

50376
1991
224

66 839

n° d'ordre : 797

50376
1991
224

THESE DE DOCTORAT

présentée à

l'Université des Sciences et Techniques de Lille

Spécialité

GENIE CIVIL

TITRE

**INTERACTION SOLS-STRUCTURES :
MODELISATION ET RESOLUTION NUMERIQUE**



par

BENCHEIKH Boubaker

Ingénieur de l'Ecole Polytechnique d'Alger

Soutenu le 24 octobre 1991 devant le jury composé de :

MM. J.M. BOULON	Institut de Mécanique de Grenoble	Rapporteur
J.P. HENRY	EUDIL-USTL	Rapporteur
P. LE TIRANT	Institut Français du Pétrole	
D. BOISSIER	USTL	Président
I. SHAHROUR	E C Lille	
P. LEBON	ANDRA	

*À la mémoire
de mon Père*

AVANT-PROPOS

Le travail qui fait l'objet de ce mémoire a été mené au département Sols et Structures du Laboratoire de Mécanique de Lille. A ce titre, qu'il me soit permis d'en remercier son responsable Monsieur I. SHAHROUR, Professeur à l'Ecole Centrale de Lille (anciennement IDN), sans qui ce travail n'aurait pu voir le jour. Il a assuré, avec efficacité et une grande patience, la direction de ce travail jusqu'à son terme, et il a toujours pris le temps de me faire profiter de son expérience et de ses connaissances. De tout cela, et de sa présence dans le jury, je lui suis profondément reconnaissant.

Monsieur J.M. BOULON, Professeur à l'institut de Mécanique de Grenoble, a bien voulu accepter, en dépit de ses lourdes responsabilités, d'être rapporteur de ce travail, et me faire profiter de sa grande expérience. Je lui en suis profondément reconnaissant.

Monsieur J.P. HENRY, Professeur à l'Ecole Universitaire d'Ingénieurs de Lille, a accepté de participer au jury et d'en être rapporteur. Qu'il trouve ici l'expression de ma grande gratitude.

J'adresse mes plus vifs remerciements à Monsieur P. LE TIRANT, Ingénieur Principal à l'Institut Français de Pétrole, qui malgré ses lourdes charges a accepté d'être examinateur de ce travail et m'a fait profiter de ses précieuses remarques.

Je remercie également Monsieur P. LE BON, Ingénieur à l'ANDRA, qui a bien voulu participer à ce jury et me faire profiter de son expérience.

Monsieur D. BOISSIER, Professeur à l'Université des Sciences et Techniques de Lille, m'a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury. Je tiens à lui témoigner de mes remerciements les plus sincères.

Ces remerciements ne sauraient être complets si je n'y incluais pas tous ceux, collègues et amis, qui m'ont apporté leur soutien au cours de ces années de travail. Je citerai en particulier L. LANCELOT et W. CHEHADE.

Je tiens également à remercier Madame Françoise HENRY pour avoir assuré la frappe de ce mémoire.

Qu'il me soit permis enfin d'adresser une pensée particulière à ma famille, notamment à ma mère, pour son affection et sa patience.

SOMMAIRE

Résumé	1
Abstract	1
Principales notations	2
Introduction générale	3
CHAPITRE I :	6
<i>Eléments de base dans l'étude de l'interaction sols-structures</i>	
1. Eléments de modélisation d'un problème d'interaction sols-structures	7
1.1 Comportement du matériau de la structure	7
1.2 Comportement des sols	7
1.3 Comportement de l'interface	7
1.4 Contact sols-structures	8
2. Modélisation des interfaces - Analyse bibliographique	11
2.1 Approche de type contact	11
2.1.1 Adaptation de la rigidité	12
2.1.2 Lois élastoplastiques	16
2.1.3 Lois incrémentales	18
2.1.4 Contact avec des conditions supplémentaires	18
2.2 Approche de type couche mince	19
3. Etudes en laboratoire de l'interaction sols-structures	23
3.1 L'essai de cisaillement direct modifié	23
3.2 L'essai de cisaillement direct simple	24
3.3 L'essai de cisaillement annulaire par torsion	25
3.4 L'essai de cisaillement axi-symétrique (essai d'arrachement)	27
4. Conclusion	28
CHAPITRE II :	29
<i>Implantation et étude des modèles de contact et d'interface sols-structures</i>	
1. Introduction des modèles d'interface dans le code "PECPLAS"	30
1.1 Présentation du programme de calcul relatif à l'interface "PECJOIN"	30
1.2 Modèles introduits dans "PECPLAS"	31
1.3 Test du code avec le modèle de Mohr-Coulomb	32
2. Analyse du comportement d'un pieu soumis à un cycle de chargement	38
2.1 Données du problème	38
2.2 Résultats de calcul	38
3. Etude comparative des modèles d'interface	42
4. Effet de la dilatance	45
5. Conclusion	46

CHAPITRE III :	47
<i>Développement d'un modèle de comportement pour les interfaces</i>	
1. Observations en laboratoire	48
2. Version monotone du modèle	50
2.1 Version initiale du modèle	51
2.1.1 Comportement élastique	51
2.1.2 Critère de rupture - Surface de charge	51
2.1.3 Règle d'écrouissage	53
2.1.4 Règle d'écoulement plastique	54
2.1.5 Récapitulatif des équations du modèle	56
2.1.6 Test du modèle sur les résultats expérimentaux	57
2.2 Version améliorée du modèle	61
2.2.1 Introduction de l'élasticité non linéaire	61
2.2.2 Introduction du radoucissement	61
2.2.3 Test du modèle sur les résultats expérimentaux	62
3. Détermination et effets des paramètres du modèle	65
3.1 Détermination des paramètres	65
3.1.1 Paramètres élastiques	66
3.1.2 Paramètres plastiques	66
3.2 Etude de l'effet des paramètres sur la réponse du modèle	69
3.2.1 Influence des paramètres élastiques	71
3.2.2 Influence des paramètres plastiques	71
3.2.3 Comparaison de l'effet des différents paramètres	78
4. Validation du modèle sur les résultats expérimentaux	81
4.1 Validation sur des essais à déformation normale constante	81
4.2 Validation sur des essais à densité moyenne	83
5. Généralisation du modèle aux chargements non monotones	85
5.1 Chargements non monotones et écrouissage	85
5.2 Principes de la modélisation d'un chargement cyclique	86
5.3 Ecrouissage cinématique à mémoire discrète	88
5.3.1 Principe de la méthode	88
5.3.2 Formulation proposée	88
5.5 Détermination et effets des paramètres cycliques	90
5.4 Test du modèle sur chemins cycliques	91
6. Conclusion	97
CHAPITRE IV :	99
<i>Intégration du modèle sur des problèmes aux limites</i>	
1. Implantation et vérification du modèle	100
2. Validation sur un modèle réduit de pieu	104
2.1 Données du problème	104
2.2 Effet des paramètres du modèle	104
2.3 Analyse du comportement du pieu	108
2.4 Comparaison avec le modèle non associé de Mohr-Coulomb	112
3. Conclusion	113

Conclusion générale	114
Bibliographie	116
Annexe A :	
<i>Formulation du problème d'interface par la M.E.F</i>	121
Annexe B :	
<i>Formulation des éléments d'interface</i>	127
Annexe C :	
<i>L'élastoplasticité appliquée aux interfaces</i>	133
Annexe D :	
<i>Influence des paramètres plastiques</i>	139

RESUME

Le dimensionnement des ouvrages en Génie Civil nécessite souvent la prise en compte des conditions de contact et d'interface sols-structures. Les recherches en cours visent à améliorer les méthodes de calcul des ouvrages par une meilleure connaissance du comportement des matériaux et des interfaces. Le présent travail constitue une contribution dans ce sens. Il comporte deux parties.

Dans la première partie, un module de calcul "PECJOIN" a été mis au point et intégré dans le code "PECPLAS". Le module développé permet la prise en compte des conditions de contact et d'interface entre solides. Plusieurs modèles d'interface (Goodman, Ghaboussi, Katona, Ressort, Katona, Mohr-Coulomb non associé et les nouveaux modèles) ont été implantés. Les tests effectués avec le code montrent, d'une part, l'importance qu'il faut accorder au comportement de l'interface et, d'autre part, l'importance du choix du modèle en fonction du type d'interface (surface lisse ou rugueuse). Ces résultats mettent en évidence la nécessité de développer des modèles capables de reproduire des phénomènes importants (la dilatance par exemple) dans le comportement des interfaces.

Dans la deuxième partie, un modèle de comportement est mis au point et validé. Ce modèle comporte les principaux concepts utilisés dans la modélisation des sols (écrouissage isotrope, état caractéristique, état critique, radoucissement ...). L'introduction du concept de l'écrouissage cinématique à mémoire discrète, a permis de généraliser le modèle aux chargements cycliques. Les versions monotone et cyclique du modèle sont validées sur des essais de cisaillement sols-structures. Une méthode de détermination des paramètres du modèle est présentée et une étude de la sensibilité du modèle par rapport à ses paramètres a été effectuée.

Le modèle a été intégré ensuite, dans le code PECPLAS. Un test du modèle sur le problème de la boîte de cisaillement a permis de vérifier son bon fonctionnement. Par ailleurs, le modèle a été validé sur des essais de pieu réalisés en cuve.

Mots-clés : Interface, sols, structures, joints, modèles rhéologiques, validation, plasticité, cisaillement, pieux, éléments finis.

ABSTRACT

The design of civil engineering structures requires to take into consideration the contact conditions at the soil-structure interface. Current researches aim at ameliorate the methods of calculation of structures by a better understanding of the behaviour of the interface. The present work constitutes a contribution to this field. It is divided in tow parts.

In the first part, a calculation subroutine "PECJOIN" is developed and integrated in "PECPLAS" program. It allows to take into account the contact and interface conditions between solids. Some interface models (Goodman, Ghaboussi, Katona, Ressort, non associated Mohr-Coulomb model and a news models) have been implanted. Numerical tests show the influence of the interface on the structures behaviour and the importance of choice of the model in function of the interface type (rough or smooth). These results show also the necessity of the development of a new model to reproduce some phenomena such as hardening and dilatancy.

In the second part, a constitutive model is developed and validated. It includes the principal concepts used in soil modelling (isotropic hardening, characteristic threshold, critical state, softening). The model is generalized to the cyclic loading by the introduction of kinematic hardening. The monotonic and cyclic versions of the model are validated on shearing soil-structure tests. A methods for the determination of constitutive parameters is presented with a study of the sensibility of the model to its parameters. The model is introduced in the PECPLAS program and validated on piles tests.

PRINCIPALES NOTATIONS

σ_n	(kPa)	Contrainte normale
τ	(kPa)	Contrainte de cisaillement
ε_n	(mm)	Déplacement relatif normal
ε_t	(mm)	Déplacement relatif tangentiel
$\bar{\tau}$	(kPa)	Contrainte limite de cisaillement
U_n	(mm)	Déplacement normal
U_t	(mm)	Déplacement tangentiel
σ	(-)	Vecteur des contraintes
ε	(-)	Vecteur des déplacements relatifs
c	(kPa)	Cohésion
ϕ	(degrés)	Angle de frottement
ψ	(degrés)	Angle de dilatance
σ_{no}	(kPa)	Contrainte normale initiale
P_a	(kPa)	Pression atmosphérique
P	(kPa)	Pression moyenne
k	(kPa)	Module normal
G	(kPa)	Module de cisaillement
Q	(kN)	Force résistante à l'enfoncement ou à l'arrachement du pieu
d	(mm)	Déplacement en tête du pieu

INTRODUCTION GENERALE

Dans le domaine des constructions en Génie Civil, la plupart des structures peuvent être assimilées à un assemblage de solides déformables en contact. La stabilité d'ensemble de ces structures dépend sensiblement du comportement des surfaces de contact (ou interfaces). En effet, la plupart des ruptures observées dans ces structures se produisent le long des surfaces de discontinuité.

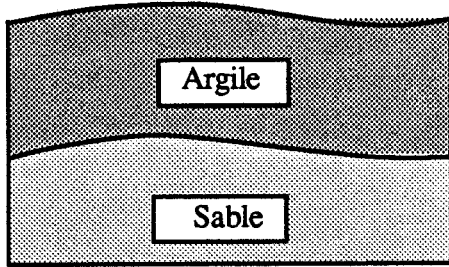
Les situations pratiques où le problème d'interface est présent sont nombreuses en Génie Civil. Qu'il s'agisse d'un problème de contact entre deux ou plusieurs couches de sol (interface d'un remblai et du sol de fondation, par exemple), ou de contact d'un sol et d'un substratum rocheux, de fissures et de joints dans les masses rocheuses, de contact sol-structure (interface sol-mur de soutènement ou palplanche, sol-tirants d'ancrage, sol-pieux ou sol-ouvrages souterrains, par exemple) ; ou d'un problème de renforcement (terre armée ou béton armé). La figure 1 montre certains de ces exemples.

Dans ces cas réels, le transfert des charges d'une partie de la structure à une autre, passe par l'interface. Il apparaît donc qu'une description correcte du comportement global passe par la prise en compte de l'interaction entre les différentes parties constituant l'ouvrage.

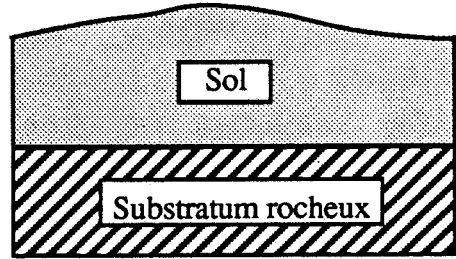
Les zones du massif au voisinage de l'interface sont en général soumises à une forte concentration de contraintes, ce qui entraîne une modification des rigidités des matériaux constitutifs, d'où la nécessité de tenir compte du comportement rhéologique des matériaux dans ces zones.

Les approches actuelles visent à résoudre le problème d'interaction sols-structures par la simulation des mécanismes élémentaires qui se produisent dans les zones d'interface [19, 78]. Ces approches reposent sur :

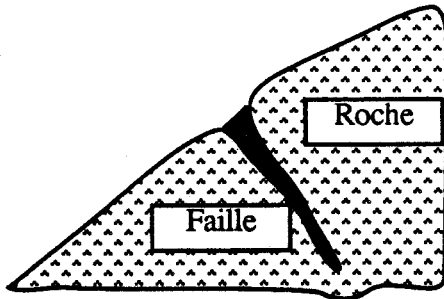
- Le développement d'outils de calcul permettant la prise en compte des conditions de contact et des modes de déformation de l'interface [adhésion, glissement et décollement].
- Le développement et la validation de modèles de comportement tant pour les sols que pour les interfaces.



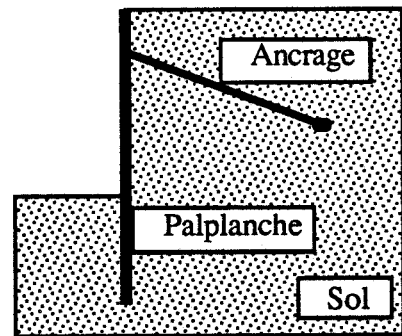
a) Deux types de sols différents



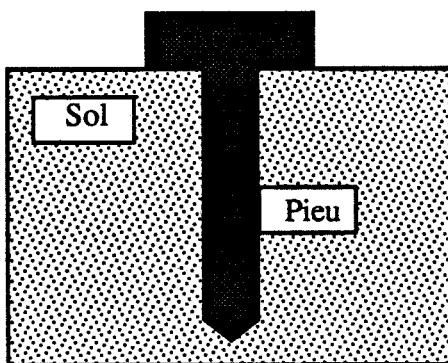
b) Sol - Substratum rocheux



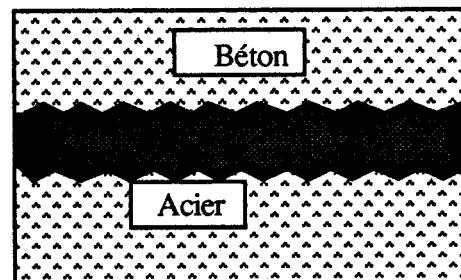
c) Faillle entre deux blocs rocheux



d) Palplanche, ancrage



e) Pieux



f) Interaction béton -acier

Figure 1
Exemples des situations d'interface

Le présent travail, mené au Département de Mécanique des Sols et Structures du Laboratoire de Mécanique de Lille, s'inscrit dans le contexte de cette démarche. Il fait également partie de l'effort conjugué des industriels et des organismes de recherche pour améliorer les méthodes de dimensionnement de certains ouvrages, notamment les pieux. Par ailleurs, il constitue une contribution à la modélisation théorique et numérique du problème d'interaction sols-structures. Il comporte quatre chapitres :

Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique sur les problèmes d'interaction sols-structures. Nous présentons d'abord les éléments de base intervenant dans la modélisation de ce problème. Puis, on décrit les différentes approches numériques et méthodes expérimentales utilisées pour l'étude de l'interaction sols-structures.

Le chapitre suivant est consacré à l'implantation et à l'étude des modèles de contact et d'interface proposés par différents auteurs. Après l'introduction de ces modèles dans le code PECPLAS et la présentation des méthodes numériques de leur intégration, nous procédons à leur application à un problème pratique en Géotechnique. On commence par l'analyse du comportement d'un pieu, soumis à un cycle de chargement, à l'aide du modèle de Goodman [31]. Puis, on expose les résultats d'une étude comparative de cinq modèles (Goodman, Ghaboussi, Katona, Ressort et Mohr-Coulomb non associé).

Le troisième chapitre porte sur le développement et la validation d'un modèle de comportement pour les interfaces. L'interprétation d'une étude en laboratoire de l'interaction sols-structures, en utilisant les acquis de la modélisation des sols, permet de construire par étapes une loi de comportement de complexité croissante, jusqu'à prendre en compte les spécificités rhéologiques des interfaces. La version monotone du modèle est basée sur un critère de rupture de type Mohr-Coulomb, comportant un écrouissage isotrope, intégrant l'état caractéristique (contractance-dilatance), l'état critique en grands déplacements, l'élasticité non linéaire et le radoucissement. L'introduction du concept de l'écrouissage cinématique à mémoire discrète, permet de généraliser le modèle aux chargements cycliques. Ces deux versions du modèle sont validées sur des essais de cisaillement direct sols-structures à contrainte ou à déformation normale constante [64, 24].

Le dernier chapitre est consacré à l'intégration du modèle développé dans un code de calcul par éléments finis et son application à des problèmes concrets. Nous présentons d'abord la méthodologie d'implantation du modèle dans le code PECPLAS, puis, on vérifie son bon fonctionnement sur un problème aux limites simple (boîte de cisaillement). Ensuite, nous procédons à sa validation sur des essais de pieux réalisés en cuve.

CHAPITRE I

ELEMENTS DE BASE DANS L'ETUDE DE L'INTERACTION SOLS-STRUCTURES

Ce chapitre est consacré à une étude bibliographique sur les problèmes d'interaction sols-structures. Nous présentons d'abord les éléments de base intervenant dans la modélisation de ce problème. Puis on décrit les différentes approches utilisées dans la littérature pour la modélisation des interfaces. Dans la dernière partie, on présente les divers appareils employés pour les études en laboratoire de l'interaction sols-structures.

1 ELEMENTS DE MODELISATION D'UN PROBLEME D'INTERACTION SOLS-STRUCTURES

1.1 Comportement du matériau de la structure

En général, la structure est constituée de matériaux (béton, acier, bois, etc.) dont la rigidité est beaucoup plus importante que celle du sol environnant. Le comportement de ces matériaux peut être décrit par des modèles simples, élastiques ou élastoplastiques.

1.2 Comportement des sols

Le comportement des sols est très complexe. En effet, il est essentiellement irréversible, non linéaire, dilatant et dépendant de l'histoire et de la direction des sollicitations. Pour de faibles sollicitations, il peut être décrit par l'élasticité linéaire. Pour des sollicitations moyennes ou fortes, des modèles plus élaborés ont été proposés : soit, des modèles élastoplastiques avec ou sans écrouissage (Mohr-Coulomb, Lade, Cam-Clay, Nova, ... etc.), ou soit, des modèles incrémentaux (Duncan, Darve, Mroz, ... etc.).

1.3 Comportement de l'interface

Les interfaces sont généralement soumises à de fortes sollicitations de cisaillement. Leur comportement est essentiellement non linéaire. Les études proposées par différents auteurs appartiennent à l'une des deux approches principales suivantes :

a - Approche de type contact :

Dans ce cas, l'interface n'a pas d'épaisseur, elle est alors assimilée à un matériau fictif auquel on associe une loi de comportement reliant, en général, les contraintes et les déplacements relatifs à l'interface.

b - Approche de type couche mince :

Dans cette approche, l'interface est constituée d'une zone de faible épaisseur. Ainsi, on adopte des lois de comportement rhéologique propres à ces zones.

1.4 Contact sols-structures

Le contact sols-structures peut être modélisé à l'aide du modèle de contact entre deux corps ; avant de rappeler ce modèle, nous allons donner les conventions et les notations employées :

- σ_n et τ sont les composantes du vecteur contraintes qui caractérisent l'action du corps B sur le corps A (figure I.1).
- Convention de la mécanique des sols : $\sigma_n > 0$ en compression.
- $\bar{\tau}$ est la contrainte limite de cisaillement, elle peut être donnée par la loi de Mohr-Coulomb ($\bar{\tau} = C + \sigma_n \operatorname{tg} \Phi$) ou éventuellement par d'autres lois.

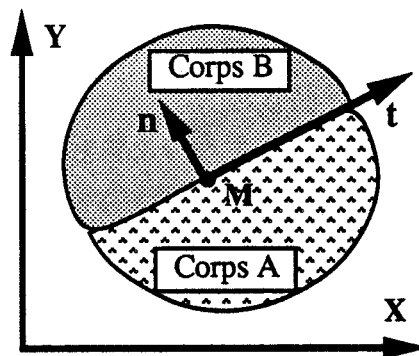


Figure I.1

Contact entre deux corps A et B

Afin de proposer une modélisation du contact, nous allons effectuer une discrétisation de la surface de contact. En M, on considère les deux points 1 et 2 appartenant respectivement à A et B. Dans le repère local (\vec{t}, \vec{n}) (figure I.2), les déplacements et les contraintes de liaisons sont donnés par :

$$\vec{U}_1 = \begin{Bmatrix} U_t^1 \\ U_n^1 \end{Bmatrix}, \quad \vec{U}_2 = \begin{Bmatrix} U_t^2 \\ U_n^2 \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \vec{\sigma} = \begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma_n \end{Bmatrix} \quad (\text{I.1})$$

La modélisation du contact se caractérise par la vérification de certaines conditions sur la contrainte normale σ_n et la contrainte tangentielle τ s'exerçant sur l'élément de contact. De cet état

de contrainte (τ , σ_n) résulte un état de déplacements relatifs tangentiels et normaux (ΔU_t , ΔU_n) caractérisant la cinématique de l'élément d'interface.

$$\Delta U = \begin{cases} \epsilon_t = \Delta U_t = U_t^2 - U_t^1 \\ \epsilon_n = \Delta U_n = U_n^2 - U_n^1 \end{cases} \quad (I.2)$$

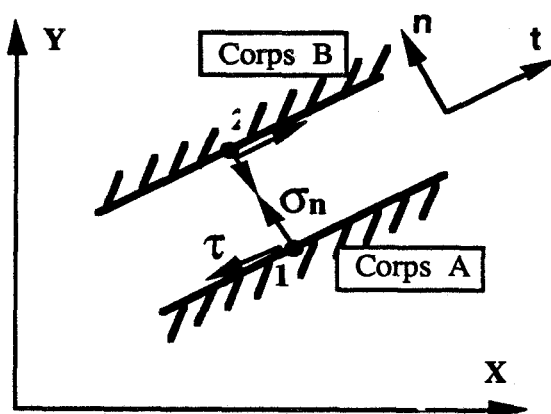


Figure I.2
Modélisation du contact

Au cours du chargement, le contact entre les corps A et B peut évoluer. Il suit l'un des trois modes suivants :

a - Mode adhésion

Dans ce mode (figure I.3a), il n'y a pas de déplacements relatifs entre les noeuds 1 et 2, on a alors les équations de compatibilité suivantes :

$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t = 0 \end{cases} \quad (I.3)$$

Les contraintes de contact sont alors régies par les conditions :

$$\begin{cases} \sigma_n > 0 & \text{(la contrainte normale est de compression)} \\ \tau < \bar{\tau} & \text{(la contrainte de cisaillement est inférieure au seuil de cisaillement)} \end{cases}$$

b - Mode glissement

Quand la contrainte normale est de compression et la contrainte tangentielle atteint le seuil $\bar{\tau}$, il y a un glissement relatif entre les noeuds 1 et 2 (figure I.3b); dans ce cas, on a les conditions :

$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t \neq 0 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau = \bar{\tau} \end{cases} \quad (I.4)$$

c - Mode décollement

Dans le cas où la composante normale σ_n devient négative. Il y a un décollement (séparation des corps A et B) (figure I.3c) ; on a alors les conditions suivantes :

$$\Delta U_n > 0 \quad \text{et} \quad \sigma_n = \tau = 0 \quad (I.5)$$

Notons qu'en présence de sollicitations cycliques, après séparation, il peut y avoir à nouveau un recollement entre les deux corps. On retrouve alors l'un des deux modes : adhésion ou glissement.

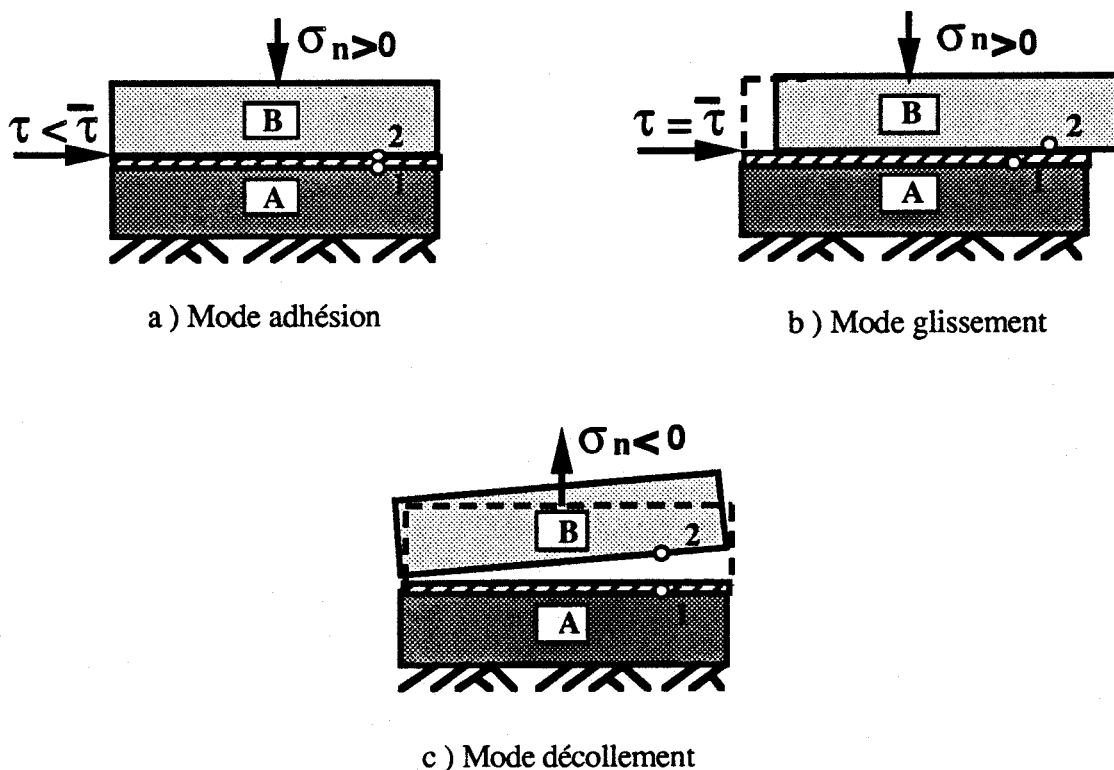


Figure I.3
Modes de déformation de l'interface

2 MODELISATION DES INTERFACES - ANALYSE BIBLIOGRAPHIQUE

Le traitement analytique des problèmes comportant des interfaces (interaction sols-structures, par exemple) pose beaucoup de difficultés théoriques et mathématiques. Et, si ce traitement est envisageable pour quelques configurations idéales, les solutions correspondent rarement aux exigences pratiques.

Ces dernières décennies, des méthodes numériques ont été développées pour apporter des solutions approchées à ce type de problèmes. La méthode des éléments finis est l'outil le plus utilisé dans ce domaine.

Dans le cadre de cette méthode, des éléments spéciaux dits "éléments d'interface" ou "éléments joints" ont été développés pour le traitement des problèmes de contact entre des milieux de même nature ou de nature différente. En effet, les premiers travaux étaient destinés aux problèmes de discontinuités dans les massifs rocheux [30, 31, 85]. Depuis, de nombreux auteurs ont utilisé des éléments d'interface pour tenir compte des conditions de contact entre solides.

On notera que les travaux proposés par différents auteurs appartiennent à l'une des deux approches :

- Approche de type contact : L'interface n'a pas d'épaisseur, elle doit seulement reproduire les propriétés des surfaces de discontinuité.
- Approche de type couche mince : Dans ce cas l'interface a une certaine épaisseur. On est alors conduit à définir des déformations pour l'interface.

Dans cette partie, nous allons procéder à la présentation de ces deux approches. Les différentes lois de comportement proposées et les techniques numériques employées seront également présentées.

2.1 Approche de type contact

Cette approche a fait l'objet de nombreux travaux qui sont essentiellement basés sur l'élément joint proposé par Goodman et al en 1968. Selon le type de loi de comportement et le type d'approche numérique utilisées, les études proposées dans ce cadre appartiennent à l'une des catégories suivantes :

- Adaptation de la rigidité

- Lois élastoplastiques
- Lois incrémentales
- Contact avec des conditions supplémentaires

2.1.1 Adaptation de la rigidité

1°) Elément joint de type Goodman :

R.E. Goodman et al [31] ont proposé pour la simulation des fissures dans les roches un élément spécial de longueur l et d'épaisseur nulle (figure I-4).

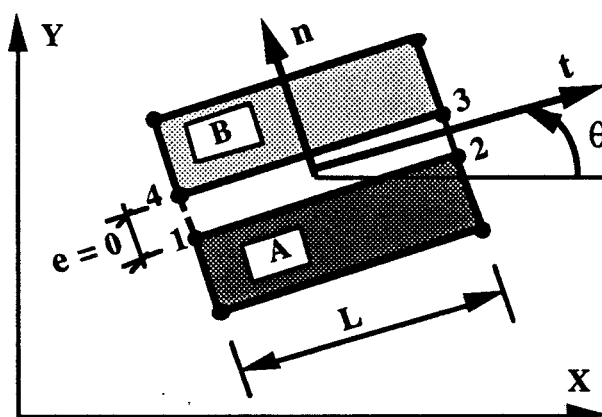


Figure I.4

Elément joint de type Goodman

Dans ce cas, l'élément joint est constitué de deux doublets de noeuds. Sa matrice de rigidité est formulée à partir de la minimisation de l'énergie potentielle, en substituant les déformations à l'intérieur de l'élément par les déplacements relatifs à l'interface. Le vecteur de force de liaison $\{P\}$ par unité de longueur de l'élément est donné par une loi du type :

$$\{P\} = [K] \{\Delta U\} \quad (I.6)$$

avec :

$$\{P\} = \begin{Bmatrix} P_t \\ P_n \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \{\Delta U\} = \begin{Bmatrix} \Delta U_t \\ \Delta U_n \end{Bmatrix}$$

$[K]$ est la matrice de comportement de l'élément joint, donnée par :

$$[K] = \begin{bmatrix} K_t & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix} \quad (I.7)$$

La matrice de rigidité globale du système est obtenue par l'assemblage des termes correspondant aux éléments rocheux et d'interface. Après la résolution du système d'équations régissant le problème, les contraintes de liaison sont calculées et la méthode d'adaptation de la rigidité est appliquée. Celle-ci est basée sur les règles suivantes :

- K_t et K_n sont prises égales à zéro pour les éléments où la contrainte normale est de traction (décollement).
- K_t prend une valeur faible, si la contrainte de cisaillement dans l'élément joint atteint la valeur limite (glissement),
- K_n prend une valeur forte, si la contrainte normale est de compression. Cette condition liée au mode d'adhésion permet la non interpénétration entre les corps en contact.

La loi de comportement de ce modèle peut être donc représentée par un critère de rupture en cisaillement (type Mohr Coulomb, par exemple), une courbe de cisaillement reliant ΔU_t et P_t et une courbe de compression donnant ΔU_n en fonction de P_n (figure I.5).

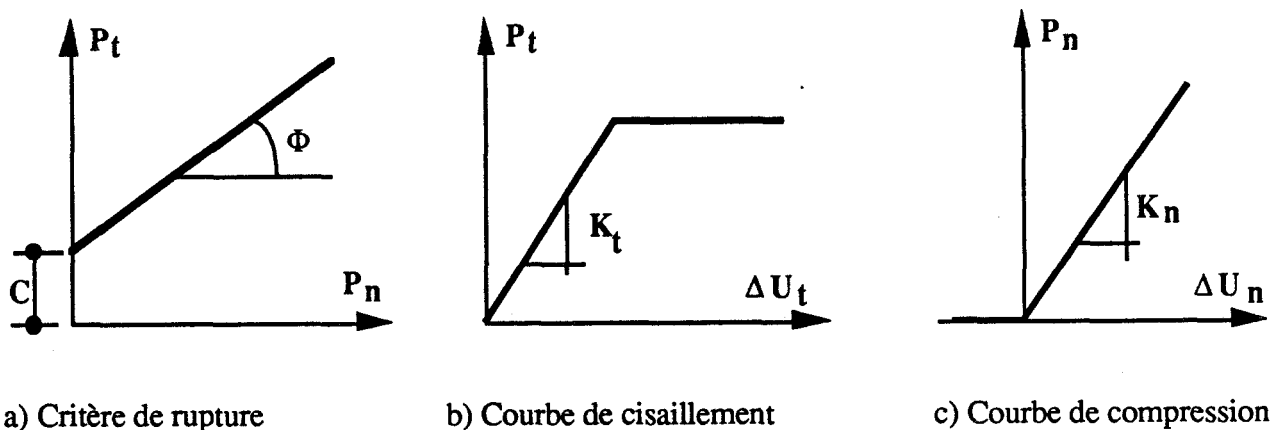


Figure I.5
Premier modèle de Goodman

Les auteurs [31] ont appliqué ce modèle au calcul des déformations et des contraintes dans un tunnel circulaire, chargé horizontalement et verticalement. Ils ont traité plusieurs configurations de joints (joints horizontaux, joints verticaux et un système de joints horizontaux et verticaux).

Les résultats de cette application ont montré que, sous des conditions de chargement données, le comportement du tunnel dépend de l'orientation et des propriétés des joints.

R.E. Goodman et J. Dubois [32] ont complété leur première formulation par une loi de dilatance pour mieux simuler certains types de fractures fermées dans les roches. Ils ont utilisé un modèle de type adaptation de la rigidité, basé sur le critère de rupture bilinéaire de Patton (figure I.6). Celui-ci consiste à introduire un angle de dilatance "i" dans la première partie du critère :

$$\begin{aligned} \bar{\tau} &= \sigma_n \operatorname{tg} (\Phi + i) & \text{si } \sigma_n < \sigma_A \\ \bar{\tau} &= C + \sigma_n \operatorname{tg} \Phi_r & \text{si } \sigma_n \geq \sigma_A \end{aligned} \quad (I.8)$$

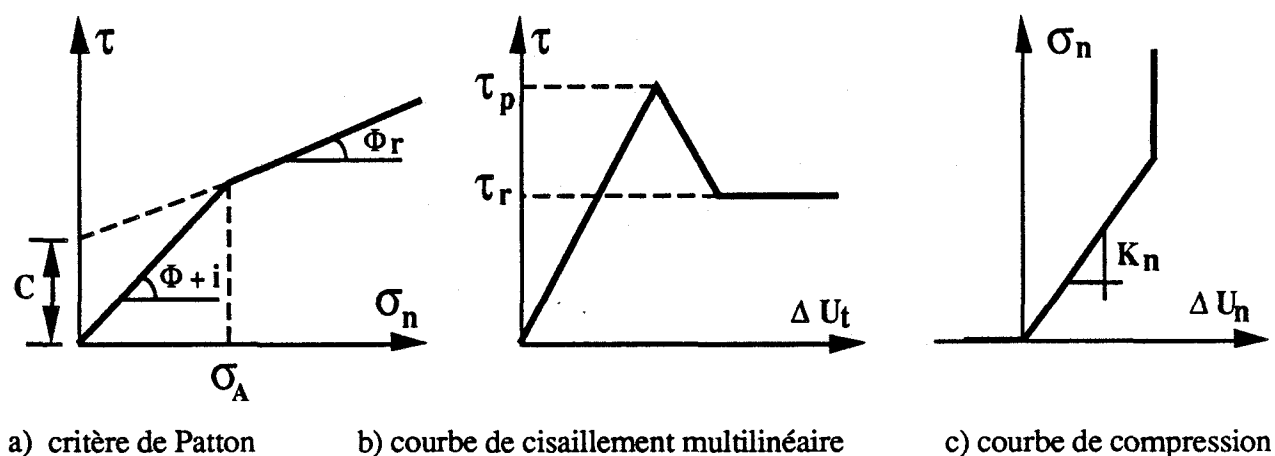


Figure I.6

Deuxième modèle de Goodman

R.E. Goodman et C. St John [33] ont présenté une nouvelle version de ce modèle qui comprend en plus la notion de rigidité rotationnelle qu'on peut évaluer en considérant le moment de rotation quand les noeuds de la face inférieure sont fixes et que l'on applique une force sur les noeuds de la face supérieure. Dans ce cas, des degrés de liberté supplémentaires sont donc introduits dans la formulation de l'élément.

D.C. Zienkiewicz et al [85] ont proposé pour les milieux stratifiés des éléments semblables à ceux de Goodman et al et les ont étendus aux cas des massifs discrétisés en éléments courbes isoparamétriques. L'élément joint proposé comporte donc trois doublets de noeuds (figure I.7).

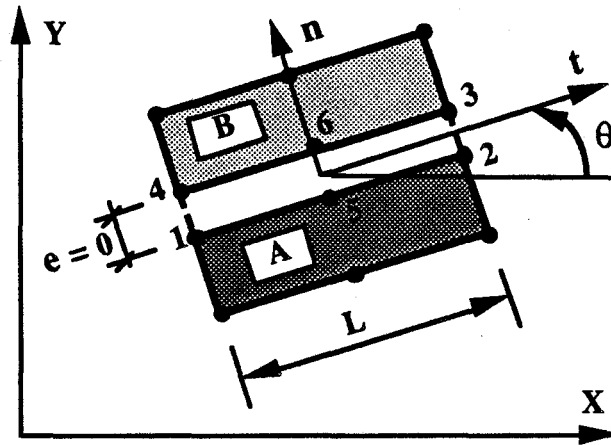


Figure I.7
Elément joint à 6 noeuds

Vergne [78] a utilisé l'élément joint à six noeuds pour la modélisation des discontinuités dans les massifs rocheux. Le modèle proposé est basé sur la loi bilinéaire de Patton et permet de décrire le comportement de l'interface lié à la géométrie des aspérités du profil de la discontinuité. L'influence de plusieurs paramètres fondamentaux tels que l'inclinaison et le taux d'imbrications des aspérités sont ainsi mises en évidence.

2°) *Elément joint de type ressort:*

L.R. Herrmann [36] a proposé des éléments de type ressort pour la modélisation du comportement de l'interface acier-béton. Il a dédoublé les points de contact entre les deux milieux, et a muni chaque doublet de noeuds de deux ressorts fictifs, un tangentiel et un normal à la surface de contact (figure I.8). Ces ressorts de rigidités appropriées contrôlent le glissement et le décollement entre les corps en contact. Le glissement est défini à l'aide du critère de rupture de Mohr-Coulomb, et la méthode d'adaptation de la rigidité est employée pour décrire le comportement de cet élément.

R. Frank [28], A. Barbas [2], puis R. Frank et al [29] ont utilisé les mêmes types d'éléments que Herrmann, mais pour modéliser l'interface sols-structures. Suivant l'état de contact de l'élément considéré, on impose deux, une ou aucune continuité de déplacement ; à chacune, on associe un ressort de rigidité appropriée. Cette approche conduit à attribuer, une matrice de rigidité à l'élément d'interface, fonction de son orientation et des raideurs K_n et K_t des ressorts insérés.

Dans ce cas, les forces de liaison λ_n et λ_t s'expriment en fonction des rigidités " K_n " et " K_t " et des déplacements relatifs $(\Delta U_n, \Delta U_t)$:

$$\begin{cases} \lambda_n = K_n \cdot \Delta U_n \\ \lambda_t = K_t \cdot \Delta U_t \end{cases} \quad (I.9)$$

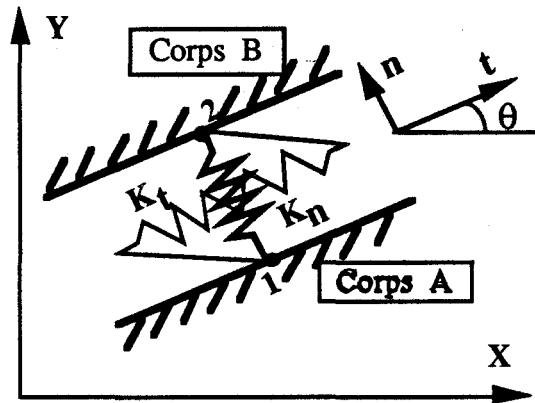


Figure I.8
Elément joint de type ressorts

Frank et al [29] ont traité le problème de non linéarité surfacique couplé avec l'élastoplasticité dans le massif à l'aide d'un algorithme qui procède par itérations de rigidité et de force sur les éléments de contact. Celui-ci a été intégré dans le programme "ROSALIE" du L.C.P.C.. Notons que dans leur modèle, la rigidité de pénalisation K est prise égale à :

$$K = 10^5 E_{ryg} \cdot R_{max} \quad (I.10)$$

où :

$E_{ryg} \leq 1$ est le rapport des modules d'Young des deux milieux en contact

R_{max} est la valeur maximale de la matrice de rigidité des éléments de massif.

2.1.2 Lois élastoplastiques

Y. Meimon et al [54] ont utilisé, pour le calcul des fondations des plates-formes pétrolières, des éléments joints à 6 noeuds. Le comportement à l'interface, dans le sens tangential, est décrit par une loi élastoplastique non associée du type Mohr-Coulomb. Le glissement ou la plastification dans l'élément joint est donc gouverné par un fonction de charge f et un potentiel plastique g :

$$f(\sigma_n, \tau) = |\tau| - \sigma_n \operatorname{tg} \Phi - C \quad (I.11)$$

$$g(\sigma_n, \tau) = |\tau| - \sigma_n \operatorname{tg} \psi$$

où : Φ , C et ψ sont respectivement l'angle de frottement, la cohésion et l'angle de dilataance.

Ce modèle peut être représenté par une courbe de rupture, une courbe de cisaillement élastique-parfaitement plastique, une courbe de compression-non traction et une courbe de dilataance, comme le montre les figures I.9a à I.9d.

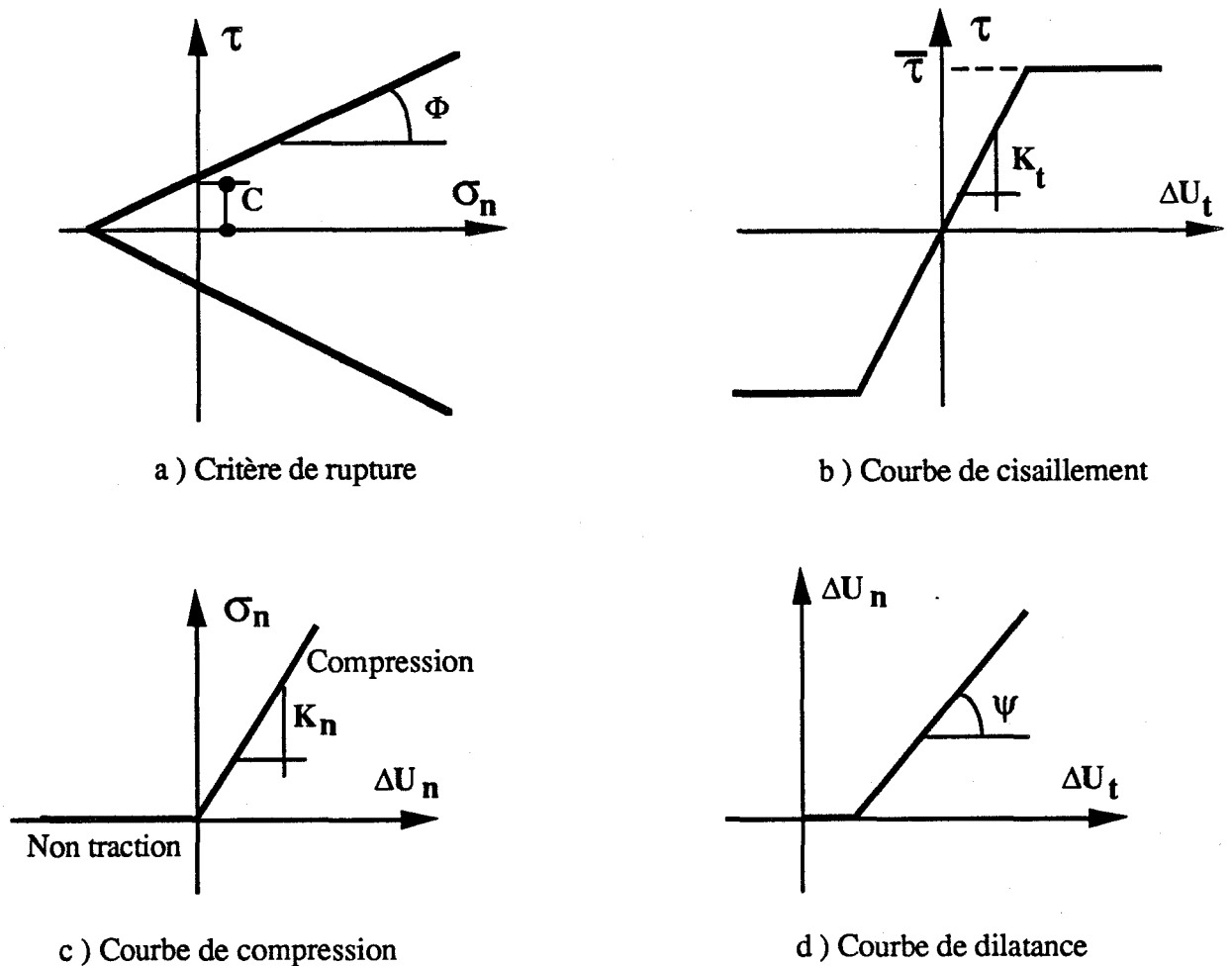


Figure I.9
Modèle de Mohr-Coulomb

Parmi les autres travaux développés dans ce cadre, citons ceux de R. Nova [60], qui, en se basant sur les concepts élastoplastiques des sols, a proposé pour les interfaces, une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage. Les essais de cisaillement direct de Plytas [64] lui

ont servi à la construction et à la validation de ce modèle. Ce dernier a été appliqué à la prédiction du comportement à l'arrachement d'un micro-pieu. Les résultats de calcul présentés par l'auteur ont montré que le modèle permet une description correcte de l'évolution des contraintes normales sur le fût du pieu.

