. PhD Thesis ENPC, Paris, France.

FRANK, R. (1974) Etude théorique du comportement des pieux sous charge verticale. Introduction à la dilatance. Rapport de recherche N°46. Laboratoire des Ponts et Chaussées.

FRANK, R. (1985) Recent Developments in the prediction of pile behaviour from pressiometer results. Rapport interne du LCPC.

FRANK, R. (1989) Déplacement axial des pieux dans les sols mous. Symposium franco-soviétique. Moscou, pp.105-114.

FRANK, R. (1999) Calcul des fondations superficielles et profondes. Techniques de l'Ingénieur. Presses de l'ENPC.

FRANK, R.; GUENOT, A.; HUMBERT, P. (1982) Numerical analysis of contacts in geomechnics. Proc. 4th Int. Conf. on Num. Meth. in Geomechanics, Edmonton, May 31-June,Vol.4, pp.37-45.

FRANK, R. et ZHAO, S.R. (1982) Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enfoncement sous charge axiale des pieux forés dans les sols fins. Bull. Liaison Labo P. et Ch. Vol.119 mai-juin, pp.17-24.

FRIH, N. (2005) Etude de l'interface sol-paroi moulée. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, paris, France, pp.205.

GABA, A. R.; SIMPSON, B.; POWRIE, W. et BEADMAN, D. R. (2003) Embedded retaining walls -guidance for economic design. CIRIA C580, London, pp.390.

GARNICA-Anguas, P. (1993) Simulation numérique du frottement entre solides par équations intégrales aux frontières et modèle d'interface non linéaire. Application aux pieux. Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier-Grenoble I, Grenoble, France.

GAVIN, K.G. et LEHANE, B.M. (2003) The shaft capacity of pipe piles in sand. Canadian Geotechnical Journal, Vol.40, pp.36-45.

GENS, A.; CAROL I.; ALONSO E.E. (1989) An interface element formulation for the analysis of soil-reinforcement interaction. Computers and Geotechnics, Vol.7(1), pp.133-151.

GENS, A.; CAROL I.; ALONSO E.E. (1990) A constitutive model for rock joints: formulation and numerical implementation. Computers and geotechnics, Vol.9, pp.3-20.

GEORGIADIS, K.; POTTS, D.M; ZDRAVKOVIC, L. (2003) The influence of partial soil saturation on pile behaviour. Géotechnique, Vol.53(1), pp.11-25.

GHAMBOUSSI, J.; WILSON, E.L.; ISENBERG, J. (1973) Finite element for rockjoint interfaces. ASCE, SM10, Vol.99, pp.833-848.

GHIONNA, V.N. et MORTARA, G. (2002) An elastoplastic model for sand-structure interface behaviour. Géotechnique, Vol.52, pp.41-50.

GOMEZ, J.E; FILZ, G.M; EBELING, R.M (2003) Extended hyperbolic model for sand concrete interfaces. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.129(11), pp.993-1000.

GOODMAN, R.E. (1989) Introduction to rock mechanics. Second edition, Wiley, New York, pp.562.

GOODMAN, R.E. et DUBOIS, J. (1972) Duplication of dilatancy in analyses of jointed rocks. Journal of Soils Mech. and Found. Div., ASCE, Vol.98, pp.399-422.

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.

HASSAN, A.H. (1995) Etude expérimentale et numérique du comportement local et global d'une interface sol granulaire-structure. Thèse de Doctorat. Université Joseph Fourrier. Grenoble.

HERMANN, L.R. (1978) Finite element analysis of contact problems. Journal of Engineering Mech.Div. ASCE, Vol.104 (EM5), pp.1043-1057.

HICHER, P.Y. et SHAO, J.F. (2002) Elastoplasticité des sols et des roches. Edition HERMES.

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.

HOSSAIN, M.K. et BRIAUD, J.L. (1993) Improved soil characteristics for pipe piles in sand in API RP-2A. Proc. 25th Offshore Technol Conf. Houston, OTC 7193, pp. 637-654.

HOTEIT N. (1990) Contribution à l'étude du comportement d'interface sable-inclusion et application au frottement apparent. Thèse de Doctorat de l'institut National Polytechnique de Grenoble, Grenoble, France.

HU, L. et PU, J.L. (2003) Application of damage model for soil structure interface. Computers and Geotechnics, Vol.30, pp.165-183.

HU, L. et PU, J.L. (2004) Testing and modelling of soil-structure interface. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.130(8), pp.851-860.