2.1.3 Lois incrémentales

Les principaux travaux développés dans le cadre de cette approche sont ceux de l'équipe MASTEC de l'Institut de Mécanique de Grenoble [9], [11]. Les auteurs ont développé une loi vectorielle bidimensionnelle à dépendance directionnelle pour le comportement de l'interface. Leur modèle a été identifié sur des essais de cisaillement direct [64] sols-structures, selon trois chemins de sollicitations : à contrainte normale constante, à déformation normale constante et à rigidité normale imposée.

2.1.4 Contact avec des conditions supplémentaires

Ce type d'approche est fondé sur l'introduction des différentes conditions de contact dans la formulation des éléments joints.

1°) Approche par la méthode de sous-structuration

J.M. Reynouard [67] a mis au point un modèle de calcul pour les structures composées d'un ensemble de solides et dont les surfaces de contact sont évolutives. Le modèle proposé consiste à utiliser, d'une part, une technique de sous structuration en chaîne traduisant les conditions cinématiques, et d'autre part, un processus itératif qui traduit les conditions statiques aux interfaces.

Dans ce cas, le vecteur incrément de déplacements $\{dU^i\}$ aux noeuds de l'interface de la sous-structure "i", exprimé dans le repère local, lié au doublet de noeuds, est décomposé en composantes maintenues dU_m^i et rompues dU_r^i . Durant le chargement, l'interface initialement parfaite, est sous-structurée (décomposée) en une série correspondant aux degrés de libertés maintenus ou rompus, selon le type de liaison (parfaite, glissement ou décollement).

2°) Approche à l'aide du multiplicateur de Lagrange

M.G. Katona [45] a suivi la même démarche que Herrmann et Frank en dédoublant les noeuds sur la surface de contact. Mais dans son modèle, des conditions supplémentaires sont introduites dans la formulation du système régissant le problème. Ces conditions sont intégrées dans l'énergie potentielle à minimiser, à l'aide de la technique du multiplicateur de Lagrange.

Sur le problème discrétisé, les conditions supplémentaires sur le mode de contact peuvent être mises sous la forme :

$$DU - d = 0 \quad (I.12)$$

où, U est le vecteur représentant le déplacement de tous les noeuds. D et d sont des matrices de liaison.

Si l'on note λ le vecteur des forces de liaison et l'on applique le théorème des travaux virtuels, l'équation régissant ce problème s'écrit :

$$RU + D^T \lambda = F \quad (I.13)$$

les systèmes d'équations I.12 et I.13 peuvent être mis sous la forme matricielle:

$$\begin{bmatrix} R & D^T \\ D & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} U \\ \lambda \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} F \\ d \end{bmatrix} \quad (I.14)$$

La résolution de ce système d'équation permet la détermination du vecteur U et des forces de liaison λ (multiplicateur de Lagrange).

Katona [45] a présenté une application pratique de son modèle. Elle consiste à un calcul d'une conduite souterraine, enterrée dans un massif de sol homogène, soumise à une surcharge uniforme. L'évolution des efforts normaux et de cisaillement à l'interface sol-conduite, a été étudiée en fonction des conditions de frottement sur la surface de contact. Les résultats présentés par l'auteur illustrent bien le rôle que joue le frottement à l'interface sol-conduite souterraine sur le comportement global de l'ouvrage.

2.2 Approche de type couche mince

Certains auteurs (Ghaboussi [30], Pandé [62], Desai [20]) ont proposé l'introduction de la notion de déformations aux éléments joints ; ceci en assignant une certaine épaisseur à l'interface. L'utilisation de ce type d'éléments est justifiée par le fait que la zone d'interface représente un domaine de faible épaisseur (cas des joints ou défauts remplis dans les masses rocheuses et des zones d'interface sols-structures) qui est généralement soumis à de fortes sollicitations de cisaillement. Ils ont alors adopté des lois de comportement rhéologiques propres à ces zones.

J. Ghaboussi et al [30] ont développé un élément joint avec une faible épaisseur (comparée aux dimensions des éléments massifs adjacents) et ont présenté la construction explicite de la matrice de rigidité de l'élément d'interface pour les problèmes plans et axisymétriques.

Ces auteurs ont classé ce type d'éléments joints en dilatant et non dilatant. Dans le premier cas, l'élément est caractérisé par ces rigidités unitaires normale et tangentielle, et par sa résistance limite au cisaillement (donnée par le critère de rupture de Mohr-Coulomb). Dans ce cas, la méthode d'adaptation de la rigidité est employée pour décrire le comportement de l'interface. Pour l'élément joint dilatant, Ghaboussi et al ont utilisé deux méthodes de représentation de la dilatance à l'interface. La première consiste à introduire les termes de couplage entre les comportements normal et tangentiel dans la matrice des propriétés matérielles de l'élément. Cette méthode, définie pour les discontinuités irrégulières (joints avec aspérités dans les masses rocheuses), consiste à définir les propriétés non dilatantes de l'interface dans le repère $(p - q)$ lié à l'aspérité (figure I.10), puis les transformer dans le repère (t, n) à l'aide de l'angle " γ " que font les aspérités avec l'axe de contact. Dans la deuxième méthode, les auteurs ont utilisé la théorie de l'élastoplasticité pour décrire la dilatance. Ils ont proposé un modèle à deux surfaces de charge: la première limitant les contraintes de cisaillement, et la seconde, dite "cap", pour contrôler la dilatance (figure I.11).

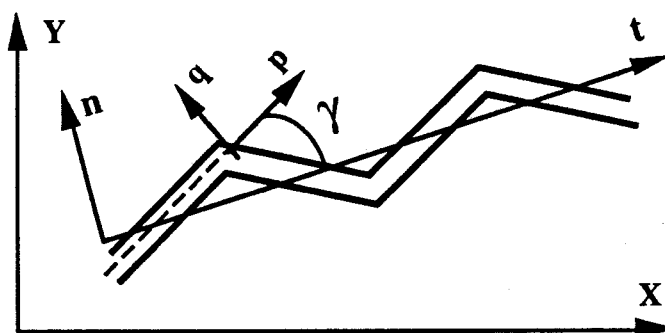


Figure I.10
Modèle de joint dilatant

Ils ont également appliqué l'élément joint non dilatant à un problème axisymétrique d'une fondation circulaire, encastrée dans une couche de sol mou. Les résultats obtenus ont montré que la prise en compte de l'interaction sol-fondation permet de mieux décrire le comportement de l'ouvrage étudié.

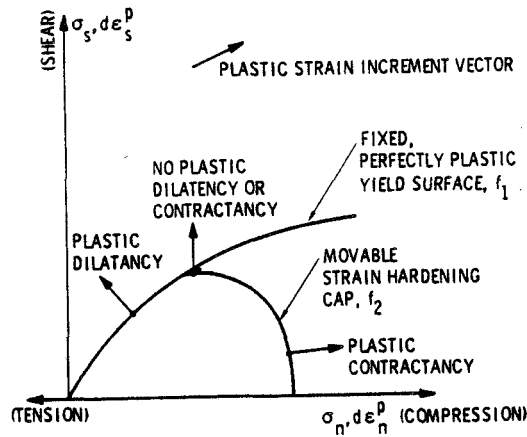


Figure I.11

Application du cap modèle au comportement des joints.
(Ghaboussi)

G.N. Pande et K.G. Sharma [62], en s'inspirant des travaux de Zienkiewicz et de Ghaboussi, ont proposé un élément joint mince. Ils ont alors développé une formulation d'un élément isoparamétrique, parabolique à huit noeuds, en utilisant les déplacements relatifs à l'interface comme degrés de liberté indépendants. Pour le comportement de l'interface, ils ont utilisé le modèle élastoplastique non associé de Mohr-Coulomb.

Les résultats d'une étude comparative, en utilisant cet élément et un autre élément isoparamétrique classique à huit noeuds (élément massif mince) ont montré que le pourcentage d'erreurs sur les déplacements et le conditionnement de la matrice de rigidité ne sont pas très différents. En effet, l'emploi de la formulation à l'aide des déplacements relatifs implique un très léger conditionnement par rapport à la formulation à l'aide d'un élément classique.

F.E. Heuze et T.G. Barbour [37] ont présenté deux méthodes différentes pour la formulation d'un élément joint mince, axisymétrique. Dans la première, l'élément joint est formulé directement à partir de la relation de compatibilité "déformations-déplacements". Dans ce cas, le vecteur de déformations comporte, en plus des composantes normales " ϵ_n " et tangentielle " ϵ_t ", une composante circonférentielle " ϵ_θ ". La deuxième méthode consiste à formuler l'élément joint à partir d'un élément rectangulaire, avec un coefficient de Poisson égal à zéro.

La première version de leur modèle, ne comportant pas de dilatance, est basée sur l'approche d'adaptation de la rigidité. Elle a été appliquée au problème d'une fondation circulaire entassée dans un sol homogène. Les résultats de calcul présentés par ces auteurs sont très proches des résultats de Ghaboussi.

Ces auteurs ont complété leur formulation par une loi de dilatance, en utilisant un modèle incrémental basé sur le critère de rupture de Patton dont la première partie est non linéaire (figure I.12).

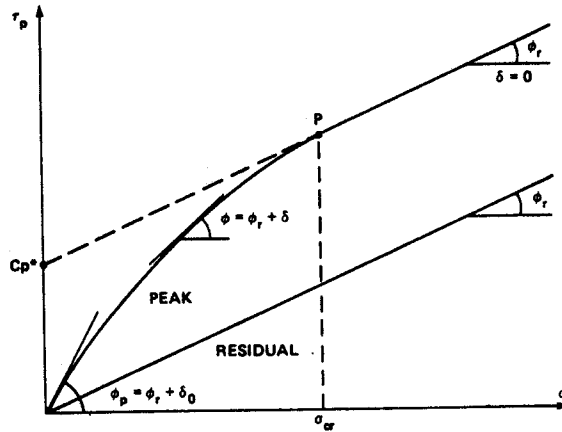


Figure I.12

Intégration de la dilatance dans le comportement de l'élément joint
(Heuze et Barbour)

Notons enfin les travaux de H.J. Jayalatti [41], de C.S. Desai et M.M. Zaman [20] et de M.M. Zaman [84] qui ont proposé des éléments d'interface avec épaisseur appelé "élément couche mince". Ils ont alors formulé un élément en 2D et un autre en 3D, adaptés aux problèmes d'interaction sols-structures et aux joints dans les roches.

Les travaux de ces auteurs portent essentiellement sur l'étude de l'effet de l'épaisseur de l'élément et sur le développement de lois de comportement (incrémentales, élastoplastiques) pour l'interface.

Desai et al [20] ont utilisé l'élément couche mince avec une loi incrémentale de type hyperbolique pour traiter le problème de la conduite souterraine présentée auparavant par Katona. Les résultats obtenus sont en bon accord avec ceux de Katona.

C.S. Desai [19] a développé, pour l'élément couche mince, une loi de comportement dans laquelle l'écroutissage et le pic de contrainte ont été introduits. Les paramètres de ce modèle sont déterminés à partir de l'essai de cisaillement direct entre un sol et une plaque rugueuse en béton. Le modèle a été appliqué à la prédiction du comportement d'un pieu dans une argile, soumis à une charge de compression. Les résultats obtenus sont en bon accord avec ceux de l'expérience.

3 ETUDES EN LABORATOIRE DE L'INTERACTION SOLS-STRUCTURES

L'approche de l'interface par un milieu fictif ou réel auquel on associe une loi de comportement nécessite des études expérimentales de caractérisation mécanique selon les types de matériaux en contact. Depuis le début de l'utilisation des éléments joints dans le calcul des structures, des appareils plus ou moins sophistiqués ont été conçus pour mieux décrire le comportement des interfaces.

La plupart des travaux expérimentaux développés dans ce cadre portent sur le cisaillement entre un sol et une structure (béton, acier, bois ..., etc.). Ainsi, la boîte de cisaillement direct de Casagrande, modifiée [Potyondy [65], Wernick [80], Plytas [17], Desai [22], etc. ...], fut le premier outil utilisé dans ce domaine. Or ce type d'appareils présente en effet plusieurs inconvénients. Citons par exemple les conditions aux limites imposées par les parois de la boîte ; elles n'imposent pas au sol une déformation uniforme. Pour éviter ces défauts, de nombreux chercheurs ont conçu de nouveaux appareils. Ils appartiennent à l'une des catégories suivantes :

- Appareil de cisaillement simple (type NGI [79], ou type Uesughi et Kishida [76]),
- Appareil de cisaillement par torsion (type Hungr [46], type Yoshimi et Kishida [82], ou type Lade [46], Karchaffi [46], Chehade [17]),
- Appareil de cisaillement axisymétrique (arrachement) (Brumund et Leonards [12]).

3.1 L'essai de cisaillement direct modifié

L'essai de cisaillement direct modifié pour l'étude des interfaces sols-structures consiste à mettre l'échantillon de sol dans une demi-boîte et à remplacer l'autre demie par une plaque rugueuse (acier, béton, bois, ..., etc.), figure I.13.

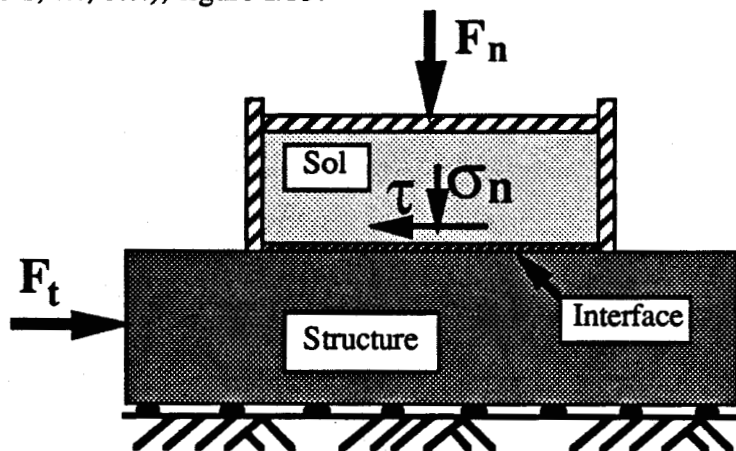


Figure I.13

Principe de l'essai de cisaillement direct modifié

L'essai fournit des caractéristiques mécaniques le long d'une surface de rupture imposée. En plus de sa simplicité, il permet de réaliser différents chemins de sollicitations (contrainte normale constante, déformation normale constante et rigidité normale imposée) [10]. De nombreux auteurs l'ont utilisé pour l'analyse de l'influence de divers facteurs sur le phénomène de frottement. Ainsi, trois grandes catégories de facteurs ont été étudiées, à savoir :

- Facteurs relatifs au matériau sol {densité initiale du sol [64], granulométrie du sol [64], [80] et le type de matériau [65]}.
- Facteurs relatifs à la structure {rigidité de la structure [65], rugosité de la structure [64], [65], [61] et dureté des aspérités de la surface de contact [65], [64]}.
- Facteurs extérieurs liés aux conditions d'essais {la contrainte normale initiale [64], [80], [15], le chemin de sollicitation et le nombre de cycles de chargement [64], [22], la forme et la géométrie de la boîte [64]}.

3.2 L'essai de cisaillement direct simple

De conception semblable à l'essai de cisaillement direct, à quelques exceptions, cet essai permet à l'échantillon de sol de se déformer librement et uniformément. La différence par rapport au premier type d'essais porte essentiellement sur les conditions aux limites appliquées au sol.

Dans ce cadre, deux types d'appareil ont été utilisés pour l'étude du cisaillement des interfaces sol-structures :

- *L'appareil de cisaillement simple, type NGI (Norwegian Geotechnical Institute):*

Conçu au départ par Bjerram et Lambva (1966) pour l'étude du cisaillement dans les sols, il a été modifié par la suite par Budhu (1979) pour l'étude des interfaces (figure I.14a). La partie sol, de forme cylindrique, est enfermée dans une membrane en caoutchouc renforcée par des spirales en acier, empêchant toute déformation radiale de l'échantillon, ce qui permet à toute section horizontale de rester circulaire pendant le cisaillement. L'interface entre le sol et la plaque supérieure demeure ainsi circulaire.

- *L'appareil de cisaillement simple, type Uesugi et Kishida (Japon) :*

Dans l'appareil de Uesugi et Kishida [76], l'échantillon de sol est enfermé dans une demi-boîte rectangulaire. Celle-ci est construite d'un empilement de cadres en aluminium (figure I.14b). Ainsi, le glissement à l'interface est mesuré séparément de la déformation de cisaillement au sein de l'échantillon.

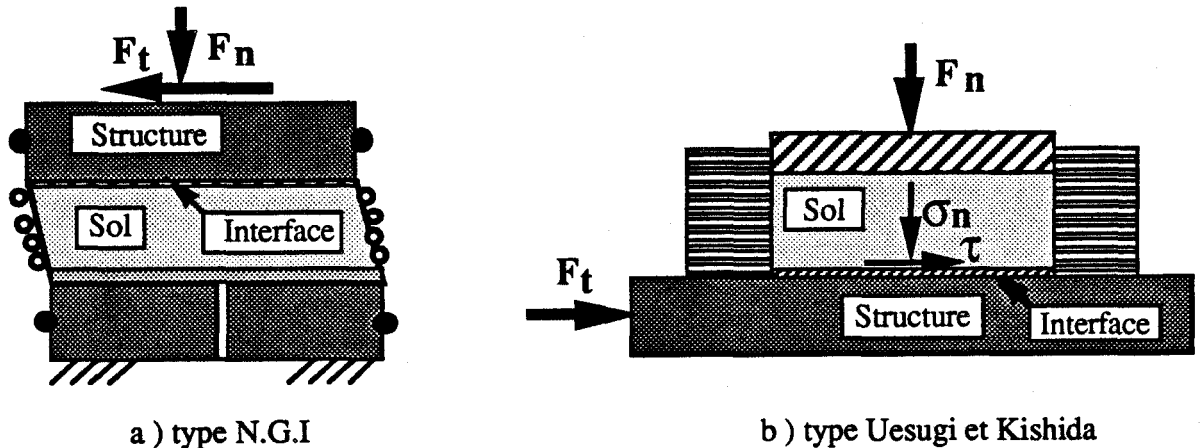


Figure I.14

Principe de l'essai de cisaillement simple

3.3 L'essai de cisaillement annulaire par torsion

Une des techniques expérimentales récentes en interaction sols-structures : L'essai de cisaillement par torsion. Cette technique, grâce aux possibilités qu'elle offre et à sa fiabilité, a eu un succès important ces dernières années, comme en témoigne le nombre de prototypes [46] qui ont été réalisés.

L'échantillon de sol et la partie structure ont une forme annulaire. Selon les conditions aux limites sur les parois internes et externes de l'échantillon, on distingue deux catégories d'essais :

- *L'essai de cisaillement annulaire : sans confinement* (figure I.15a). Un modèle type est présenté par Yoshimi et Kishida (1982) [82]. Il a été utilisé pour l'étude du comportement de l'interface entre un sable et un anneau métallique. L'échantillon de sol est enfermé dans un cylindre constitué d'un empilement d'anneaux et de rondelles en aluminium qui peuvent glisser l'un sur l'autre. Cette technique permet de faciliter le cisaillement, et d'assurer l'homogénéité de l'échantillon.

- *L'essai de torsion sur cylindre creux* : l'échantillon cylindrique creux, de faible épaisseur, est soumis à : des pressions intérieure et extérieure, une force axiale et un couple de torsion (figure I.15b). L'intérêt de cet essais, utilisé principalement dans l'étude du cisaillement dans les sols, est de pouvoir imposer, à partir d'un état de contraintes donné, une évolution progressive des contraintes aussi bien en direction qu'en ampleur. De nombreux prototypes ont été proposés [Ishihara [38], Lade [48], Kharchafi [46], Chehade [17], ..., etc.].

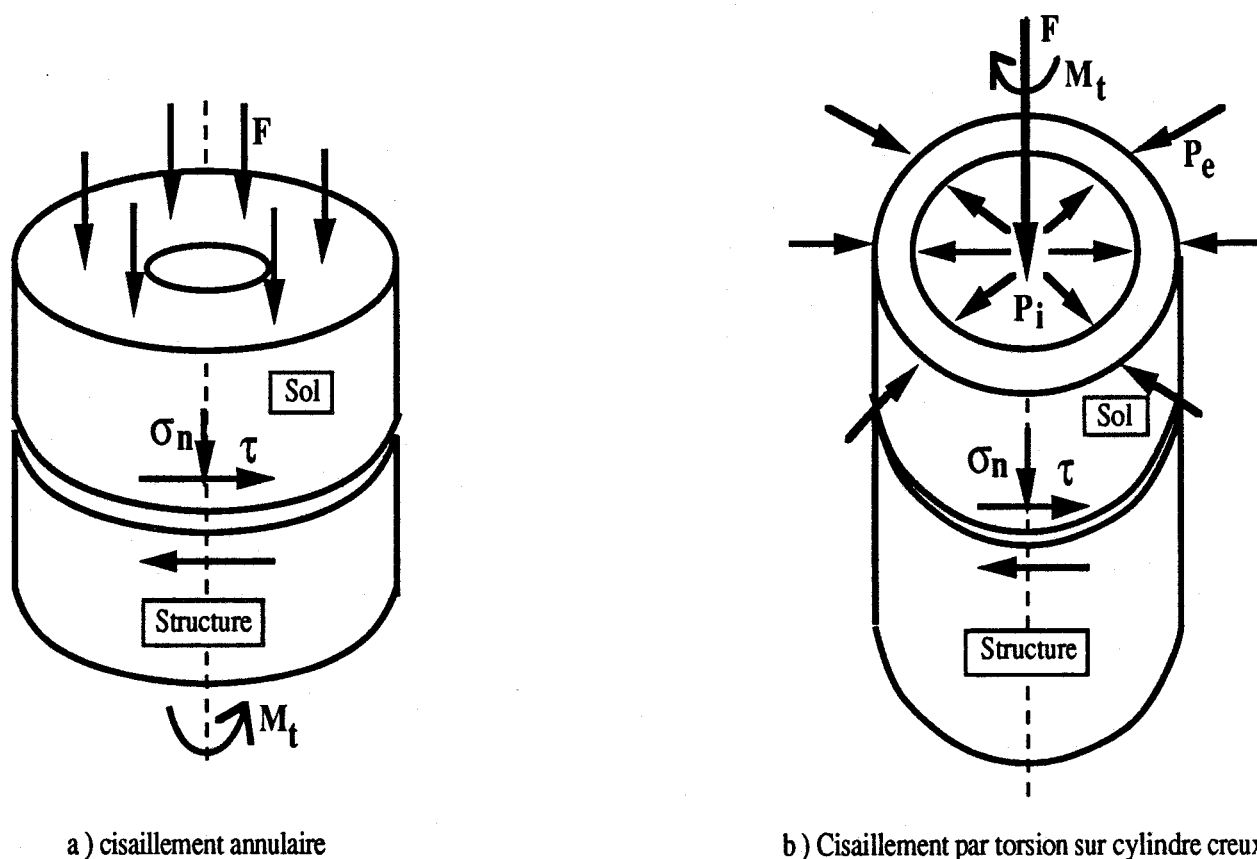


Figure I.15

Principes des essais de cisaillement par torsion

Ce type d'essais permet l'utilisation d'échantillons axisymétriques annulaires. Le cisaillement dans un plan horizontal est généré par l'application d'un couple de torsion à l'embase inférieure ou supérieure. Les conditions aux limites sur les parois assurent une bonne homogénéité circumférentielle de l'échantillon. Par ailleurs, on peut atteindre un niveau de déformation très important avec une bonne estimation de la résistance résiduelle. On notera également que cet appareil s'adapte bien aux chargements cycliques.

3.4 L'essai de cisaillement axi-symétrique (essai d'arrachement)

L'essai de cisaillement direct axi-symétrique consiste à l'arrachement d'une barre (acier ou béton) dans un massif de sol. La figure I.16 montre le dispositif utilisé par Brumund et Léonards [12]. L'échantillon de sol de forme cylindrique est placé dans une membrane en caoutchouc, confiné par une pression extérieure. La force d'arrachement est appliquée directement à la tige, placée le long de l'axe de l'échantillon.

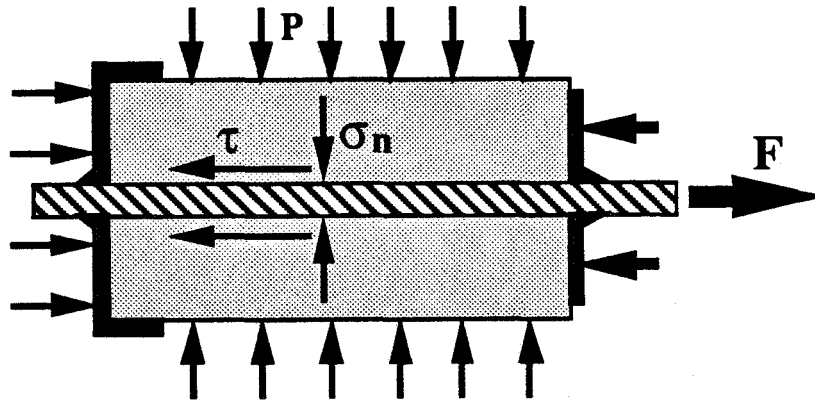


Figure I.16

Principe de l'essai de cisaillement direct axisymétrique
(Essai d'arrachement)

Bien que ce dispositif semble simuler correctement la situation de l'arrachement d'une inclusion axiale ancrée dans un massif de sol, il ne permet pas d'accéder aux mesures des contraintes et des déformations à l'interface sol-inclusion.

4 CONCLUSION

Ce chapitre comporte une présentation des principales étapes pour le traitement des problèmes d'interface. Après un bref rappel des éléments de modélisation du problème d'interaction sols-structures, nous avons présenté les deux approches employées pour la prise en compte des conditions de contact entre matériaux. Dans la première approche, l'interface est considérée sans épaisseur et son comportement est traité, soit à l'aide de lois de comportement (adaptation de la rigidité, loi élastoplastique ou loi incrémentale), soit à l'aide d'approches spéciales qui font intervenir des conditions supplémentaires dans la formulation du problème. Dans la seconde approche, on introduit la notion de déformation en assignant une certaine épaisseur à l'interface. Ainsi, des lois de comportement rhéologiques propres aux zones d'interface ont été développées.

Les nombreuses applications pratiques présentées par différents auteurs, ont montré que l'interface joue un rôle primordial dans le comportement global d'un ouvrage. Il est donc important de tenir compte de son comportement lors du calcul des ouvrages.

L'établissement des lois de comportement pour les interfaces nécessite des études expérimentales appropriées. Dans ce cadre, plusieurs appareils de cisaillement ont été conçus (cisaillement direct modifié, cisaillement simple, cisaillement par torsion et l'essai d'arrachement). Le choix du type d'essais dépend de la nature de la liaison à étudier (sols-structure, acier-béton, joints rocheux, ..., etc.).

Le choix d'une méthode correcte (type d'éléments, type d'approche, type de loi de comportement) pour la modélisation du comportement des interfaces nécessite une étude comparative des principaux modèles proposés dans la littérature. Ceci fait l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE II

IMPLANTATION ET ETUDE DES MODELES DE CONTACT ET D'INTERFACE SOLS-STRUCTURES

La méthode des éléments finis est actuellement bien connue en Génie-Civil. De nombreux ouvrages [18, 25, 86] lui ont été consacrés et ont fixé ses fondements théoriques et présenté ses applications pratiques. Son domaine d'application s'est considérablement étendu à l'étude des problèmes complexes : comportements non linéaires, conditions d'interface, grands déplacements, grandes déformations, couplage fluide-squelette, problèmes transitoires, dynamique ...etc.

Les premiers travaux sur les problèmes de contact et d'interface portaient sur la modélisation des fissures en Mécanique des Roches (cf §Chap.I). Depuis, de nombreux modèles de contact et d'interface ont été proposés.

Ce chapitre est consacré à l'implantation et à l'étude des modèles de contact et d'interface proposés par différents auteurs. Après l'introduction de ces modèles dans le code de calcul par éléments finis "PECPLAS" et la présentation des méthodes numériques de leur intégration, nous procédons à l'application de ces modèles à un problème pratique en Géotechnique. Ainsi, après une analyse du comportement d'un pieu, soumis à un cycle de chargement, à l'aide du modèle de Goodman [1], nous présentons les résultats d'une étude comparative de cinq modèles (Goodman, Ghaboussi, Ressort, Katona et Mohr-Coulomb non associé).

1 INTRODUCTION DES MODELES D'INTERFACE DANS "PECPLAS"

L'analyse bibliographique effectuée sur la modélisation des interfaces (Chap.I) a permis la distinction, selon la prise en compte ou non de l'épaisseur de l'interface, entre deux approches fondamentales des problèmes de contact. Dans ce qui est proposé ici, les éléments d'interface n'ont pas d'épaisseur et par conséquent c'est l'approche de type contact qui est utilisée.

1.1 Présentation du programme de calcul relatif à l'interface "PECJOIN"

Nous avons développé pour le calcul relatif à l'interface un ensemble de sous-programmes qui sont regroupés dans le module "PECJOIN". Celui-ci est l'un des modules qui constituent le programme "PECPLAS" du Laboratoire de Mécanique de Lille, Département Sols et Structures. Ainsi, les blocs développés sont compatibles avec le calcul dans les massifs pour les problèmes plans et de symétrie de révolution.

On notera que les principales opérations effectuées dans les blocs de "PECJOIN" sont :

- L'initialisation des éléments joints.
- Le calcul de la matrice de rigidité, selon le type d'éléments joints choisi, et son assemblage dans la rigidité globale du système.
- Le calcul des déformations, des contraintes d'après le modèle choisi et des forces résiduelles.

Comme pour les éléments massifs, la simulation avec un modèle d'interface nécessite la donnée des conditions initiales, portant sur l'histoire de sollicitations subies par l'interface avant le "début de calcul".

Les conditions initiales dépendent du problème traité. Ainsi, de la même façon que pour les éléments massifs, nous proposons deux procédés pour leur introduction. Dans le premier, les conditions initiales sont homogènes et sont introduites par l'utilisateur ; dans le second procédé, le problème est initialisé sous conditions oedométriques.

Quant à la matrice de rigidité, et comme il est signalé dans l'annexe B, son calcul s'effectue selon le type d'éléments choisis. On est alors conduit à un calcul direct ou à une intégration de la fonction :

$$A = D^T C_i D \quad (\text{II.1})$$

où : D est la matrice de déformation et C_i est la matrice représentant le comportement.

Ce calcul est réalisé dans un bloc qui fait appel à un sous-programme pour le calcul de la matrice de déformation D . L'assemblage de cette contribution dans la matrice globale du système est effectué à la fin de ce bloc.

Après résolution du système linéaire, on détermine pour chaque élément d'interface, les incréments des déformations et des contraintes. Dans le cas des éléments de type ressort, ce calcul se fait en un point. Pour les éléments de type Goodman, le calcul s'effectue aux points d'intégration de Gauss.

Après la superposition des déformations et des contraintes, nous examinons s'il y a violation du critère de traction ou du seuil de cisaillement, associés aux éléments de base. Dans le cas échéant, nous calculons les forces résiduelles que nous distribuons par la suite aux noeuds de l'élément. Ce calcul est répété à partir de l'étape de résolution du système linéaire, jusqu'à ce que les vecteurs contraintes de tous les éléments vérifient les critères imposés sur le comportement de l'interface.

1.2 Modèles introduits dans "PECPLAS"

Afin de disposer de moyens pour résoudre des problèmes faisant intervenir des conditions de contact et d'interface, nous avons introduits cinq modèles d'interface dans le code "PECPLAS" :

- Le modèle ressort,
- Le modèle de Goodman,
- Le modèle de Ghaboussi,
- Le modèle de Katona et
- Le modèle de contact de Mohr-Coulomb non associé.

La prise en compte du comportement de l'interface à l'aide de l'un des modèles précédents, nécessite la résolution d'un système d'équations non linéaire (annexe A). Nous avons utilisé les techniques numériques employées dans le calcul élastoplastique pour le traitement de ce problème. L'algorithme d'intégration du modèle de Katona est basé sur la méthode incrémentale couplée avec la méthode itérative. Les autres modèles sont intégrés avec la méthode incrémentale associée à celle de Newton-Raphson modifiée.

Les tests effectués avec le code "PECPLAS" ont montré que le modèle de Katona est très performant pour résoudre les problèmes de contact faisant intervenir des conditions de décollement-recollement. Cependant, son introduction dans un code de calcul pose quelques difficultés, notamment :

- La matrice de rigidité obtenue est symétrique semi-définie, ce qui nécessite des précautions particulières lors de la résolution des systèmes linéaires.
- La prise en compte des multiplicateurs de Lagrange fait accroître le nombre d'inconnues.
- L'algorithme de résolution utilisé nécessite le calcul de la matrice de rigidité et la résolution d'un système linéaire à chaque itération. Ce qui rend le calcul long et coûteux.

1.3 Test du code avec le modèle de Mohr-Coulomb

Dans cette partie, nous allons décrire des tests simples de manière à vérifier le bon déroulement du calcul. L'interface est représentée par un élément surfacique, et son comportement est décrit à l'aide du modèle de Mohr-Coulomb non associé.

Ces tests permettent de mettre en évidence l'importance de la prise en compte de l'interface dans le comportement global d'un système de corps en contact. Le rôle que jouent certains paramètres, et notamment les rigidités normale et tangentielle à l'interface, est aussi analysé.

Test choisi

On considère un modèle de deux éléments massifs, de part et d'autre d'un élément joint bidimensionnel à 6 noeuds (figure II.1). Les éléments massifs de caractéristiques mécaniques différentes sont supposés élastiques linéaires, et en déformation plane.

Nous allons procéder à l'examen de deux modes importants de fonctionnement de l'élément joint, à savoir :

- le cisaillement pur (ou glissement)
- la compression-ouverture (ou adhésion-décollement).

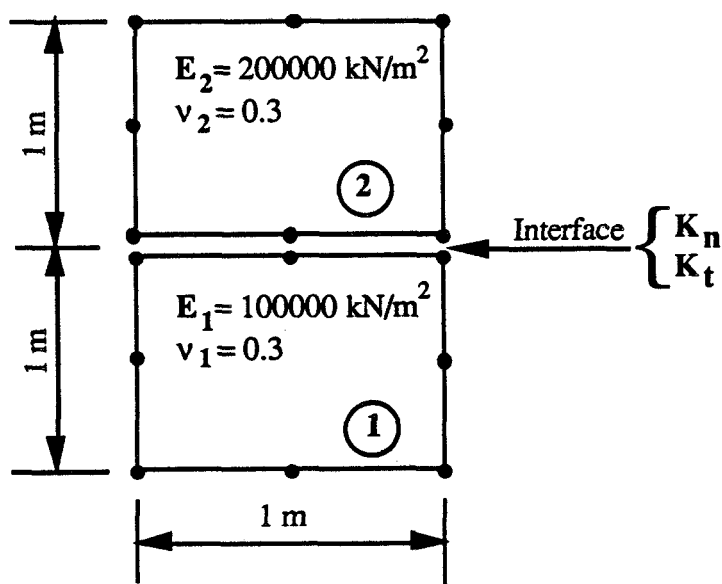


Figure II.1
Caractéristiques géométriques et mécaniques

Avec le présent test, ces deux modes sont obtenus, en adoptant les conditions aux limites, en déplacements (blocage de certains degrés de liberté), et en force (mode de sollicitations suivant X ou Y) convenables.

Cisaillement pur

Ce mode est obtenu en adoptant les conditions en déplacements et en force de la figure II.2. L'incrément de force ($\Delta F_2 = 4 \Delta F_1 = 0.667 \text{ kN}$) est appliqué aux noeuds de la face supérieure de l'élément joint, suivant la direction X.

Les propriétés élastiques du joint sont d'abord choisies arbitrairement. Elles sont prises égales à :

$$\begin{cases} K_n = 5.10^6 \text{ kPa} \\ K_t = 1\ 000 \text{ kPa} \end{cases}$$

Des conditions initiales homogènes ont été prises en compte, tant pour les éléments massifs que pour l'élément joint ($\sigma_{11}^0 = \sigma_{22}^0 = -1.3 \text{ kPa}$, $\sigma_{12}^0 = 0$).

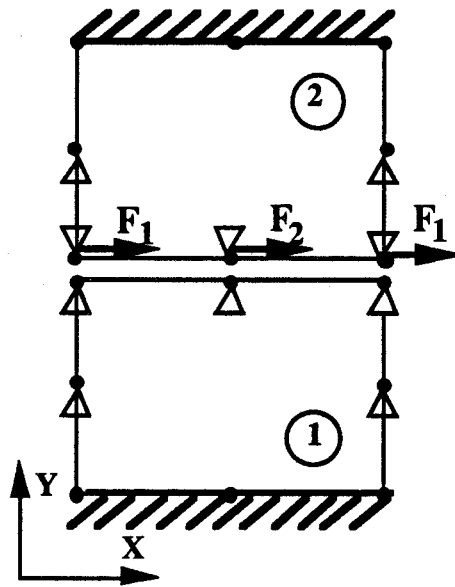


Figure II.2
Mode de cisaillement pur

Le modèle de Mohr-Coulomb non associé fait intervenir trois paramètres plastiques : l'angle de frottement " Φ ", la cohésion " C " et l'angle de dilatance " ψ ".

Deux tolérances sur les forces résiduelles ont été testées (10^{-4} et 10^{-5}). Nous avons constaté qu'avec les propriétés mécaniques retenues, le nombre d'itérations d'équilibre nécessaires à chaque étape de calcul ne diffère pas beaucoup. La tolérance de 10^{-4} était suffisante ; elle a été donc retenue.

Nous allons, ci-après, présenter les résultats de deux calculs avec les paramètres suivants :

- joint avec cohésion et non frottant [$C, \Phi = \psi = 0$]
- joint frottant, dilatant ou non [$C = 0, \Phi, \psi$].

a) Joint avec cohésion :

Dans ce cas, le choix des paramètres plastique est le suivant :

$$C = 1 \text{ kPa} \quad \Phi = \psi = 0$$

La convergence s'obtient assez rapidement, environ 2 à 3 itérations lorsque le joint est plastifié.

La figure II.3 illustre l'évolution des contraintes de cisaillement en fonction de la force appliquée, pour les éléments massifs et pour l'élément joint. On constate que le comportement du joint pendant le cisaillement est correct. En effet, ce comportement est élastique-parfaitement plastique.

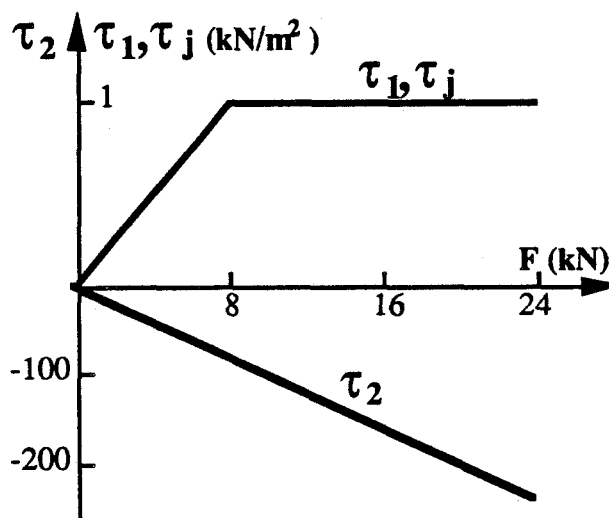


Figure II.3
Courbes de cisaillement dans les massifs et à l'interface

avec :

τ_1 = la contrainte de cisaillement dans le massif 1

τ_2 = la contrainte de cisaillement dans le massif 2

τ_j = la contrainte de cisaillement dans le joint

b) Joint frottant dilatant ou non :

Le premier test effectué porte sur un élément joint frottant non dilatant avec : $\Phi = 30^\circ$, $\psi = 0$ et $C = 0$. La convergence étant également assez rapide, de 2 à 3 itérations lorsque le joint est plastifié. Par la suite, on a effectué des tests avec une dilatance non nulle ($\psi = 3^\circ$ et $\psi = 30^\circ$).

La figure II.4a montre les courbes de cisaillement pour les différentes valeurs de ψ . On remarque que pour un angle de dilatance différent de zéro, le cisaillement continue à augmenter avec la même pente initiale. Ceci peut être expliqué par le fait que la rigidité normale est très forte, et par conséquent la dilatance a un effet très important. Ainsi, pour l'étude de l'effet de K_n sur le cisaillement, nous avons effectué des tests avec une faible valeur de la rigidité normale.

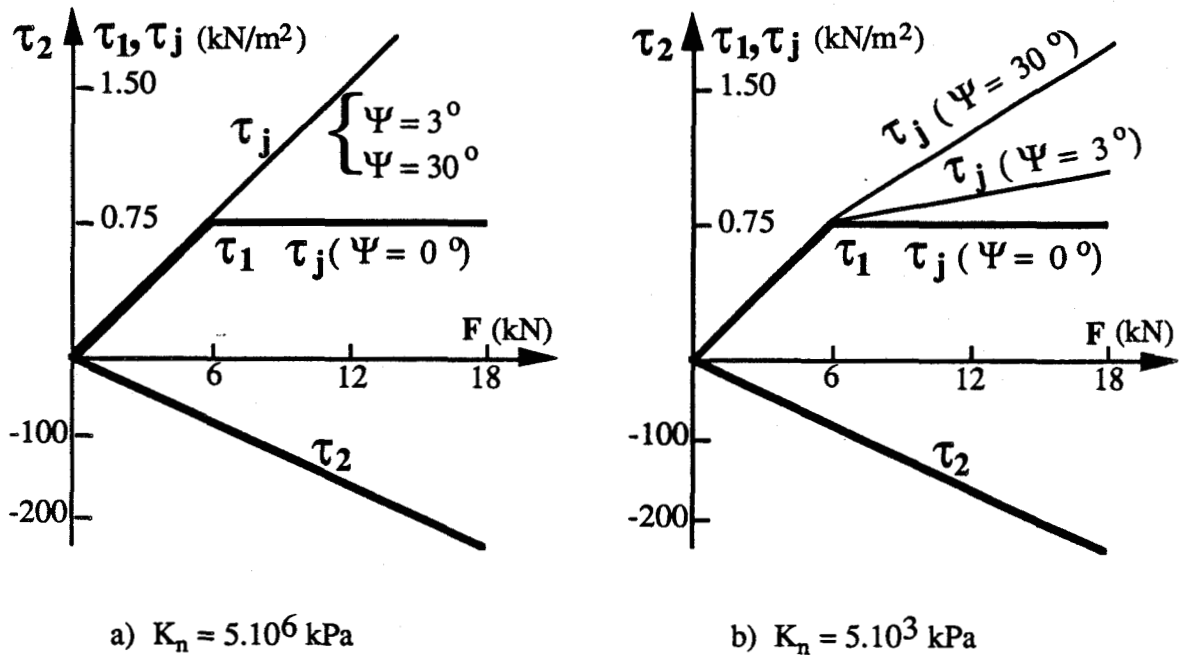


Figure II.4
Courbes de cisaillement (joint frottant)

La figure II.4b illustre les résultats de calcul avec une rigidité normale de : $K_n = 5\ 000$ kPa. L'effet de la dilatance sur la courbe de cisaillement est moins important que dans le premier cas.

Compression - Ouverture

Ce mode de comportement de l'élément joint est obtenu en adoptant les conditions en déplacements et en forces de la figure II.5. L'incrément de force ($\Delta F_2 = 4 \Delta F_1 = 0.667$ kN) est appliqué aux noeuds de la face supérieure, selon Y.

Le paramètre le plus important pour ce type de sollicitation étant la rigidité normale " K_n ". Pour mettre en évidence l'effet et la méthode de fixation de ce paramètre, nous avons effectué plusieurs tests.

Les premiers tests ont porté sur le comportement de l'élément joint à l'ouverture. Nous avons commencé par le choix d'une rigidité normale forte de l'ordre de $K_n = 10^8$ kPa, en considérant un joint avec cohésion ($C = 1$ kPa, $\Phi = \psi = 0$).

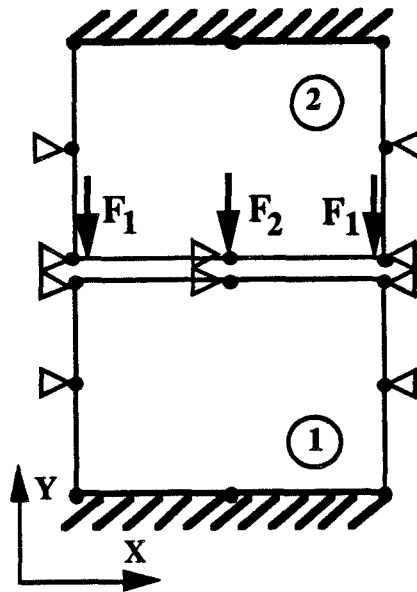


Figure II.5

Mode compression-ouverture

Avec une tolérance de 10^{-3} sur les forces résiduelles, la convergence est obtenue après un nombre élevé d'itérations (de l'ordre de 7 000 itérations).