HUANG, A.B.; MA, M.Y.; LEE, J.S. (1991) Numerical simulation pf calibration chamber. Proc. 1st Int. Symp. on calibration chamber testing, Postdam, New York, 28-29 June, pp.175-184.

HUANG, W. ; SHENG, D. ; SLOAN, S.W. ; YU, H.S. (2004) Finite element analysis of cone penetration in cohesionless soil. Computers and Geotechnics, Vol.31, pp.517-528.

HUMBERT, P. (1989) CESAR-LCPC, un code général de calcul par éléments finis. Bull. liaison Labo. Ponts et Chaussées. 160, févr-mars, pp. 112-116.

HUNGR, O. et MORGENSTERN, N.G. (1984 a) Experiments on the flow behaviour of granular material at high velocity in an open channel. Géotechnique, Vol.34(3), pp.405-413.

HUNGR, O. et MORGENSTERN, N.G. (1984 b) High velocity ring shear tests on sand. Géotechnique, Vol.34(3), pp.415-421.

HUNTER, A.H. et DAVISSON, M.T. (1969) Measurements of pile load transfer. Performance of Deep Foundations, ASTM, STP 444, pp.106-117.

JAMIOLKOWSKI, M. (2003) Soil parameters relevant to bored pile design from laboratory and in situ tests. Proc. Deep Foundations on bored and Auger Piles, Van Impe (ed), Rotterdam, pp.83-100.

JARDINE, R. (2006) Présentation du CFMS. 9 juin 2006.

JARDINE, R. et CHOW, F.C. (1996) New design methods for offshore piles. MTD publication 96/103, Marine Technology Directorate, London, UK.

JARDINE, R.; CHOW, F.C.; OVERY, R.; STANDING, J. (2005) ICP design methods for driven piles in sands and clays. Thomas Telford Ltd, pp.112.

JARDINE, R.J ; OVERY, R.F.; CHOW, F.C. (1998) Axial capacity of offshore piles in dense marine sand. Journal of Geotech. and Geoenvir. Engrg., Vol.124, (2), pp.171-178.

JARDINE, R.; STANDING, J.R.; CHOW, F.C. (2006) Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand. Géotechnique, Vol.56 (4), pp.227-244.

JONHSTON, I.W.; LAM, T.S.K.; WILLIAMS, A. (1987) Constant normal stiffness direct shear testing for socketed pile design in weak rock. Géotechnique, Vol.37(1), pp.83-89.

JUNAIDEN, S.M.; THAM, L.G; LAW, K.T.; LEE, C.F.; YUE, Z.Q. (2004) Laboratory study of soil-nail interaction in loose, completely decomposed granite. Canadian Geotechnical Journal, Vol.41, pp.274-286.

JURAN, I. et TUMAY, M.T. (1989) Soil Stratification using the Dual Pore-Pressure Piezocone Test. Transportation Research Record, Vol.1235,pp.68-78.

KALIAKIN, V.N. et LI, J. (1995) Insight deficiencies associated with commonly used zero-thickness interface elements. Computers and Geotechnics; Vol.17, pp.225-252.

KARABATAKIS, D.A. et HATZIGOGOS, T.N. (2001) Analysis of creeping response of interface elements. Computers and Geotechnics, Vol.29(4), pp.257-277.

KERISEL, J. (1961) Fondations profondes en milieux sableux: variation de la force portante limite en fonction de la densité, de la profondeur du diamètre et de la vitesse d'enfoncement. Proc.5th Int. Conf. Soil. Mech. and Found. Eng, Paris,Vol.2, pp.73-83.

KRAFT, Jr. (1991) Computing axial pile capacity in sands for offshore conditions. Marine Geotechnol, Vol.9(1), pp.61-92.

KURIAN, N.P. et SRINIVAS, M.S. (1995) Studies on the behaviour of axially loaded tapered piles by the finite element method. International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.19, pp.869-888.

KUWANO, R. (1996) Laboratory tests on Dunkirk sand. Imperial College Internal Report.

LADE, P.V. et DUNCAN, J.M. (1975) Elastoplastic stress strain-theory for cohesionless soil. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol.101, pp.1037-1053.

LEE, J.S.; PANDE, G.N.; IETRUSZCZAK, S. (1992) A joint element based on a homogenization technique. Proc. Int. Symp. Num. Models in Geomech. (NUMOG IV), Swansea, UK, pp.249-258.