Nous avons essayé une rigidité normale K_n du même ordre que le module E_1 du matériau 1 (matériau le moins rigide : $E_1 = 10^5$ kPa). Un premier test est effectué avec une tolérance de 10^{-3} . Ainsi, le joint fonctionne bien à l'ouverture, il fallait environ 9 à 10 itérations pour converger ; et avec une tolérance de 10^{-4} , il fallait 14 itérations. Mais à la fermeture (inversion du sens de chargement), et après un certain nombre d'incréments, on a une légère interpénétration.

En mode fermeture, on peut conclure qu'avec un module normal du joint très grand on n'aura pas d'interpénétration, mais il faut beaucoup d'itérations pour la convergence. Cependant, avec des valeurs de K_n du même ordre que le module du matériau le moins rigide, la convergence est bien assurée, mais il faut tolérer un certain chevauchement du joint.

2 ANALYSE DU COMPORTEMENT D'UN PIEU SOUMIS A UN CYCLE DE CHARGEMENT

Afin d'étudier les modèles d'interface introduits dans le code "PECPLAS", ils ont été appliqués à l'analyse du comportement d'un pieu soumis à un cycle de chargement. Dans cette section, après une illustration des données du problème, nous présentons les résultats obtenus avec le modèle de Goodman.

2.1 Données du problème

La figure II.6a illustre les données géométriques et mécaniques du problème. Un pieu de 1 m de diamètre est fiché dans un sol à 10 m de profondeur. Nous avons considéré que le pieu et le sol sont dotés d'un comportement élastique et linéaire. Quant à l'interface, elle est considérée frottante ($\phi = 30^\circ$) sans cohésion. Le module de cisaillement et le module normal sont prises égales à :

$$K_t = E_{\text{sol}}$$

$$K_n = E_{\text{pieu}}$$

Le calcul est conduit avec le maillage de la figure II.6b. Celui-ci comporte 50 éléments quadrilatères à 4 noeuds et des éléments joints placés verticalement le long de la surface latérale de contact sol-pieu et horizontalement au niveau de la pointe.

Notons que le pieu est sollicité en enfoncement ; la zone du sol, placée en-dessous de la pointe, est alors fortement sollicitée. Comme le sol est considéré élastique, et pour créer un moyen de plastification dans cette partie, nous avons placé des éléments joints, en prolongement à ceux de la surface latérale de contact sol-pieu, jusqu'au niveau bas du massif.

2.2 Résultats de calcul

La figure II.7 illustre la courbe effort-déplacement en tête du pieu. On constate que le modèle décrit, d'une part, la perte de résistance générée par le glissement à l'interface sol-pieu, et d'autre part, l'apparition des tassements permanents après un cycle de charge-décharge.

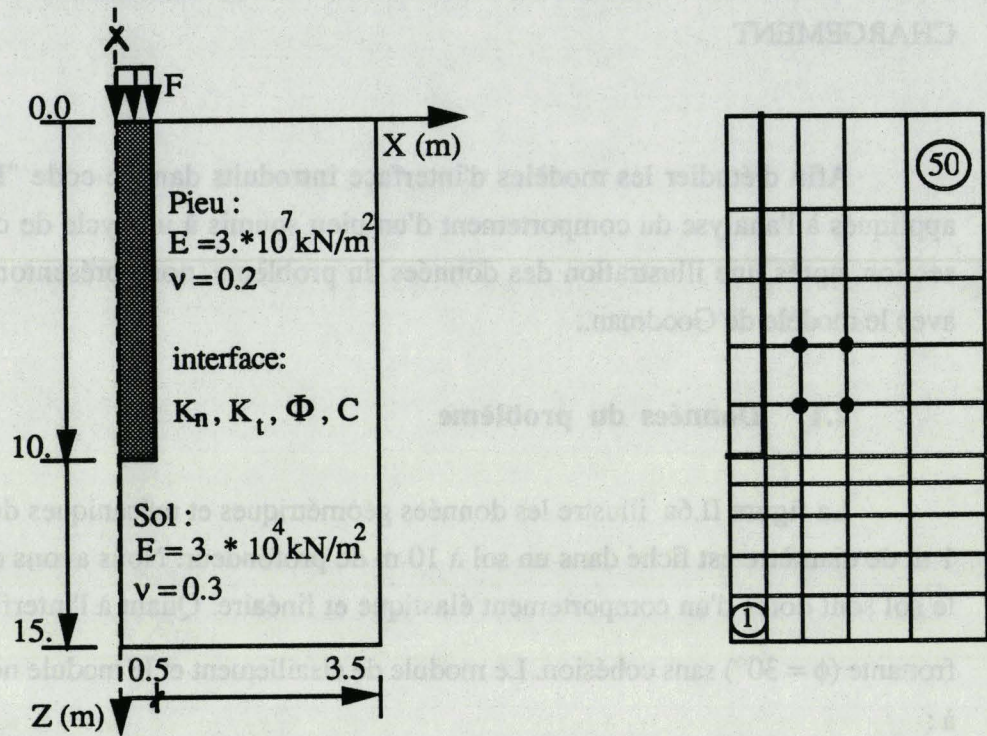


Figure II.6
Données du problème

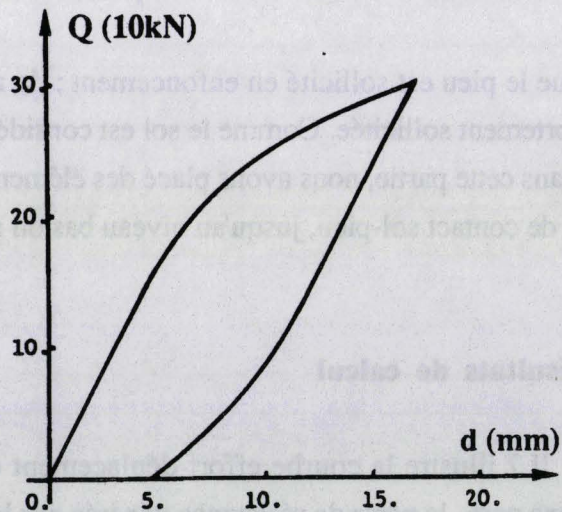
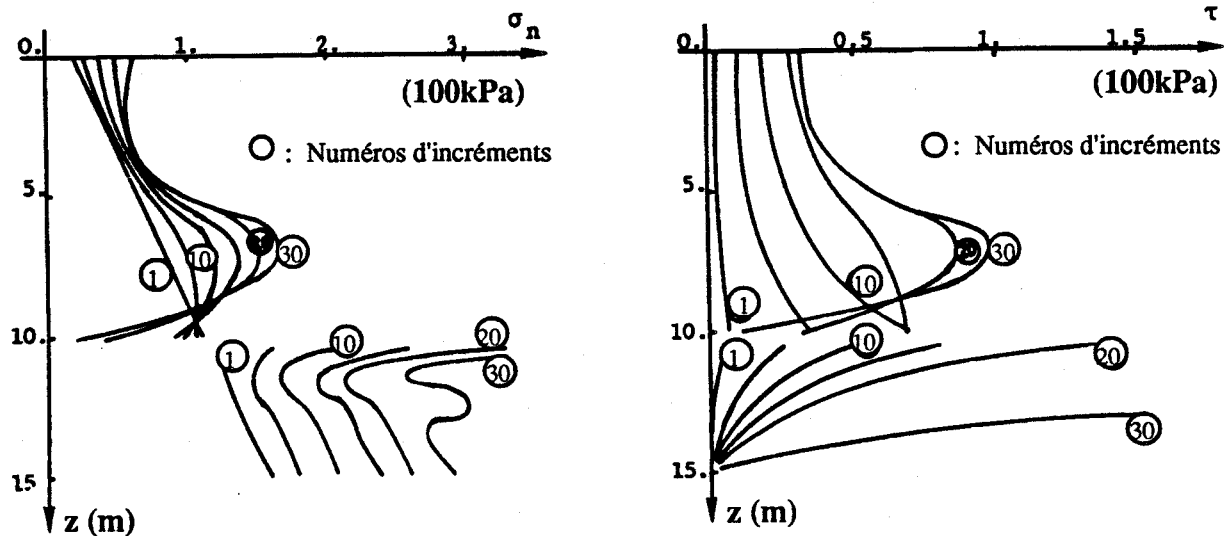


Figure II.7
Courbe effort-déplacement en tête du pieu

Au cours du calcul, nous avons constaté que lorsque la charge atteint la résistance limite du pieu par frottement, tous les éléments d'interface le long du fût du pieu sont en état de glissement. Ensuite, le glissement se propage dans les éléments joints placés dans la partie du sol en-dessous de la pointe du pieu.

Les figures II.8a et II.8b illustrent les courbes de distribution des contraintes normales et tangentielle le long du pieu, pour différents niveaux de charge. Au début du chargement, de fortes contraintes sont générées dans les éléments adjacents à la pointe du pieu. Le glissement débute au voisinage de celle-ci ; ensuite, il se propage vers les parties supérieure et inférieure. Ces courbes montrent bien l'effet de la pointe sur le sol environnant.

Nous avons porté sur les figures II.9a et II.9b les courbes de distribution des contraintes normales et de cisaillement au cours du déchargement. On constate qu'au fur et à mesure de la décharge, des cisaillements négatifs et des glissements apparaissent le long du fût du pieu. En fin de déchargement, des contraintes résiduelles demeurent dans les éléments joints.

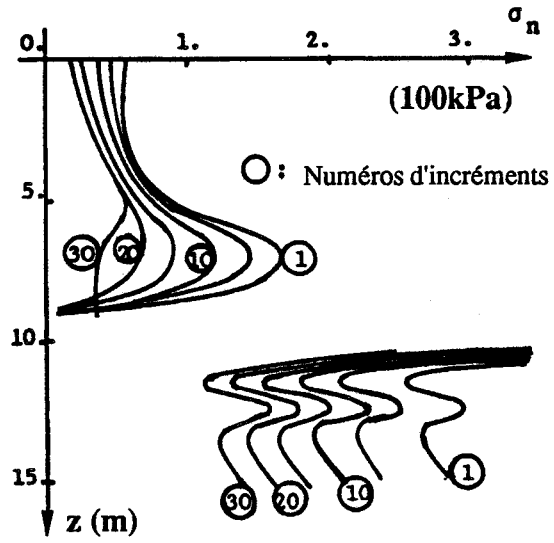


a) contraintes normales

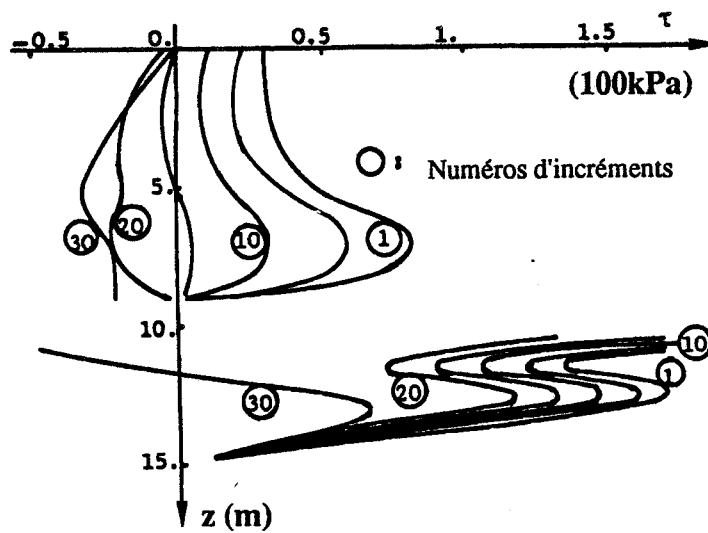
b) contraintes de cisaillement

Figure II.8

Courbes de distribution des contraintes en charge



a) contraintes normales



b) contraintes de cisaillement

Figure II.9
Courbes de distribution des contraintes en décharge

3 ETUDE COMPARATIVE DES MODELES D'INTERFACE

En plus du modèle de Goodman, quatre autres modèles (Ressorts, Katona, Ghaboussi et Mohr-Coulomb non associé), ont été appliqués pour la simulation du comportement du pieu présenté précédemment.

Les prédictions de l'effort-déplacement en tête du pieu par ces modèles sont présentés sur la figure II.10. Ces résultats montrent que :

- Les modèles Ressorts et de Katona donnent des résultats comportant de faibles écarts. Pour la charge maximale appliquée, ils prédisent le même tassement
- Les modèles Ressorts, de Katona et de Mohr-Coulomb prédisent des glissements plus rapidement que les deux autres modèles
- Le modèle de Ghaboussi donne une rigidité initiale plus forte que les autres modèles. Il prédit un glissement pour un niveau de chargement plus élevé que pour les autres modèles.

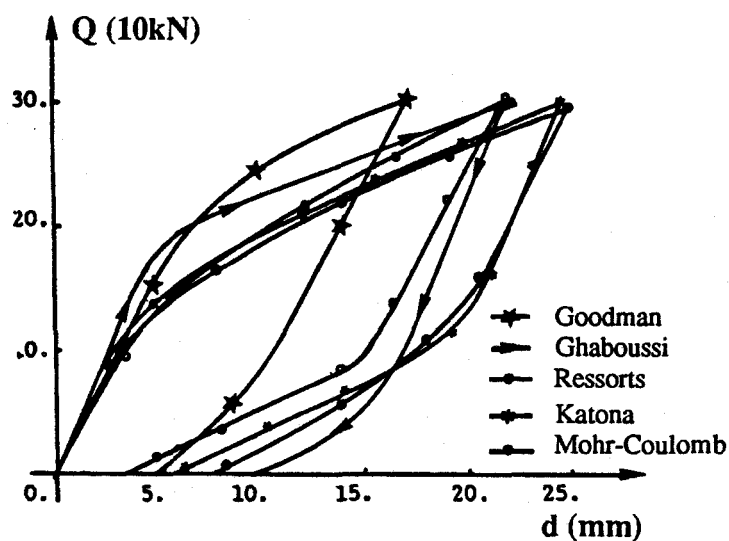


Figure II.10

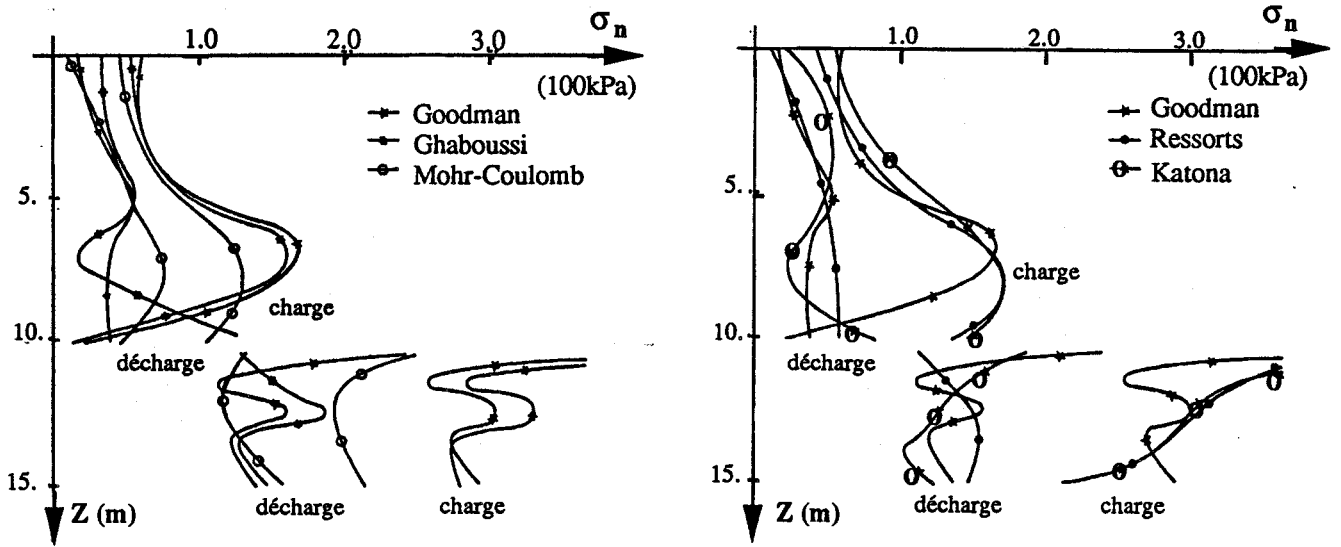
Comparaison des prédictions : effort-déplacement en tête du pieu

- Le modèle de Goodman prédit une diffusion régulière du glissement le long du fût du pieu. En effet, la perte de résistance du pieu est plus régulière qu'avec les autres modèles. Pour la charge maximale appliquée, ce modèle prédit un déplacement moins important que ceux obtenus avec les autres modèles.
- Après un cycle de charge-décharge, tous les modèles prédisent des tassements permanents. Notons que le modèle de Mohr-Coulomb donne le tassement résiduel le moins important.

Les figures II.11 et II.12 illustrent les courbes de distribution des contraintes normales et tangentielles le long du pieu en fin de charge et de décharge. Pour une bonne comparaison, et pour éviter l'encombrement, nous présentons les résultats de simulation par groupe de trois modèles, avec le modèle de Goodman comme référence.

Ces résultats montrent que :

- En charge, les modèles de Goodman et de Ghaboussi donnent des résultats comportant de faibles écarts. La même remarque peut être faite pour les modèles Ressort et de Katona.
- En décharge, pour tous les modèles, des cisaillements négatifs et des glissements apparaissent le long du fût du pieu. Ces glissements sont plus réguliers pour les modèles Ressort et de Mohr-Coulomb.
- Les modèles de Goodman et de Ghaboussi prédisent, en fin de chargement, une chute des contraintes au voisinage de la pointe.
- En fin de déchargement, et pour tous les modèles, des contraintes résiduelles persistent dans les éléments d'interface situés dans le massif en-dessous du pieu.
- Tous les modèles prédisent des discontinuités importantes des contraintes au voisinage de la pointe, en particulier en fin de chargement.
- En fin de chargement et de déchargement, les modèles étudiés donnent des contraintes (au niveau de l'interface) dont les écarts, sur une grande partie du pieu, sont faibles. Au voisinage de la pointe, on note des écarts importants entre les contraintes prédites par ces modèles.

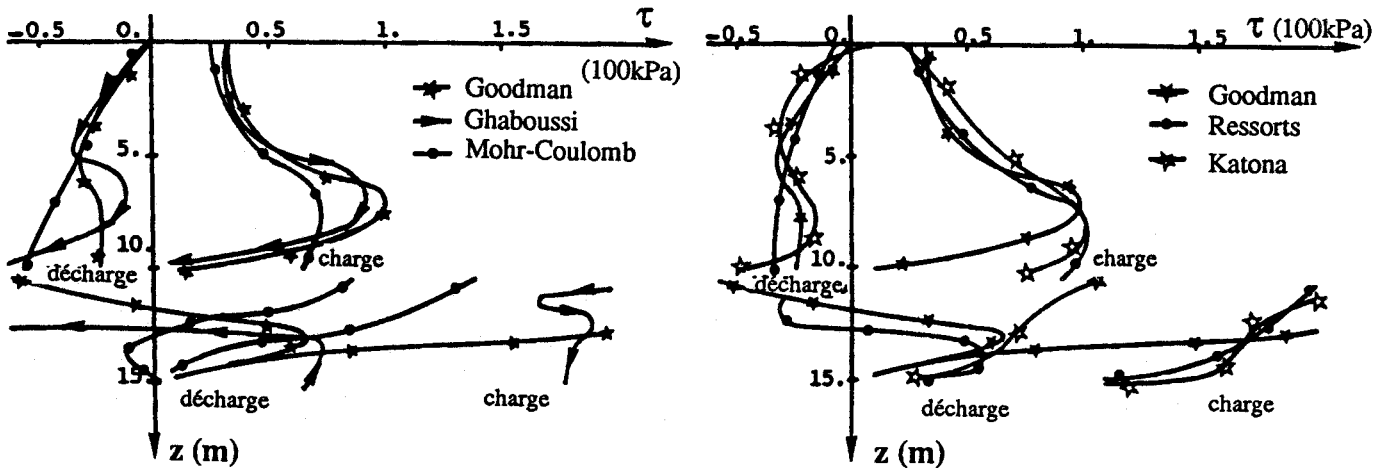


a) Goodman, Ghaboussi et Mohr-Coulomb

b) Goodman, Ressorts et Katona

Figure II.11

Comparaison des contraintes normales en fin de chargement et déchargement



a) Goodman, Ghaboussi et Mohr-Coulomb

b) Goodman, Ressorts et Katona

Figure II.12

Comparaison des contraintes de cisaillement en fin de chargement et déchargement

4 EFFET DE LA DILATANCE

Le modèle de Mohr-Coulomb non associé a été utilisé pour l'étude de l'effet de la dilatance sur le comportement du pieu. Pour cette étude, nous avons retenu les courbes effort-déplacement en tête du pieu, celles-ci décrivent globalement le comportement de cet ouvrage. La figure II.13 illustre les résultats obtenus pour différentes valeurs de l'angle de dilatance ($\psi = 0, 1, 5, 15, 30^\circ$).

On peut constater que la dilatance influe considérablement sur le comportement du pieu. Elle a pour effet d'augmenter la résistance du pieu. Ceci est dû à l'accroissement des contraintes normales à l'interface sol-pieu.

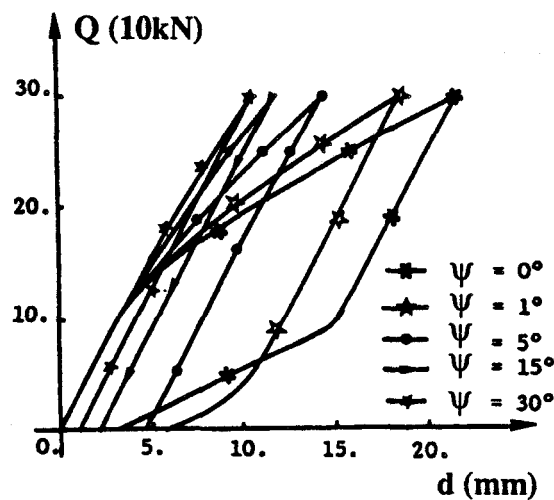


Figure II.13

Effet de la dilatance sur le comportement du pieu

5 CONCLUSION

Ce chapitre a porté sur, d'une part, l'implantation des modèles de contact et d'interface dans le code "PECPLAS", et d'autre part, l'application de ces modèles à l'analyse du comportement d'un ouvrage type en Géotechnique.

Un module de calcul "PECJOIN" a été développé, celui-ci comporte tous les blocs nécessaires pour la prise en compte des conditions de contact et d'interface. Sa structure, inspirée de celle de "PECPLAS", est générale. Ce qui a permis l'introduction des modèles d'interface (Goodman, Ghaboussi, Ressort et Mohr-coulomb non associé), intégrés avec la méthode de Newton-Raphson modifiée, sans trop de difficultés. Seul le modèle de Katona, où son introduction dans le code a posé quelques difficultés numériques (matrice de rigidité semi-définie, la prise en compte des multiplicateurs de Lagrange fait accroître le nombre d'inconnues), a nécessité l'utilisation d'un algorithme basé sur la méthode incrémentale couplée avec la méthode itérative.

Les modèles d'interface introduits dans le code "PECPLAS" ont été appliqués pour la simulation du comportement d'un pieu. Les résultats de calcul ont montré que des modèles simples, comme l'élément ressort, peuvent simuler correctement le comportement de l'interface. Cette étude a aussi montré que la dilatance influe d'une manière importante sur le comportement des pieux. Elle a pour effet d'augmenter leur capacité portante.

CHAPITRE III

DEVELOPPEMENT D'UN MODELE DE COMPORTEMENT POUR LES INTERFACES "MODJOIN"

Les modèles d'interface, utilisés pour la résolution du problème d'interaction sols-structures (cf §chap. I), sont généralement du type élastique-parfaitement plastique. Or, des études en laboratoire [64, 22, 77] montrent que le comportement de l'interface est caractérisé par une plastification progressive.

Ce comportement présente des points communs avec celui des sols. Cependant les modèles rhéologiques pour les sols ont fait l'objet de nombreux travaux. L'introduction de concepts tels que l'état critique ou l'état caractéristique et de la notion d'écroutissage isotrope ou cinématique permet une simulation satisfaisante du comportement des sols sur des chemins de sollicitations monotones et cycliques.

Dans cette partie, nous proposons d'utiliser les acquis de la modélisation des sols pour mettre au point et valider un modèle de comportement pour les interfaces.

Après une présentation des résultats d'une étude en laboratoire du problème d'interaction sols-structures, on décrit deux versions du modèle : la version initiale et une version améliorée. Puis on montre la façon de déterminer ses paramètres et le rôle de chacun sur la réponse du modèle. La version monotone du modèle est validée sur des essais de cisaillement direct à contrainte normale constante ou à déformation normale constante [64]. On décrit enfin la généralisation du modèle aux chargements non monotones et sa validation sur des essais de cisaillement cyclique à contrainte normale constante [24].

1 OBSERVATIONS EN LABORATOIRE

Plytas [64] a réalisé une série d'essais de cisaillement direct entre le sable d'Hostun et une plaque rugueuse en acier, selon deux chemins : à contrainte ou à déformation normale constante. Les résultats de certains de ces essais sont présentés ici, sous forme de deux courbes :

- a - *Courbe de cisaillement* : donnant l'évolution du cisaillement " τ " en fonction du déplacement relatif tangentiel " ϵ_t "
- b - *Courbe de comportement normal* : représentant l'évolution de la déformation normale " ϵ_n " ou la contrainte normale " σ_n " (selon le type d'essais) en fonction du déplacement relatif tangentiel " ϵ_t ".

Les figures III.1 et III.2 illustrent les résultats de ces essais pour trois contraintes normales initiales ($\sigma_{no} = 31, 56$ et 122 kPa).

Essais à contrainte normale constante

Dans un essai à contrainte normale constante (figure III.1), la contrainte de cisaillement augmente rapidement au début de chargement pour atteindre un maximum, après lequel, elle diminue et atteint un palier pour de grands déplacements. On notera que le pic de contrainte est plus accentué pour les fortes contraintes normales initiales.

L'allure générale des courbes de déformation normale montre une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance. L'importance relative de ces deux phases dépend de la contrainte normale initiale. La phase de contractance augmente avec celle-ci, tandis que la phase de dilatance diminue avec l'accroissement de σ_{no} . Pour ce type de courbes, le palier n'est pas parfait ; en effet, on observe un léger pic, suivi d'une légère diminution de ϵ_n pour les grands déplacements. Plytas [64] a expliqué ce phénomène par le fait que sous l'effet de la contrainte normale et l'augmentation de ϵ_t , les aspérités des grains collés sur la plaque se brisent, diminuant ainsi l'imbrication de ceux-ci, ce qui entraîne une diminution de l'angle de frottement résiduel.

Enfin, on remarque la correspondance entre le pic de la déformation normale (ou plutôt le palier) et le palier de la courbe de cisaillement. On retrouve ainsi le comportement généralement observé dans un essai triaxial de compression sur un sable dense drainé.

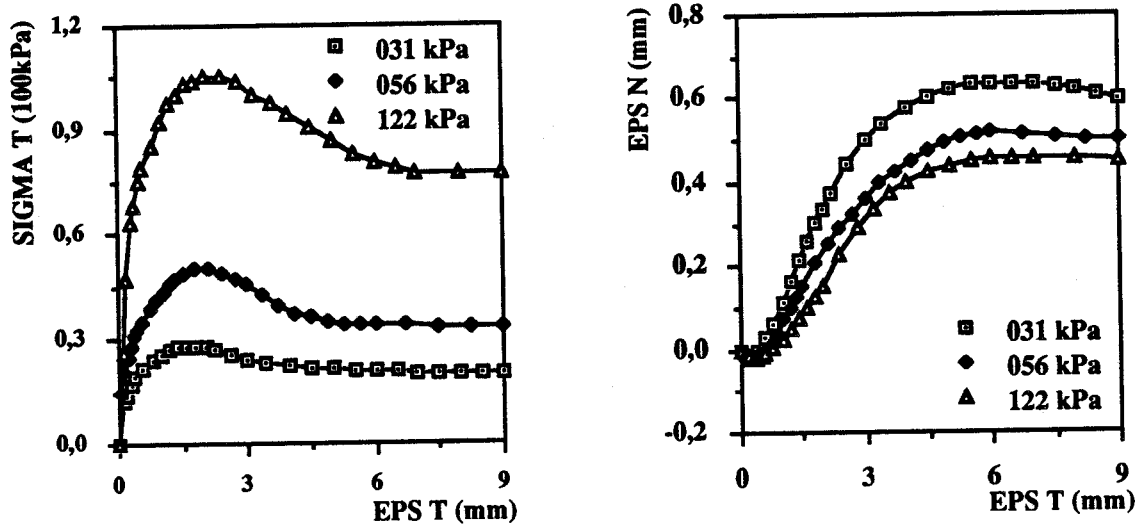


Figure III.1
Essais de cisaillement direct
à contrainte normale constante (Plytas 1985)

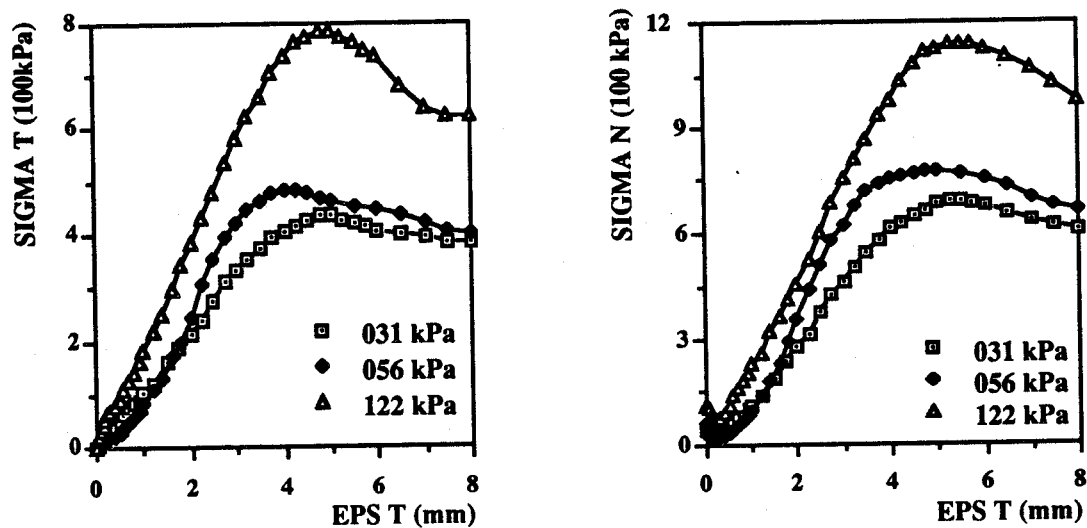


Figure III.2
Essais de cisaillement direct
à déformation normale constante (Plytas 1985)

Essais à déformation normale constante

Dans un essai à déformation normale constante (figure III.2), les courbes d'évolution du cisaillement et de la contrainte normale ont des formes assez proches. En début de chargement, la contrainte de cisaillement augmente moins rapidement que dans l'essai à σ_n constante, puis elle atteint un pic, et ensuite elle diminue. On constate que le pic n'est pas important pour les faibles contraintes normales initiales. En ce qui concerne la courbe d'évolution de la contrainte normale, on note une légère phase de contractance suivie d'une phase de dilatance jusqu'à un maximum, puis la contrainte normale diminue lentement. Bien qu'il y ait diminution du domaine contractant quand σ_{no} croît, on observe une augmentation progressive de l'amplitude des courbes avec σ_{no} .

En comparaison avec les courbes du premier type d'essais, on remarque également une augmentation de la contrainte de cisaillement à la rupture avec σ_{no} . Par contre, pour les grands déplacements relatifs tangentiels, aucun palier n'est observé. Le comportement sous ce type de chemin est assez proche de celui observé dans les essais triaxiaux de compression sur un sable dense non drainé.

Ces résultats expérimentaux montrent que le comportement des interfaces représente des similitudes avec celui des sables. Il peut être alors décrit par un modèle basé sur les mêmes concepts que ceux employés pour le comportement des sables.

2 VERSION MONOTONE DU MODELE

Nous allons exposer dans cette partie les différentes étapes ayant conduit au modèle de comportement que nous proposons pour les interfaces.

Nous présentons d'abord la version initiale du modèle. Celle-ci est basée sur les concepts courants en rhéologie des géomatériaux, et elle permettra ainsi de décrire, au moins qualitativement, les principaux aspects du comportement des interfaces. Cette version sera appliquée pour la reproduction des essais de cisaillement direct à σ_n constante, qui auront servi à la détermination des paramètres du modèle, puis testée sur un essai à déformation normale constante.

On remarquera l'insuffisance du modèle pour décrire certains aspects du comportement, notamment pour l'essai à déformation normale constante. Ceci nous conduira par la suite à proposer une version améliorée du modèle pour mieux décrire ces aspects.

2.1 Version initiale du modèle

Le modèle est basé sur l'élastoplasticité. Selon cette théorie tout incrément de déformation à l'interface $\Delta \mathcal{E}$ (déplacement relatif entre deux corps) est décomposé en une contribution élastique $\Delta \mathcal{E}^e$ et une contribution plastique $\Delta \mathcal{E}^p$.

Le développement d'une loi de comportement élastoplastique nécessite la formulation des expressions pour :

- le comportement élastique,
- le critère de rupture et la surface de charge,
- la règle d'écrouissage,
- la règle d'écoulement plastique.

2.1.1 Comportement élastique

D'une façon générale, la loi de comportement élastique s'exprime par les relations suivantes :

$$\begin{cases} \Delta \sigma_n = K \cdot \Delta \epsilon_n^e \\ \Delta \tau = G \cdot \Delta \epsilon_t^e \end{cases} \quad (\text{III.1})$$

qu'on peut écrire sous la forme :

$$\dot{\mathcal{O}} = \mathbf{D} \cdot \dot{\mathcal{E}}^e \quad (\text{III.2})$$

où $\dot{\mathcal{O}}$ et $\dot{\mathcal{E}}$ sont respectivement les vecteurs incréments de contraintes et de déformations.

Les modules élastiques de compressibilité K et de cisaillement G sont des paramètres du modèle.

2.1.2 Critère de rupture - Surface de charge

Les résultats expérimentaux de cisaillement sables-structures de Plytas [64] et ceux de Desai [24] montrent que les états de contraintes au pic ou à l'état limite peuvent être approximés par une droite dans le plan de Mohr (cf § 3.1.2).

On peut donc adopter un critère de rupture de type Mohr-Coulomb (figure III.3) défini dans le plan (σ_n, τ) par :

$$f(\sigma_n, \tau) = |\tau| - (\sigma_n + C) M_f \quad (\text{III.3})$$

avec : $C = c \cdot \cotg \phi$ et $M_f = \tg \phi$

c et ϕ représentent respectivement la cohésion et l'angle de frottement à l'interface.

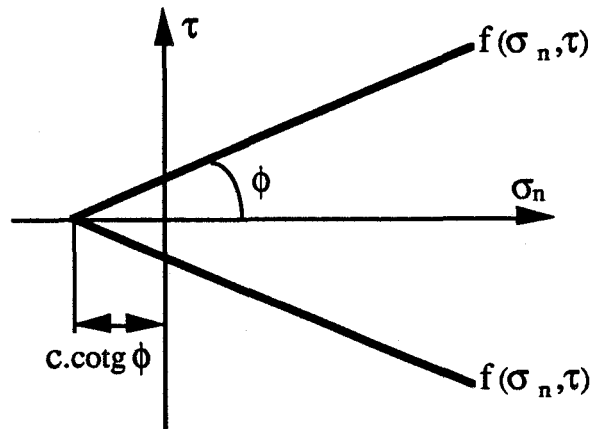


Figure III.3 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb

Par analogie au comportement des sols, on définit pour les interfaces une surface de charge. Celle-ci est définie par deux droites et délimite dans le plan de contraintes (σ_n, τ) le domaine où tout état peut être atteint sans génération de déformations irréversibles (figure III.4).

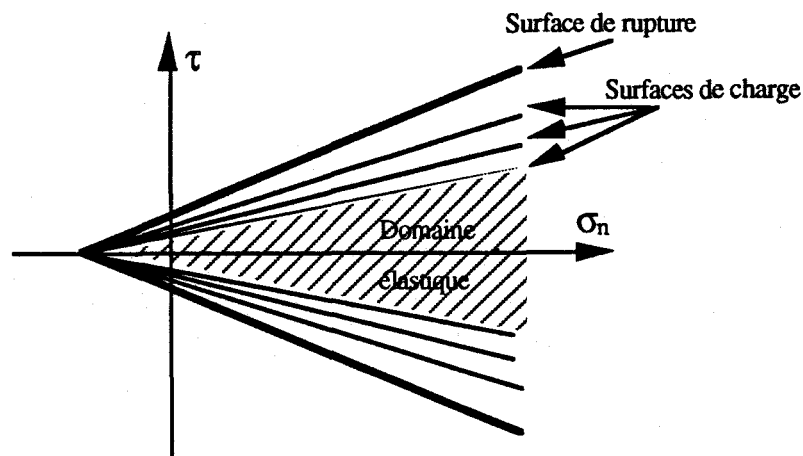


Figure III.4 : Surfaces de charge - surface de rupture
Ouverture homothétique des surfaces de charge

Pour une interface écouissable, la position des deux droites composant la surface de charge est fonction des déformations plastiques. Quand celles-ci deviennent très importantes, la surface de charge tend vers la surface de rupture (figure III.4). Nous proposons donc pour la surface de charge, l'expression suivante :

$$f_m = |\tau| - M_f \cdot (C + \sigma_n) \cdot R_m \quad (\text{III.4})$$

où R_m est une fonction d'écrouissage.

2.1.3 Règle d'écrouissage

En se basant sur des observations expérimentales, plusieurs auteurs [49, 50] ont montré que dans le cas des sols, la déformation déviatorique plastique " ϵ_d^p " pouvait être prise comme paramètre d'écrouissage.

Dans le cas des interfaces, nous avons porté dans la figure III.5 les courbes d'égale déformation tangentielle (iso - ϵ_t), dans le plan (σ_n , τ), à partir des essais de cisaillement direct à contrainte normale constante. On constate la bonne approximation de ces courbes par des droites. Ces résultats montrent que l'utilisation de la déformation plastique de cisaillement " ϵ_t^p " comme paramètre d'écrouissage permet de suivre l'évolution de la surface de charge.

On constate sur la figure III.5 que les courbes obtenues pour ϵ_t très forte, sont en deçà de celle correspondant à la valeur de ϵ_t au pic. On peut conclure que la valeur de ϵ_t^p associée à une fonction d'écrouissage monotone permet une simulation correcte jusqu'au pic.

Après le choix de la variable d'écrouissage, il nous reste à définir une loi dévolution de R_m . Pour les sols, deux lois sont couramment utilisées, soit de type hyperbolique, soit de type exponentiel. Dans notre cas, nous avons opté pour la première ; celle-ci s'écrit :

$$R_m(\epsilon_t^p) = \frac{\epsilon_t^p}{\beta \left(\frac{\sigma_{no}}{P_a} \right) + \epsilon_t^p} \quad (\text{III.5})$$

où β est un paramètre du modèle, σ_{no} est la contrainte normale initiale, et P_a est la pression atmosphérique. Le terme (σ_{no}/P_a) permet de prendre en compte l'effet de la contrainte normale initiale sur la réponse du modèle.

Ainsi, l'évolution de la fonction R_m , caractérisant le déplacement de la surface de charge, varie de R_0 (paramètre fixant l'étendue du domaine élastique initial) à 1 à la rupture (figure III.6).

De ce fait le paramètre d'érouissage ϵ_t^p est initialisé à :

$$\epsilon_t^p = \frac{R_0 \beta \left(\frac{\sigma_{no}}{P_a} \right)}{1 - R_0} \quad (III.6)$$

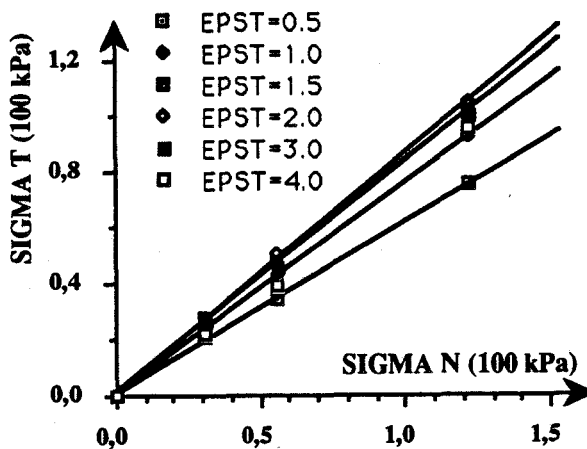


Figure III.5 : Courbes d'égalé distorsion
Cisaillement à contrainte normale constante
(densité forte)

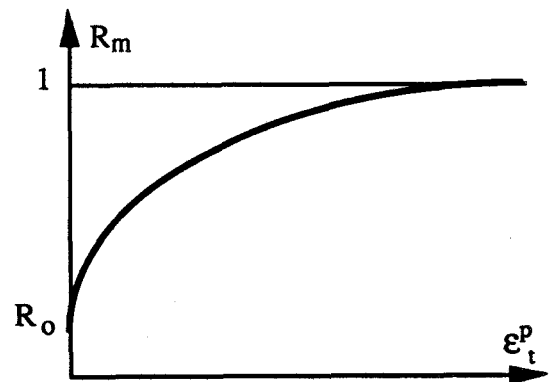


Figure III.6 : Fonction d'érouissage
hyperbolique

2.1.4 Règle d'écoulement plastique

On fait l'hypothèse que l'incrément de déformation plastique $\dot{\epsilon}^p$ dérive d'un potentiel plastique g :

$$\dot{\epsilon}^p = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (III.7)$$

où $\dot{\lambda} \geq 0$ est le multiplicateur de plasticité.

Reste à définir le potentiel plastique g . Si l'on considère l'hypothèse de normalité ($g = f$), on constate d'après l'expression de f , que le comportement est trop dilatant puisqu'on a :

$$\dot{\epsilon}_n^p = - \dot{\lambda} \operatorname{tg} \phi \cdot R_m \leq 0 \quad (\text{III.8})$$

Or, dans les essais de cisaillement direct, et notamment ceux à contrainte normale constante, on remarque la présence d'une phase de contractance en début de chargement. Le potentiel plastique doit être alors différent de f pour obtenir une variation de la déformation normale en accord avec l'expérience.

Si l'on trace dans le plan (σ_n, τ) , le lieu des points où ϵ_n change de signe (contractance - dilatance), on remarque (figure III.7) qu'il peut être approximé par une droite appelée droite d'état caractéristique dans le cas des sols. Cette droite peut être mise sous la forme : $\tau = M_g \sigma_n$.

Pour décrire la variation du signe de $\dot{\epsilon}_n$, au cours du chargement, le gradient du potentiel de plasticité est pris sous la forme:

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma_n} = M_g - \frac{|\tau|}{\sigma_n} \quad (\text{III.9})$$

$$\frac{\partial g}{\partial \tau} = 1 \quad (\text{III.10})$$

On remarque que la position de l'état de contrainte (σ_n, τ) par rapport à la droite $\tau = M_g \sigma_n$ règle le signe de l'incrément de déformation normale plastique (figure III.8).

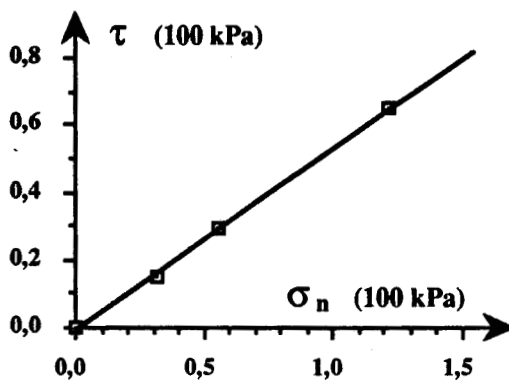


Figure III.7 : Droite d'état caractéristique

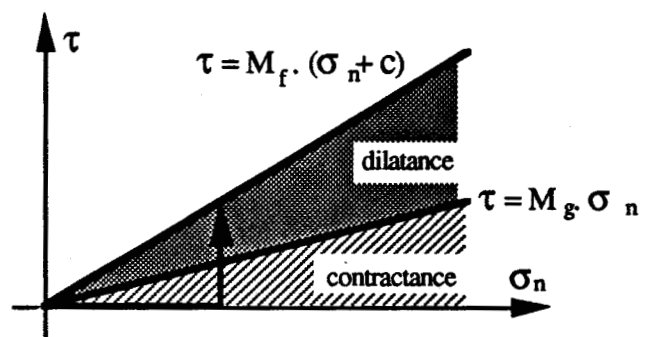


Figure III.8 : Evolution de l'état de contrainte. Essai de cisaillement à $\sigma_n = \text{cste}$

On note que l'expression précédente de $\partial g / \partial \sigma_n$ ne permet pas de reproduire la stabilisation de ϵ_n pour des déformations de cisaillement importantes ($M_g \neq M_f$). Ceci nous a conduit à modifier cette expression en introduisant un terme multiplicatif en exponentiel qui tend à s'annuler pour les grandes valeurs de ϵ_t :

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma_n} = \left(M_g - \frac{|\tau|}{\sigma_n} \right) \times A_g \quad (\text{III.11})$$

avec : $A_g = e^{-a_g \epsilon_t^p}$

Cette modification apportée à la première composante du gradient de g permet de régler le comportement normal avec souplesse. Ainsi, la règle d'écoulement introduit deux nouveaux paramètres M_g et a_g .