LEE, J.H et SALGADO, R. (1999) Determination pf pile base resistance in sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.125(8), pp.673-683.

LEHANE, B.M (1992) Experimental investigations of pile behaviour using instrumented field piles. PhD thesis, Imperial College, London.

LEHANE, B.M. et GAVIN, K.G (2001) The base resistance of jacked pipe ples in sand. Journal of Geotechnical and Geoenvirnmental Engineering ASCE, Vol.127(6), pp.473-480.

LEHANE, B.M.; JARDINE, R.J.; BOND, A.J.; FRANK, R. (1993) Mechanisms of shaft friction on sand from instrumented pile tests. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.119(1), pp.19-35.

LEHANE, B. M. ; SCHNEIDER, J.A.; XU, X. (2005) Evaluation of design methods for displacement piles in sand, UWA Report, GEO: 05341.1.

LE KOUBY, A. (2003) Etude du comportement mécanique de micropieux sous chargements monotones et cycliques verticaux. Application aux effets de groupes. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, paris, France, pp.394.

LELAND, M. et KRAFT, Jr. (1991) Performance of axially loaded piles in sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.11(2), pp.272-296.

LERAT, P. (1996) Etude de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires à l'aide d'un nouvel appareil de cisaillement annulaire. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées, Paris, France.

LERAT, P. ; BOULON, M. ; SCHLOSSER, F. (1997) Etude expérimentale de l'interface sol-structure dans les milieux granulaires. Revue Française de Génie Civil, Vol.1 (2), pp.345-366.

LU, Q. ; RANDOLPH, M.F. ; HU, Y. ; BUGARSKI, C. (2004) A numerical study of cone penetration in clay. Géotechnique, Vol.54(3), pp.257-267.

LIU, H. ; SONG, E. ; LING, H.I. (2006) Constitutive modelling of soil-structure interface through the concept of critical state soil mechanics. Computers and Geotechnics, Vol.33, pp.515-531.

LUNNE, T. et CHRISTOFFERSEN, H.P. (1983) Interpretation of cone penetrometer data for offshore sands. Proc.Offshore Technol. Conf. OTC 4464, Houston, pp.181-192.

MABSOUT, M.E.; REESE, L.C.; TASSOULAS, L. (1995) Study of pile driving by finite element method. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.121(7), pp.535-543.

MADABHUSHI, S.P.G et HAIGH, S.K. (1998) Finite element analysis of pile foundations subject to pull out. Proceedings of the fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, pp.131-140.

MAIORANO, R.M.S.; VIGGIANI,C.; RANDOLPH, M.F. (1996) Residual stress system arising from different methods of pile installation. Proc. 5th Int. Conf. On Application of Stress-Wave Theory of Piles, Orlando, pp.518-528.

MALEKI, K. (1995) Contribution à l'étude du comportement des micropieux isolés et en groupe. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des ponts et chaussées, Paris, France.

MATSUOKA, H. et NAKAI, T. (1985) Relationship among Tresca, Mises, Mohr-Coulomb and Matsuoka-Nakai failure criterion, Soils and foundations, Vol.25(4), pp.123-128.

MAYNE, P.M. et KULHAWY, F.H. (1982) K_0-OCR relationships in soils. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE,Vol.108 (GT6), pp.851-872.

MEHRABADI, M.M. ; COWIN, S.C. ; JARIC, J. (1995) Six-dimensional orthogonal tensor representation of the rotation about an axis in three dimensions. Int. J. solids Structures, vol.32, pp.439-449.

MELT (1993) Fascicule 62 Titre V du C.C.T.G (1993). Règles Techniques de Conception et de Calcul Des Fondations des Ouvrages de Génie Civil. Ministère de l'équipement et des transports.

MESTAT, P. (1993) Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis. Etudes et recherche LPC, Série géotechnique GT 52, LCPC, Paris.

MESTAT, P. (1998) Modèles d'éléments finis et problèmes de convergence en comportement non linéaire. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Vol.215, pp.15-32.

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.

MESTAT, P. et PRAT, M. (1999) Ouvrages en interaction. AFPC-Emploi des éléments fnis en génie civil. HERMES science publication, pp.934

MEYERHOF, G.G. (1976) Bearing capacity and settlement of pile foundations. J. Geotech. Eng. Div, (ASCE), Vol.102 (GT3), pp.195-228 .

MOHAMEDZEIN, Y.E.A; MOHAMED, M.G.; EL SHARIEF, A.M. (1999) Finite element analysis of short piles in expansive soils. Computers and Geotechnics, Vol.24, pp.231-243.

MOORMANN, C. (2002) Tag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Boden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk-und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der technischen Universität Darmstadt, Heft 59.

MORTARA, G. (2001) An elastoplastic model for sand-structure interface behaviour under monotonic and cyclic loading. Ph.D Thesis, Department of Structural and Geotechnical Engineering Politechnico di Torino, Italy.

MUIR WOOD, D. (1990) Soil behaviour and critical state soil mechanics. Cambridge University Press.

MULLER, H. (1970) Baugrunduntersuchung mit dem Pressiometerverfahren nach Menard, die Bautechnik, Heft 9, Berlin.

NAYAK, G.C. et ZIENKIEWICZ, O.C. (1972) Note on the alpha constant stiffness methodfor the anlysis of non-linear problems. International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.5, pp. 113-135.
NATH, P. (1977) The analysis of composite structures with prescribed frictional conditions at the interfaces. International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.1, pp.387-396.

NAVAYOGARAJAH, N.; DESAI, C.S.; KIOUSIS, P.D. (1992) Hierarchical single surface model for static and cyclic behaviour of interfaces. Journal of Engineering Mechanics, Vol.118, pp.990-1011.

NEELY, W.J. (1990) Bearing capacity of expanded base piles in sand. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116(1), pp.73-87 .

NG, P.C.F.; PYRAH, I.C.; ANDERSON, W.F. (1997) Assessment of three interface elements and modification of the interface element in CRISP90. Computers and Geotechnics,Vol.21(4), pp.315-339.

NOVA, R. (1982) A model for soil behaviour in plastic and hysteric ranges. Part I: Monotonic loading. Results of the international Workshop on constitutive relations for soils, Grenoble, 6-8 Septembre, pp.289-309.

NOVA, R. et WOOD, D.M. (1978) An experimental program to define the yield function for sand. Soils and Foundations, Vol.18(4), pp.77-86.

OCDI (1991)

O'NEIL, M.W. et HASSAN, K.M. (1994) Drilled shafts: Effects of construction on performance and design criteria. International Conference on Design and Construction of Deep Foundations. Orlando, Fl. USA, Vol.1, pp.137-187.

O'NEIL, M.W. et REESE, L.C. (1999) Drilled shafts : construction procedures and design methods. Publication No ADSC-TL-4, Publication No FHWA-IF-99-025, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

ORTIZ, M. et POPOV, E.P. (1985) Accuracy and stability of integration algorithm for elastoplastic constitutive relations, Int. J. Num. Meth. Eng, Vol.21, pp.1561-1576.

OZKAN, M.T.; BORAN, E.; KELESOGLU, M.K. (2002) Three-dimensional non linear analysis of laterally loaded single and group piles. Proc. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, NUMGE, Paris, pp.363-370.
PAIK, K.; SALGADO, R.; LEE, J.; KIM, B. (2003) Behaviour of open and closed-ended piles driven into sands. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol.129(4), pp.296-306.

PAIKOWSKY, S.G.; PLAYER, C.M. et CONNORS, P.J. (1995) A dual interface apparatus for testing unrestricted friction of soil along solid surfaces. Geotechnical Testing Journal, Vol.18(2), pp. 168-193.

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.

PATRIZI, P. et BURLAND, J.B. (2001) Development in design of driven piles in clay in terms of effective stresses. Rivista Italiana di Geotecnica, Vol.35 (3), pp.35-49.

PATTON, F.D. (1966) Multiple modes of shear failure in rock. Proc. 1st Int. Conference of Rock Mechanics, Vol.1, Lisbon, pp.509-513.

PIETRUSZCZAK, S. et NIU, X. (1992) Numerical evaluation of bearing capacity of a foundation in strain softening soil. Computers and Geotechnics, Vol.13, pp.187-198.

PIETRUSZCZAK, S. et NIU, X. (1993) On the description of localized deformation. Int J. Numer. Anal. Meth. Geomech, Vol.17, pp.791-805.

PLYTAS, C. (1985) Contribution à l'étude expérimentale et numérique des interfaces sol granulaire-structure. Application à la prévision du frottement latéral des pieux. Thèse de docteur ingénieur. Institut National Polytechnique de Grenoble.