2.1.5 Récapitulatif des équations du modèle

Les équations de la version initiale du modèle sont :

- **Elasticité**

$$\Delta \sigma_n = K \cdot \Delta \epsilon_n^e$$

$$\Delta \tau = G \cdot \Delta \epsilon_t^e$$

- **Plasticité**

$$f_m = |\tau| - M_f (\sigma_n + C) R_m$$

$$R_m = \frac{\epsilon_t^p}{\beta \frac{\sigma_{no}}{P_a} + \epsilon_t^p}$$

$$\frac{\partial g}{\partial \sigma_n} = \left(M_g - \frac{|\tau|}{\sigma_n} \right) \times A_g \quad \text{avec} \quad A_g = e^{-a_g \epsilon_t^p}$$

$$\frac{\partial g}{\partial \tau} = 1$$

On remarque que cette version comporte huit paramètres : K , G , M_f , C , R_o , β , M_g et a_g .

Par la suite, les paramètres M_f et M_g seront remplacés respectivement par ϕ et ψ (les angles de frottement à la rupture et à l'état caractéristique) définis par :

$$M_f = \text{tg } \phi \quad (\text{III.12})$$

$$M_g = \text{tg } \psi \quad (\text{III.13})$$

2.1.6 Test du modèle sur les résultats expérimentaux

Un programme d'intégration du modèle sur les deux chemins de sollicitation, à contrainte et à déformation normale constante, a été mis au point. La simulation d'un essai de cisaillement à contrainte normale constante s'effectue en intégrant le modèle selon le chemin de sollicitation :

ϵ_t imposée et $\sigma_n = 0$. Il en est de même pour l'essai à déformation normale constante où ϵ_t est imposée et $\epsilon_n = 0$.

Détermination des paramètres

La détermination des paramètres du modèle à partir des résultats expérimentaux s'effectue à l'aide d'un autre programme. Nous présenterons la méthode suivie en détail dans le paragraphe III.3. Pour le moment, nous donnons uniquement les valeurs des paramètres déterminés à partir de trois essais à contrainte normale constante ($\sigma_{no} = 31, 56$ et 122 kPa) (tableau II.1).

K	G	ϕ	C	R_o	β	ψ	a_g
80 MPa	40 MPa	41°	0	0.3	0.009	27°	0.5

Tableau III.1 : Jeu de paramètres de la version initiale

Reproduction des essais de calage :

Avec le jeu de paramètres du tableau III.1, le modèle a été utilisé pour la reproduction des trois essais de cisaillement à contrainte normale constante qui ont servi à la détermination des valeurs des paramètres. Les résultats de simulation sont présentés sur les figures III.9a et 9b. Qualitativement, le modèle décrit correctement les aspects observés expérimentalement :

- Pour les courbes de cisaillement (figure III.9a) : après une montée élastique, la contrainte de cisaillement continue à croître progressivement jusqu'à un palier auquel elle se stabilise pour de forts déplacements tangentiels.
- En ce qui concerne les courbes d'évolution de la déformation normale (figure III.9b) ; la phase de transition contractance-dilatance est bien reproduite et la déformation normale tend vers un état asymptotique pour de fortes valeurs de ϵ_t .

Quantitativement, on remarque plusieurs points de divergence entre les résultats expérimentaux et ceux de la simulation :

- Pour les grandes valeurs de σ_{no} , La contrainte de cisaillement, bien qu'ayant une pente initiale correcte, croît moins rapidement par rapport à l'essai dans sa phase pré-pic.
- Le modèle ne décrit pas le pic de contraintes,
- L'évolution de la déformation normale est trop sensible à la contrainte normale initiale.

En effet, on constate une amplification importante de la contractance lorsque σ_{no} croît.

Simulation de l'essai à déformation normale constante

L'essai de cisaillement à déformation normale constante ($\sigma_{no} = 56$ kPa), qui n'a pas servi à la détermination des paramètres, a été utilisé pour valider le modèle. Les résultats de simulation sont illustrés sur les figures III.9c et 9d ; on peut soulever les points suivants :

- Concernant la courbe de cisaillement (figure III.9c) : après une montée élastique très faible, le modèle décrit un raidissement progressif moins forte que celle de l'essai dans la phase pré-pic. On note que le modèle ne prédit pas de pic. Ainsi, la contrainte de cisaillement continue à augmenter progressivement. Ce qui entraîne une différence importante entre le calcul et l'expérience en fin de chargement.
- la phase de contractance qui correspond à une diminution de la contrainte normale (figure III.9d) est bien reproduite. Après celle-ci, le modèle prédit un raidissement progressif très faible comparé à celui de l'essai.

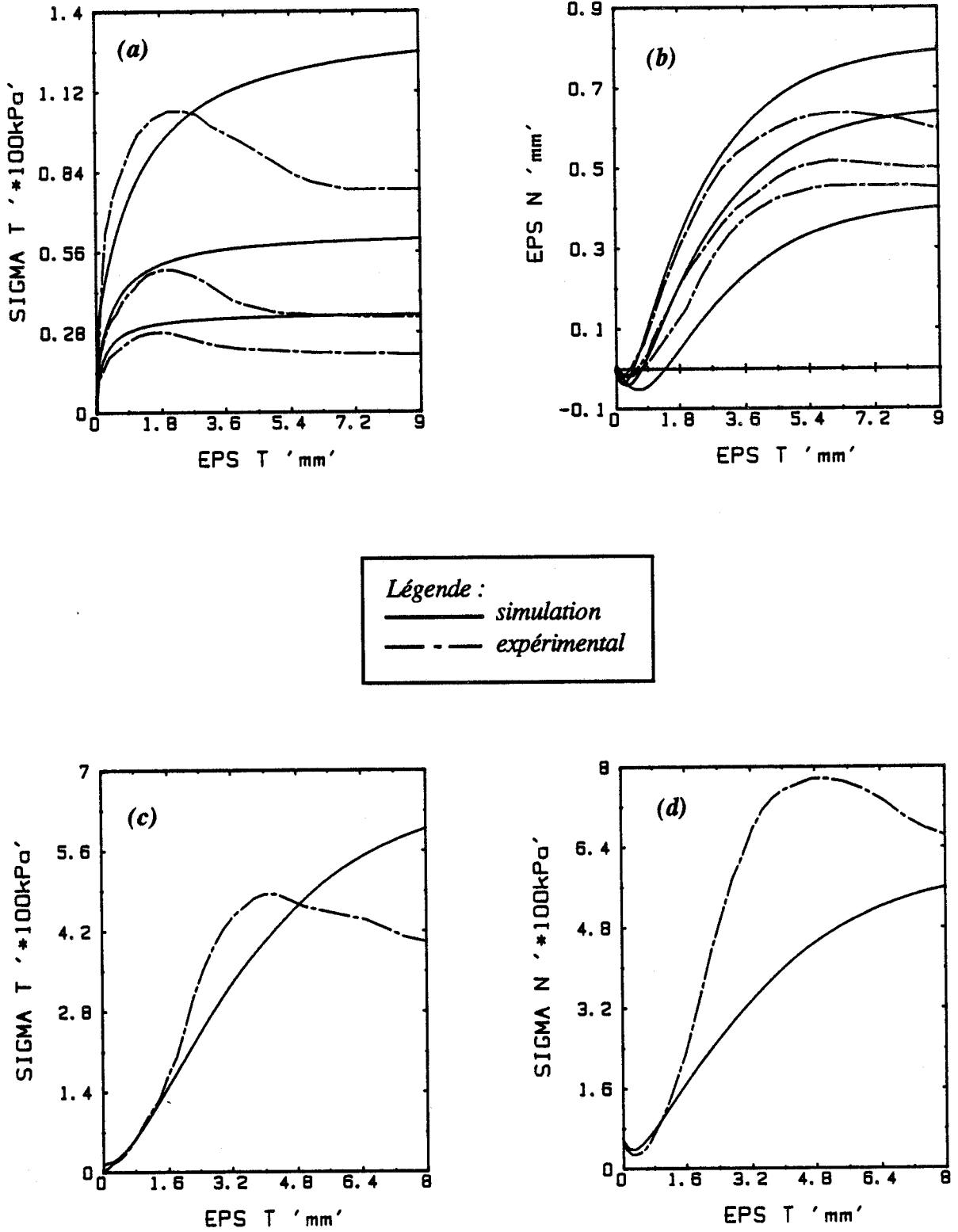


Figure III.9

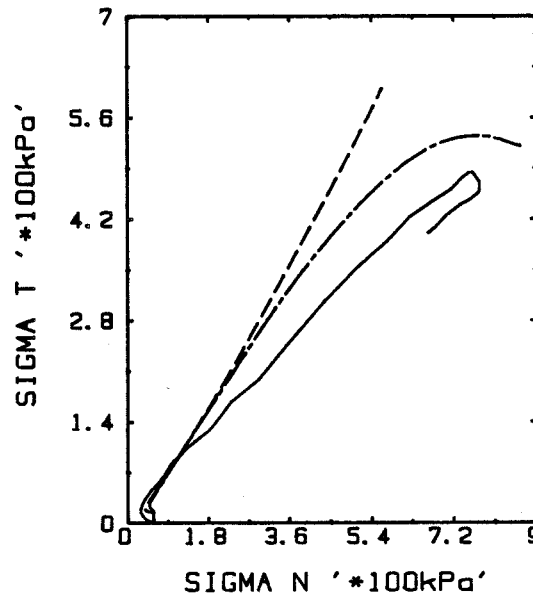
Test du modèle sur les essais de calage des paramètres

(a,b : chemin à contrainte normale constante)

(c,d : chemin à déformation normale constante)

- Dans le plan (σ_n, τ) , on constate qu'à partir d'un certain degré de chargement, le rapport τ/σ_n n'est pas constant (figure III.10). En effet, après une légère partie droite, le trajet dans ce plan a tendance à se courber vers l'axe de la contrainte de cisaillement ; ce qui ne concorde pas avec le trajet expérimental.

En plus de ce défaut, on relève un autre aspect qui n'a pas encore été pris en compte dans le modèle. C'est celui de la phase de radoucissement. Afin de remédier à ces défauts, nous proposons une version améliorée du modèle qui inclut l'élasticité non linéaire et l'écroutissage négatif.



Légende :

— expérimental

- - - simulation (version initiale du modèle)

- · - simulation (version améliorée du modèle)

Figure III.10

Comparaison des trajets de chargement de calcul et expérimental
(chemin à déformation normale constante)

2.2 Version améliorée du modèle

2.2.1 Introduction de l'élasticité non linéaire

Pour les sols, les modules de compressibilité et de cisaillement élastiques K^e et G^e s'expriment en général en fonction de la pression moyenne P [50] par les relations suivantes :

$$\begin{cases} K^e(P) = K_o P_a \left(\frac{P}{P_a}\right)^n \\ G^e(P) = G_o P_a \left(\frac{P}{P_a}\right)^n \end{cases} \quad (\text{III.14})$$

où : K_o , G_o et n sont des constantes et P_a est la pression atmosphérique.

Pour les problèmes d'interface, il est difficile de déterminer le comportement élastique. En s'inspirant des relations III.14, nous proposons une évolution des paramètres élastiques, en fonction de la contrainte normale, selon les expressions suivantes :

$$\begin{cases} K = K_o \left(\frac{\sigma_n}{P_a}\right)^{0,5} \\ G = G_o \left(\frac{\sigma_n}{P_a}\right)^{0,5} \end{cases} \quad (\text{III.15})$$

où : K_o et G_o sont des constantes caractéristiques de l'interface.

2.2.2 Introduction du radoucissement

Pour tenir compte du radoucissement, nous avons adopté l'expression suivante pour R_m :

$$R_m(\epsilon_t^p) = \frac{\alpha \epsilon_t^p}{\beta \left(\frac{\sigma_{no}}{P_a}\right) + \epsilon_t^p} + A (\epsilon_t^p)^2 e^{-B \epsilon_t^p} \quad (\text{III.16})$$

où α , A et B sont de nouvelles constantes du modèle.

On notera que l'expression III.16 fait apparaître un terme en hyperbole et un autre en exponentiel. De cette manière R_m croît en début de chargement, puis décroît pour se stabiliser lorsque ε^p_t devient important. Dans ce cas, le terme en hyperbole tend vers α et le terme en exponentielle s'approche de zéro.

2.2.3 Test du modèle sur les résultats expérimentaux

Les valeurs des paramètres déterminées à partir des trois essais à contrainte normale constante sont données dans le tableau III.2 :

K_o	G_o	ϕ	C	R_o	β	α	A	B	ψ	a_g
80 MPa	40 MPa	41°	0	0.3	0.0015	0.7	0.6	0.96	27°	0.4

Tableau III.2 : Jeu de paramètres de la version améliorée

Nous avons repris, avec la nouvelle version, la simulation des trois essais à contrainte normale constante et l'essai à déformation normale constante. Les résultats obtenus sont illustrés sur les figures III.11.

Dans le cas des essais à contrainte normale constante, on constate que les aspects recherchés, à savoir le pic de contrainte et la stabilisation du cisaillement pour de grands déplacements sont bien reproduits (figure III.11a). Cependant, l'évolution de la déformation normale est légèrement sensible à la contrainte normale initiale (figure III.11b).

Concernant l'essai à déformation normale constante, l'amélioration de la simulation est plus prononcée. On obtient bien un léger radoucissement de la courbe de cisaillement, mais la valeur au pic est surestimée (figure III.11c). Quant à la courbe d'évolution de la contrainte normale (figure III.11d), elle est moins bien reproduite, surtout dans sa phase finale où σ_n continue à augmenter pour de grandes valeurs de ε_t . Dans le plan (σ_n, τ) , le trajet de chargement s'approche mieux du trajet expérimental (figure III.10), avec une concavité accentuée vers l'axe de σ_n en fin de chargement.

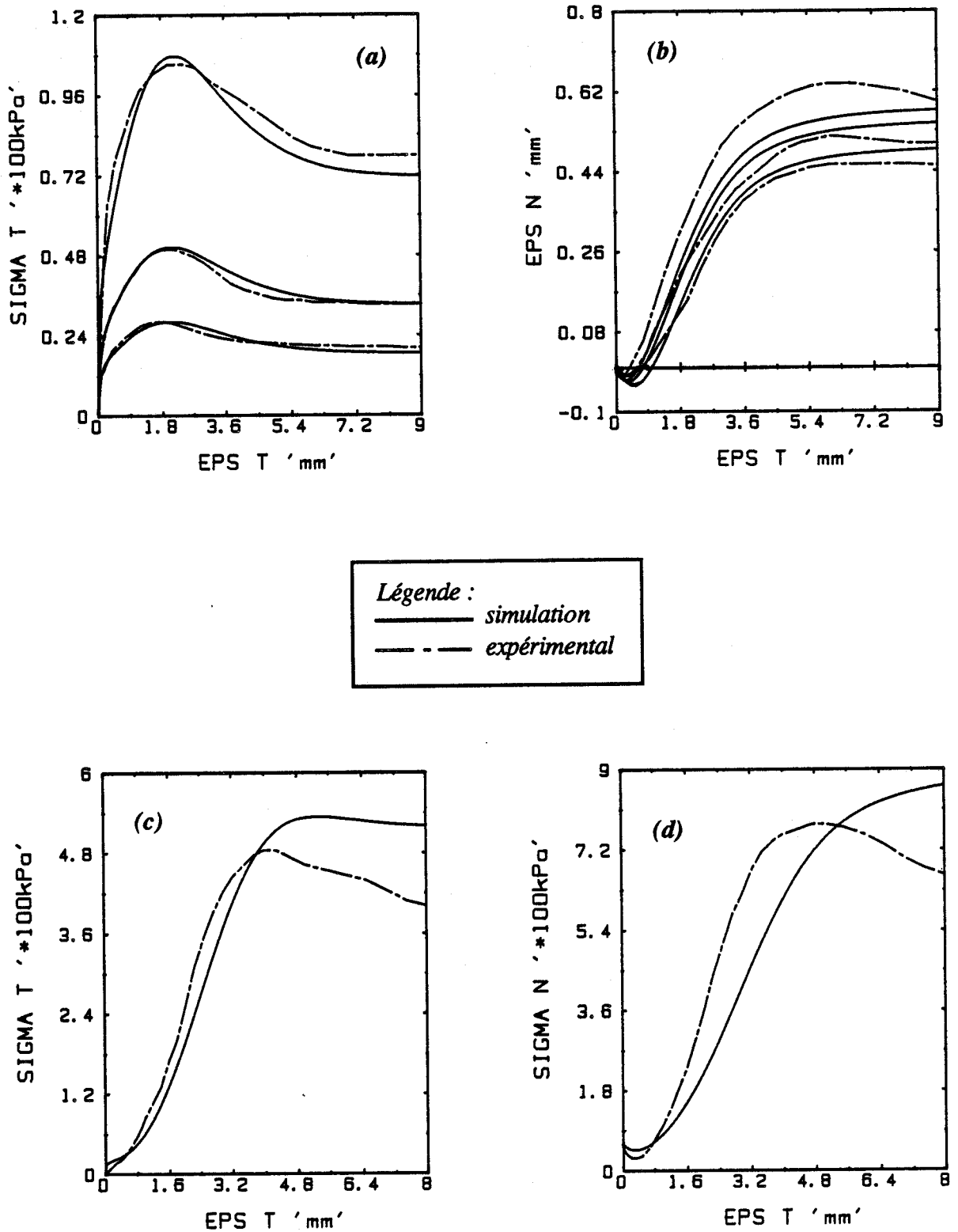


Figure III.11

Test de la version améliorée du modèle sur les essais de calage

(a,b : chemin à contrainte normale constante)

(c,d : chemin à déformation normale constante)

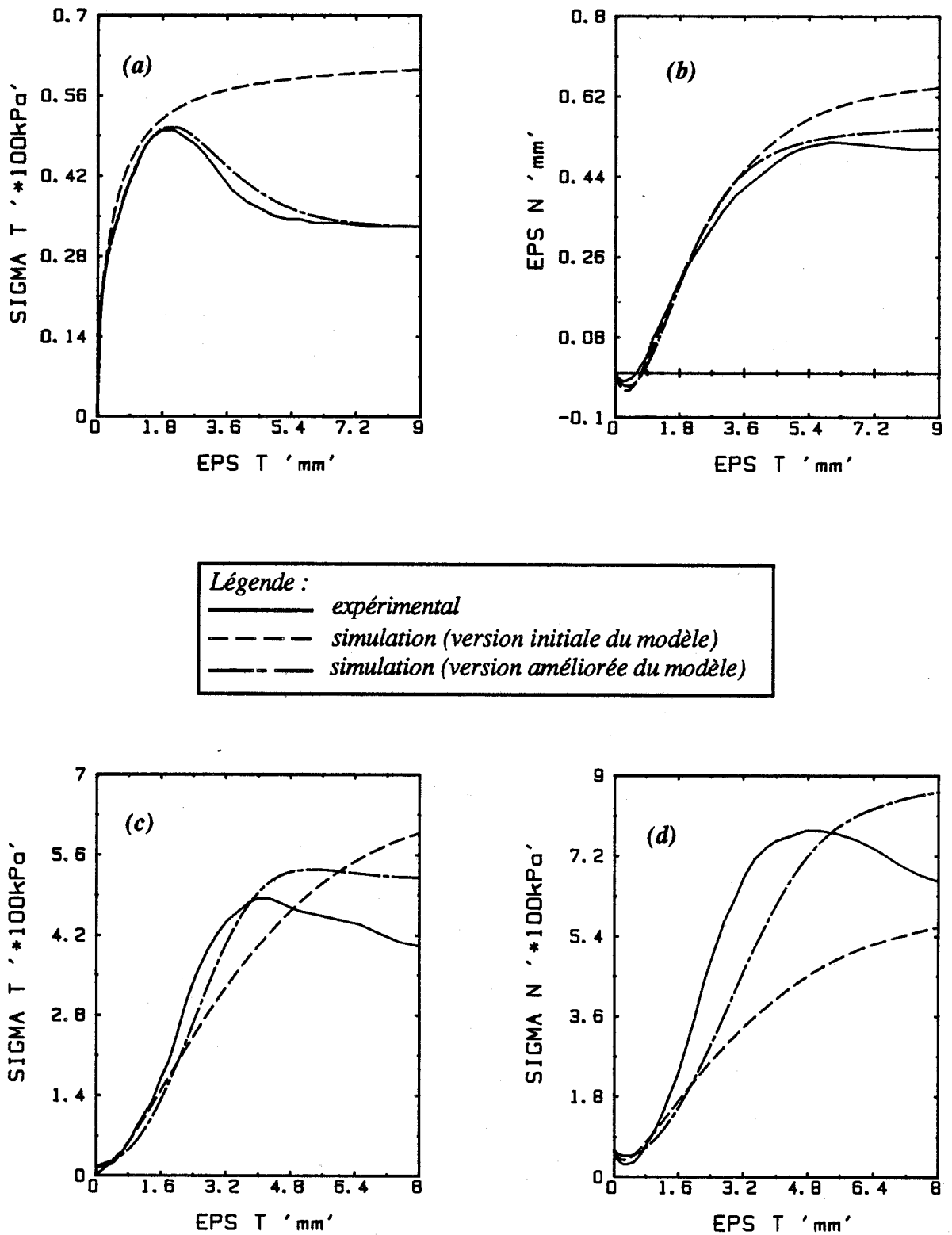


Figure III.12

Comparaison des versions initiale et améliorée du modèle

(a,b : chemin à contrainte normale constante)

(c,d : chemin à déformation normale constante)

Pour récapituler, nous présentons sur la figure III.12, les simulations à l'aide des deux versions, initiale et améliorée, de l'essai à contrainte normale constante, et de l'essai à déformation normale constante ($\sigma_{no} = 56$ kPa). Les résultats de simulation sont comparés à ceux des essais. On voit bien que la méthodologie de développement suivie permet, en fonction de l'application qu'on veut traiter, le choix entre une version simple à écrouissage positif et élasticité linéaire, et une version plus complexe pouvant mieux simuler certains trajets de chargement et reproduire un comportement radoucissant.

3 DETERMINATION ET EFFETS DES PARAMETRES DU MODELE

Les phases de développement du modèle exposées ci-dessus montrent que selon le type d'essais à simuler, deux versions plus ou moins complexes du modèle peuvent être utilisées.

Notons que la complexité d'un modèle est liée, non pas au nombre de paramètres, mais plutôt aux difficultés de déterminer ses paramètres à partir des essais. Le nombre de paramètres ne constitue donc pas un défaut d'un modèle si l'on dispose d'une méthode simple pour les identifier.

L'étude de l'effet des paramètres sur la réponse d'un modèle est d'une grande importance. Elle permet en effet de mieux comprendre le rôle de chaque paramètre et de cerner la sensibilité et l'imprécision dans sa détermination.

Nous allons d'abord procéder à la présentation de la méthode de détermination des paramètres du modèle à partir des essais de cisaillement direct. Nous étudierons par la suite la sensibilité du modèle à ses paramètres.

3.1 Détermination des paramètres

La version améliorée du modèle nécessite la détermination de onze paramètres :

- deux paramètres élastiques : K_o , G_o
- neuf paramètres plastiques : ϕ , c , R_o , α , β , A , B , ψ et a_g

Ces paramètres peuvent être évalués à partir des essais de cisaillement à contrainte normale constante. Dans ce qui suit nous décrivons la méthode suivie pour leur détermination sur trois essais ($\sigma_{no} = 31, 56$ et 122 kPa).

3.1.1 Paramètres élastiques : K_0 et G_0

En pratique, ces paramètres sont fonction de la densité initiale du sol. Ainsi, pour une densité donnée, il est possible de déterminer le module de cisaillement initial G en traçant la droite qui ajuste les pentes à l'origine des courbes de cisaillement pour plusieurs contraintes normales initiales. La pente de cette droite représente le module de cisaillement initial.

Cependant, les essais utilisés dans le cadre de ce travail sont considérés de forte densité initiale et les pentes à l'origine sont très raides. Par conséquent, il est difficile d'évaluer ces pentes. Nous proposons donc d'utiliser le module sécant à 0.2 mm de déplacement (figure III.13). La régression linéaire sur ces points pour les trois essais donne une valeur de 40 MPa pour G_0 . La détermination de K_0 nécessite des essais de compression sur les interfaces. Or, on ne dispose pas de résultats expérimentaux sur ce type d'essais. Ce paramètre a été fixé arbitrairement ($K_0 = 2 G_0$).

3.1.2 Paramètres plastiques

- *Les paramètres ϕ et C*

L'angle de frottement ϕ et la cohésion C , définissant la surface de rupture, seront déterminés par régression linéaire sur les points (σ_n, τ) à la rupture (figure III.14).

Pour les essais de cisaillement direct présentés dans le cadre de ce travail, on considère que la rupture correspond à la valeur maximale de τ (pic de contrainte). Ainsi, les valeurs évaluées à partir de la figure III.14 sont $\phi = 41^\circ$ et $C = 0$.

- *Les paramètres α , β , A , B et R_0*

Ces paramètres, intervenant dans la fonction R_m (relation III.16), règlent le taux d'écroissance isotrope. En effet α et β influent principalement sur la vitesse d'activation et l'amplitude du pic. L'effet de A et B se manifeste essentiellement dans la phase post-pic.

Moyennant certaines hypothèses, on peut évaluer ces paramètres à partir de l'état de contraintes initial, au pic et à l'état limite. En effet, la fonction R_m et les courbes de cisaillement évoluent de la même façon. Or, expérimentalement, on ne mesure que des déformations totales. En négligeant les déformations élastiques devant les déformations plastiques, il suffit de relever sur les courbes expérimentales les valeurs de τ et ϵ_t permettant d'évaluer ces paramètres (figure III.15).

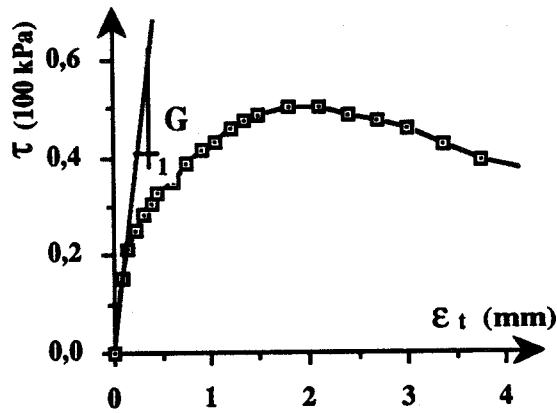


Figure III.13 : Détermination du module de cisaillement

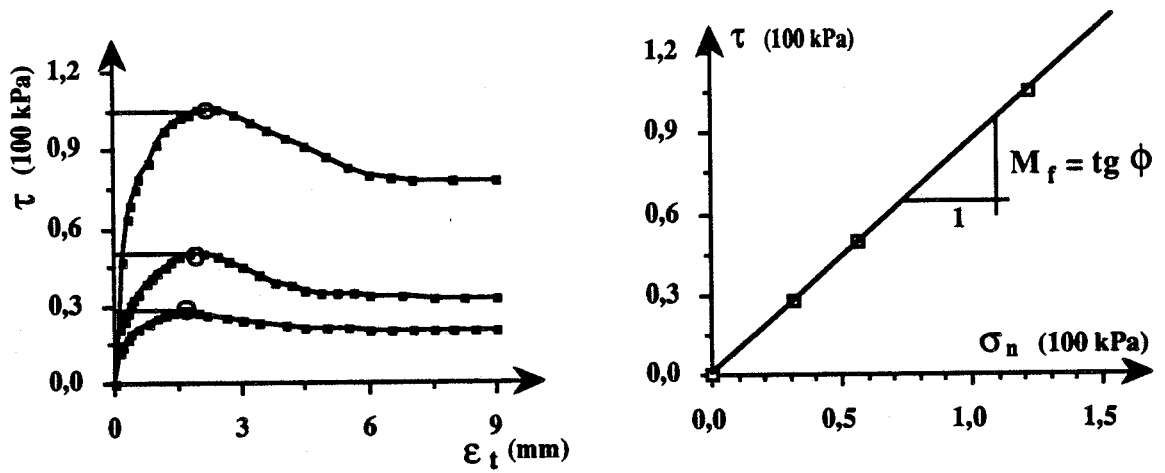


Figure III.14 : Détermination du paramètre ϕ

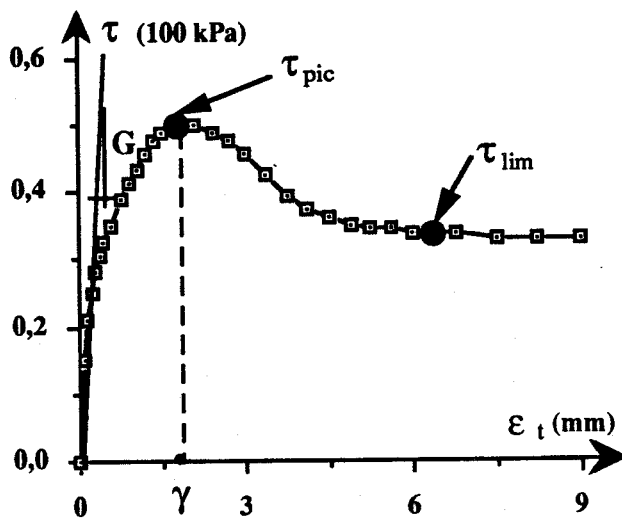


Figure III.15 : Détermination des paramètres α , β , A et B

Le paramètre α est déterminé, en utilisant les relations III.4 et III.16, à partir du rapport de la contrainte de cisaillement limite et au pic :

$$\alpha = \frac{\tau_{\text{lim}}}{\tau_{\text{pic}}} \quad (\text{III.17})$$

Le paramètre β peut être évalué à partir de la condition de continuité de la courbe contrainte - déformation après le passage dans la phase élastoplastique, en faisant l'hypothèse que l'évolution initiale de la fonction R_m est égale à celle de la contrainte de cisaillement. Ainsi la valeur de la tangente initiale de R_m est donnée par :

$$\left. \frac{dR_m}{d\varepsilon_t^p} \right|_{\varepsilon_t^p=0} = \frac{\alpha}{\beta \left(\frac{\sigma_{\text{no}}}{Pa} \right)} = \frac{G_o}{\sigma_{\text{no}} \text{tg } \phi} \quad (\text{III.18})$$

ce qui permet de déterminer la valeur de β .

Les paramètres A et B sont déterminés à partir de la courbe de cisaillement en considérant la condition de l'extrémum de la fonction R_m au pic. Ainsi, si on appelle γ la valeur de la déformation tangentielle plastique au pic, on aura :

$$\begin{cases} R_m = 1 & \text{pour } \varepsilon_t^p = \gamma \\ R_m = 0 & \text{pour } \varepsilon_t^p = \gamma \end{cases} \quad (\text{III.19})$$

La résolution de ce système permet d'obtenir A et B :

$$\begin{cases} B = \frac{2}{\gamma} + \frac{\alpha \beta \left(\frac{\sigma_{\text{no}}}{Pa} \right)}{\left[\beta \left(\frac{\sigma_{\text{no}}}{Pa} \right) + \gamma \right]^2 \left[1 - \frac{\alpha \gamma}{\beta \left(\frac{\sigma_{\text{no}}}{Pa} \right) + \gamma} \right]} \\ A = \frac{\alpha \beta \left(\frac{\sigma_{\text{no}}}{Pa} \right) e^{B\gamma}}{(B \gamma - 2) \gamma \left[\beta \left(\frac{\sigma_{\text{no}}}{Pa} \right) + \gamma \right]^2} \end{cases} \quad (\text{III.20})$$

En procédant ainsi, pour les trois essais à contrainte normale constante, on trouve pour ces paramètres les valeurs moyennes données dans le tableau III.2.

• *Les paramètres ψ et a_g*

Ces paramètres intervenant dans le potentiel plastique (relation III.11) règlent les taux de contractance et de dilatance.

Le paramètre ψ est défini à partir du rapport τ/σ_n au changement de phase auquel $\epsilon_n = 0$ (figure III.16). Sa valeur, déterminée par régression linéaire sur les points (σ_n, τ) au changement de phase, est de 27° .

En ce qui concerne a_g , il est obtenu par calage sur les courbes expérimentales, c'est-à-dire qu'on procède par approximations successives après la détermination des autres paramètres.

Notons enfin que le jeu de paramètres de la version améliorée du modèle (tableau III.2) correspond au jeu de paramètres bruts déterminés à l'aide de la méthode exposée ci-dessus. On n'a pas eu donc recours à une procédure d'ajustement des paramètres dits "bloqués" du modèle. Seul le paramètre a_g , réglant la stabilisation de la déformation normale pour de grands déplacements, a été réajusté.

3.2 Etude de l'influence des paramètres sur la réponse du modèle

Dans cette partie, nous allons présenter une étude qui permet de mieux comprendre le fonctionnement du modèle et l'importance qu'il faut accorder à la détermination de chaque paramètre. La méthode suivie consiste à étudier, à partir d'un jeu de paramètres donné, l'effet d'une perturbation de chaque paramètre sur la réponse du modèle à deux chemins de sollicitations : à contrainte normale constante ou à déformation normale constante.

Pour cette étude, nous avons retenu le jeu de paramètres de la version améliorée (tableau III.2) et les deux essais à $\sigma_{no} = 56$ kPa. Notons aussi que le pourcentage de perturbation de chaque paramètre est fixé selon l'incertitude sur sa détermination. Le tableau III.3 récapitule les perturbations retenues.

K_o	G_o	ϕ	R_o	β	α	A	B	ψ	a_g
$\pm 30 \%$	$\pm 30 \%$	$\pm 10 \%$	$\pm 30 \%$	$\pm 50 \%$	$\pm 15 \%$	$\pm 30 \%$	$\pm 30 \%$	$\pm 20 \%$	$\pm 30 \%$

Tableau III.3 : Pourcentages de perturbation des paramètres

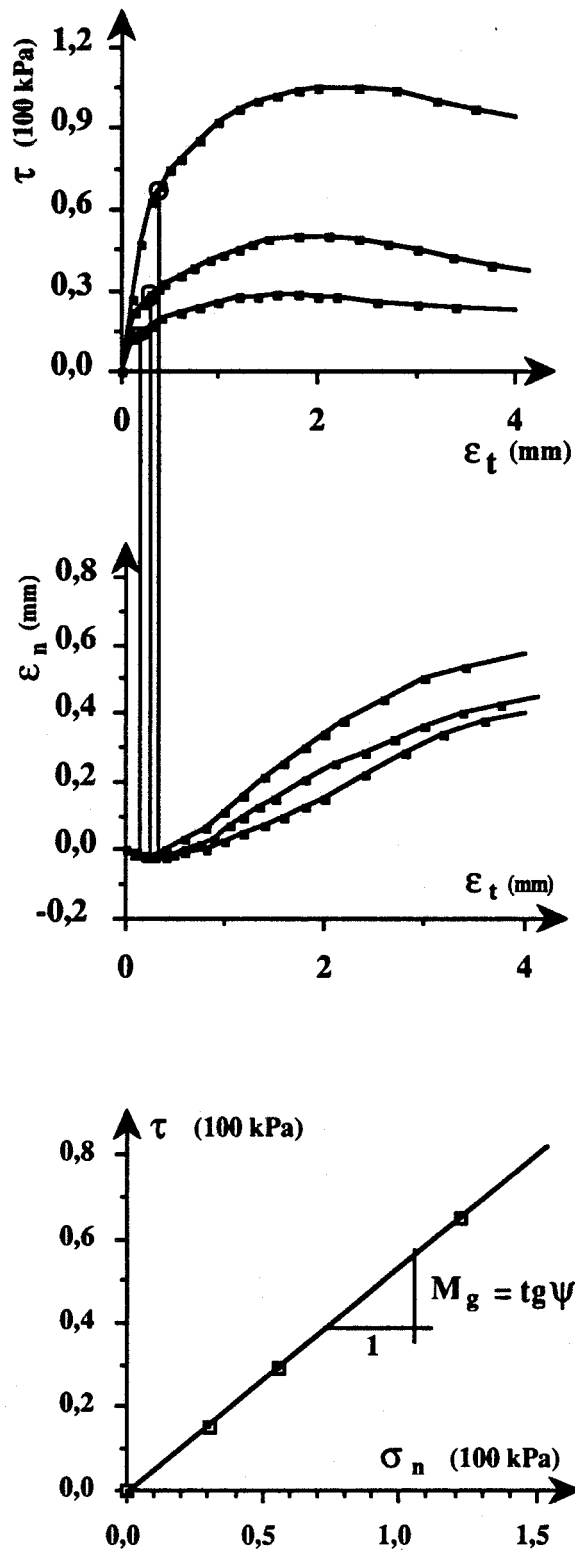


Figure III.16 : Détermination du paramètre ψ

3.2.1 Influence des paramètres élastiques

L'incertitude notable sur la détermination du module de cisaillement G_0 (cf § 3.1.1) nous a conduit à prendre une perturbation de G_0 de l'ordre de 30 %.

A contrainte normale constante, son influence n'est pas importante, que ce soit sur la courbe de cisaillement ou sur la courbe d'évolution de la déformation normale (figure III.17).

A déformation normale constante, l'influence de G_0 est principalement localisée dans les parties centrales des courbes (figure III.17 c et 17d). En effet, une augmentation de G_0 provoque une rigidification du comportement dans ces phases.

De la même façon que pour G_0 , nous avons fixé une perturbation de 30 % pour le module K_0 .

Une telle perturbation n'a pratiquement pas d'effet sur le chemin à contrainte normale constante (figure III.18.a et 18b). Cependant, à déformation normale constante, le modèle est très sensible à K_0 (figure III.18c et 18d).

3.2.2 Influence des paramètres plastiques

a - Les paramètres régissant la surface de rupture : ϕ et C

Les essais de cisaillement à contrainte normale constante qui ont servi à la détermination des paramètres montrent un pic de contraintes très net. Ceci a conduit à une détermination assez précise de l'angle de frottement à la rupture " ϕ ". Ainsi, une perturbation de 10 % sur ce paramètre est suffisante pour étudier son effet.

Sur un chemin à contrainte normale constante, cette perturbation a un effet bien marqué sur les valeurs au pic et au palier de la contrainte de cisaillement (figure III.19a). L'influence de ϕ est également très importante sur l'évolution de ϵ_n (figure III.19b). En effet, une augmentation de ϕ diminue le domaine de contractance et amplifie celui de la dilatance.

L'influence du paramètre ϕ sur un chemin à déformation normale constante est plus marquée qu'à contrainte normale constante (figures III.19 c et 19d).

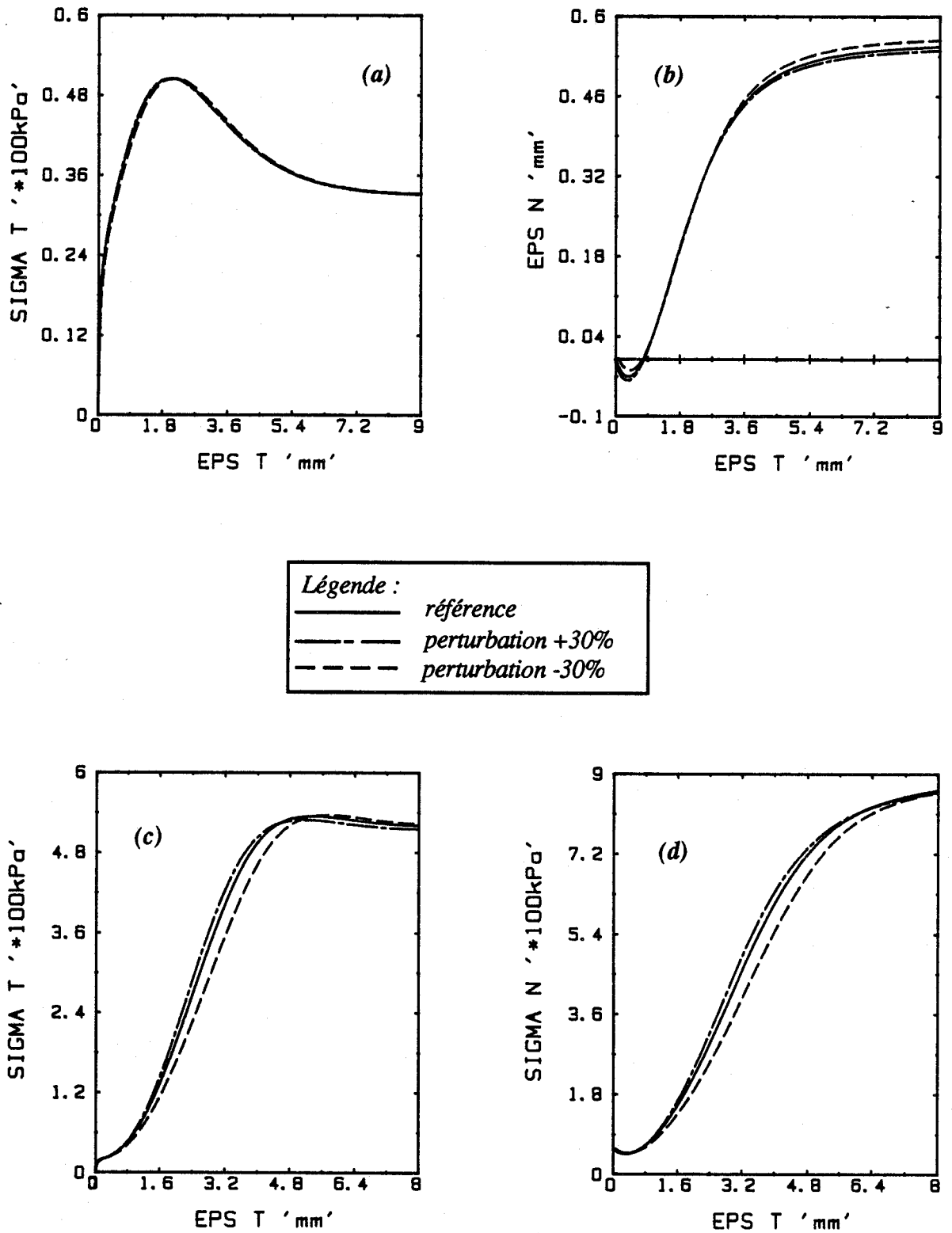
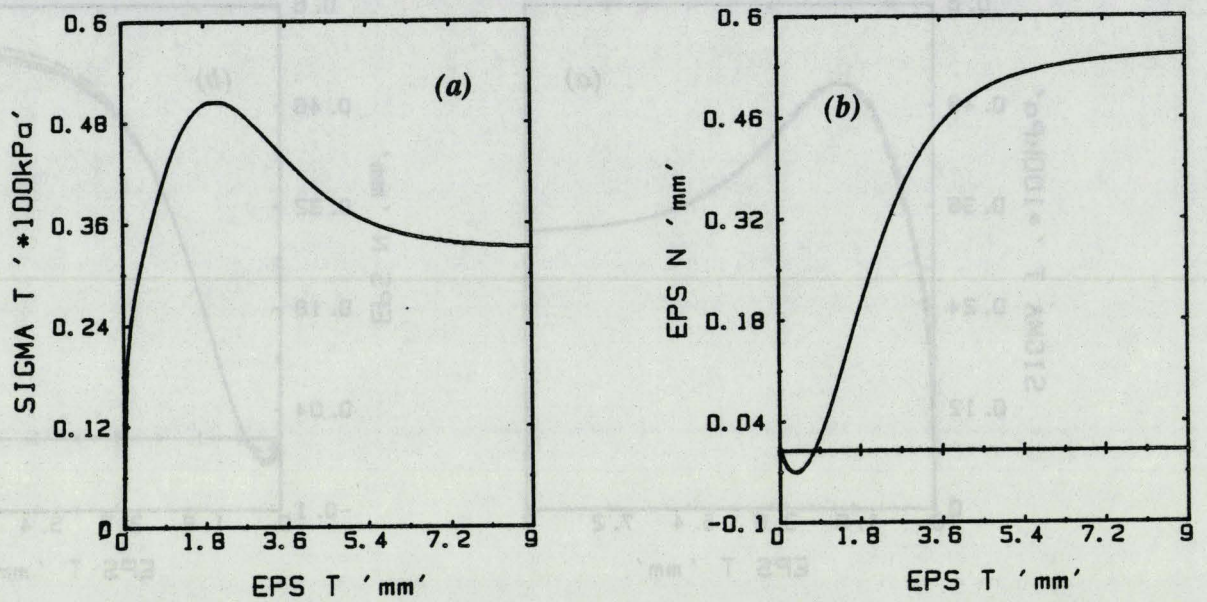


Figure III.17

Influence du paramètre G_0

(a,b : chemin à contrainte normale constante)

(c,d : chemin à déformation normale constante)



Légende :
 ——— référence
 - - - - - perturbation +30%
 - - - - - perturbation -30%

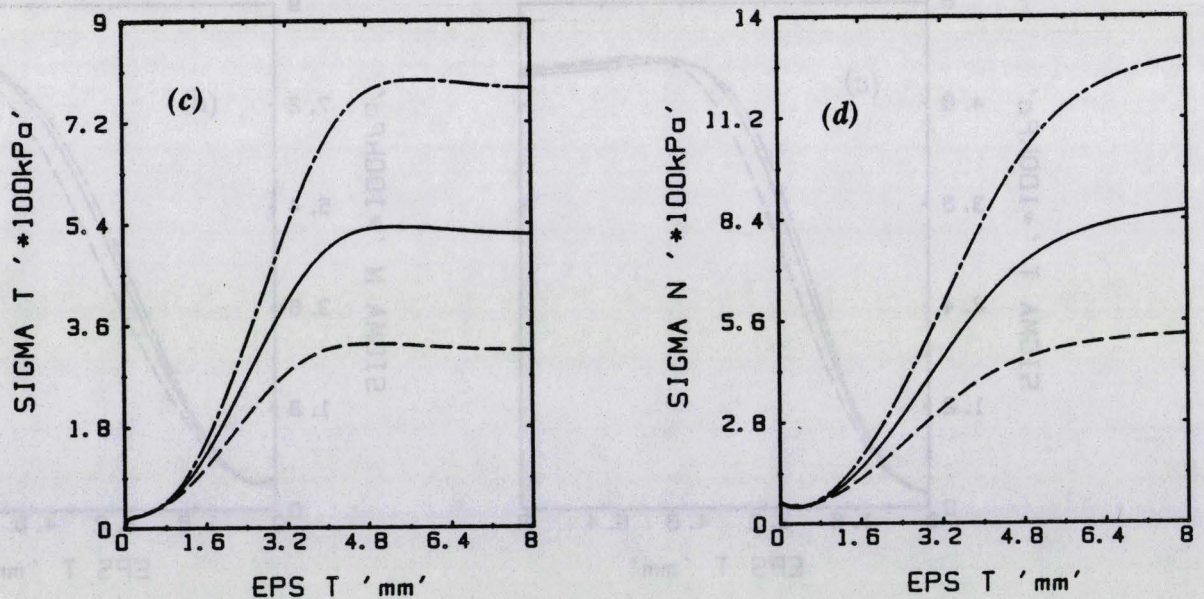


Figure III.18

Effet du paramètre K_0

(a,b : chemin à contrainte normale constante)

(c,d : chemin à déformation normale constante)

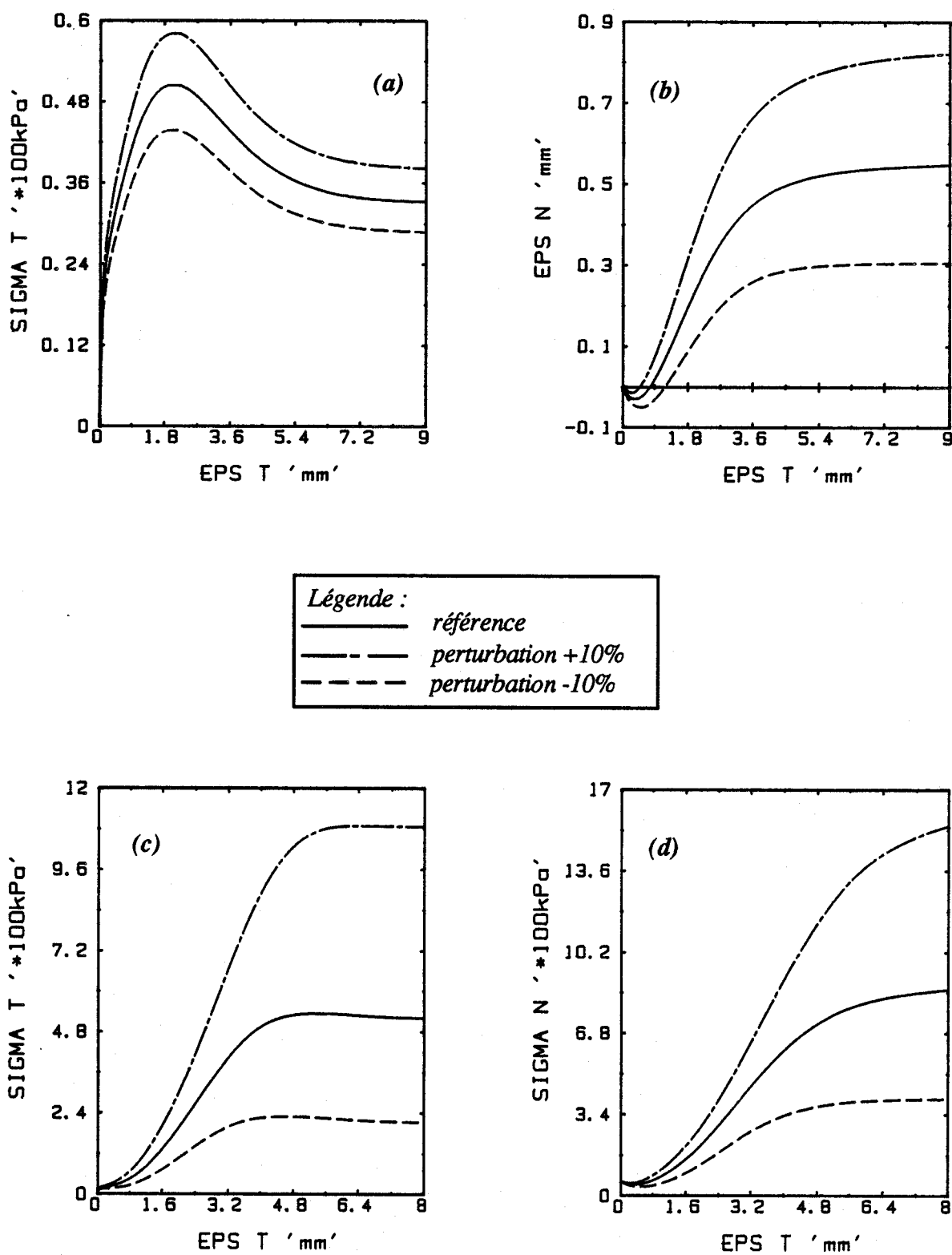


Figure III.19

Influence du paramètre ϕ
 (a,b : chemin à contrainte normale constante)
 (c,d : chemin à déformation normale constante)

On notera que l'effet du paramètre "C" n'a pas été étudié puisque la cohésion est égale à zéro et n'intervient pas dans la simulation des essais exploités dans le cadre de ce travail.

b - Les paramètres régissant la règle d'écrouissage : β , α , A et B

La détermination de ces paramètres a nécessité certaines approximations qui influent sur la précision des valeurs obtenues. Par ordre d'imprécision dans l'évaluation, nous étudierons l'effet d'une perturbation de 50 % pour β , de 30 % pour A et B; et de 15 % pour le paramètre α .