POTTS, D.M.; AXELSSON, K.; GRANDE, L.; SHWEIGER, H.; LONG, M. (2002) Guidelines for the use of advanced numerical analyses. COST, London, Thomas Telford, pp.136.
POTTS, D.M. et GENS, A. (1985) A critical assessement of methods of correcting for drift the yield surface in elastoplastic finite element analysis, Int. J. Num. Anal. Meth. Geomech., Vol.9, pp.149-159.

POTTS, D.M. et ZDRAOVKOVIC, L. (1999) Finite element analysis in geotechnical engineering – theory London, Thomas Telford, pp.427

POULOS, H.G. (1987) Analysis of residual stress effect in piles. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.113(3), pp.216-229.

POULOS, H.G., DAVIS, E.H. (1980) Pile foundation analysis and design. John Wiley and Sons, New York, N.Y.

PUECH, A.; FORAY, P.; BOULON, M. ; DESRUES, J. (1989) Calcul des pieux à l'arrachement à partir d'un modèle numérique en contraintes effectives. Premiers résultats. Proceeding of the 7th European Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Brighton, Vol.1, pp.227-233.

RANDOLPH, M.F (2003) Science and empiricism in pile foundation design. Géotechnique, Vol.53 (10), pp.847-875.

RANDOLPH, M.F.; DOLWIN, J.; BECK, R.D. (1994) Design of driven piles in sand. Géotechnique, Vol.44 (3), pp.427-448.

REDDY, E.S.; CHAPMAN, D.N.; SASTRY, V.V.R.N. (2000) Direct shear interface test for shaft capacity of piles in sand. Geotechnical Testing Journal, Vol.23 (2), pp.199-205.

RICHER, St. (1985) Résolution des problèmes de contact entre solides élastiques. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, paris, France.

ROBINSKY, E.I. et MORRISON, C.F. (1964) Sand displacement and compaction around model friction piles. Canadian Geotechnical Journal, Vol.1 (2), pp.81-93.

ROUAINIA, M.; BOULON, M.; GARNICA, P (1992) Modelling and validation of a non linear soil-structure interface behaviour for pile problems. Proc. Int. Symp. Num. models in Geomech. (NUMOG IV), Swansea, UK, pp.223-230.

SADRNEJAD, S.A. et PANDE, G.N. (1989) A multilaminate model for sands. Proc. Int. Symp. Num. Models in Geomech. (NIMOG III). Nigara Falls. Canada, pp.17-27.

SAID, I; FRANK, R.; DEGENNARO, V. (2005) Capacite portante et tassements d'un pieu fore a la tariere continue (prevision pour isp5--pressio 2005), Symposium International pour le 50ème anniversaire du pressiomètre. ENPC-LCPC, Paris, 22-24 août 2005, pp.613-617.

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.

SCHLOSSER, F. (1991) Ouvrages de soutènement, Poussée et butée. Recueil/ Techniques de l'ingénieur, traité de construction, mécanique des sols, C242, pp.1-16.

SCHLOSSER, F. et GUILLOUX, A. (1981) Le frottement dans le renforcement des sols. Revue Française de Géotechnique, Vol.16, pp.65-77.

SCOHFIELD, A.N. et WROTH, P. (1968) Critical state soil mechanics. McGraw-Hill, European Civil Engineering series, London.

SHAKIREV, V. ; MAGNAN, J.P. ; EJJAAOUANI, H. (1996) Etude expérimentale du comportement du fonçage des pieux. Bulletin des LPC, Vol.206, pp.96-116.

SHAHROUR, I. et REZAIE, F. (1997) An elastoplastic constitutive relation for the soil-structure interface under cyclic loading. Computers and Geotechnics, Vol.21(1), pp.21-39.

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.

SID AHMED, R. (1989) Frottement latéral des pieux dans les sables. Thèse de Doctorat de l'Université de Nantes, pp.183.

SIKORA, Z. et GUDEHUS, G. (1990) Numerical simulation of penetration in sand based on finite element method. Computers and Geotechnics, Vol.9, pp.73-86.

SKEMPTON, A.W., YASSIN, A.A.; GIBSON, R.E. (1953) Théorie de la force portante des pieux dans le sable. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux publics, Nos. 63-54.

TABUCANON, J.T. et AIREY, D.W. (1992) Interface tests to investigate pile skin friction in sands. Research report No.R662, University of Sydney, pp.14.

TANG, W.H.; WOODFORD, D.L.; PELLETIER, J.H. (1990) Performance Reliability of Offshore Piles. Proc.of the 22nd Annual Offshore Technology Conference, Houston.