Seule, l'influence du paramètre " β " est présentée ici ; les effets des autres paramètres (α , A et B) sont donnés dans l'annexe D.

Pour l'essai à contrainte normale constante, l'influence du paramètre β est plus marquée sur la courbe d'évolution de ϵ_n que sur la courbe de cisaillement (figures III.20a et 20b). En effet, cette influence porte essentiellement sur la raideur de la partie pré-pic de la courbe de cisaillement. Une augmentation de β se traduit par une amplification de la contractance et une diminution de la dilatance.

Concernant l'essai à déformation normale constante, l'effet de β est plus important (figure III.20c et 20d). Une diminution de β amplifie le cisaillement et la contrainte normale sur toutes les phases des courbes.

c - Les paramètres régissant le potentiel plastique : ψ et a_g

Dans les essais de cisaillement à contrainte normale constante qui ont servi à la détermination des paramètres, l'amplification du changement de phase (contractance - dilatance) en fonction de σ_{no} est moins nette que celle du pic de contrainte. Certaines approximations sur la déformation normale plastique ont été aussi admises. Ce qui conduit à une détermination de l'angle ψ moins précise que celle de l'angle de frottement à la rupture ϕ . Nous étudierons alors l'effet d'une perturbation plus forte du paramètre ψ (20 %). Quant au paramètre de calage a_g , une perturbation de 30 % est suffisante pour analyser son effet sur la réponse du modèle.

Concernant l'essai à contrainte normale constante, l'effet de ψ est pratiquement nul sur la courbe de cisaillement (figure III.21a). Ce paramètre influe essentiellement sur le comportement normal. En effet, une augmentation de ψ agrandit la contractance et diminue la dilatance (figure III.21b).

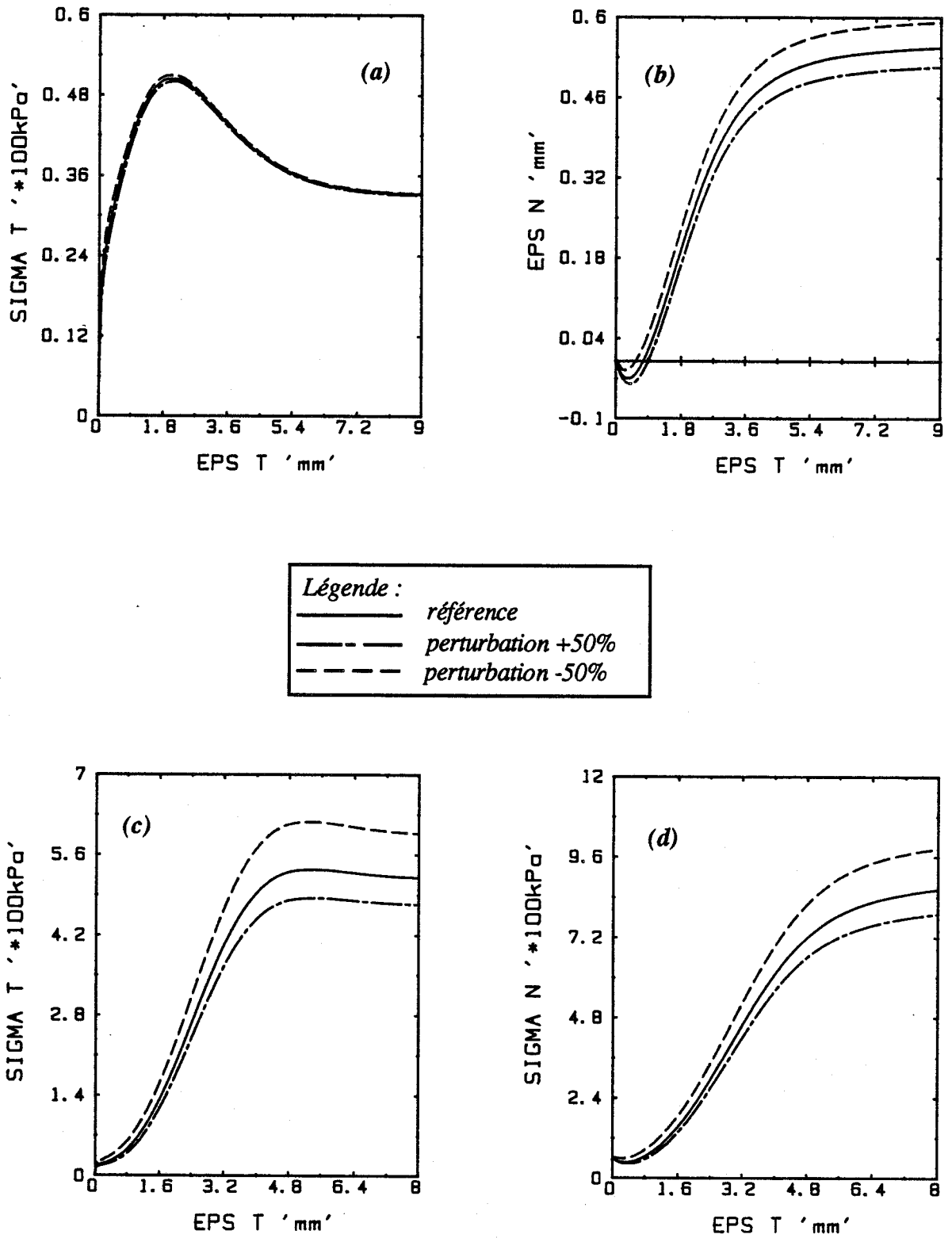


Figure III.20

Effet du paramètre β

(a,b : chemin à contrainte normale constante)

(c,d : chemin à déformation normale constante)

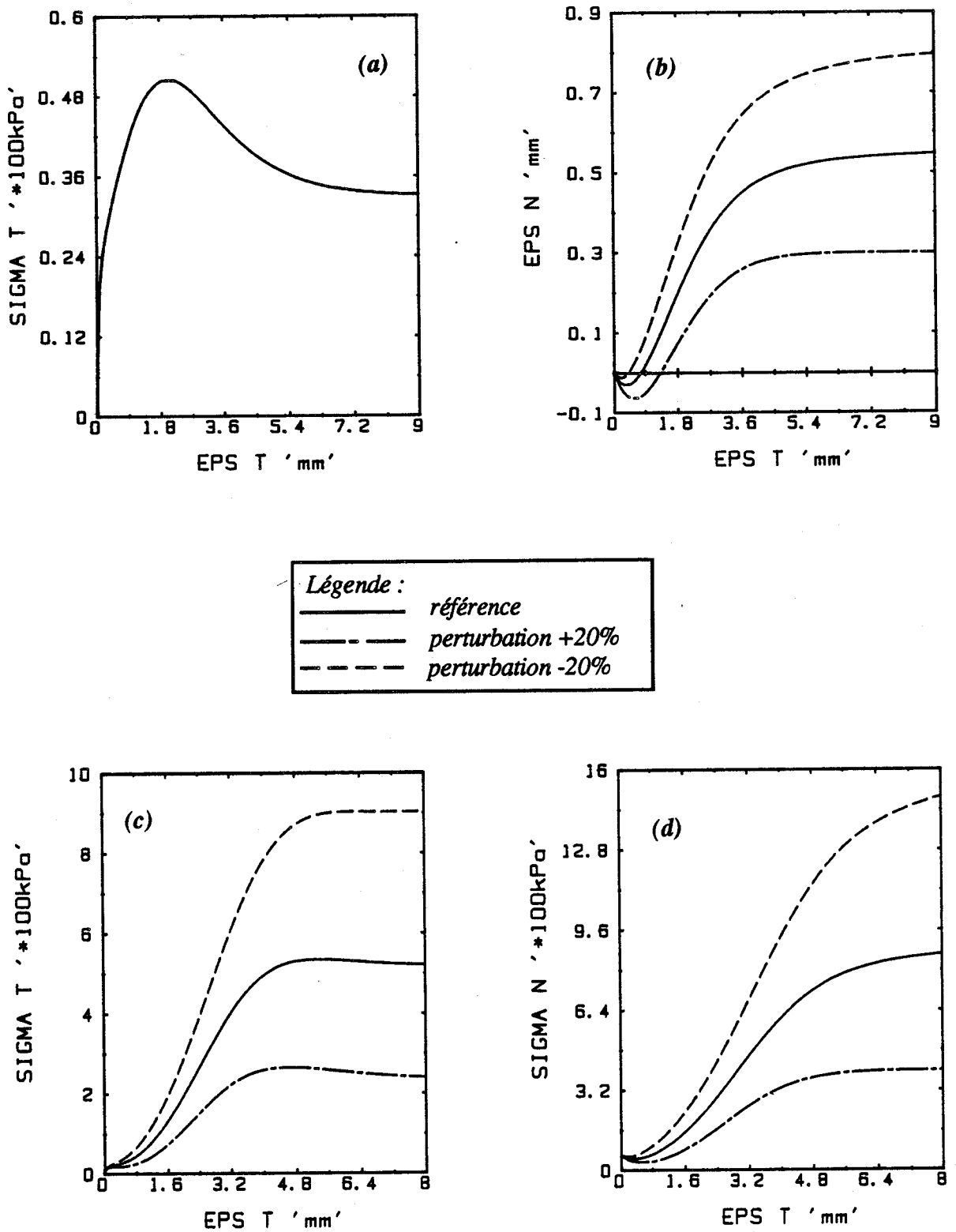


Figure III.21

Influence du paramètre ψ

(a,b : chemin à contrainte normale constante)

(c,d : chemin à déformation normale constante)

A déformation normale constante, l'influence de ψ est très marquée sur la réponse du modèle. On remarque qu'une diminution de ψ se traduit par une amplification progressive du cisaillement et de la contrainte normale (figures III.21 c et 21d).

L'influence du paramètre a_g sur l'essai à contrainte normale constante est limitée à la stabilisation plus ou moins rapide de la déformation normale ϵ_n (figures III.22a et 22b). On voit bien qu'une augmentation de a_g se traduit par une stabilisation rapide de ϵ_n .

L'effet de a_g sur l'essai à déformation normale constante est très important (figures III.22c et 22d). Une augmentation de " a_g " accélère la stabilisation du cisaillement et de la contrainte normale.

3.2.3 Comparaison de l'effet des différents paramètres

Pour mener cette étude à terme, nous allons comparer les effets des différents paramètres sur la réponse du modèle.

Un moyen de quantifier ces effets consiste à calculer pour chaque ensemble de courbes $Y(\epsilon_p)$ (référence et perturbées), le rapport Q_p donné par :

$$Q_p = \frac{\sum_i (y_i^+ - y_i^-)^2}{\sum_i (y_i^0)^2} \quad (\text{III.21})$$

où y_i^0 , y_i^+ et y_i^- sont respectivement les ordonnées sur les courbes de référence et perturbées.

Le rapport Q_p sera ainsi une mesure, pour un type de courbe donné, de l'influence du paramètre considéré. Cependant, la comparaison des effets de tous les paramètres n'a de sens que si les pourcentages de perturbation sont les mêmes.

Comme dans le cas de notre étude, cette condition n'est pas satisfaite, nous avons choisi, pour rendre la comparaison possible, de normer Q_p par rapport à son maximum pour un type de courbe donné. Ainsi, les valeurs normées, exprimées en %, sont récapitulées dans le tableau III.4.

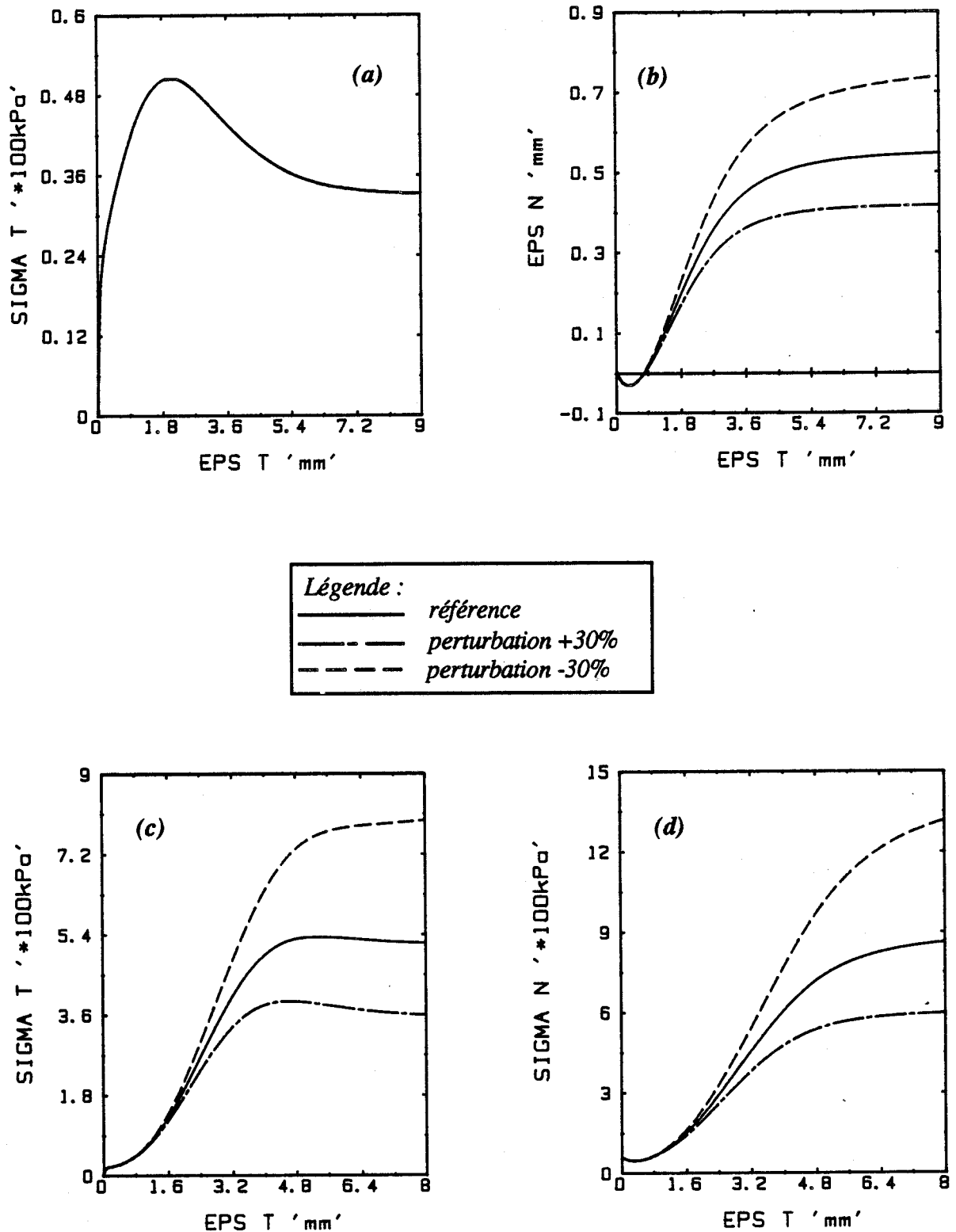


Figure III.22

Effet du paramètre a_g

(a,b : chemin à contrainte normale constante)

(c,d : chemin à déformation normale constante)

Paramètre	Pourcentage de perturbation	Essai à contrainte normale constante		Essai à déformation normale constante	
		Courbe : $\varepsilon_t - \tau$	Courbe : $\varepsilon_t - \varepsilon_n$	Courbe : $\varepsilon_t - \tau$	Courbe : $\varepsilon_t - \sigma_n$
K_0	$\pm 30 \%$	0	0	10	30
G_0	$\pm 30 \%$	0,17	0,07	0,09	0,32
ϕ	$\pm 10 \%$	33	63	33	61
R_0	$\pm 30 \%$	20	36,6	18,5	34,6
β	$\pm 15 \%$	0,37	1,9	0,88	2
α	$\pm 15 \%$	8	11,8	6	15,5
A	$\pm 30 \%$	8	18	8	18,8
B	$\pm 30 \%$	100	100	100	100
ψ	$\pm 20 \%$	0	58	20	59
a_g	$\pm 30 \%$	0	20	7	21,6

Tableau III.4 : Comparaison des effets des paramètres

On remarque qu'en général ce sont les paramètres régissant la surface de rupture et la règle d'écroutissage qui ont une influence importante. Quant aux paramètres intervenant dans le potentiel plastique, leur influence étant considérables sur le comportement normal, notamment le paramètre ψ dont l'effet est pratiquement le même sur les deux types d'essai.

4 VALIDATION DU MODELE SUR LES RESULTATS EXPERIMENTAUX

La validation du modèle sur d'autres essais que ceux utilisés dans le calage, constitue une étape primordiale dans son développement. En effet, on peut juger de la validité d'un modèle d'après sa capacité de prédire des essais qui n'ont pas servi à la détermination de ces paramètres.

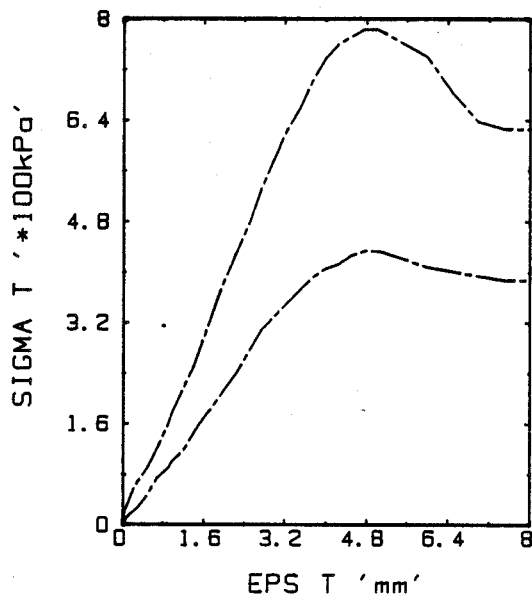
Faute de la disponibilité des essais à chemins variés, la validation du modèle portera d'abord sur des essais à déformation normale constante, de même densité que les essais de calage. Puis, le modèle sera validé sur des essais à densité moyenne.

4.1 Validation sur des essais à déformation normale constante

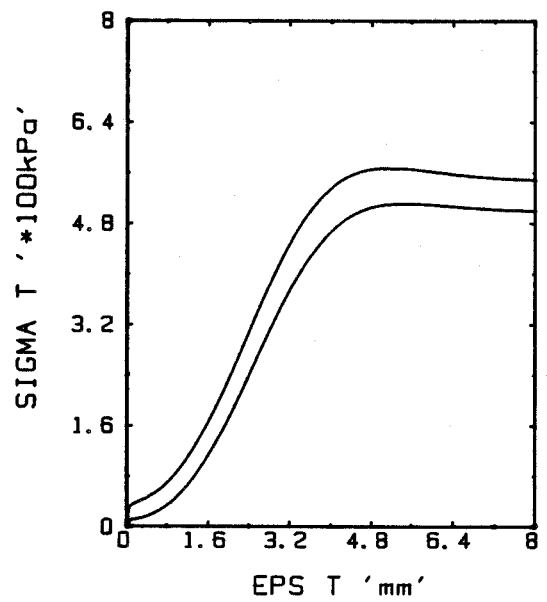
Nous nous sommes servis du jeu de paramètres de la version améliorée du modèle (Tableau III.2) pour simuler deux autres essais à déformation normale constante ($\sigma_{no} = 31$ et 122 kPa). Les résultats de simulation sont donnés sur les figures III.23.

Sur le plan qualitatif, le modèle décrit correctement les aspects que nous avons déjà évoqués lors de la simulation de l'essai à 56 kPa avec la version améliorée du modèle. Cependant, on note des points de divergence entre la modélisation et les résultats expérimentaux :

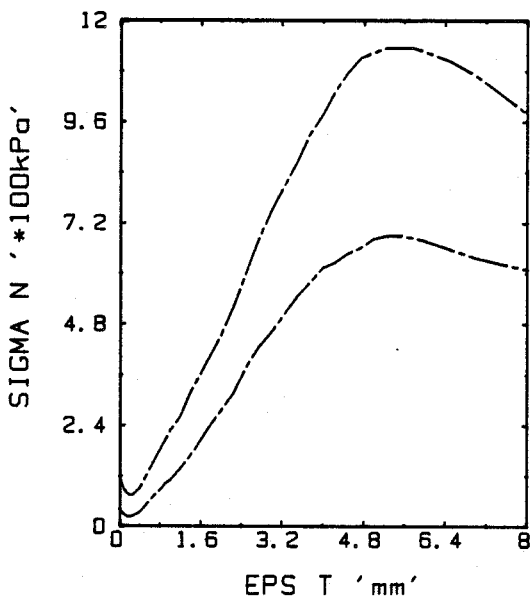
- L'évolution du cisaillement et de la contrainte normale est peu sensible à la contrainte normale initiale : le modèle reproduit mal l'amplification des contraintes lorsque σ_{no} croît,
- Les contraintes à la rupture sont légèrement surestimées pour de faibles valeurs de σ_{no} et sousestimées pour σ_{no} élevée,
- La contrainte normale est décrite de façon moins satisfaisante, en particulier dans sa dernière phase où elle continue à augmenter, ce qui n'est pas observé sur les essais.



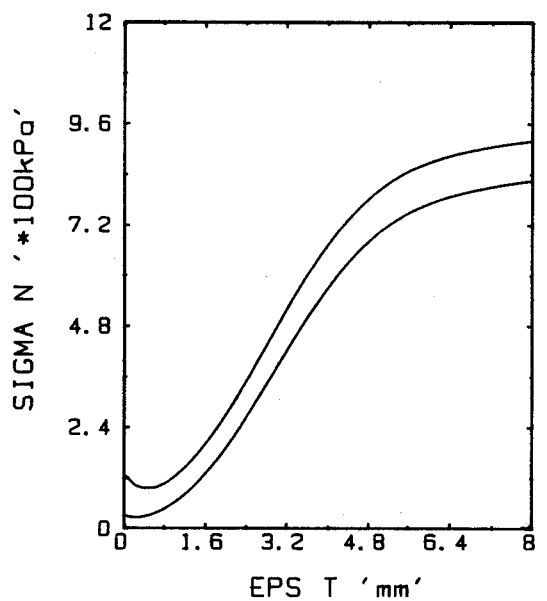
a) expérimental



b) simulation



c) expérimental



d) simulation

Figure III.23

Validation du modèle sur des essais
à déformation normale constante

4.2 Validation sur des essais à densité moyenne

Un jeu de paramètres a été déterminé pour la densité moyenne ($\gamma_o = 15.40 \text{ kN/m}^3$) à partir de trois essais à contrainte normale constante ($\sigma_{no} = 31, 56 \text{ et } 122 \text{ kPa}$). Ces paramètres sont donnés dans le tableau III.5.

K_o	G_o	ϕ	C	R_o	β	α	A	B	ψ	a_g
70 MPa	35 MPa	37°	0	0.2	0.0018	0.84	0.15	0.7	30°	0.4

Tableau III.5 : Jeu de paramètres pour la densité moyenne

La reproduction de ces trois essais (figures III.24) montre que le modèle décrit bien l'évolution du cisaillement avec une légère surestimation de τ au pic pour des valeurs élevées de σ_{no} . Concernant l'évolution de ϵ_n (figure III.24b), la simulation est nettement meilleure que dans le cas de la densité forte. En effet, on constate une amplification du domaine contractant lorsque σ_{no} augmente, ce qui concorde bien avec les courbes expérimentales.

Le jeu de paramètres du tableau III.5 a été utilisé pour valider le modèle sur deux essais à déformation normale constante ($\sigma_{no} = 31 \text{ et } 122 \text{ kPa}$). Les résultats de simulation sont illustrés sur les figures III.24c et 24d. Qualitativement, on constate un bon accord entre la modélisation et les courbes expérimentales. Cependant, sur le plan quantitatif, on note les mêmes points de divergence (entre le modèle et les essais) que ceux qui ont été déjà soulevés lors de la simulation des essais à forte densité.

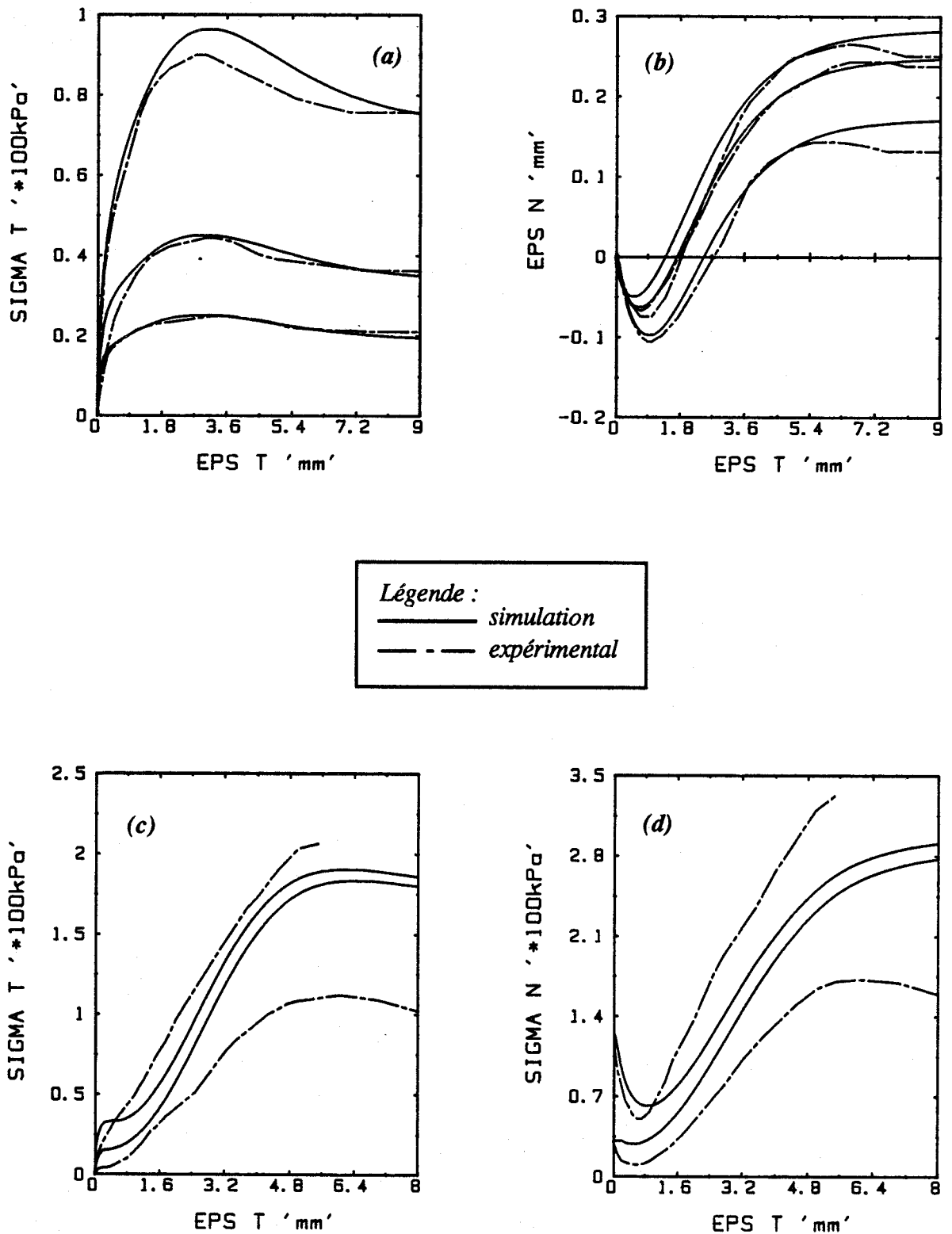


Figure III.24

Prédiction des essais à densité moyenne
 (a,b : chemin à contrainte normale constante)
 (c,d : chemin à déformation normale constante)

5 GENERALISATION DU MODELE AUX CHARGEMENTS NON MONOTONES

5.1 Chargements non monotones et écoulement

En interaction sols-structures, on rencontre souvent des chargements non monotones, notamment dans le cas des structures off-shore. Dans ces conditions, les modèles élastoplastiques à écoulement isotrope se révèlent inefficaces pour les interfaces, puisqu'un déchargement rechargement est toujours élastique tant que l'état de contrainte reste à l'intérieur de la surface de charge, ce qui est manifestement contredit par l'expérience [22].

Le comportement rhéologique des sols pulvérulents sous sollicitations cycliques a fait l'objet de plusieurs travaux expérimentaux [39, 75], et théoriques [74, 75]. Les résultats expérimentaux mettent en évidence des déformations plastiques considérables, en particulier pour un grand nombre de cycles. Ceci peut être traduit, soit par l'accumulation de la contractance (déformation volumique) dans le cas drainé, soit par l'augmentation progressive de la pression interstitielle et la diminution de la résistance dans le cas non drainé, jusqu'à la liquéfaction.

D'autres résultats expérimentaux ont révélé l'existence d'une mémoire discrète du matériau [56]. Celle-ci est caractérisée par l'intensité maximale de la contrainte subie par le matériau pendant le processus cyclique. Ce phénomène sera effacé par une contrainte supérieure qui devient à son tour caractéristique de la mémoire.

En ce qui concerne le comportement des interfaces sols-structures sous sollicitations cycliques, on note peu de travaux expérimentaux dans la littérature. Desai et al [22] ont effectué des essais cycliques de cisaillement direct entre le sable d'Ottawa et une plaque en béton, à l'aide d'un appareil de cisaillement de grandes dimensions (31 x 31 cm²) (figure III.25).

Les résultats des essais alternés (figures III.25) montrent un écoulement plastique important au cours du cyclage, de telle sorte que les cycles se raidissent au fur et à mesure que le nombre de cycles "N" augmente. En effet, dans ces essais, la contrainte de cisaillement mobilisée augmente avec le nombre de cycles. On constate que cette augmentation est fonction des conditions initiales d'essais. Par exemple, la densité relative initiale influence d'une façon importante l'écoulement cyclique. La figure III.25a montre qu'avec une densité faible, l'écoulement cyclique évolue rapidement.

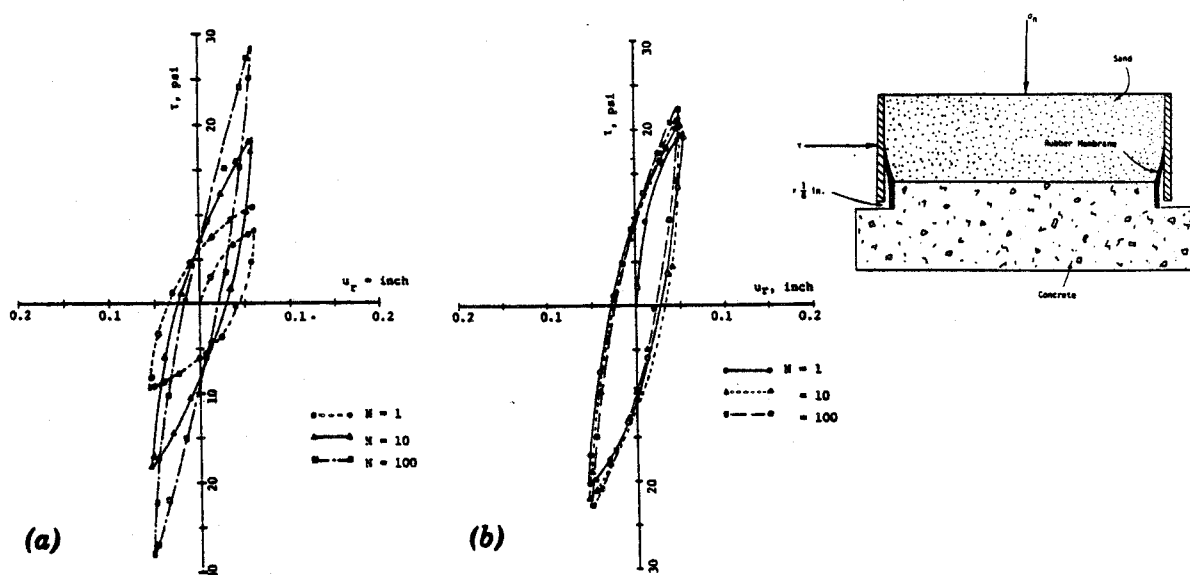


Figure III.25

Essais de cisaillement direct alternés (Desai, 1985)

Ces résultats indiquent aussi que l'érouissage cyclique diminue progressivement avec le nombre de cycles jusqu'à ce qu'il se stabilise pour de grandes valeurs de "N".

On notera que ce phénomène se traduit par une rigidification du comportement des interfaces pendant le cyclage. Ceci est analogue au phénomène de densification observé sur les sables lors d'essais triaxiaux alternés drainés [56].

5.2 Principes de la modélisation d'un chargement cyclique

Les observations expérimentales déduites des essais présentés ci-dessus révèlent :

- *L'existence d'un phénomène de mémoire discrète :*

Cette mémoire discrète est caractérisée par l'intensité maximale de la contrainte de cisaillement subie par l'interface pendant le chargement. Elle sera effacée par une intensité de contrainte supérieure qui devient à son tour caractéristique de la mémoire.

Ce type de mémoire discrète évolue en fonction du nombre de cycles. En effet, l'évolution des enveloppes de contraintes de cisaillement mobilisées en fin des cycles (figure III.26) est plus rapide durant les premiers cycles, puis elle a tendance à se stabiliser au niveau de grand nombre de cycles.

• *L'importance du module plastique*

Pour reproduire le comportement présenté ci-dessus, un modèle doit prédire des rigidités (liées au module plastique) variables selon le type de sollicitation. En effet, une description correcte des phénomènes cycliques consiste essentiellement à modéliser correctement la variation de la rigidité. On note que cette dernière est liée au module plastique qui joue un rôle fondamental dans la modélisation.

En chargement monotone, l'évolution de la surface de charge est décrite par un écrouissage isotrope lié à la distorsion plastique. Dans le cas d'un déchargement, on pourra modéliser l'accumulation des déformations irréversibles de deux façons :

- a - En utilisant un écrouissage cinématique à mémoire discrète qui définit indirectement le module plastique,
- b - En évaluant directement le module plastique par une loi d'interpolation, fonction des états de contraintes : actuel, à l'inversion et à l'état limite. C'est la méthode dite de la "Bounding surface".

Notre choix a porté sur la première méthode dont le principe et la formulation vont être décrits ci-après.

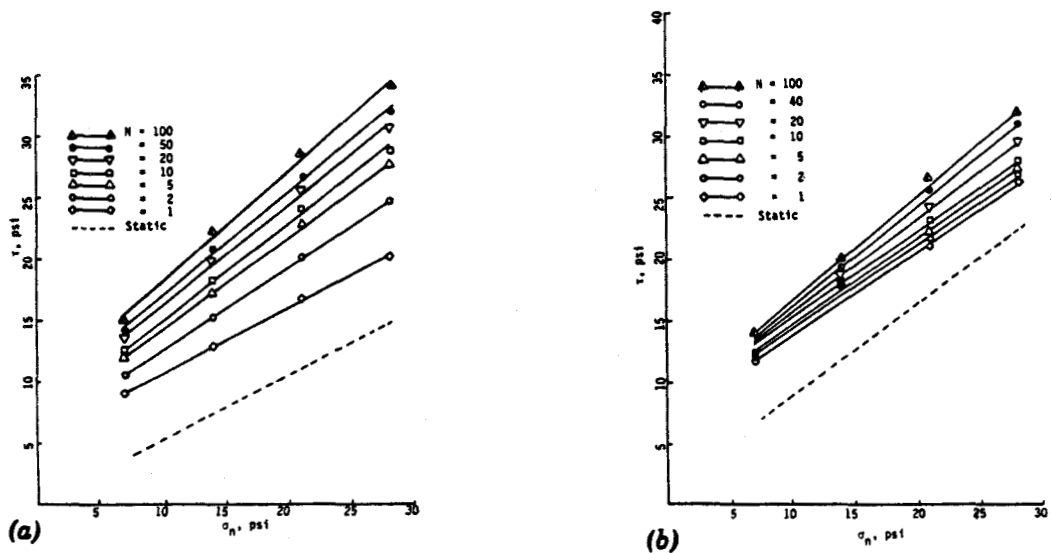


Figure III.26
Enveloppes cycliques

5.3 Ecrouissage cinématique à mémoire discrète

5.3.1 Principe de la méthode

Lors d'un chargement primaire, c'est le mécanisme isotrope qui est mobilisé, et lors d'une décharge, on suppose la mobilisation d'une surface de charge cinématique (figure III.27) qui possède ses propres paramètres d'écrouissage évoluant continuellement entre deux inversions consécutives du sens de chargement.

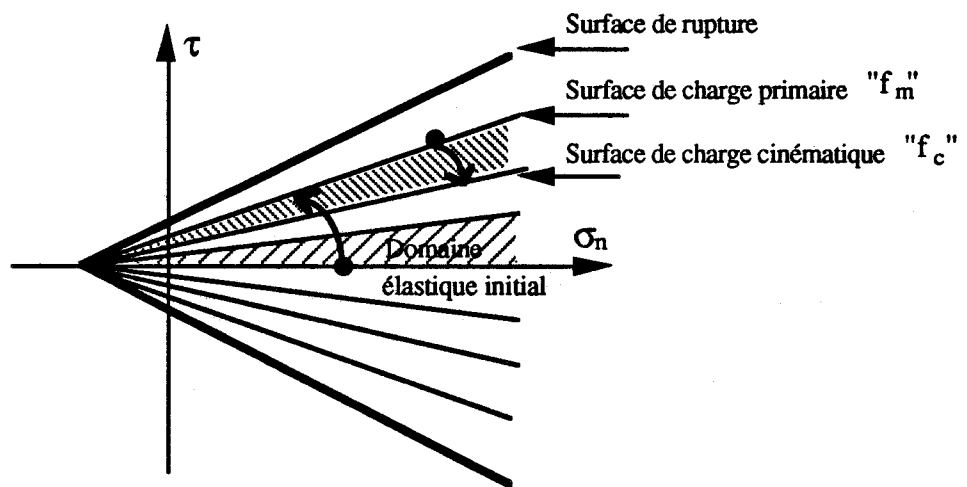


Figure III.27 : Illustration schématique du principe de la surface de charge cinématique

5.3.2 Formulation proposée

Examinons l'essai de cisaillement direct alterné au cours duquel on soumet l'interface à un cisaillement positif, suivi d'un déchargement. On constate un comportement réversible uniquement en début de déchargement. Ceci traduit la présence d'un domaine élastique qui n'est plus centré sur l'axe de la contrainte normale.

On peut, en première approximation, considérer qu'à tout moment il existe une surface de charge cinématique " f_c ". Celle-ci est définie par rapport à un axe de référence lié à l'histoire antérieure du chargement. Son ouverture est définie par un écrouissage isotrope similaire à celui figurant dans " f_m " que l'on appelle "Surface de charge primaire". On retient l'expression suivante pour f_c :

$$f_c(\sigma_n, \tau, \varepsilon_t^p, n_c) = |\tau - T_c| + (\sigma_n + C) \operatorname{tg} \phi \cdot R_c \quad (\text{III.22})$$

R_c représente la fonction d'érouissage en régime cyclique. Son évolution ne tient compte que de la déformation plastique tangentielle " ε_t^p " cumulée pendant le chargement depuis la dernière inversion :

$$R_c(\varepsilon_t^p) = \alpha \frac{\varepsilon_t^p}{\beta_c \left(\frac{\sigma_{no}}{P_a} \right) + \varepsilon_t^p} + A (\varepsilon_t^p)^2 e^{-B \varepsilon_t^p} \quad (\text{III.23})$$

L'expression de R_c est identique à celle de R_m en régime monotone. On initialise donc R_c à la valeur initiale " R_0 " à chaque inversion du sens de chargement. De cette façon, on définit le domaine élastique initial en même temps que le point de départ de la droite de référence dans le plan de contraintes (σ_n, τ) .

Le paramètre " T_c " est très important, il définit une rotation de la surface cinématique " f_c ". Sa règle d'évolution constitue un élément clé dans cette approche. On peut donc définir une règle d'érouissage cinématique en liant le paramètre " T_c " à la position actuelle de la surface de charge cinématique (définie par R_c), et à la position occupée à l'inversion du sens de chargement (définie par R_i) :

$$T_c = (R_i - n_c R_c) (\sigma_n + C) \operatorname{tg} \phi \quad (\text{III.24})$$

" n_c " est un vecteur unitaire définissant la direction de la normale extérieure à la surface de charge au point d'inversion.

Notons que le fait de supposer la même règle d'érouissage isotrope, en monotone et en cinématique, la surface de charge primaire, lors des cycles en déformation alternées et sur un chemin à contrainte normale constante, n'est mobilisée qu'une seule fois après la première inversion. Ainsi, à part le premier cycle, tous les autres cycles seront des boucles (d'hystérésis) fermées et superposées. Ce qui veut dire que l'érouissage cyclique n'évoluera pas après un cycle de chargement.

Compte tenu qu'une description réussie des effets cycliques consiste essentiellement à modéliser correctement la variation de la rigidité. Nous proposons, pour obtenir une évolution progressive de l'érouissage cyclique, de faire varier le paramètre β_c (lié à la rigidité) à chaque inversion, en fonction de la déformation de cisaillement plastique cumulée au cours des cycles précédents ϵ_p , selon l'expression suivante :

$$\beta_c = \beta \left(1 - \frac{\epsilon_t^p}{b + \epsilon_t^p} \right) \quad (\text{III.25})$$

où b est un paramètre fixant le taux d'érouissage cyclique.

Concernant la relation d'écoulement, nous avons choisi la même formulation que celle employée dans la version monotone du modèle.

La généralisation du modèle aux chargements cycliques introduit donc un seul nouveau paramètre (paramètre cyclique b) par rapport aux versions monotones.

5.4 Détermination et effets des paramètres cycliques

Dans la fonction d'érouissage cyclique proposée, on trouve tous les paramètres liés au mécanisme monotone. Ceux-ci sont déterminés par la méthode utilisée dans la version monotone du modèle. On trouve aussi un paramètre cyclique " b " qui fixe le taux d'érouissage cyclique. Pour déterminer ce paramètre à partir des essais de Desai, nous avons utilisé un essai cyclique comportant un et dix cycles de chargement [22]. Ainsi, les valeurs estimées de " b " sont de 0.5 pour la densité faible et de 0.9 pour la densité forte.

Pour analyser l'effet de ce paramètre sur la réponse du modèle, nous avons retenu une perturbation importante (80 %) sur sa valeur.

Les figures III.28a et 28b montrent les courbes de référence et celles obtenues après les perturbations pour le premier cycle de chargement (densité faible). On constate qu'une diminution de " b " provoque, d'une part, une amplification de l'érouissage cyclique (figure III.28a) et, d'autre part, un compactage moins important (figure III.28b).

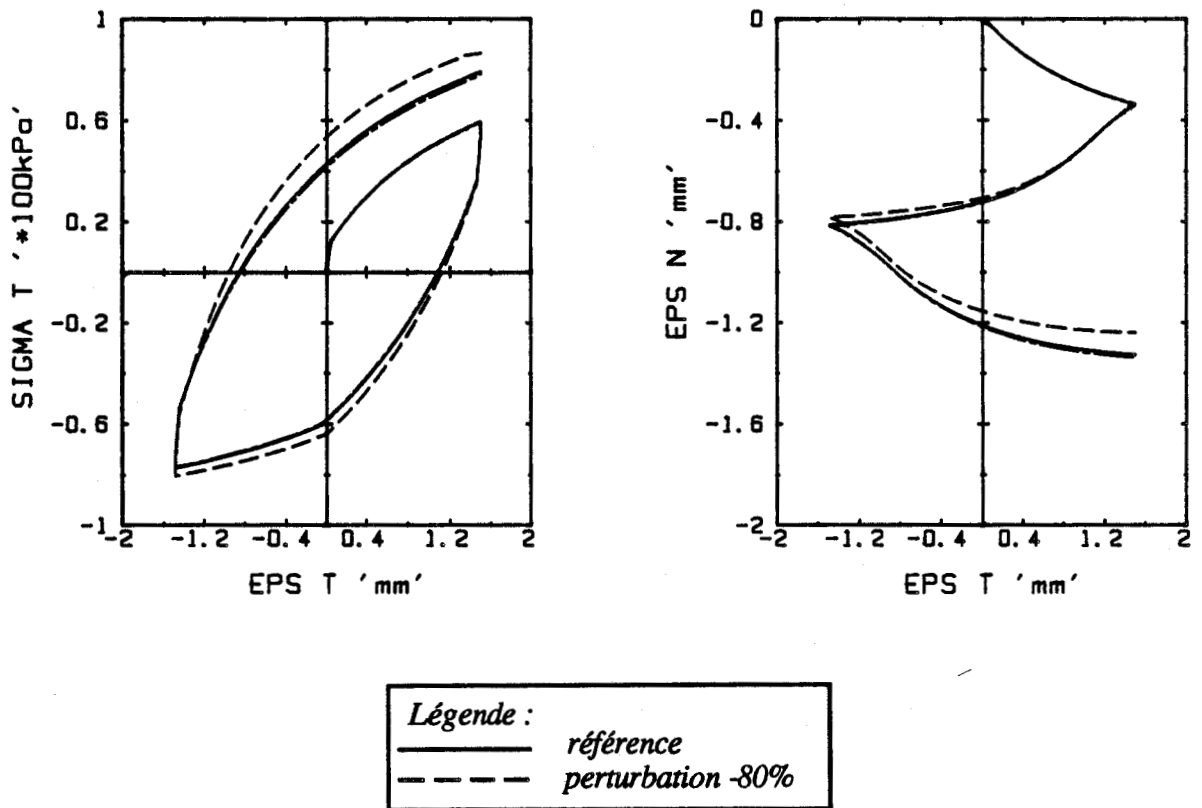


Figure III.21
Influence du paramètre cyclique b
(chemin à contrainte normale constante)

5.5 Test du modèle sur des chemins cycliques

Prédiction d'un chemin à contrainte normale constante :

Les essais de cisaillement direct cycliques de Desai [22], présentés ci-dessus (figure III.25), ont servi à la validation de la version cyclique du modèle. Ainsi, deux types d'essais ont été utilisés : des essais à faible densité relative ($Dr = 15\%$) dont la partie monotone ne présente pas de pic, et des essais à forte densité relative ($Dr = 80\%$) qui sont marqués par la présence du pic. Les paramètres du modèle, déterminés à partir de ces essais, sont récapitulés dans le tableau III.6. Notons qu'en l'absence de résultats expérimentaux concernant l'évolution de la déformation normale, les valeurs des paramètres ψ et a_g ont été fixées arbitrairement.

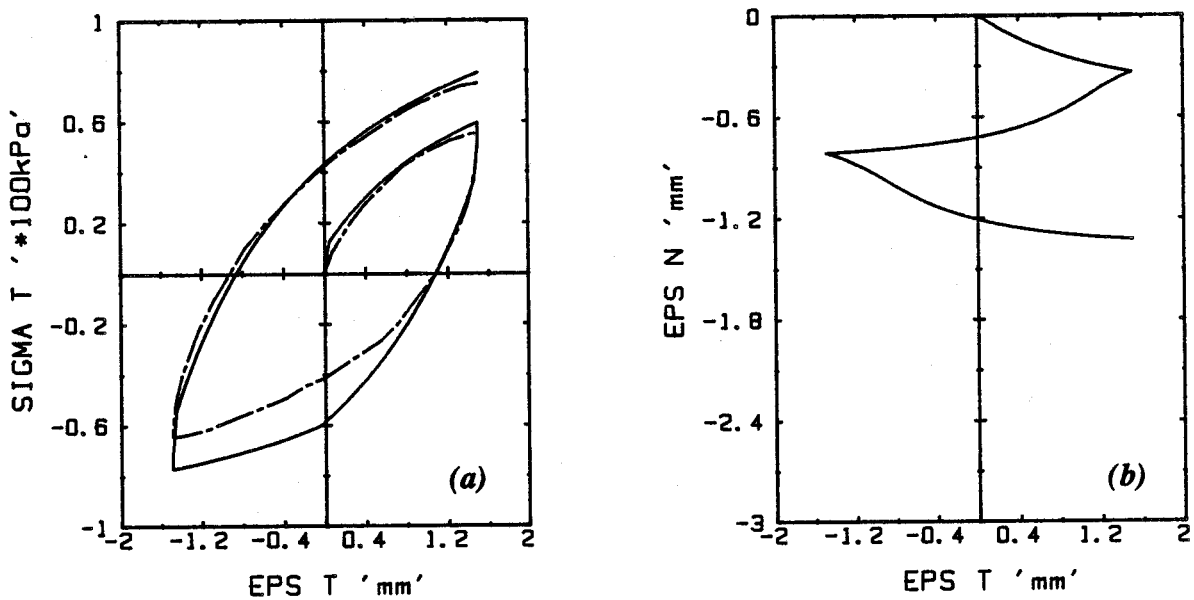
Paramètres	K_{no}	G_o	ϕ	C	R_o	β	α	A	B	ψ	a_g	b
Dr = 80 %	90 MPa	45 MPa	37°	0	0.3	0.0012	0.75	0.25	0.73	27°	0.4	0.9
Dr = 15 %	70 MPa	35 MPa	28°	0	0.1	0.008	/	/	/	30°	0.4	0.5

Tableau III.6 : Paramètres monotones et cycliques pour les essais de Desai

Les résultats de la reproduction de ces essais sont illustrés sur les figures III.29 et III.30.

Pour les essais à densité relative faible :

- La prédiction du cisaillement (figure III.29a) est correcte pour le premier cycle, surtout en phase de chargement primaire et en recharge. Par contre, en décharge, après une pente initiale qui est bien reproduite, le modèle surestime le cisaillement.
- Au cours des dix premiers cycles de chargement (figure III.29c), la contrainte de cisaillement augmente progressivement. Ce qui montre clairement l'importance de l'introduction de l'écroissage cyclique dans le modèle. Notons que la valeur de τ prédit, en fin de dix cycles, est moins importante que celle observée expérimentalement (figure III.29e).
- Concernant l'évolution de la déformation normale : les figures III.29b et III.29d montrent que la première inversion a eu lieu dans le domaine contractant et que l'accumulation de la contractance, dans les cycles suivants, est considérable.



Légende :
 — simulation
 - - - expérimental

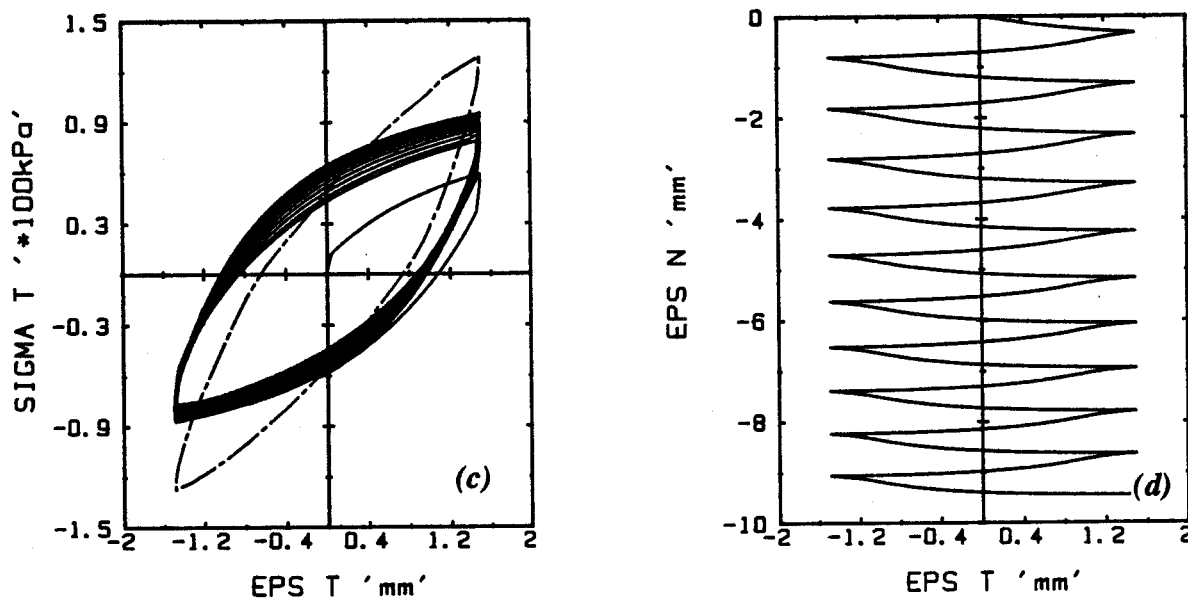


Figure III.29

Prediction des essais de cisaillement cyclique - densité faible

(chemin à contrainte normale constante)

(a,b : un cycle après le chargement primaire)

(c,d : dix cycles après le chargement primaire)

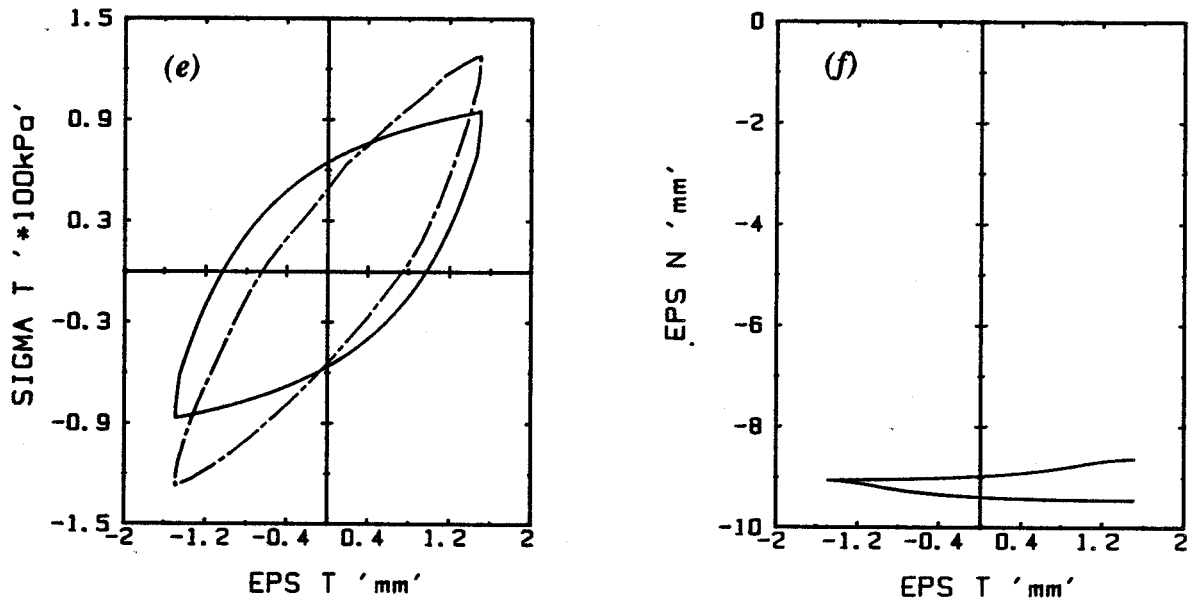


Figure III.29 (suite)

Prédiction des essais de cisaillement cyclique - densité faible

(chemin à contrainte normale constante)

(e,f : dixième cycle)

Pour les essais à densité relative forte :

- Qualitativement, le modèle prédit bien l'évolution du cisaillement au cours du premier cycle après le chargement primaire (figure III.30a). En effet, la forme du cycle est correctement reproduite. Sur le plan quantitatif, on note une très forte pente initiale en décharge et en recharge, ce qui génère un écart entre la simulation et l'essai.
- L'augmentation progressive de la contrainte de cisaillement au cours des cycles suivants (figure III.30c) est moins rapide que celle observée dans le premier type d'essais. Ceci traduit bien le phénomène de la densification du sol dans la zone d'interface pendant le cyclage. L'importance de ce phénomène est essentiellement liée à la densité initiale.
- Les courbes de simulation de l'évolution de la déformation normale (figures III.30b et 30d) montrent que la première inversion est produite au début de la phase de dilatance. Après un cycle de chargement, on remarque une augmentation de l'amplitude de la contractance-dilatance. Pour les cycles qui suivent, le modèle prédit un compactage moins important que dans le cas du premier type d'essais.

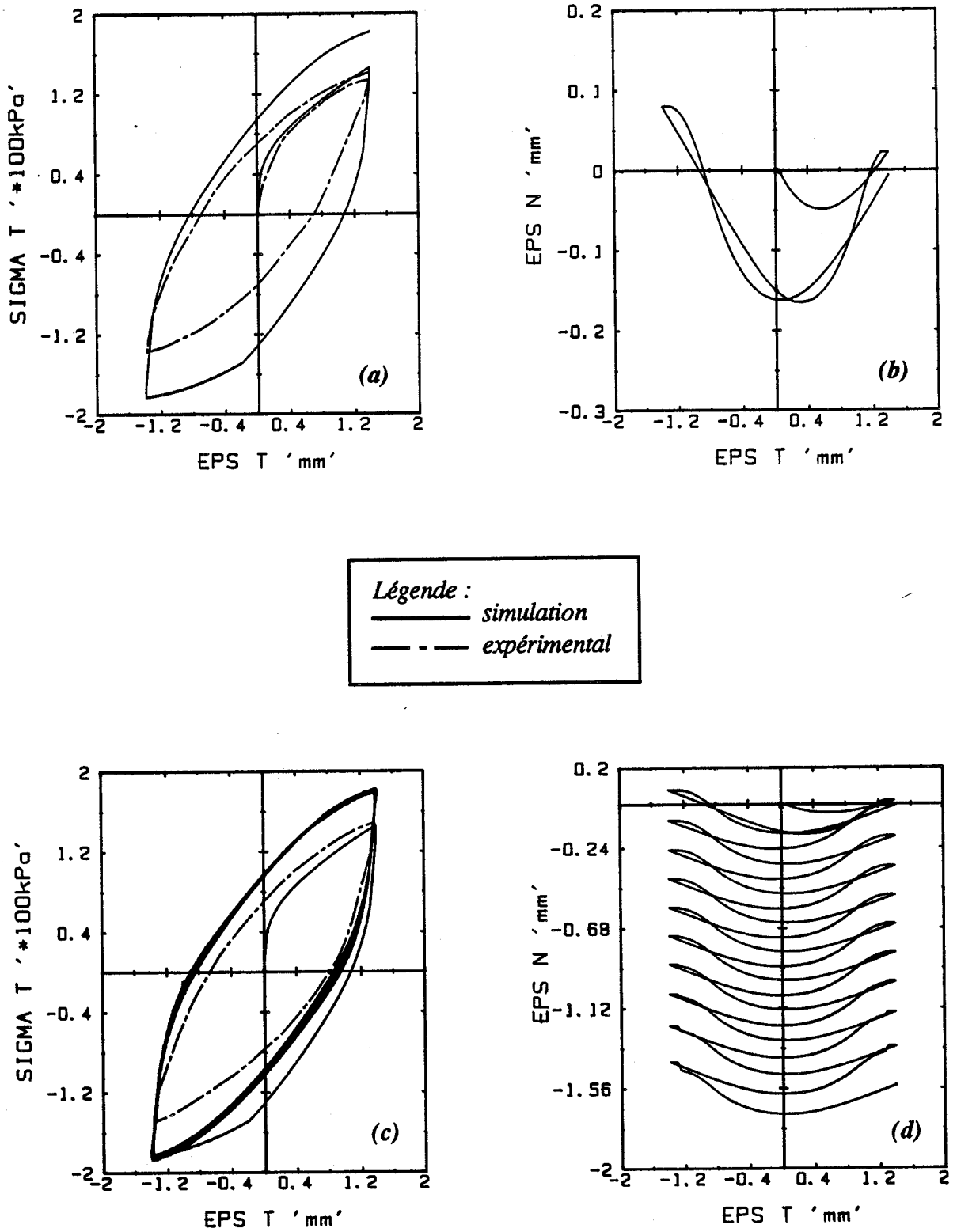


Figure III.30

Prediction des essais de cisaillement cyclique - densité forte

(chemin à contrainte normale constante)

(a,b : un cycle après le chargement primaire)

(c,d : dix cycles après le chargement primaire)

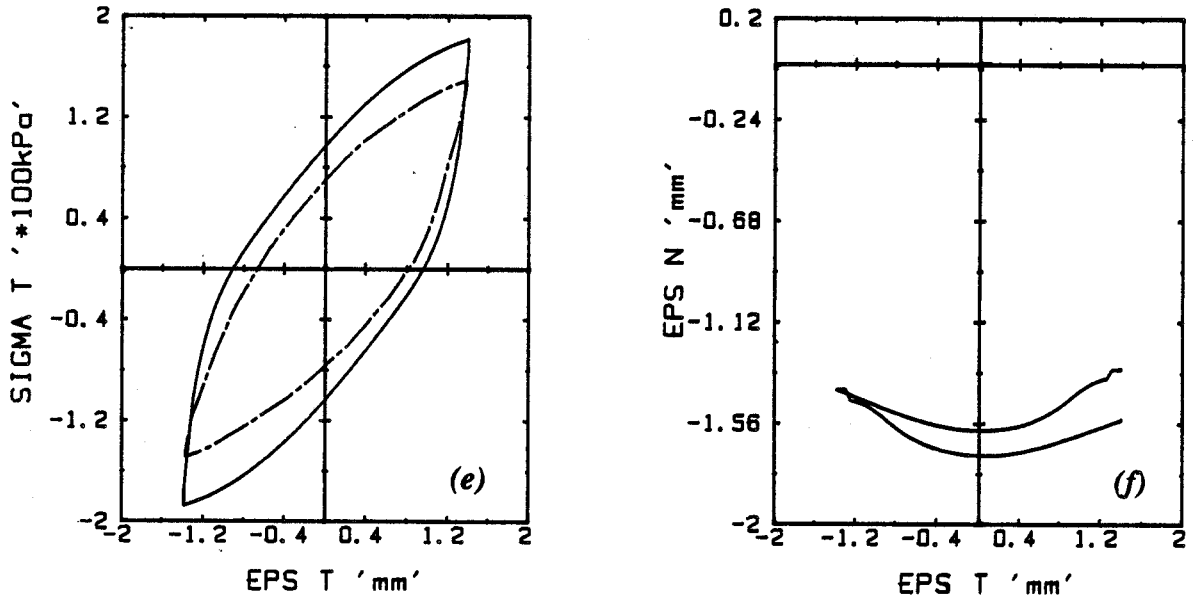


Figure III.30 (suite)

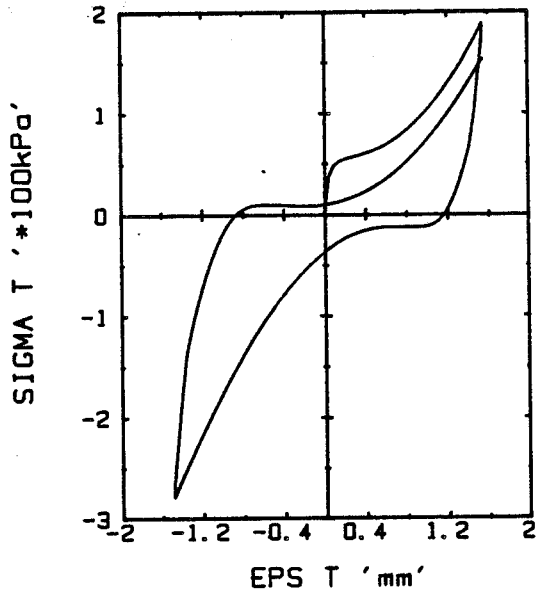
Prédiction des essais de cisaillement cyclique - densité forte

(chemin à contrainte normale constante)

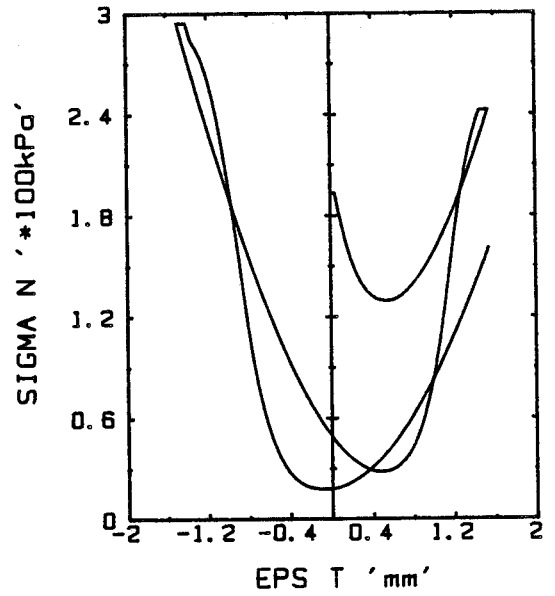
(e,f : dixième cycle)

Simulation d'un chemin à déformation normale constante :


Les figures III.31 montrent les résultats de la simulation d'un essai à déformation normale constante ($\sigma_{no} = 193$ kPa) pour une densité forte. La courbe d'évolution du cisaillement, pendant un cycle de chargement, forme une boucle d'hystérésis non régulière et non symétrique par rapport à l'axe ϵ_x . On remarque une diminution du niveau de la contrainte de cisaillement après un cycle de chargement. Dans le plan (σ_n, τ) , on observe un changement d'allure des cycles (figure III.31c) et le chemin de contrainte a tendance à se déplacer vers la gauche pour s'approcher de la surface de rupture.

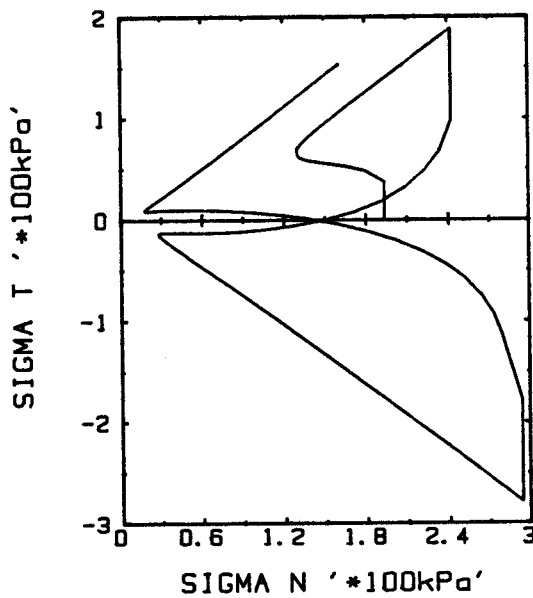


a) courbe de cisaillement



b) évolution de la contrainte normale

Légende :
 simulation



c) trajet de chargement

Figure III.31
 Simulation d'un essai de cisaillement cyclique
 (densité forte)
 (chemin à déformation normale constante)

6 CONCLUSION

Le modèle développé dans ce chapitre est destiné à décrire le comportement des interfaces sols-structures sous chargements monotones et cycliques.

En chargement monotone et sur les essais à contrainte normale constante, le modèle décrit bien les aspects observés expérimentalement : le pic et l'état limite pour la contrainte de cisaillement et les états caractéristique et critique pour la déformation normale. Concernant la validation sur des essais à déformation normale constante, le modèle donne qualitativement de bons résultats.

L'introduction de l'écroûissage cinématique a permis de généraliser le modèle aux chargements non monotones. Ainsi, la reproduction des essais de cisaillement cyclique à contrainte normale constante est très encourageante : elle montre que des phénomènes importants comme l'augmentation de la résistance au cisaillement et le compactage dans la zone d'interface, pendant le cyclage, sont correctement traduits par le modèle.



CHAPITRE IV

INTEGRATION DU MODELE SUR DES PROBLEMES AUX LIMITES



L'intégration d'un modèle rhéologique (milieux continus ou interface) dans un code de calcul par éléments finis et sa validation sur des problèmes aux limites constituent une étape essentielle de la modélisation en Géomécanique. En effet à ce stade, le fonctionnement d'un modèle devient plus complexe que dans le cas homogène puisque l'incrément local de sollicitation ne peut pas être maîtrisé aussi bien en taille qu'en direction.

Dans ce chapitre, nous présentons tout d'abord la méthodologie d'implantation du modèle dans le code d'éléments finis "PECPLAS", et sa vérification sur un problème aux limites simple. Ensuite, nous procédons à sa validation sur des essais de pieux réalisés en cuve [50].

1 IMPLANTATION ET VERIFICATION DU MODELE

Le modèle proposé (chapitre III) a été introduit dans le module d'interface "PECJOIN" du code d'éléments finis "PECPLAS". Pour le calcul itératif, la méthode générale du type "contrainte initiale" et l'algorithme de Newton-Raphson modifié ont été utilisés.

Afin d'examiner la qualité d'intégration du modèle dans le code, on a retenu les essais de cisaillement cyclique de DESAI [22] comme tests de vérification. Les calculs sont effectués avec les caractéristiques mécaniques et géométriques illustrées sur les figures IV.1a et 1b. Le comportement du sol (sable) et des matériaux (béton pour la plaque et acier pour la boîte) est considéré élastique linéaire. L'interface sol-structure est modélisée à l'aide de la version cyclique du modèle. Ainsi, le jeu des paramètres utilisé est celui déjà employé pour les chemins de chargement homogènes dans le cas de la densité forte (tableau III.6).

La figure IV.1c illustre les conditions aux limites du problème et le maillage adopté dans les simulations. On considère un état de contraintes initial homogène ; celui-ci correspond à la contrainte normale initiale de l'essai. On notera que le mode de sollicitation est en déplacement.

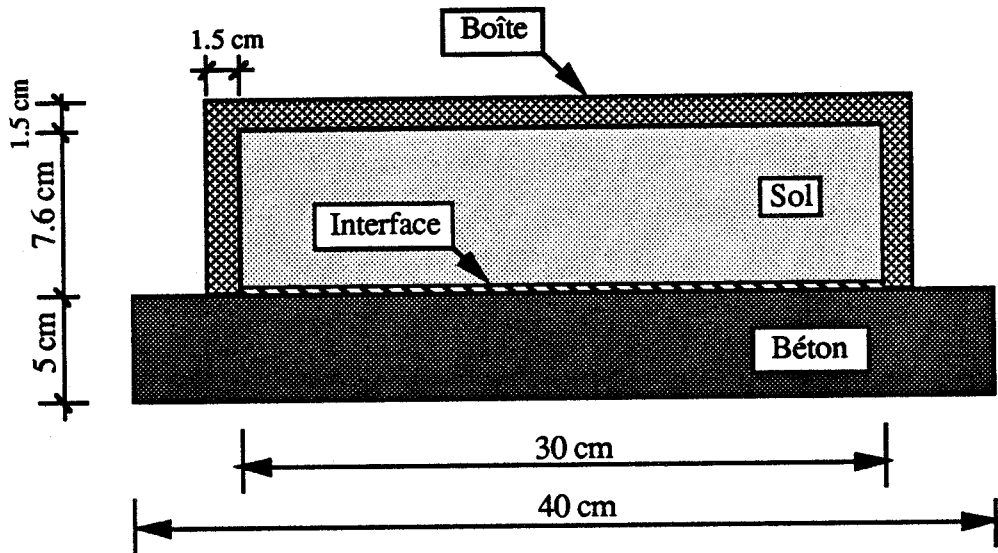
Les résultats de calcul que nous présentons ici sont de deux types : l'évolution des contraintes en un point et leur distribution le long de l'interface.

Afin d'examiner l'homogénéité de l'essai, nous avons porté sur la figure IV.2 les courbes de la distribution de la contrainte normale et du cisaillement le long de l'interface. Ces résultats montrent que pendant un cycle de chargement, les contraintes restent pratiquement homogènes le long de l'interface.

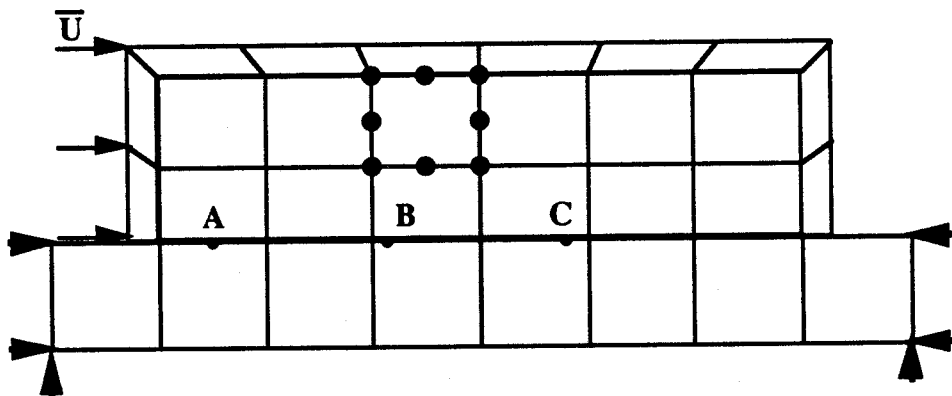
Concernant les courbes d'évolution des contraintes au point A (figure IV.3), qualitativement, on constate une bonne concordance entre, d'une part, le calcul et l'expérience, et d'autre part, entre la simulation à l'aide de MODJOIN et le calcul par éléments finis. Ceci montre le bon fonctionnement des modules créés pour l'introduction de ce modèle dans le programme PECPLAS.

Sol : $E = 100 \text{ MPa}$	$\nu = 0.3$
Structure : $E = 2.7 \cdot 10^4 \text{ MPa}$	$\nu = 0.25$
Boîte : $E = 2.1 \cdot 10^5 \text{ MPa}$	$\nu = 0.2$
Interface : (voir modèle)	

a) Caractéristiques mécaniques

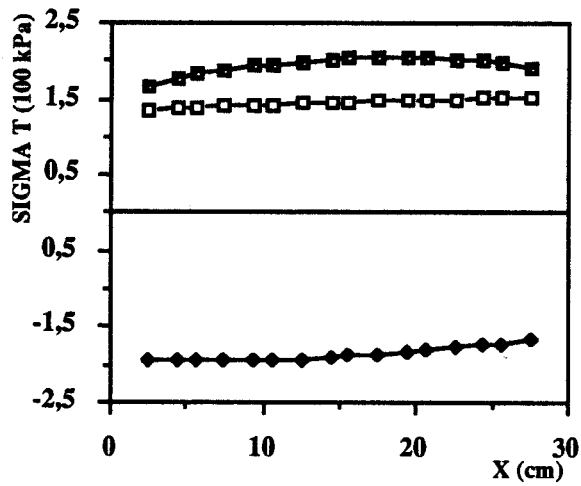


b) Géométrie de la boîte

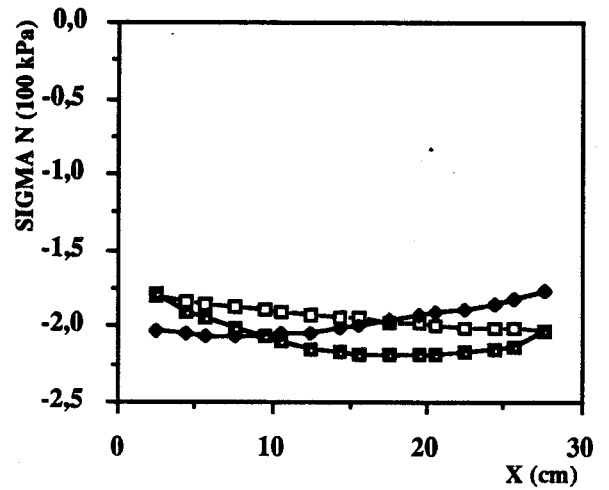


c) Maillage utilisé

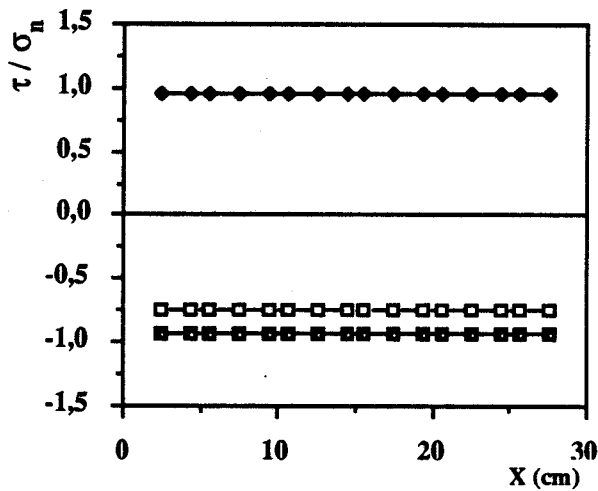
Figure IV.1 : Caractéristiques mécaniques et géométriques de la boîte de cisaillement



a) Cisaillement



b) Contrainte normale



c) Rapport : τ / σ_n

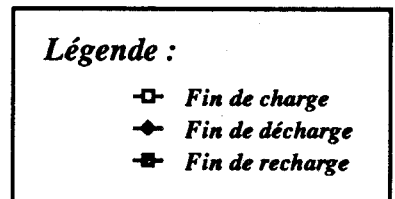


Figure IV.2

Distribution des contraintes le long de l'interface

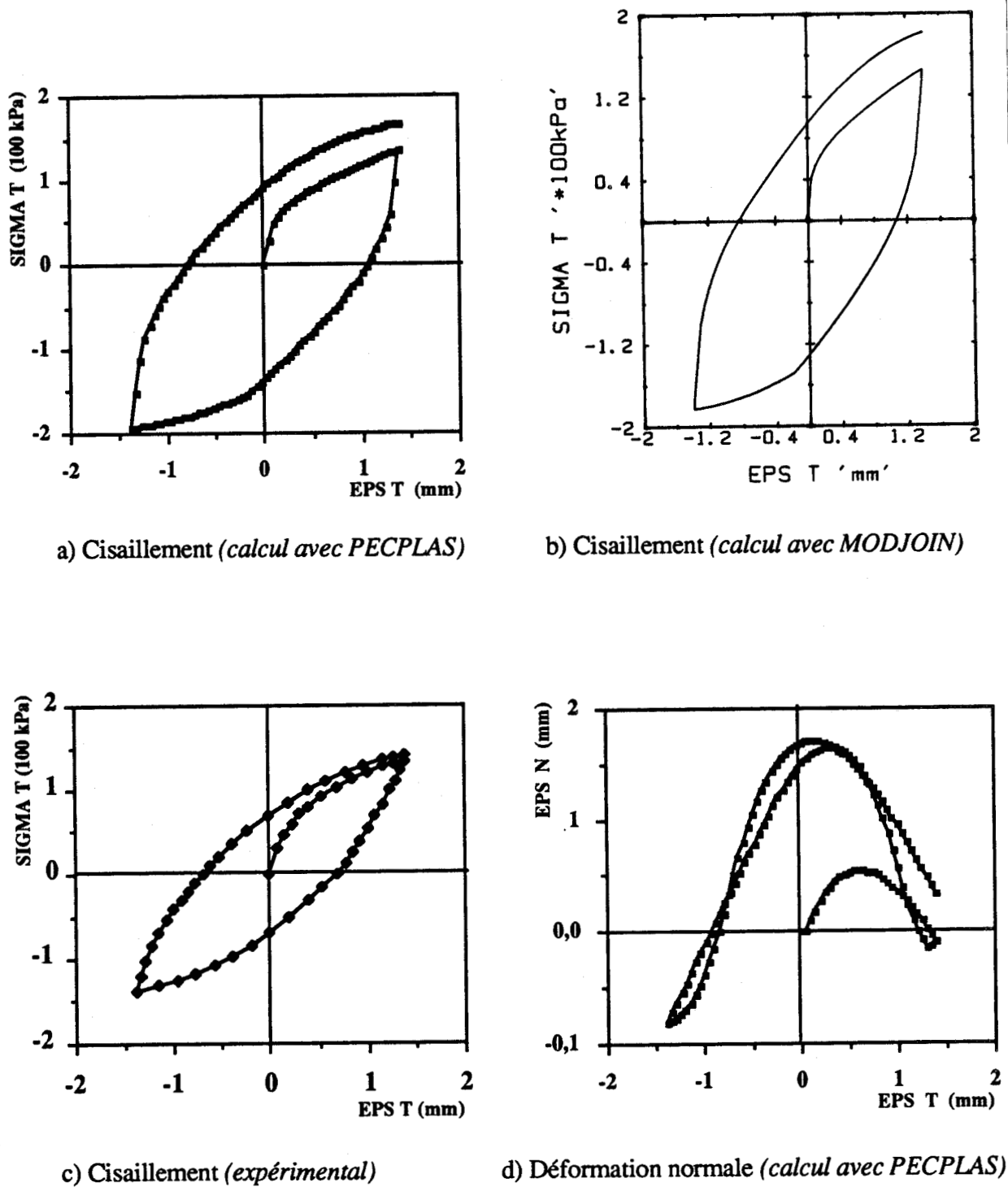


Figure IV.3
 Comparaison des simulations
 (*Eléments finis, essai homogène et expérience*)

2 VALIDATION SUR UN MODELE REDUIT DE PIEU

Pour la validation du modèle sur des problèmes aux limites nous avons retenu l'essai d'un pieu effectué en cuve à l'Institut de Mécanique de Grenoble [50].

2.1 Données du problème

L'essai consiste à l'arrachement cyclique d'un pieu de 5.5 cm de diamètre et de 162 cm de longueur, moulé dans une cuve remplie de sable, de 200 cm de diamètre et de 150 cm de hauteur. Le matériau employé dans cet essai est le sable d'Hostun sec et dense avec un poids volumique de 17 kN/m³. C'est le même sable qui a été utilisé dans les essais de Plytas [64].

La figure IV.4a illustre les caractéristiques géométriques et mécaniques des matériaux constituant l'ouvrage. les calculs sont conduits avec le maillage et les conditions aux limites de la figure IV.4b.

Nous considérons que le sol (sable) et le matériau du pieu (acier) sont élastiques linéaires. Pour des raisons de simplification, l'interface sol-pieu sera traité à l'aide de la version initiale du modèle (sans pic de contrainte et avec l'élasticité linéaire). Celle-ci ne fait intervenir que huit paramètres. Ainsi, le jeu de paramètres que nous employons est celui utilisé pour la simulation des essais de cisaillement à forte densité de Plytas (tableau III.1). Le chargement est effectué par incréments successifs (23 incréments) de force axiale sur le pieu.

Avant de présenter une analyse complète du comportement de cet ouvrage, nous allons étudier l'influence des paramètres du modèle sur le calcul.

2.2 Effet des paramètres du modèle

En principe, en disposant des essais de calage nécessaires, on peut déterminer explicitement, avec une bonne précision, certains paramètres du modèle (ϕ et ψ par exemple). Cependant, l'incertitude réside dans la détermination des paramètres de calage (a_g par exemple) et des paramètres dont l'évaluation fait intervenir certaines approximations (β , G_o et K_o par exemple).

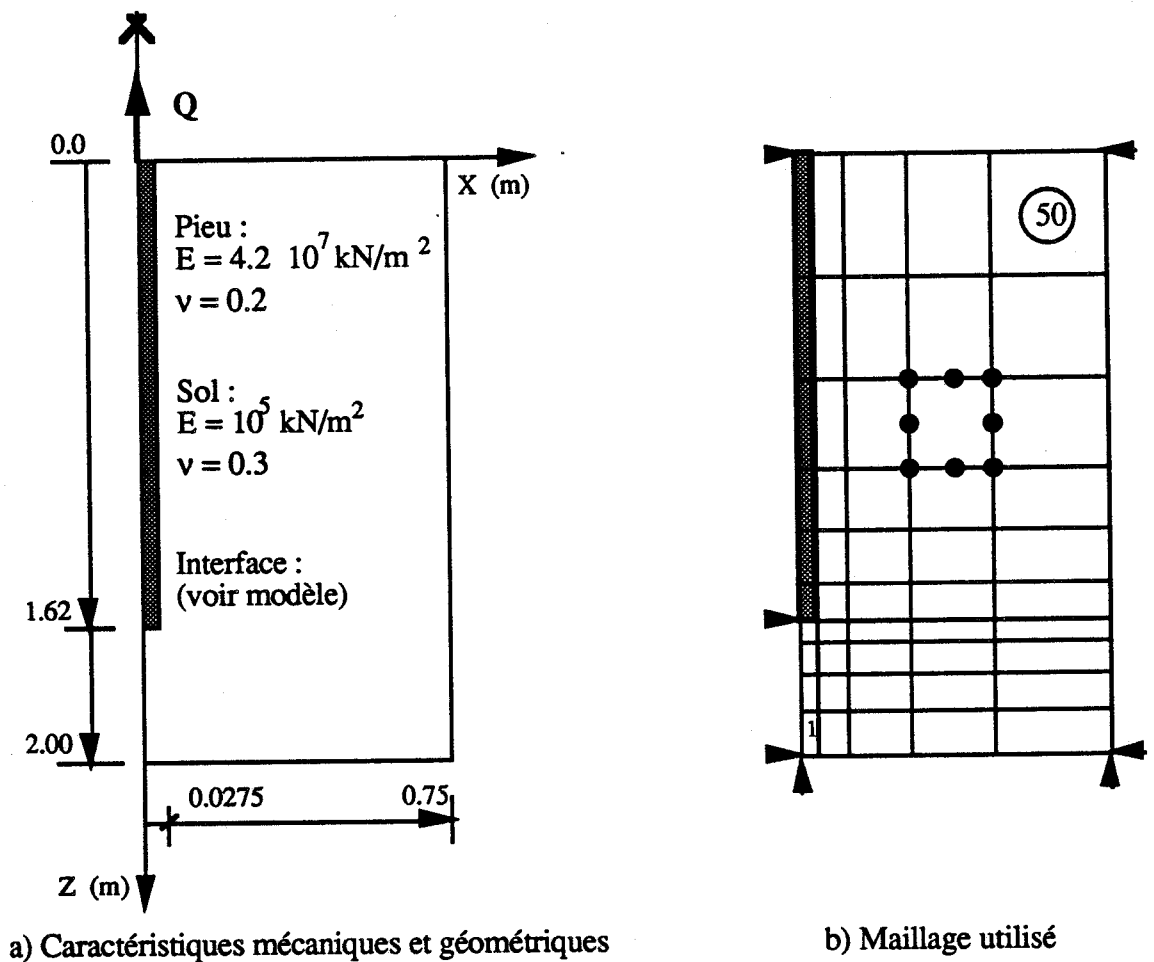


Figure IV.4 : Données du problème

Il est donc important d'étudier l'influence de ces paramètres sur les résultats de simulation par éléments finis. Ceci permet d'évaluer, d'une part, la précision relative dans la détermination de ces paramètres, et, d'autre part, l'effet de chaque paramètre sur la prédiction du comportement du pieu. Le tableau IV.1 récapitule les valeurs des paramètres étudiés et les perturbations retenues.