TECHNICAL COMMITTEE ON PILE DRIVING ISSMFE (1989) Drivability of piles. Proc; Discussion session 14, 12th Int. Conf. Soil. Mech. and Found. Eng, Rio De Janeiro, JSSMFE, Vol.2, Final Report on questionnaire survey, pp.43-53; Appendix A- Japanese Standards and Design codes, pp.91-100.

TEJCHMAN, J. et WU, W. (1995) Experimental and numerical study on steel-sand interfaces. International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.19, pp.513-536.

TOMLINSON, M.J (1995) Pile design and construction practice.4th Ed., E & FN Spon, London, U.K.

TOOLAN, F.E.; LINGS, M.L.; MIRZA, U.A. (1990) An appraisal of API RP2A recommendations for determining skin friction of piles in sand. Proc. 22nd Offshore Technol. Conf., Houston, OTC 6422, Vol.4, pp.33-42.

TROCHANIS, A.M.; BIELAK, J.; CHRISTIANO, P. (1991) Three dimensional non linear study of piles. Journal of geotechnical engineering, Vol.117(3), pp.429-447.

UESUGI, M. et KISHIDA, H. (1986) Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel. Solids and Foundations, Vol. 26(4), pp.139-149.

UESUGI, M.; KISHIDA, H. et TSUBAKIHARA, Y. (1988) Behaviour of sand particles in sand steel friction. Soils and Foundations, Vol. 28(1), pp.107-118.

UNTERREINER, P. (1994) Contribution à l'étude et à la modélisation numérique des sols cloués: application au calcul en déformation des ouvrages de soutènement. Thèse de Doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, paris, France.

VAID, Y.P. et SASITHARAN, S. (1992) The strength and dilatancy of sand. Canadian Geotechnical Journal, Vol.29, pp.522-526.

VAN DEN BERG, P. ; De BROST, R; et HUETINK, H. (1996) An eulerean finite element model for penetration in layered soil. International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.20, pp.865-886.

VAN EEKELEN, H.A.M. (1980) Isotropic yield surfaces in three dimensions for use in soil mechanics. International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.4, pp.89-101.

VAN LANGEN, 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.

VARADARAJAN, A. et SHARMA, K.G. (1989) Effect of a shear seam in the foundation of karjan dam. International Journal For Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.13, pp.435-442.

VARDOULAKIS, I.G. et SULEM, J. (1995) Bifurcation analysis in Geomechanics. Blackie Ed., London.

VESIC, A.S. (1977) Design of pile foundations. Transportation Research Council, Washington, D.C.

WANG, J.G.; ICHIKAWA, Y.; LEUNG, C.F. (2002) A constitutive model for rock interfaces and joints. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, Vol.40, pp.41-53.

WEHNERT, M. et VERMEER, P.A. (2004) Numerical analyses of load tests on bored piles. Proceedings of Numerical Models in Geomechanics NUMOG IX, pp.505-511.

WERNICK, E. (1978) Stresses and strains of surface of anchors. Revue Française de Géotechnique, Vol.3, pp.113-119.

WHITE, D.J et BOLTON, M.D. (2004) Displacement and strain paths during plain strain model pile installation in sand. Géotechnique, Vol.54, pp.375-397.

YANG, Z. et ELGAMAL, A. (2004) A multi-surface plasticity sand model including the lode angle effect. Proc. 17th ASCE Engineering Mechanics Conference. June 13-16, University of Delaware, Newark, DE.

YOSHIMI, Y. et KISHIDA, T. (1981) A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surface. Geotechnical Testing Journal, Vol.4 (4), pp.145-152.

YU, H.S. et HOUSLBY, G.T. (1991) Finite cavity expansion in dilatant soils: Loading analysis. Géotechnique, Vol.41(2) pp.173-183.

YUAN, Z et CHUA, K.M. (1992) Exact formulation of axisymmetric interface element stiffness matrix. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.118(8), pp.1264-1271.

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.

ZEGHAL, M. et EDIL, T.B. (2002) Soil structure interaction analysis: modelling the interface. Canadian Geotechnical Journal, Vol.39, pp.620-628.

ZHENG, H. ; LIU, D.F. ; LEE, C.F. ; YUE, Z.Q. (2004) A sophisticated mode pair model for interface problems. Computers and Geotechnics, Vol.31, pp.137-153.