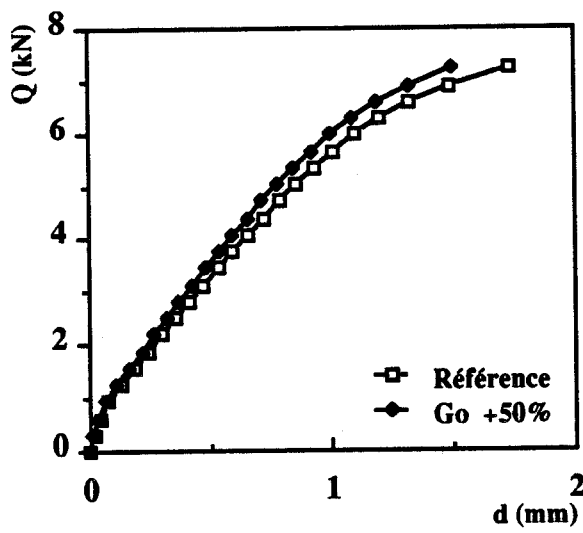
Paramètres perturbés	G_o MPa	K_o MPa	β	a_g
Valeurs de référence	40	80	0.009	0.4
Pourcentage de perturbation	+ 50 %	+ 50 %	+ 50 %	+ 50 %

Tableau IV.1 : Paramètres perturbés

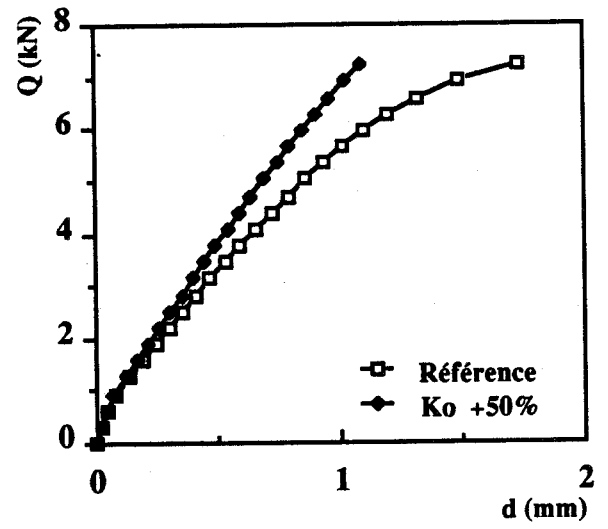
Les résultats de cette étude sont présentés sur la figure IV.5 où les courbes de déplacement en tête du pieu en fonction de la charge appliquée décrivent globalement le comportement du pieu. On constate que:

- La perturbation de K_0 se traduit par une forte augmentation de la raideur apparente de l'ouvrage (figure IV.5b). Notons qu'une augmentation de 50 % de K_0 entraîne une diminution progressive du déplacement en tête. Ainsi, l'écart entre les deux calculs en fin de chargement est de 36 %. Il est donc clair qu'un soin particulier doit être apporté à la détermination de ce paramètre.
- L'effet du paramètre G_0 se fait nettement plus sentir sur le calcul du pieu que sur les essais de cisaillement homogènes. Une perturbation de + 50 % se traduit par une augmentation moyenne de la raideur du pieu. L'écart entre les deux calculs en fin de chargement est de 13 % (figure IV.5a).
- Une perturbation de + 50 % du paramètre β n'a pas d'effet en début de chargement (figure IV.5c). Cependant, son influence en fin de chargement est très importante, ceci peut être dû aux problèmes de convergence.
- Une perturbation de 50 % du paramètre a_g , dont l'effet est important sur les chemins homogènes, n'a pratiquement pas d'effet sur la prédiction du comportement du pieu (figure IV.5d). De ce fait, ce paramètre ne joue pas de rôle déterminant sur le calcul de l'ouvrage considéré, il n'y a pas donc besoin d'une détermination très précise.

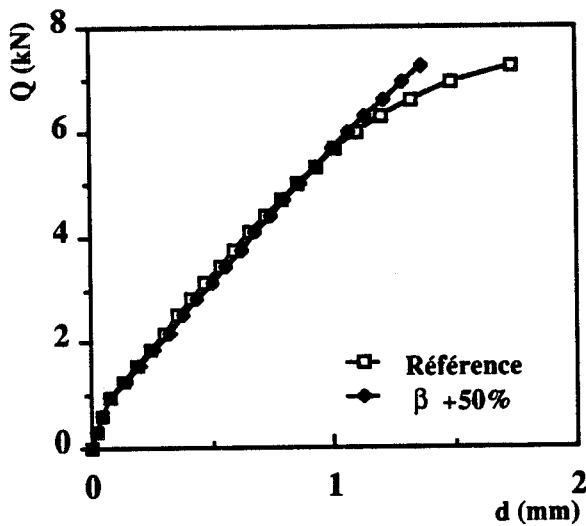
En résumé, l'étude de l'influence des paramètres du modèle sur le calcul du pieu à l'arrachement, montre qu'un soin particulier doit être apporté à la détermination des paramètres élastiques du modèle (K_0 et G_0).



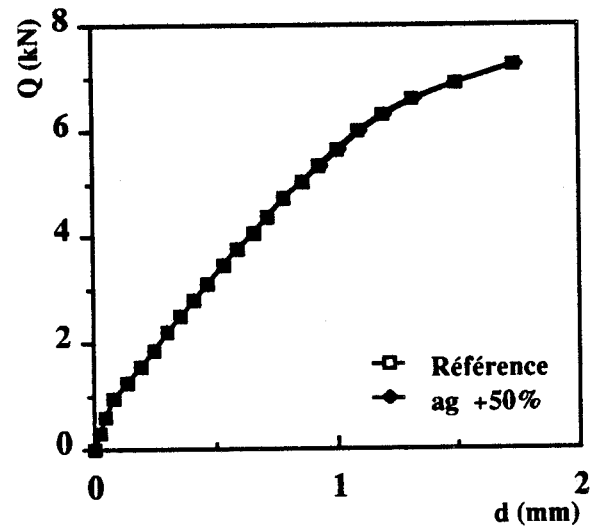
a) effet de G_0



b) effet de K_0



c) effet de β



d) effet de a_g

Figure IV.5

Effet des paramètres du modèle : G_0 , K_0 , β et a_g

2.2 Analyse du comportement du pieu

Dans cette section, nous examinons en détail le comportement du pieu tant au niveau global (arrachement et distribution des efforts) qu'au niveau local (évolution des contraintes en un certains points de l'interface).

La figure IV.6 illustre les résultats de simulation et ceux de l'expérience. On observe que l'effet de l'érouissage induit par le chargement est bien pris en compte par le modèle. La force d'arrachement, bien qu'ayant une pente initiale un peu trop faible, croît rapidement par rapport à l'essai. Ainsi, la simulation devient assez loin de l'expérience dès que l'arrachement dépasse 0.5 mm. Ceci se traduit, en fin de chargement, par une diminution du déplacement en tête du pieu de l'ordre de 40 % par rapport à l'essai.

Nous avons reporté sur la figure IV.7 les courbes de répartition de l'effort normal dans le pieu pour trois niveaux de chargement ($Q = 2.83, 4.40$ et 6.28 kN) correspondants au maximum des cycles expérimentaux. on constate un assez bon accord entre le calcul et l'expérience.

Afin d'examiner l'évolution des contraintes le long du fût du pieu, au cours du chargement, nous avons reporté la distribution de τ , de σ_n et du rapport τ / σ_n pour quatre niveaux de chargement (figure IV.8). Ces résultats montrent que :

- Au début du chargement, les contraintes évoluent d'une façon homogène le long de l'interface. Le fait que la contrainte normale reste faible dans les éléments adjacents à la tête du pieu, le glissement débute dans cet endroit puis il se propage vers la pointe.
- En fin de chargement, les éléments d'interface au voisinage de la tête du pieu, sont parfaitement plastifiés. Cependant, dans les autres parties, la plastification progressive continue à se développer.

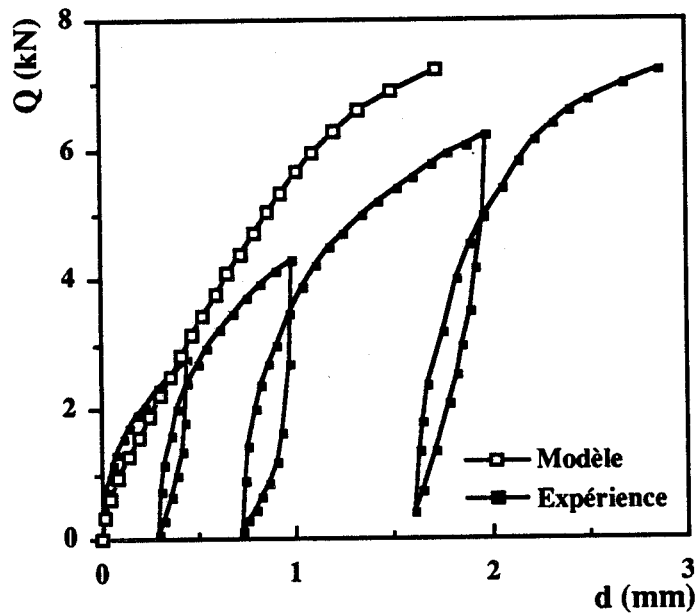


Figure IV.6
Courbes effort-déplacement en tête

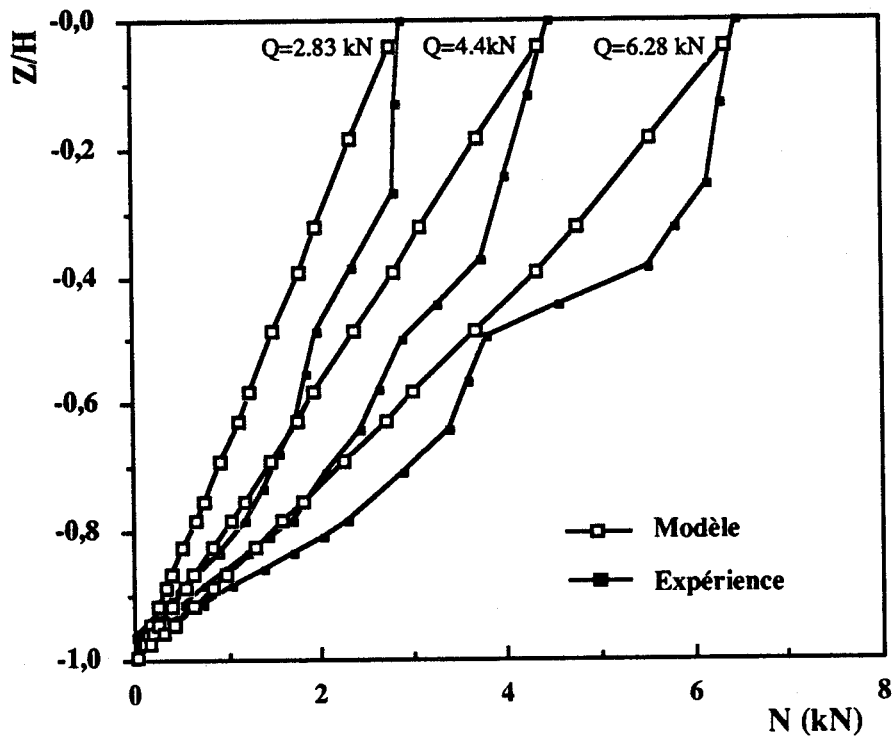


Figure IV.7
Répartition de l'effort normal dans le pieu

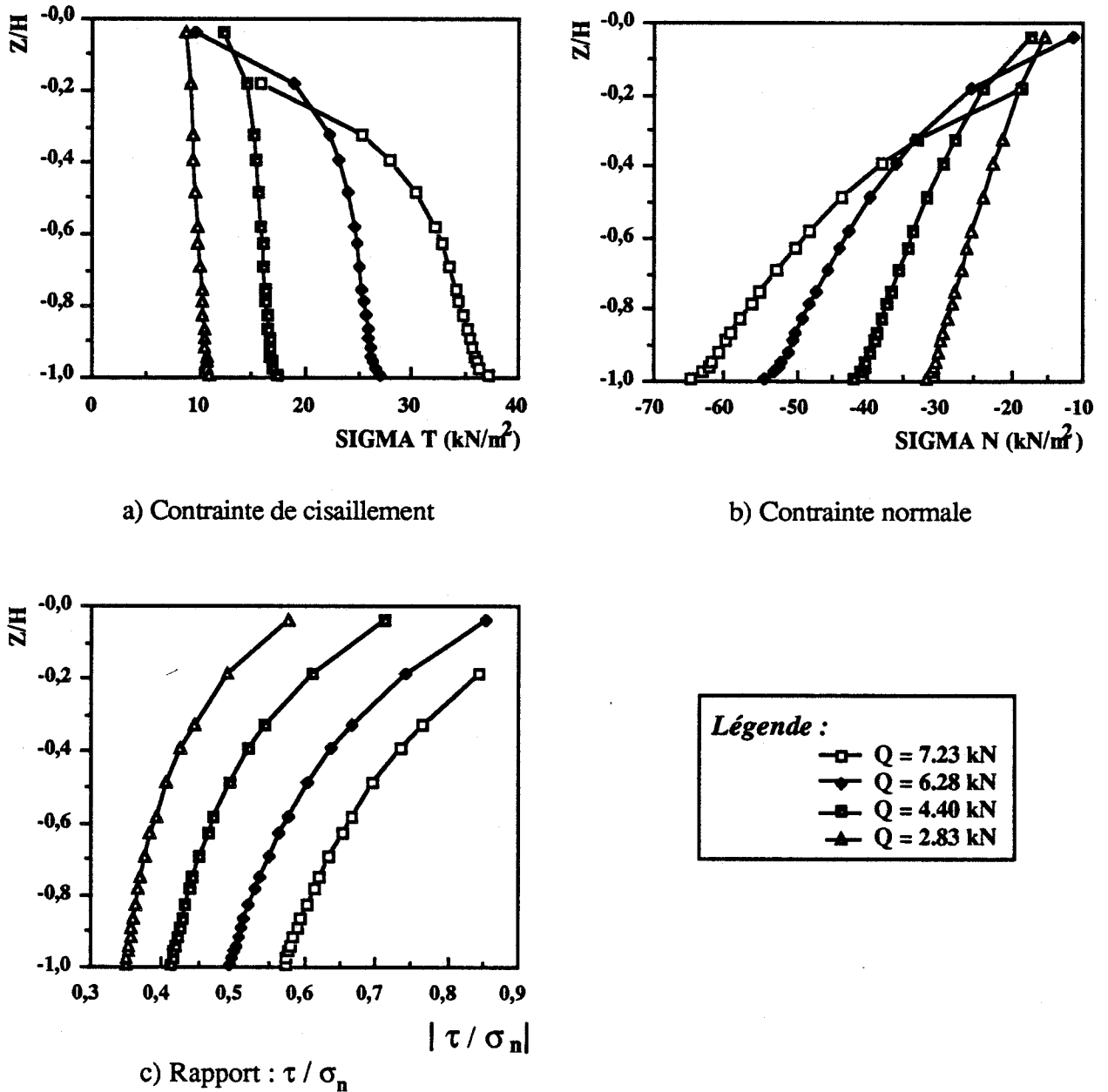
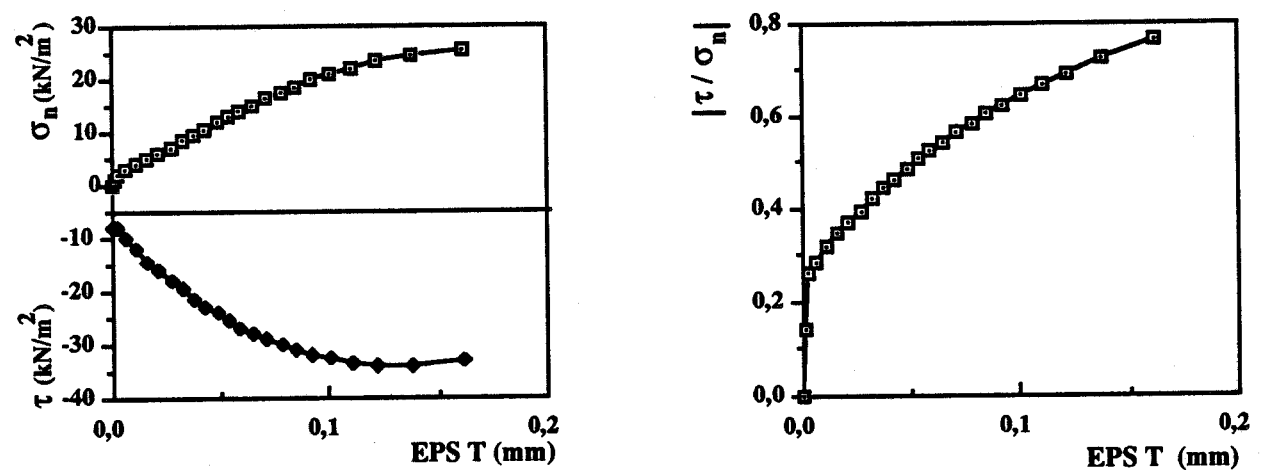


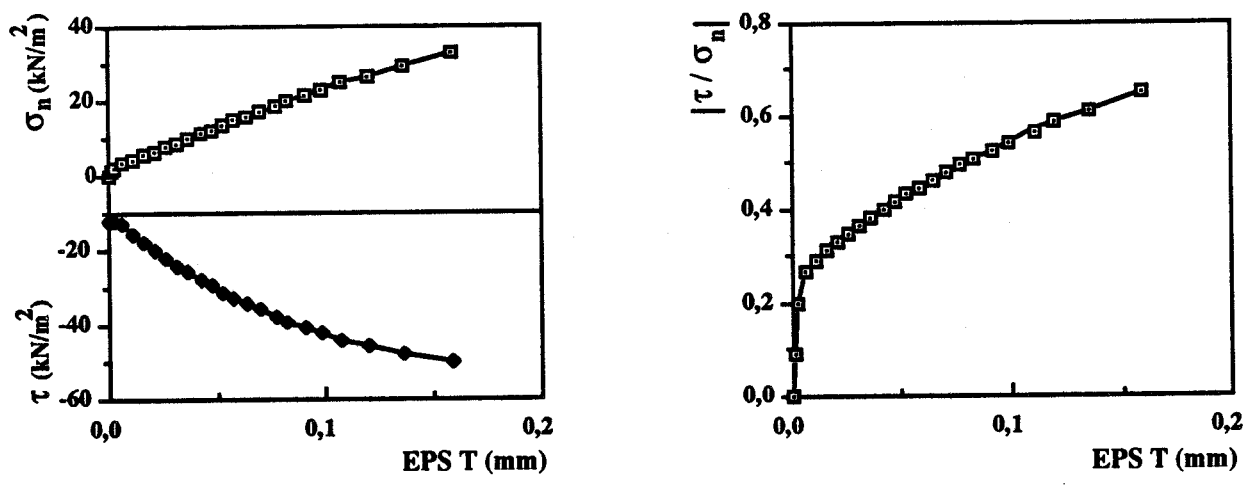
Figure IV.8

Distribution des contraintes le long de l'interface sol-pieu

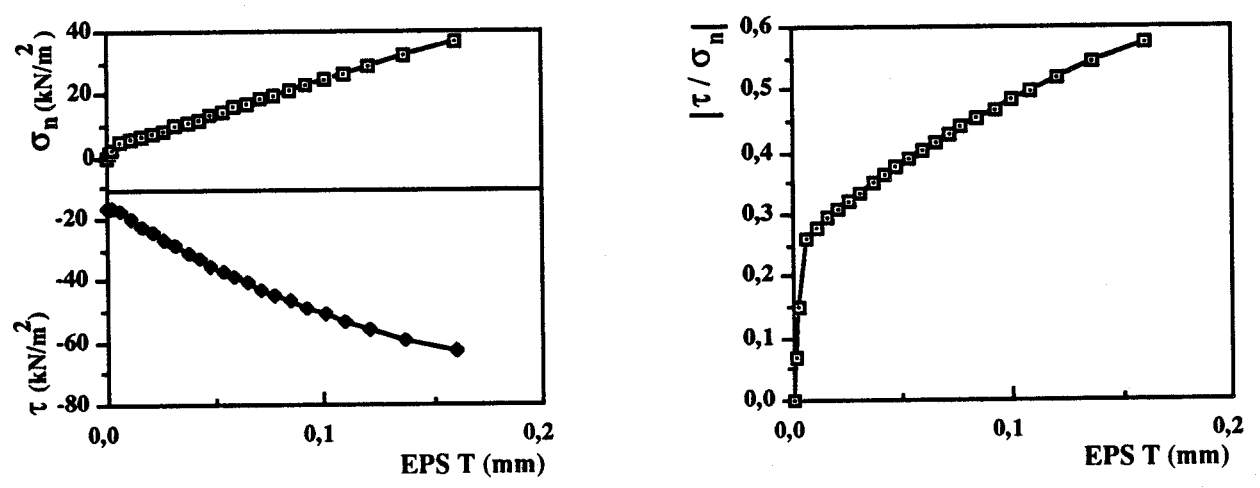
Pour mener cette analyse à terme, il sera intéressant d'examiner l'évolution des contraintes en certain points de l'interface. La figure IV.9 illustre les courbes d'évolution de τ , de σ_n et du rapport τ / σ_n en fonction du déplacement relatif pour trois profondeurs. Ces résultats montrent que l'écroutissage se mobilise rapidement dans la partie supérieure de l'interface et que cette mobilisation diminue progressivement avec la profondeur.



a) à 0.525 m de profondeur



b) à 1.016 m de profondeur



c) à 1.581 m de profondeur

Figure IV.9
Evolution des contraintes en trois points de l'interface sol-pieu

2.3 Comparaison avec le modèle non associé de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb, intégré auparavant dans le module "PECJOIN", a été utilisé pour la prédiction du comportement de l'ouvrage précédent. Les modules normal et de cisaillement et l'angle de frottement sont les mêmes que ceux employés dans "MODJOIN". Concernant l'angle de dilatance, sa valeur a été estimée à 6° à partir des essais de cisaillement à contrainte normale constante. La comparaison sera limitée à la courbe d'arrachement qui représente le comportement global de l'ouvrage.

La figure IV.10 montre les résultats de calcul par les deux modèles et ceux de l'essai. L'allure de la courbe d'arrachement prédit par le modèle de Mohr-Coulomb est correcte, après une montée élastique, la courbe s'incline pour continuer à augmenter linéairement. Notons qu'en fin de chargement, l'écart entre les prédictions, avec le modèle de Mohr-Coulomb et MODJOIN, est de 6%.

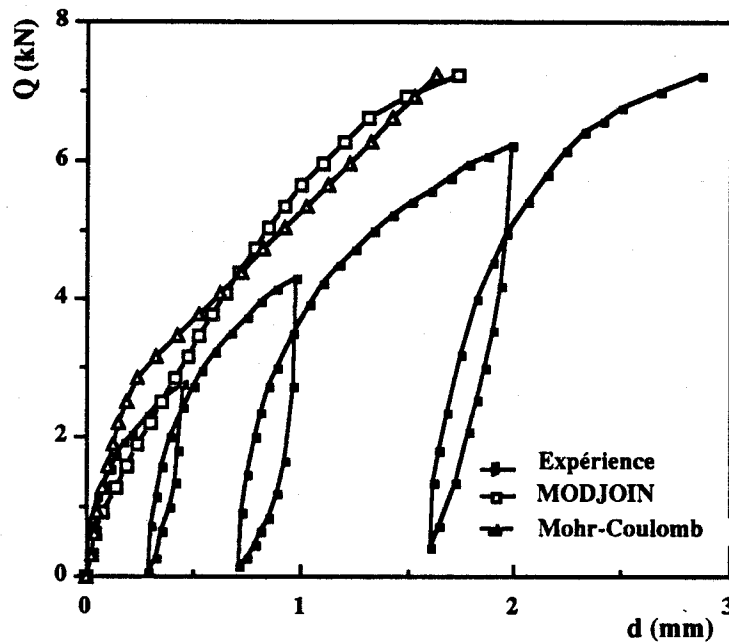


Figure IV.10
Comparaison avec le modèle non associé
de Mohr-Coulomb

3 CONCLUSION

Le modèle a été implanté dans le code "PECPLAS". Testé sur le problème de la boîte de cisaillement, le modèle a permis de décrire les principaux aspects du comportement de l'interface (la plastification progressive, la contractance-dilatance et l'écroutissage cyclique).

Puis, le modèle a été utilisé pour l'analyse du comportement d'un pieu soumis à une force d'arrachement. L'étude de l'influence des paramètres du modèle sur le calcul, a montré qu'il faut accorder des soins particuliers dans la détermination des paramètres élastiques (K_o , G_o).

La validation du modèle sur des essais de pieu réalisés en cuve, a montré que qualitativement le modèle décrit bien le comportement du pieu. Quantitativement, les résultats de simulation ne concorde pas bien avec ceux de l'expérience. Ceci peut être dû au faible confinement autour du pieu, notamment dans la partie adjacente à la tête. En effet les paramètres du modèle ont été déterminés sur des essais avec un niveau de contrainte plus fort.

CONCLUSION GENERALE

Objectifs visés

Le présent travail fait partie des recherches actuellement en cours, visant le développement des méthodes de calcul d'ouvrages en Génie Civil. Il s'inscrit dans le cadre de deux axes complémentaires dans l'étude de l'interaction sols-structures :

- La mise au point d'outils de calcul permettant la prise en compte des conditions de contact et d'interface sols-structures.
- Le développement et la validation de modèles de comportement permettant de reproduire le comportement des interfaces observé en laboratoire.

Résultats obtenus

La première partie de notre travail a consisté en la mise au point d'un module de calcul "PECJOIN", permettant la prise en compte des conditions de contact et d'interface entre solides. Celui-ci est l'un des modules du programme "PECPLAS". Sa structure est générale, ce qui a permis l'implantation de six modèles (Goodman, Ghaboussi, Katona, Ressort, Mohr-Coulomb non associé et le nouveaux modèle), sans trop de difficultés.

Les tests effectués avec le code PECPLAS ont montré que la méthode du multiplicateur de Lagrange (modèle de Katona) est très performante pour résoudre les problèmes de contact faisant intervenir des conditions de décollement-recollement. Cependant son introduction dans un code de calcul nécessite une adaptation particulière (matrice de rigidité semi-définie, la prise en compte des multiplicateurs de Lagrange fait accroître le nombre d'inconnues, l'algorithme utilisé est basé sur la méthode incrémentale couplée avec la méthode itérative). On note également que le champ d'application privilégié de cette méthode, est le cas des surfaces lisses qui ne présentent pas d'imbrications. Dans le cas des surfaces rugueuses, où le rôle de la dilatance devient important, il est plus commode d'utiliser des modèles élastoplastiques simples de type Mohr-Coulomb non associé, ou plus élaborés comportant de l'écroutissage isotrope et cinématique.

La deuxième partie de notre travail a consisté au développement et à la validation d'un modèle de comportement pour les interfaces. Partant de l'interprétation des résultats d'une étude en laboratoire de l'interaction sols-structures et en faisant appel aux concepts utilisés dans la modélisation des sols, nous avons construit par étapes successives une loi de comportement de complexité croissante.

La simulation, à l'aide de la version améliorée du modèle, des essais de cisaillement à contrainte ou à déformation normale constante est satisfaisante. En effet, le modèle décrit bien les principaux aspects du comportement de l'interface (plastification progressive, radoucissement, contractance-dilatance et l'état critique en grands déplacements).

Une méthode de détermination des paramètres du modèle, à partir des essais de cisaillement direct, a été présentée. L'étude de la sensibilité du modèle à ses paramètres a été également effectuée. Celle-ci a permis de mieux comprendre le rôle de chaque paramètre et de cerner les incertitudes dans sa détermination.

L'introduction du concept de l'érouissage cinématique à mémoire discrète, a permis de généraliser le modèle aux chargements cycliques. La reproduction des essais de cisaillement cyclique à contrainte normale constante est satisfaisante. Ainsi, le modèle prédit bien l'érouissage cyclique (augmentation du cisaillement) et le compactage dans la zone d'interface, pendant le cyclage.

Le modèle a été intégré dans le code PECPLAS en vue de sa validation sur ouvrages instrumentés. Un test du modèle sur le problème de la boîte de cisaillement a permis de vérifier son bon fonctionnement. Par ailleurs, le modèle a été validé sur des essais de pieu réalisés en cuve. Les résultats de calcul ont montré que, qualitativement, le modèle décrit correctement le comportement du pieu. Quantitativement, les résultats de simulation ne concordent pas bien avec ceux de l'expérience, ceci peut être attribué au faible confinement autour du pieu.

Perspectives

Validation du modèle sur d'autres chemins :

Pour pouvoir juger de la capacité prédictive du modèle, il faut l'utiliser pour la simulation d'autres essais sur des chemins variés, notamment dans le cas du chargement cyclique.

Développement expérimental :

Le manque de résultats expérimentaux pour la validation des modèles d'interface, nécessite le développement d'appareillage afin d'effectuer des chemins variés, notamment des chemins cycliques.

Validation sur d'autres ouvrages :

Ce modèle devrait par ailleurs servir pour d'autres applications, nous pensons notamment aux pieux instrumentés et aux ouvrages souterrains.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **ALIMI I. et al** (1977) - "Etude de l'adhérence sol-structure en place et en laboratoire" - Bull. liaison Lab. P. et Ch. - Spécial VI F., Décembre 1977, pp. 40-43
- [2] **BARBAS A.** (1981) - "Contribution à l'utilisation de la méthode des éléments finis en mécanique des sols dans le domaine de l'élastoplasticité" - Thèse de Docteur-Ingénieur en Génie Civil, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, Mars 1981.
- [3] **BARTON N.** (1973) - "Review of a new shear strength criterion for rock joints" - Engineering Geology, 7, pp. 287-332
- [4] **BARTON N.** (1979) - "The shear strength of rock on rock joints" - Inter. Jour. of Rock Mech. - Min. Sci. and Geomech., Vol. 13
- [5] **BATHE K.J. and CHAUDHARY A.** (1985) - "A solution method. for planar and axisymmetric contact problems" - Int. Jour. for Num. Meth. in Eng., Vol. 21, pp. 65-88
- [6] **BENCHEIKH B.** (1986) - "Modélisation du problème d'interaction sols-structures" - Mémoire de DEA en Génie Civil, Université des Sciences et Techniques de Lille, Novembre 1986
- [7] **BENCHEIKH B. et SHAHROUR I.** (1989) - "Modelisation of soils-structures interaction" - EUROMECH, 248, Grenoble, April 1989, pp. 39-42
- [8] **BENCHEIKH B. et SHAHROUR I.** (1991) - "Un modèle élastoplastique cyclique pour l'interaction sols-structures" - 10^e Congrès Français de Mécanique, Paris, Septembre 1991, Vol 3, pp. 237-240.
- [9] **BOULON M., DARVE F., DESRUES J. and FORAY P.** (1977) - "Soil-structure coupling. Non linear rheological relationships and Boundary conditions in soil mechanics" - Computers and structures, Vol. 9, November 1977, pp. 293-303
- [10] **BOULON M.** (1987) - "Développement d'une boîte de cisaillement annulaire" - Rapport n° 3 du projet "Cisaillement localisé", Greco-Géomatériaux, pp. 369-380
- [11] **BOULON M., HOTEIT N. and MACHINA P.** (1988) - "A complete constitutive law for soil structure interfaces" - Num. Meth. in Geom. Balkema, Rotterdam
- [12] **BRUMUNDI W.F. and LEONARDS G.A.** (1973) - "Experimental study of static and dynamic friction between sand and typical construction materials" - Journal of Testing and Evaluation, JTEVA, Vol. 1, n° 2, March 1973, pp. 162-165
- [13] **BUDHU M.** (1984) - "Non uniformities imposed by simple shear apparatus". Can. Geotech. Jour. 20, pp. 125-137
- [14] **BUDHU M.** (1985) - "Lateral stresses observed in two simple shear apparatus" - Journ. of Geotech. Engin., Vol. 111, n° 6, June 1985, pp. 698-711
- [15] **BUTTERFIELD R. and ANDRAWES K.Z.** (1972) - "On the angles of friction between sand and plane surfaces" - Journal of Terramechanics, Vol. 8, n° 4, 1972, pp. 15-23
- [16] **CHANDRASEKARAM N., HAISLER W.E. and GOFORTH R.E.** (1987) - "A finite element solution method for contact problems with friction" - Int. Jour. for num. Meth. in engin., Vol. 24, 1987, pp. 477-495

- [17] **CHEHADE R.** (1989) - "Contribution à l'étude du comportement des géomatériaux pulvérulents sous des sollicitations rotationnelles - Réalisation d'un appareil de torsion" - Thèse de Doctorat, Université des Sciences et Techniques de Lille.
- [18] **DESAI C.S. and ABEL J.F.** (1972) - "Introduction to the finite element method" - Van Nostrand, New-York
- [19] **DESAI C.S.** (1982) - "Soil structure interaction and simulation problems" - Chapter 7, Finite elements in Geomechanics, pp. 209-250
- [20] **DESAI C.S., ZAMAN M.M., LIGHTNER J.G. and SIRIWARDANE H.J.** (1984) - "Thin-Layer element for interface and joints" - Int. Jour. for Num. and Anal. Meth. in Geom., Vol. 8, 1984, pp. 19-43
- [21] **DESAI C.S. and SARGAND S.** (1984) - "Hybrid F.E. Procedure for soil-structure interaction" - Jour. of Geot. Eng., Vol. 110, n° 4, April 1984, pp. 473-485
- [22] **DESAI C.S., DRUMM E.C. and ZAMAN M.M.** (1985) - "Cyclic testing and modelling of interfaces" - Jour. of Geotech. Eng., Vol. 111, n° 6, June 1985, pp. 793-815
- [23] **DESAI C.S., MUQTADIR A. and SCHEELE F.** (1986) - "Interaction Analysis of Anchor-soil systems" - Jour. of Geot. Eng., Vol. 112, n° 5, May 1986, pp. 537-553
- [24] **DESAI C.S. and NAGARAJ B.K.** (1988) - "Modelling for cyclic normal and shear behavior of interfaces" - Jour. of Eng. Mech., Vol. 114, n° 7, July 1988, pp. 1198-1217
- [25] **DHATT G. et TOUZOT G.** (1984) - "Une présentation de la méthode des éléments finis" - Maloine S.A. Editeur, Paris
- [26] **DUPEYRAT J.M.** (1975) - "Méthodes de calcul des massifs discontinus à comportement non linéaire" - Thèse de Docteur-Ingénieur, Université Paris VI, Avril 1975
- [27] **EL HAJJAR Z.** (1988) - "Contribution à la modélisation numérique des phénomènes de couplage entre milieux élastiques ou élastoplastiques" - Thèse de Doctorat en Génie Civil, INSA LYON
- [28] **FRANK R.** (1980) - "Etude théorique des problèmes de contact en géomécanique par la méthode des éléments finis - Couplage avec l'élastoplasticité dans le massif" - Rapport de recherche L.C.P.C.
- [29] **FRANK R. et BARBAS A.** (1982) - "Utilisation de la méthode des éléments finis en mécanique des sols dans le domaine de l'élastoplasticité" - Rapport de recherche L.C.P.C., n° 116
- [30] **GHABOUSSI J., WILSON E.L. and ISENBERG J.** (1973) - "Finite element for rock joints and interfaces" - Jour. of the soil Mech. and Found. Division, Vol. 99, n° SM10, October 1973, pp. 833-848
- [31] **GOODMAN R.E., TAYLOR R.L. and BREKKE T.L.** (1968) - "A model for the mechanics of jointed rock" - Journ. of the soil Mech. and Found. Division, Vol. 94, n° SM3, May 1968, pp. 637-659
- [32] **GOODMAN R.E. and DUBOIS J.** (1972) - "Duplication of dilatancy in analysis of jointed rocks". Journ. of the soil Mech. and Found. Division, Vol. 98, n° SM4, April 1972, pp. 399-422
- [33] **GOODMAN R.E. and St JOHN C.** (1977) - "Finite element analysis for discontinuous rocks" - Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Mc Graw Hill
- [34] **GRIFFITHS D.V.** (1985) - "Numerical modelling of interfaces using conventionnel finite elements" - Fifth Inter. Conf. on Num. Meth. in Geom., Nagoya, 1-5 April 1985, pp. 837-844
- [35] **GRIFFITHS D.V.** (1988) - "Numerical studies of soil-structure interaction using a simple interface model". Can. Geotech. Jour., 1988, pp. 158-162

- [36] **HERRMANN L.R.** (1978) - "Finite element analysis of contact problems" - Jour. of Eng. Mech. Division ASCE, Vol. 104, n° EM5, October 1978, pp. 1043-1057
- [37] **HEUZE F.E. and BARBOUR T.G.** (1982) - "New models for rock joints and interfaces" - Jour. of Geot. Eng. Division, Vol. 108, n° GT5, May 1982, pp. 757-776
- [38] **ISHIHARA K. and al** (1972) - "Liquefaction saturated sand in triaxial torsion shear test" - Japanese Society of soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 12, n° 2, 1972, pp. 19-39
- [39] **ISHIHARA K. and TOWHATA I.** (1983) - "Influence of rotation of principal stress directions on the cyclic behaviour of sand" - 2^{ed} Int. Symp. on Num. Models in Geomech., Ghent, pp. 827-835
- [40] **JANARDHANAM R. and DESAI C.S.** (1982) - "Interface shear stiffness under cyclic loading" - Soil Dynamics and Earthquake eng. conf., Southampton 1982, pp. 131-146
- [41] **JAYALATH S.H.Y.** (1980) - "Non linear soil structure interaction analysis of one, two and three, dimensionnel problems using finite element method". Doct. of Phil. in Civil Engineering. Virginia Polytechnic Institute and state University
- [42] **JENIKE A.W.** (1970) - "Storage and flow of solids". Bull. of the University of Utah, Vol. 53, n° 26
- [43] **JEWELL R.A. and WROTH C.P.** (1987) - "Direct shear tests on reinforced sand" - Géotechnique 37, n° 1, pp. 53-68
- [44] **JOHNSON R.L. and THOMAS R.K.** (1983) - "A constitutive model for ubiquitously jointed rock masses" - Proceedings, International Conference of Constitutive Laws for Engineering Materials, Tucson Ariz., pp. 357-364
- [45] **KATONA M.G.** (1983) - "A simple contact-friction interface element with applications to buried culverts" Int. Jour. for Num. and Anal. Meth. in Geom., Vol. 7, pp. 371-384
- [46] **KHARCHAFI M.** (1988) - "Contribution à l'étude du comportement des matériaux granulaires sous sollicitations rotationnelles" - Thèse de Doctorat, E.N.T.P.E. Lyon
- [47] **KISHIDA H. and UESUGI M.** (1987) - "Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus" - Geotechnique 37, n° 1, 1987, pp. 45-52
- [48] **LADE P.V.** (1975) - "Torsion shear tests on cohesionless soil" - 5th Panam Conference. Buenos Aires, Argentine, Vol. 1
- [49] **LANCELOT L.** (1990) - "Etude expérimentale et modélisation du comportement des poudres de l'industrie chimique". Thèse de Doctorat, Université des Sciences et Techniques de Lille, Janvier 1990
- [50] **LASSOUDIERE F.** (1984) - "Modélisation du comportement des sols sous sollicitation cyclique" - Thèse de Docteur Ingénieur, Ecole Centrale des Arts et Manufactures, Avril 1984
- [51] **LEE B.G. and KWAK B.M.** (1984) - "A computational method for elasto-plastic contact problems" - Computers and Structures Journal, Vol. 18, n° 5, pp. 757-765
- [52] **LEMAITRE J. et CHABOCHE J.L.** (1985) - "Mécanique des matériaux solides" - Dunod, Paris
- [53] **MARCHAL J.** (1986) - "Clouage des sols - Etude expérimentale en Laboratoire de l'interaction sol-clou" - Bulletin de liaison L.P.C., 143, mai-juin 1986, pp. 41-49
- [54] **MEIMON Y., THOMAS P.A., NAUDIN J.C. and PEROL C.** (1981) - "Calculation of the soil structure contact of Jack up foundations" - Inter. Conf. on Num. Meth. for coupled Problems, Swansea, September 7-11 th 1981, pp. 643-654

- [55] **MEIMON Y.** (1985) - "Calculs de fondations marines : Interaction sol-structure et influence des cycles de chargement" - Annales I.T.B.T.P., n° 432, Février-Mars 1985, pp. 106-113
- [56] **MOHKAM M.** (1983) - "Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous des chargements cycliques" - Thèse de Docteur-Ingénieur, Université Scientifique et Médicale et l'Institut National Polytechnique de Grenoble, Avril 1983
- [57] **MROZ Z.** (1967) - "On the description of anisotropic work hardening" - Jour. Mech. Phys. Solids, Vol. 15, pp. 163-175
- [58] **MROZ Z., NORRIS V.A. and ZIENKIEWICZ O.C.** (1979) - "Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elastoplastic deformation of soils" - Géotechnique, Vol. 31, n° 3, pp. 293-302
- [59] **NEGUSSEY D., WIJEWICKREME W.K. and VAID Y.P.** (1989) - "Geomembrane interface friction" - Can. Geotech. Jour., 26, pp. 165-169
- [60] **NOVA R.** - "A conceptual model of skin friction of piles" - European Mechanics Colloquium/248, St Hugues de Biviers - Grenoble, April 1989, pp. 16 - 19
- [61] **OYNUGA D.** (1989) - "Comportement de l'interface sol pulvérulent/acier" - Journées de Génie Civil de Rennes, pp. 49-56
- [62] **PANDE G.N. and SHARMA K.G.** (1978) - "On Joint/interface elements and associated problems of numerical Ill-Conditioning" - Short Communications, Int. Journ. of Num. Meth. in Geom., Vol. 3, December 1978, pp. 293-299
- [63] **PLESHA M.E.** (1987) - "Constitutive models for rock discontinuities with dilatancy and surface degradation" - Inter. Jour. for num. and Anal. Meth. in Géom., Vol. 11, 1987, pp. 345-362
- [64] **PLYTAS C.** (1985) - "Contribution à l'étude expérimentale et numérique des interfaces sols granulaires - structures" - Thèse de Docteur-Ingénieur Université des Sciences et Médicale de Grenoble, I.M.G.
- [65] **POTYONDY J.G.** (1961) - "Skin friction between various soils and construction materials" - Geotechnique, 24, n° 4, Dec. 1961, pp. 339-353
- [66] **PUECH A., BOULON M. et MEIMON Y.** (1982) - "Tension piles : Field data and numerical modelling" - 2nd Inter. Conf. on Num. Meth. in Offshore Piling, April 1982, University of Texas at Austin
- [67] **REYNOUARD J.M.** (1979) - "Modèle numérique de l'interaction entre plusieurs structures en contact" - Thèse de Docteur ès Sciences Physiques, INSA Lyon
- [68] **REYNOUARD J.M. and LEMAIRE M.** (1982) - "Multiple structure contact theory, applied to the analysis of structures on elasto-plastic foundations" - Intern. Symp. on Num. Models in Geom., Zurich, September 1982, pp. 732-739
- [69] **ROSSO R.S.** (1976) - "A comparaison of joint stiffness measurements in direct shear, triaxial compression, and in-situ" - Inter. Jour. of Rock Mech. Min. Sci. and Geom. Abstr., Vol. 13, pp. 167-172
- [70] **SCHLOSSER F. et GUILLOUX A.** (1981) - "Le frottement dans le renforcement des sols" - Revue Française de Géotechnique, n° 16, pp. 65-77
- [71] **SCHOFIELD A.N. and WROTH C.P.** (1968) - "Critical state soil Mechanics" - Mac Graw Hill ed.
- [72] **SHAHROUR I.** (1984) - "Contribution à l'élaboration d'un modèle rhéologique incrémental non linéaire et son introduction dans un programme de calcul par éléments finis" - Thèse de Docteur Ingénieur de Génie Civil, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.

- [73] **SHAHROUR I. et BENCHEIKH B.** (1989) - "Etude comparative des modèles d'interaction sols-structures" - Annales de l'I.T.B.T.P., n° 471, Janvier 1989, pp. 61-64
- [74] **TAN C.H.** (1990) - "Développement d'un modèle élastoplastique pour le comportement des matériaux granulaires sous sollicitations non monotones complexes" - Thèse de Doctorat, Université des Sciences et Techniques de Lille
- [75] **THANOPOULOS I.** (1981) - "Contribution à l'étude du comportement cyclique des milieux pulvérulents" Thèse de Docteur-Ingénieur, Université Scientifique et Médicale et l'Institut National Polytechnique de Grenoble
- [76] **UESUGI M. and KISHIDA H.** (1986) - "Influential factors of friction between steel and dry sands" - Sols and Foundations, Vol. 26, n° 2, June 1986, pp. 33-46
- [77] **UESUGI M. and KISHIDA H.** (1986) - "Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel" Sols and Foundations, Vol. 26, n° 4, December 1986, pp. 139-149
- [78] **VERGNE A.** (1984) - "Géométrie des surfaces de discontinuité et modélisation mécanique" - Thèse de Docteur ès-Sciences, Université de Limoges, 1984
- [79] **VUCETIC M. and LACASSE S.** (1982) - "Specimen size effect in simple shear test" - Journ. Geoth. Engin. Division, ASCE, Vol. 18, n° GT 12, December 1982, pp. 1567-1585
- [80] **WERNICK E.** (1977) - "Stress and strains on the surface of anchors" - Revue Française de Géotechnique, n° spécial 1977, pp. 113-119
- [81] **XIURUM G.** (1983) - "The constitutive relations of joints in consideration of the shear dilatancy and the hardening properties" - Proceeding, Intern. Conf. of const. laws for Engin. Mat., Tucson, Ariz., pp. 369-373
- [82] **YOSHIMI Y. and KISHIDA T.** (1981) - "A ring torsion apparatus for evaluating friction between soil and metal surfaces" - Geotechnical testing Journal, GT JODJ, Vol. 4, n° 4, December 1981, pp. 145-152
- [83] **ZAMAN M.M. and DESAI C.S.** (1983) - "Models for slidding and separation at interface under static and cyclic loading" - Proceedings, Inter. Conf. of Const. laws for Engin. Mat., Tucson, Ariz., pp. 383-390
- [84] **ZAMAN M.M., DESAI C.S. and DRUMM E.C.** (1984) - "Interface model for dynamic soil-structure interaction" - Jour. of Geotech. Engin., Vol. 110, n° 9, september 1984, pp. 1257-1273
- [85] **ZIENKIEWICZ O.C., BEST B., DULLAGE C. and STAGG K.G.** (1969) - "Analysis of non linear problems in rock mechanics with particular reference to jointed rock system" - Proced. of the 2nd congress of the inter. soc. of rock Mech., Belgrade, Vol. 3, pp. 501-509
- [86] **ZIENKIEWICZ O.C.** (1971) - "The finite element method in engineering science" - Mc Graw-Hill, London

ANNEXE A

FORMULATION DU PROBLEME D'INTERFACE PAR LA M.E.F

Dans cette annexe, nous allons formuler le problème d'interface par la méthode des éléments finis. Par conséquent, nous sommes amenés à poser certaines hypothèses simplificatrices:

- *On se limite aux problèmes quasi-statiques ; les termes d'accélération sont donc négligés,*
- *De façon générale, on fait l'hypothèse des petites perturbations ; on peut ainsi confondre la configuration actuelle et la configuration initiale.*

1 Position et formulation locale du problème

On considère deux corps en contact, un corps A occupant un domaine Ω_A et de frontière Γ_A et un corps B occupant un domaine Ω_B et de frontière Γ_B . La surface de contact entre les deux corps est Γ_i (figure A.1).

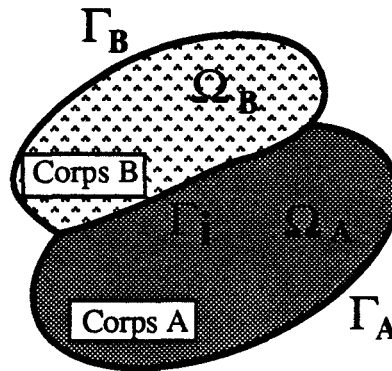


Figure A.1 :
Système de deux corps en contact

En général, le système des deux corps peut être soumis aux sollicitations et aux conditions suivantes :

- force de volume f_i dans $\Omega = \Omega_A \cup \Omega_B$
- force de surface T_i le long de $\Gamma_T = \Gamma_T^A \cup \Gamma_T^B$
- déplacement imposé $U_i = \bar{U}_i$ sur $\Gamma_U = \Gamma_U^A \cup \Gamma_U^B$
- conditions de contact sur Γ_i

avec : $\Gamma_U \cup \Gamma_T = \Gamma$ et $\Gamma_U \cap \Gamma_T = \phi$

La formulation du problème par la méthode des éléments finis "type déplacement" consiste à former les équations régissant ce problème, à partir des équations locales. Celles-ci sont données par : les équations d'équilibre, les équations de la cinématique, les conditions aux limites et les conditions sur l'interface.

2 Formulation variationnelle du problème

L'application du théorème des travaux virtuels implique que pour tout champ de déplacements virtuel, la somme des travaux des forces internes, des forces extérieures et des forces de liaison est égale à zéro.

On considère l'espace V_t des champs de déplacements cinématiquement admissibles. L'application du principe des travaux virtuels donne :

$$\forall V \in V_t : W_e(V) + W_i(V) + W_l(V) = 0 \quad (\text{A.1})$$

avec :

W_e : Travail des forces extérieures

W_i : Travail des forces intérieures

W_l : Travail des forces de liaison

En remplaçant W_e , W_i et W_l par leurs expressions, nous obtenons l'équation suivante :

$$\int_{\Omega} \epsilon_{ij}(V) \sigma_{ij} d\Omega - \int_{\Omega} f_i V_i d\Omega - \int_{\Gamma_T} T_i V_i d\Gamma + \int_{\Gamma_i} \epsilon^i(V) \sigma^i d\Gamma_i = 0 \quad (\text{A.2})$$

où :

ϵ^i : désigne les déformations ou déplacements relatifs

σ^i : étant les contraintes ou forces de liaison à l'interface

3 Discrétisation du domaine Ω

On effectue une division du domaine Ω en petits éléments Ω^e , appelés "éléments de base", et par conséquent l'interface est divisée en éléments Γ_i^e appelés "éléments d'interface" (figure A.2).

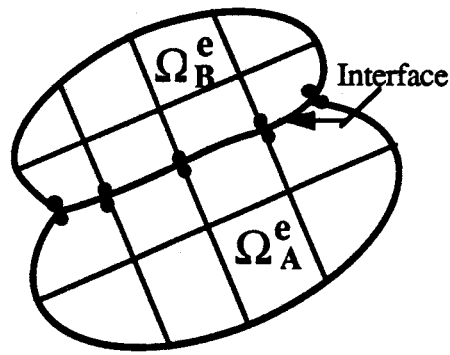


Figure A.2

Discretisation du domaine Ω et de l'interface Γ_i

Après la discrétisation du domaine Ω et l'approximation du déplacement en un point de Ω^e à l'aide des déplacements des points nodaux du même élément, on aboutit à l'équation suivante:

$$\int_{\Omega} \mathbf{B}^T \boldsymbol{\sigma} \, d\Omega - \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \mathbf{f} \, d\Omega - \int_{\Gamma_T} \mathbf{N}^T \mathbf{T} \, d\Gamma + \int_{\Gamma_i} \mathbf{D}^T \boldsymbol{\sigma}^i \, d\Gamma_i = 0 \quad (\text{A.3})$$

Où \mathbf{B} est la matrice de déformation pour les éléments massifs et \mathbf{D} est la matrice de déformation des éléments d'interface. \mathbf{N} désigne la matrice des fonctions d'interpolation.

Après cette discrétisation géométrique, nous proposons de faire intervenir les comportements des corps solides et de l'interface dans la formulation.

De façon générale, les lois de comportement des matériaux constituant les corps et de l'interface s'écrivent sous forme incrémentale de la manière suivante :

$$\left. \begin{array}{l} \dot{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{C} \dot{\boldsymbol{\varepsilon}} \quad \text{pour les corps} \\ \dot{\boldsymbol{\sigma}}^i = \mathbf{C}^i \dot{\boldsymbol{\varepsilon}}^i \quad \text{pour l'interface} \end{array} \right\} \quad (\text{A.4})$$

où : \mathbf{C} et \mathbf{C}^i représentent respectivement les matrices de comportement des éléments volumiques et des éléments d'interface.

Etant donné la forme incrémentale des lois de comportement de l'interface et des corps solides (cas d'un sol élastoplastique, par exemple), le système d'équations (A.3 et A.4) régissant le problème d'interaction entre matériaux solides est non linéaire. La méthode incrémentale de résolution des systèmes non linéaires est la plus appropriée à ce type de problèmes.

La méthode incrémentale consiste à discrétiser les sollicitations en petits incréments. Ainsi, à l'incrément k , les sollicitations s'écrivent :

$$\left. \begin{aligned} \mathbf{f}^k &= \mathbf{f}^{k-1} + \Delta \mathbf{f}^k && \text{dans } \Omega \\ \mathbf{T}^k &= \mathbf{T}^{k-1} + \Delta \mathbf{T}^k && \text{sur } \Gamma_T \\ \bar{\mathbf{U}}^k &= \bar{\mathbf{U}}^{k-1} + \Delta \bar{\mathbf{U}}^k && \text{sur } \Gamma_U \end{aligned} \right\} \quad (\text{A.5})$$

Dans ce cas, les déplacements, les contraintes et les déformations à la fin du $k^{\text{ième}}$ incrément s'expriment par :

$$\left\{ \begin{aligned} \mathbf{U}^k &= \mathbf{U}^{k-1} + \Delta \mathbf{U}^k \\ \boldsymbol{\sigma}^k &= \boldsymbol{\sigma}^{k-1} + \Delta \boldsymbol{\sigma}^k \\ \boldsymbol{\varepsilon}^k &= \boldsymbol{\varepsilon}^{k-1} + \Delta \boldsymbol{\varepsilon}^k \end{aligned} \right. \quad \text{pour les massifs} \quad (\text{A.6})$$

$$\left\{ \begin{aligned} \boldsymbol{\sigma}_i^k &= \boldsymbol{\sigma}_i^{k-1} + \Delta \boldsymbol{\sigma}_i^k \\ \boldsymbol{\varepsilon}_i^k &= \boldsymbol{\varepsilon}_i^{k-1} + \Delta \boldsymbol{\varepsilon}_i^k \end{aligned} \right. \quad \text{pour l'interface}$$

En reportant les expressions (A.5) et (A.6) dans l'équation (A.3), on obtient :

$$\int_{\Omega} \mathbf{B}^T \Delta \boldsymbol{\sigma}^k d\Omega - \int_{\Omega} \mathbf{N}^T \Delta \mathbf{f}^k d\Omega - \int_{\Gamma_T} \mathbf{N}^T \Delta \mathbf{T}^k d\Gamma + \int_{\Gamma_i} \mathbf{D}^T \Delta \boldsymbol{\sigma}^{ik} d\Gamma_i + \mathbf{F}\mathbf{R} = 0 \quad (\text{A.7})$$

avec :

$$FR = \int_{\Omega} B^T \sigma^{k-1} d\Omega - \int_{\Omega} N^T f^{k-1} d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T T^{k-1} d\Gamma + \int_{\Gamma_i} D^T \sigma_i^{k-1} d\Gamma_i$$

FR représente les forces non équilibrées des incréments précédents.

Les lois de comportement des matériaux constituant les corps et de l'interface à l'incrément k , s'expriment par :

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma^k &= C B \Delta U^k \\ \Delta \sigma^{ik} &= C_i D \Delta U^k \end{aligned} \right\} \quad (A.8)$$

En remplaçant $\Delta \sigma^k$ et $\Delta \sigma^{ik}$ par leur expression dans la relation (A.7), on aboutit à l'équation suivante :

$$R \Delta U^k = \Delta F^k \quad (A.9)$$

avec :

$$R = \int_{\Omega} B^T C B d\Omega + \int_{\Gamma_i} D^T C_i D d\Gamma_i$$

$$\Delta F^k = - \int_{\Omega} N^T \Delta f^k d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T \Delta T^k d\Gamma + FR$$

R étant la matrice de rigidité globale du système y compris l'interface.

A l'incrément de charge k , le problème est régi donc par le système (A.9) et par le comportement des milieux continus et de l'interface.

ANNEXE B

FORMULATION DES ELEMENTS D'INTERFACE

Les éléments d'interface développés dans cette annexe sont de deux types: Des éléments possédant une longueur finie de type Goodman et des éléments sans longueur de type ressorts. Dans les deux cas, les éléments n'ont pas d'épaisseur.

1 Eléments de type Goodman

Dans ce cas, on approche les déplacements relatifs normaux et tangentiels par des polynômes de degré 1, dans le cas linéaire (deux doublets de noeuds par élément) ; et de degré 2 dans le cas parabolique (trois doublets de noeuds par élément). On utilise également la méthode de l'élément fini de référence qui permet d'approcher en outre la géométrie de la ligne de discontinuité (figure B.1).

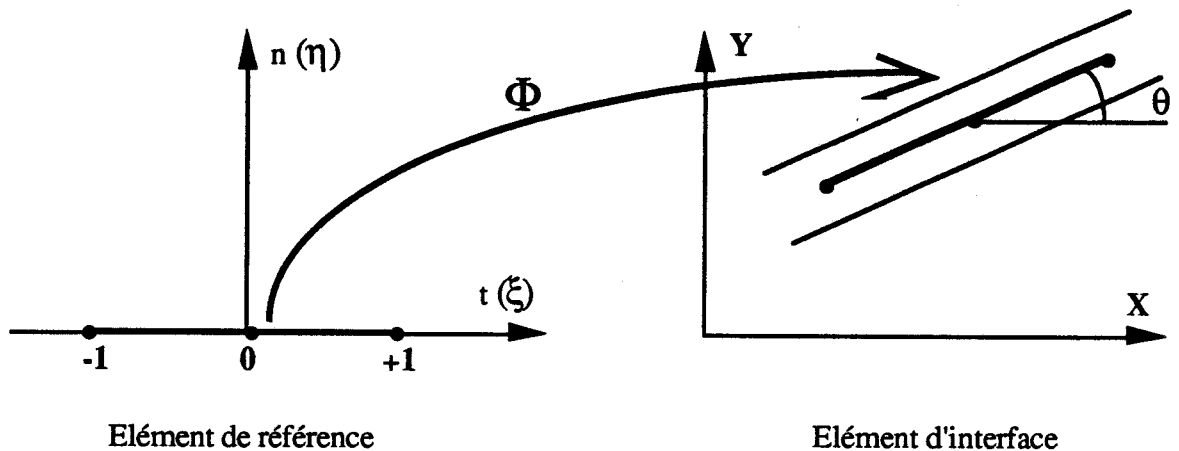


Figure B.1 :
Approche de l'élément surfacique par un élément de référence

Notons que la représentation choisie est de type isoparamétrique, si bien que les mêmes fonctions de base sont utilisées pour la représentation de la géométrie et des discontinuités. Dans ces conditions, on a :

$$\begin{cases} \Delta U_n = \sum_i N_i(\xi) \Delta U_n^i \\ \Delta U_t = \sum_i N_i(\xi) \Delta U_t^i \end{cases} \quad (\text{B.1})$$

et :

$$\begin{cases} X(\xi) = \sum_i N_i(\xi) X_i \\ Y(\xi) = \sum_i N_i(\xi) Y_i \end{cases} \quad (\text{B.2})$$

où N_i sont les fonctions d'interpolation sur l'élément de référence.

Il convient en général de relier les déplacements relatifs normal et tangentiel dans le repère local (t, n) lié à l'élément, aux déplacements relatifs dans les directions X et Y du repère global. Ce passage se fait à l'aide de la matrice de rotation $[T]$, donnée par :

$$[T] = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \quad (B.3)$$

où θ est l'angle du vecteur tangent à la ligne d'interface, donné par :

$$\cos \theta = \frac{\partial X}{\partial \xi} / J_{\xi} \quad (B.4)$$

$$\sin \theta = \frac{\partial Y}{\partial \xi} / J_{\xi}$$

et J_{ξ} désigne le jacobien de la transformation. Il s'exprime sous la forme suivante :

$$J_{\xi} = \left(\left(\frac{\partial X}{\partial \xi} \right)^2 + \left(\frac{\partial Y}{\partial \xi} \right)^2 \right)^{1/2} \quad (B.5)$$

En exprimant les déplacements relatifs ($\varepsilon = \Delta U$) en fonction des déplacements des noeuds formant l'élément, et en remplaçant dans le système (B.1), le vecteur de déformation à l'interface s'écrit :

$$\{\varepsilon^e\} = [D^e] \{U^e\} \quad (B.6)$$

où :

$\{U^e\}$ est le vecteur de déplacements des noeuds de l'élément

$[D^e]$ est la matrice de déformation de l'élément

Les dimensions de $\{U^e\}$ et de $[D^e]$ dépendent du nombre de noeuds de l'élément d'interface. En effet, dans le cas d'un élément surfacique à 4 noeuds (figure B.2a), ces quantités sont données par :

$$\{U^e\}^T = \{U_1 \ V_1 \ U_2 \ V_2 \ U_3 \ V_3 \ U_4 \ V_4\} \quad (B.7)$$

et :

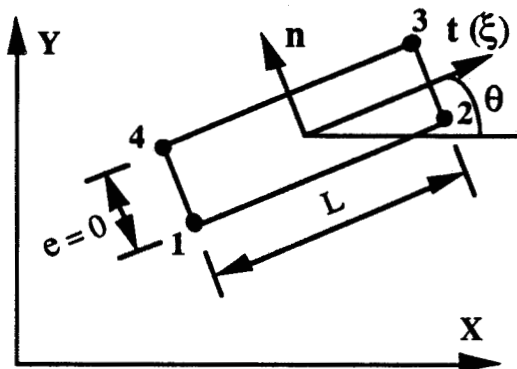
$$[D^e] = \begin{bmatrix} N_1 S & -N_1 C & N_2 S & -N_2 C & -N_2 S & N_2 C & -N_1 S & N_1 C \\ -N_1 C & -N_1 S & -N_2 C & -N_2 S & N_2 C & N_2 S & N_1 C & N_1 S \end{bmatrix} \quad (B.8)$$

avec : $S = \sin \theta$ et $C = \cos \theta$

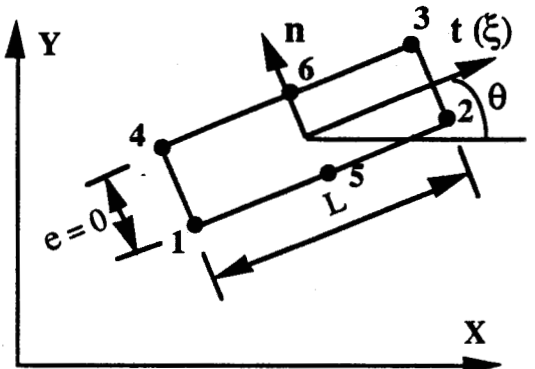
Dans le cas d'un élément surfacique à 6 noeuds (figure B.2b) $\{U^e\}$ et $[D^e]$ s'expriment par :

$$\{U^e\}^T = \{U_1 \ V_1 \ U_2 \ V_2 \ U_3 \ V_3 \ U_4 \ V_4 \ U_5 \ V_5 \ U_6 \ V_6\} \quad (B.9)$$

$$[D^e] = \begin{bmatrix} N_1 S & -N_1 C & N_2 S & -N_2 C & -N_2 S & N_2 C & -N_1 S & N_1 C & N_3 S & -N_3 C & -N_3 S & N_3 S \\ -N_1 C & -N_1 S & -N_2 C & -N_2 S & N_2 C & N_2 S & N_1 C & N_1 S & -N_3 C & -N_3 S & N_3 C & N_3 S \end{bmatrix} \quad (B.10)$$



a) Élément à 4 noeuds



b) Élément à 6 noeuds

Figure B.2
Éléments de type Goodman

La matrice de rigidité élémentaire s'obtient par intégration sur l'élément de référence, de la façon suivante :

$$R_1^e = \int_{-1}^1 T_D^e C_i D^e J_\xi d\xi \quad (B.11)$$

où : C_i est la matrice de comportement exprimant les rigidités par unité de longueur de l'élément ; elle est donnée par :

$$C_i = \begin{bmatrix} C_{nn} & C_{nt} \\ C_{tn} & C_{tt} \end{bmatrix} \quad (\text{B.12})$$

Dans le présent développement, les termes de couplage C_{nt} et C_{tn} , entre les comportements normal et tangentiel, sont pris égaux à zéro.

Notons que l'intégrale sur l'élément de référence dans la relation (B.11) est calculée numériquement par la méthode de Gauss.

2 Eléments de type ressorts

L'élément de type ressorts que nous présentons dans cette section est constitué d'un seul doublet de noeuds. Contrairement au premier type, cet élément n'a pas de longueur. Il est alors caractérisé par son orientation et par les rigidités normale et tangentielle des ressorts associés (figure B.3).

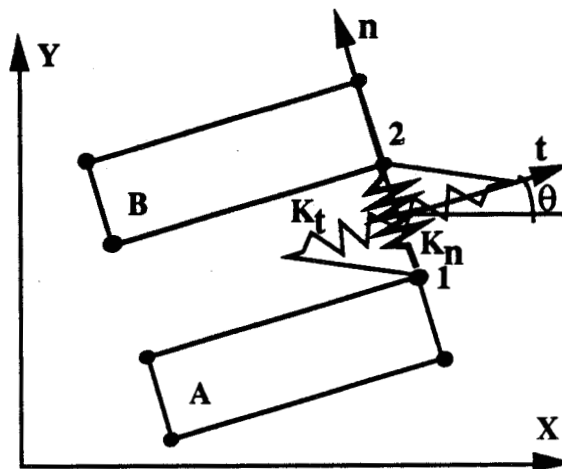


Figure B.3
Elément de type ressorts

Dans ce cas, les forces de liaison λ_n et λ_t sont données par :

$$\begin{cases} \lambda_n = k_n \Delta U_n \\ \lambda_t = k_t \Delta U_t \end{cases} \quad (\text{B.13})$$

où : k_n et k_t représentent les raideurs des ressorts normal et tangentiels insérés entre les noeuds de l'élément.

La formulation de l'élément s'effectue directement en exprimant le travail de force de liaison dans le repère global du système. Ainsi, le vecteur de déformation $\{\varepsilon^e\}$ et la matrice de rigidité élémentaire R_i^e s'écrivent :

$$\{\varepsilon^e\} = [D^e] \{U^e\} \quad (\text{B.14})$$

et

$$R_i^e = {}^T D^e K D^e \quad (\text{B.15})$$

Le vecteur de déplacements nodaux $\{U^e\}$ et la matrice de déformation $[D^e]$ sont donnés par :

$$\{U^e\}^T = \{U_1 \quad V_1 \quad U_2 \quad V_2\} \quad (\text{B.16})$$

$$[D^e] = \begin{bmatrix} S & -C & -S & C \\ -C & -S & C & S \end{bmatrix} \quad (\text{B.17})$$

avec : S et C ont la même signification que pour les éléments de type Goodman.

K représente la matrice des raideurs des ressorts insérés. Elle est donnée par :

$$[K] = \begin{bmatrix} k_n & 0 \\ 0 & k_t \end{bmatrix} \quad (\text{B.18})$$

ANNEXE C

L'ELASTOPLASTICITE APPLIQUEE AUX INTERFACES

Dans cette annexe, on présente un court rappel de la théorie de l'élastoplasticité appliquée aux interfaces.

a - Principe de base de l'élastoplasticité :

L'incrément de déformation totale $\dot{\varepsilon}$ est la somme d'une contribution réversible $\dot{\varepsilon}^e$, et une contribution irréversible ou plastique $\dot{\varepsilon}^p$:

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^e + \dot{\varepsilon}^p \quad (\text{C-1})$$

b - Partie élastique :

Les incréments de déformation élastique sont reliés aux incréments de contraintes par la relation suivante :

$$\dot{\sigma} = C^e \dot{\varepsilon}^e \quad (\text{C-2})$$

où : C^e est la matrice de comportement; donnée par :

$$C^e = \begin{bmatrix} c_n & 0 \\ 0 & c_t \end{bmatrix}$$

c - Notion de surface de charge :

La partie plastique ne se manifeste que si on atteint un critère de rupture. Dans le cas d'un comportement écrouissable, cette condition peut être représentée par une fonction scalaire :

$$f(\sigma, R)$$

où σ est le vecteur de contraintes

R étant l'ensemble des paramètres d'écrouissage

d - Notion de charge et de décharge :

Dans le plan des contraintes, la surface de charge délimite deux zones ; une dite de charge, et l'autre de décharge (figure C.1)

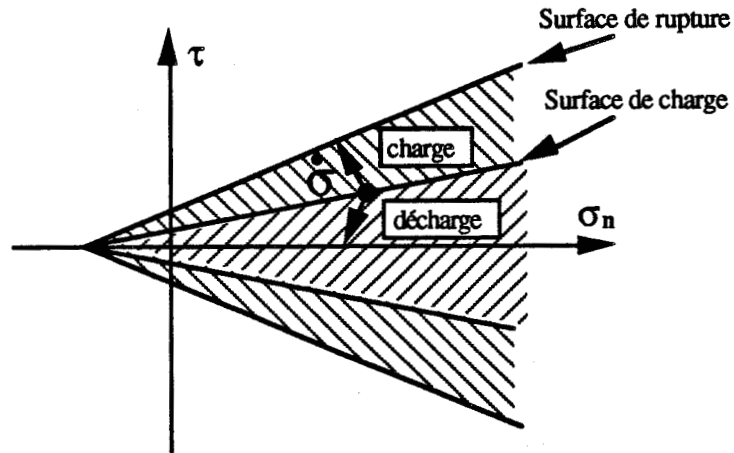


Figure C.1 : Notion de charge et de décharge
(Critère de Mohr-Coulomb)

La notion de charge et de décharge est régie par les équations :

$$\left\{ \begin{array}{l} f(\sigma, R) = 0 \\ \text{et} \\ \dot{f}_R = \frac{\partial f}{\partial \sigma}(\sigma, R) \dot{\sigma} \end{array} \right. \quad (\text{C-3})$$

On dira qu'on est en charge si : $\dot{f}_R > 0$

et qu'on est en décharge si : $\dot{f}_R < 0$

e - Notion de potentiel plastique et règle d'écoulement

La règle d'écoulement définit la façon dont les vitesses (ou incréments) de déformations plastiques évoluent. On admet, en général, que les $\dot{\epsilon}^P$ dérivent d'un potentiel plastique $g(\sigma, R)$:

$$\dot{\epsilon}^P = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma}(\sigma, R) \quad (\text{C-4})$$

λ est le multiplicateur de plasticité (scalaire positif ou nul)

$\frac{\partial g}{\partial \sigma}$ définit les directions des déformations plastiques, celles-ci sont normales à la surface

d'écoulement : $g(\sigma, R) = 0$

f - Multiplicateur de plasticité " λ " et module d'écrouissage "*H*"

Le multiplicateur de plasticité λ étant calculé en écrivant la condition de consistance qui traduit que l'état de contrainte doit rester sur la surface de charge :

$$\dot{f} = \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^t \dot{\sigma} + \frac{\partial f}{\partial R} \dot{R} = 0 \quad (\text{C-5})$$

ou encore :

$$\left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^t \dot{\sigma} = - \frac{\partial f}{\partial R} \dot{R} \quad (\text{C-6})$$

Le module d'écrouissage $H(\sigma, R)$ est défini par la relation :

$$\frac{\partial f}{\partial R} \dot{R} = - \lambda H(\sigma, R) \quad (\text{C-7})$$

Compte tenu des relations (C-6) et (C-7), $\dot{\lambda}$ peut s'écrire :

$$\dot{\lambda} = \frac{1}{H(\sigma, R)} \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^t \dot{\sigma} \quad (\text{C-8})$$

Les déformations plastiques sont alors obtenues en utilisant l'équation du potentiel plastique :

$$\dot{\varepsilon}^p = \frac{1}{H} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right]^t \dot{\sigma} \quad (\text{C-9})$$

Si l'on considère que les paramètres d'écrouissage sont fonction des déformations plastiques, le module d'écrouissage s'écrit :

$$H = - \frac{\partial f}{\partial R} \left(\frac{\partial R}{\partial \varepsilon^p} \right) \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (\text{C-10})$$

A partir de la relation de consistance et des équations (C-1), (C-2) et (C-10), nous obtenons :

$$\dot{\lambda} = \frac{\left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^t C^e \dot{\epsilon}}{H + \left[\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right]^t C^e \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right]} \quad (C-11)$$

$$\text{Si l'on pose : } \begin{cases} f_n = \frac{\partial f}{\partial \sigma_n} \\ f_t = \frac{\partial f}{\partial \tau} \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} g_n = \frac{\partial g}{\partial \sigma_n} \\ g_t = \frac{\partial g}{\partial \tau} \end{cases} \quad (C-12)$$

on obtient :

$$\dot{\lambda} = \frac{f_n c_n \dot{\epsilon}_n + f_t c_t \dot{\epsilon}_t}{H + f_n c_n g_n + f_t c_t g_t} \quad (C-13)$$

g - Notion de matrice d'élastoplasticité

L'incrément de contrainte $\dot{\sigma}$ peut s'exprimer par :

$$\dot{\sigma} = C^{ep} \dot{\epsilon} \quad (C-14)$$

C^{ep} est alors la matrice d'élastoplasticité. Si l'on appelle D le dénominateur de l'expression qui donne $\dot{\lambda}$, on peut calculer C^{ep} en utilisant les relations (C-1), (C-2), (C-4) et (C-11), on obtient alors :

$$C^{ep} = C^e - \frac{C^e \frac{\partial g}{\partial \sigma} \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right]^t C^e}{D} \quad (C-15)$$

En développant, on obtient :

$$C^e = \begin{bmatrix} c_n - \frac{c_n^2 f_n g_n}{D} & -\frac{c_n c_t g_n f_t}{D} \\ -\frac{c_n c_t g_t f_n}{D} & c_t - \frac{c_t^2 f_t g_t}{D} \end{bmatrix} \quad (C.16)$$

Notons que dans le cas d'un modèle non associé ($f \neq g$), la matrice C^e est non symétrique.

ANNEXE D

L'INFLUENCE DES PARAMETRES PLASTIQUES α - A - B

Dans l'étude de l'influence des paramètres sur la réponse du modèle (cf § III.3.2), nous avons illustré l'effet du paramètre β régissant la règle d'écroutissage. Dans cette annexe, l'influence des autres paramètres plastiques (α , A et B) intervenant dans R_m sera présentée.

Paramètre α :

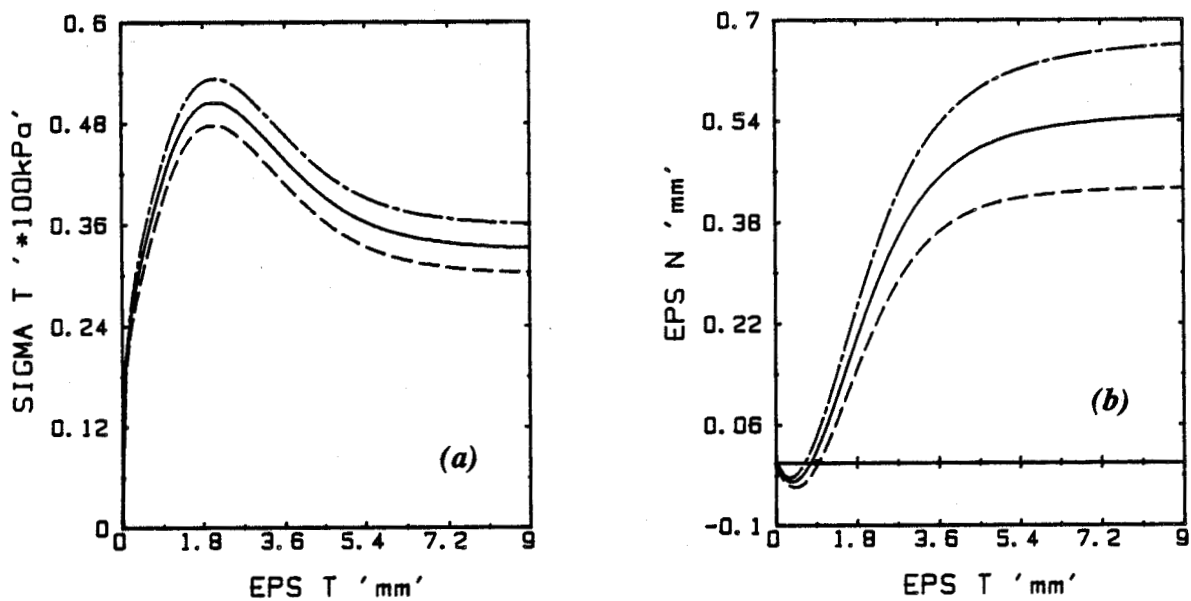
L'influence du paramètre α est d'autant plus important que celui de β . En effet, une augmentation de 15 % de sa valeur amplifie le cisaillement et les courbes d'évolution du comportement normal (figure D.1), que ce soit à contrainte ou à déformation normale constante.

Paramètres A et B

La réponse du modèle est également sensible au paramètre A. Pour un essai à contrainte normale constante, son effet se situe principalement au niveau du pic de cisaillement (figure D.2a), et au niveau de la phase de dilatance de la courbe (ϵ_n, ϵ_t) (figure D.2b). Une augmentation de A amplifie, d'une part la valeur de τ au pic, et d'autre part la dilatance. Sur un chemin à déformation normale constante, la sensibilité du modèle à ce paramètre, est plus marquée. Un accroissement de A augmente le niveau de contraintes à la rupture (figures D.2c et D.2d) et implique l'apparition d'un léger pic de cisaillement.

Quant au paramètre B, son effet est très marqué sur les courbes de simulation. A contrainte normale constante, B influe principalement sur l'amplitude et la vitesse d'activation du pic de cisaillement (figure D.3a), et sur la phase de dilatance de la courbe d'évolution de ϵ_n (figure D.3b). Une diminution de B provoque une augmentation de la contrainte de cisaillement au pic et une amplification de la dilatance. Notons que le pic est plus net et postérieur à celui de la courbe de référence.

A déformation normale constante, la réponse du modèle est plus sensible au paramètre B. En effet, la même diminution de B implique un accroissement important du niveau de contraintes à la rupture (figures D.3c et D.3d). Comme dans le cas du paramètre A, on note également l'apparition d'un pic de contrainte, mais dans ce cas, il est plus accentué et très postérieur à celui de la courbe de référence.



Légende :
 — référence
 - - - perturbation +15%
 - . - perturbation -15%

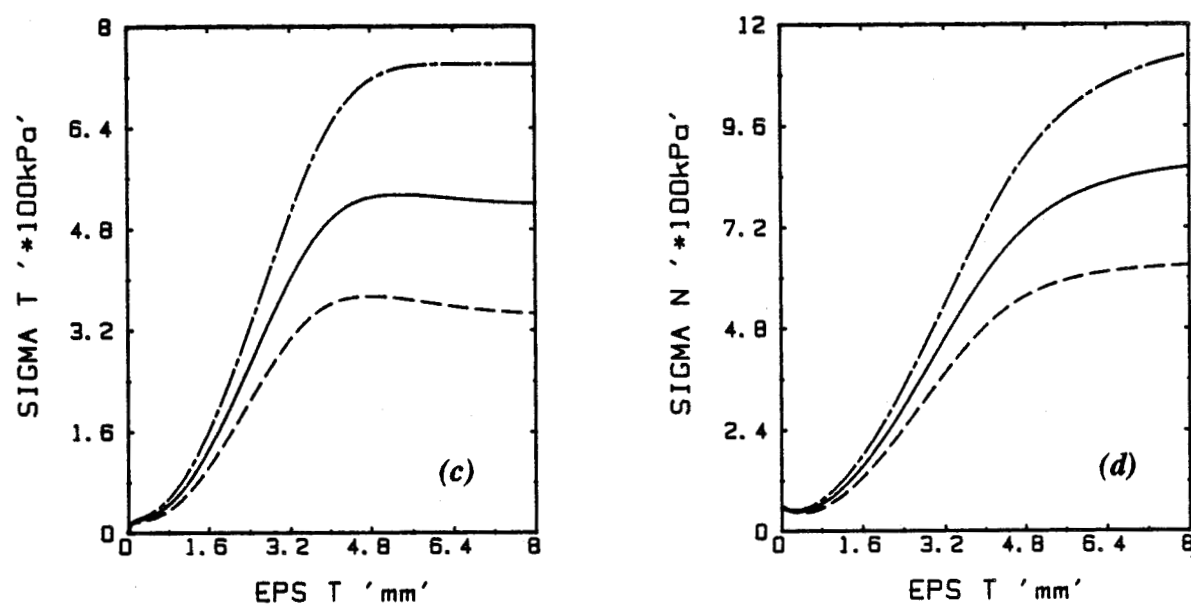


Figure D.1

Influence du paramètre α
 (a,b : chemin à contrainte normale constante)
 (c,d : chemin à déformation normale constante)

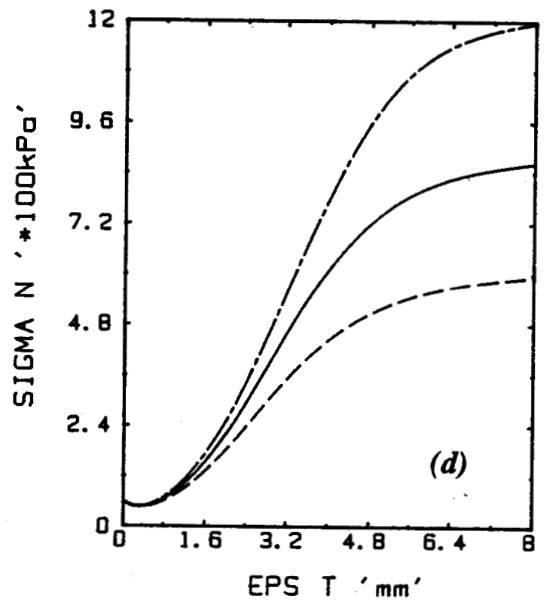
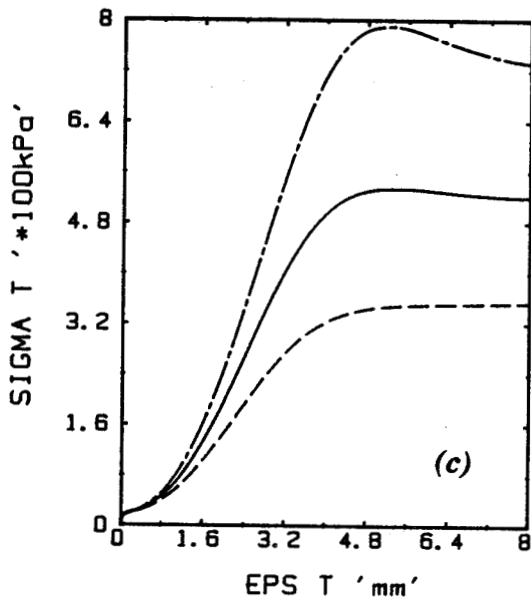
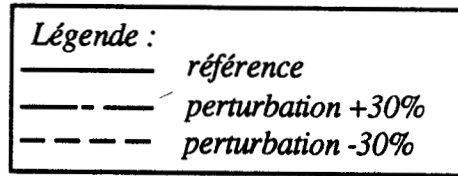
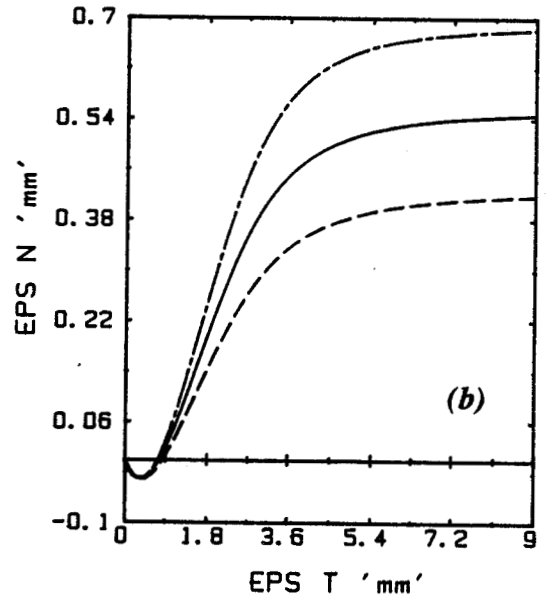
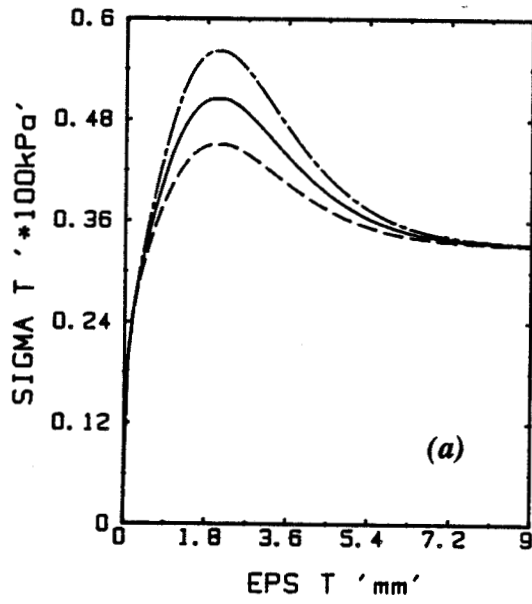
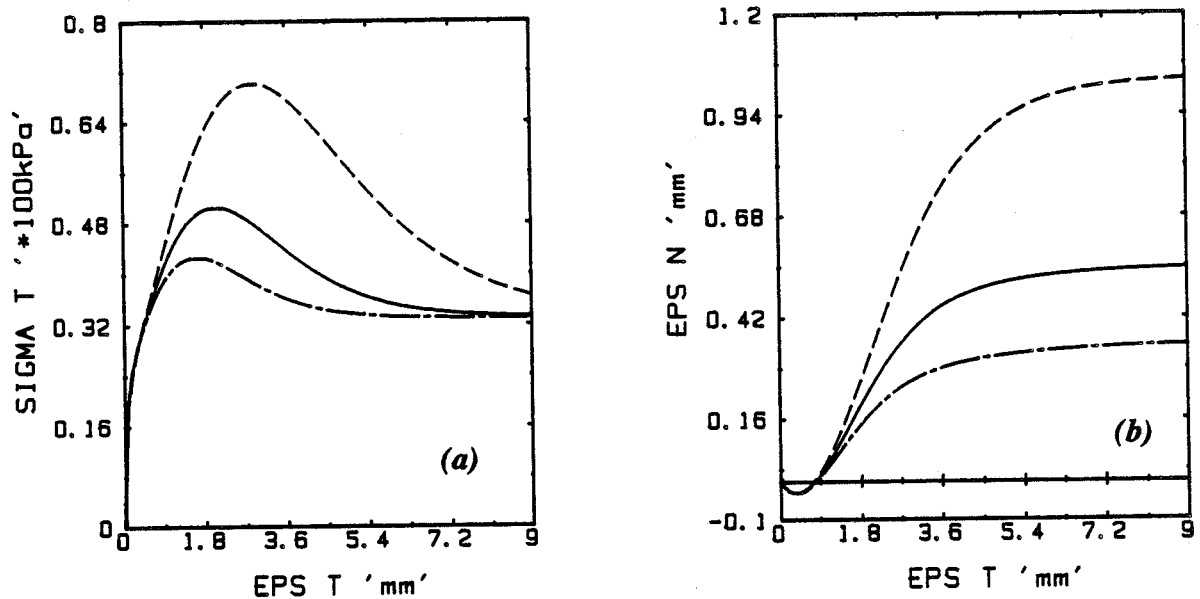


Figure D.2

Influence du paramètre A

(a,b : chemin à contrainte normale constante)

(c,d : chemin à déformation normale constante)



Légende :

- référence
- - - perturbation +30%
- · - perturbation -30%

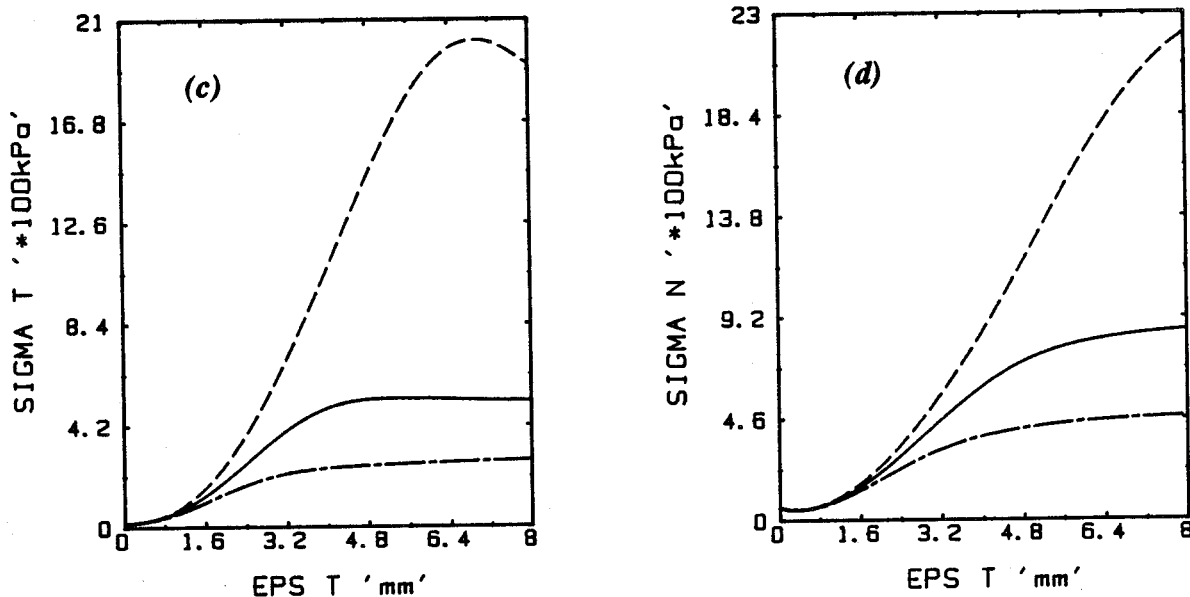


Figure D.3

Influence du paramètre B

(a,b : chemin à contrainte normale constante)

(c,d : chemin à déformation normale constante)



INTERACTION SOLS-STRUCTURES : MODELISATION ET RESOLUTION NUMERIQUE

Le dimensionnement des ouvrages en Génie Civil nécessite souvent la prise en compte des conditions de contact et d'interface sols-structures. Les recherches en cours visent à améliorer les méthodes de calcul des ouvrages par une meilleure connaissance du comportement des matériaux et des interfaces. Le présent travail constitue une contribution dans ce sens. Il comporte deux parties.

Dans la première partie, un module de calcul "PECJOIN" a été mis au point et intégré dans le code "PECPLAS". Le module développé permet la prise en compte des conditions de contact et d'interface entre solides. Plusieurs modèles d'interface (Goodman, Ghaboussi, Katona, Ressort, Katona, Mohr-Coulomb non associé et les nouveaux modèles) ont été implantés. Les tests effectués avec le code montrent, d'une part, l'importance qu'il faut accorder au comportement de l'interface et, d'autre part, l'importance du choix du modèle en fonction du type d'interface (surface lisse ou rugueuse). Ces résultats mettent en évidence la nécessité de développer des modèles capables de reproduire des phénomènes importants (la dilatance par exemple) dans le comportement des interfaces.

Dans la deuxième partie, un modèle de comportement est mis au point et validé. Ce modèle comporte les principaux concepts utilisés dans la modélisation des sols (écrouissage isotrope, état caractéristique, état critique, radoucissement ...). L'introduction du concept de l'écrouissage cinématique à mémoire discrète, a permis de généraliser le modèle aux chargements cycliques. Les versions monotone et cyclique du modèle sont validées sur des essais de cisaillement sols-structures. Une méthode de détermination des paramètres du modèle est présentée et une étude de la sensibilité du modèle par rapport à ses paramètres a été effectuée.

Le modèle a été intégré ensuite, dans le code PECPLAS. Un test du modèle sur le problème de la boîte de cisaillement a permis de vérifier son bon fonctionnement. Par ailleurs, le modèle a été validé sur des essais de pieu réalisés en cuve.

Mots-clés : Interface, sols, structures, joints, modèles rhéologiques, validation, plasticité, cisaillement, pieux, éléments finis.