

50376
1987
79

N° d'ordre : 134

50376
1987
199

THESE

présentée à

**L'UNIVERSITE DES SCIENCES ET TECHNIQUES
DE LILLE FLANDRES ARTOIS**

pour obtenir le titre de

DOCTEUR EN GENIE CIVIL



par

Muzahim AL-MUKHTAR

Sujet

**ETUDE EXPERIMENTALE ET MODELISATION
DU COMPORTEMENT DES FONDATIONS SUPERFICIELLES
SOUS SOLLICITATIONS MONOTONES ET CYCLIQUES**

Soutenue le 30 juin 1987 devant la Commission d'Examen

MM. B. HALPHEN

F. DARVE

Y. MEIMON

D. AUBRY

J.P. HENRY

J.C. ROBINET

I. JURAN

Président

Rapporteurs

Examineurs

Invité

QUE

LA PAIX

L'AMOUR

SOIENT NOUS

A MES PARENTS

A MON FRERE

A MES SOEURS

A TOI

AVANT PROPOS

Le travail présenté dans cette thèse a été conduit au laboratoire de Génie Civil de Lille de l'Ecole Universitaire d'Ingénieurs (Université des Sciences et Techniques de Lille - Flandres et Artois).

Il constitue une contribution aux recherches menées actuellement quant à la validation des modèles rhéologiques en mécanique des sols.

Qu'il me soit permis, au début de ce travail d'exprimer ma gratitude à toutes les personnes qui, par leurs conseils et leurs critiques fructueuses m'ont aidé à mener à bien cette étude.

Je remercie particulièrement les personnes qui ont accepté de faire partie du jury.

Monsieur B. HALPHEN, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, qui a bien voulu me faire l'honneur d'assurer la présidence de ce jury.

Monsieur F. DARVE, Professeur à l'I.N.P, Directeur de l'Ecole Nationale Supérieure d'Hydraulique et de Mécanique de Grenoble qui, en dépit de ses charges importantes a accepté d'être rapporteur.

Monsieur Y. MEIMON, Ingénieur de recherche à l'institut Français de Pétrole et rapporteur de ce travail, qui a permis que se développe une collaboration étroite et amicale, au sein du groupe "Validation des modèles sur ouvrages types" du GRECO-Géomatériaux.

Monsieur D. AUBRY, Professeur à l'Ecole Centrale de Paris, pour l'intérêt qu'il a bien voulu porter à cette étude en étant rapporteur.

Je tiens également à remercier Monsieur J.P. HENRY, Professeur à l'USTL Flandres Artois qui a bien voulu faire partie de ce jury.

Monsieur J.C. ROBINET, Professeur à l'USTL Flandres Artois a assuré la direction scientifique de ce travail de recherche et a pris le temps de me faire profiter de son expérience et de ses connaissances ; qu'il trouve ici l'expression de mes sincères remerciements.

Ma gratitude va également à Monsieur I. JURAN, Professeur à l'Université de la Louisiane qui m'a fait le plaisir d'assister à la soutenance.

J'exprime ma plus vive sympathie à tous les chercheurs qui tout au long de ces années de recherches m'ont apporté leur soutien amical. Je pense notamment à Monsieur I. Shahrour pour l'étroite collaboration que nous avons menée.

Enfin, j'adresse ma reconnaissance à tous les personnels de l'EUDIL, enseignants, secrétaires et techniciens, en particulier à Messieurs J. Secq, J.P. Tancrez, B. Derache et Madame F. Henry pour leur aide précieuse et efficace.

RESUME

Le développement de nombreux modèles rhéologiques ces dernières années, ajouté au fait que ces modèles ont surtout été validés sur des essais homogènes nous a amenés à proposer un outil de validation à partir d'essais réalisés sur des chemins de sollicitation complexe.

La partie expérimentale de cette étude présente les différentes composantes de l'appareillage d'essais conçu et mis au point, ainsi que le mode opératoire et les mesures effectuées.

Des essais d'enfoncement monotone et cyclique, avec une histoire antérieure variée (monotone ou cyclique), dans les deux conditions drainée et non drainée ont été réalisés. Ces essais font l'objet d'une description, d'une analyse et les capacités portantes limites obtenues sont comparées avec celles des fondations superficielles calculées grâce aux méthodes analytiques.

Les essais d'enfoncement cyclique nous ont permis de mettre en évidence le type d'érouissage le plus significatif dans le comportement des fondations superficielles : l'érouissage isotrope.

La partie modélisation décrit le modèle élasto-plastique choisi en fonction des résultats expérimentaux obtenus et de l'étude menée sur les modèles rhéologiques élasto-plastiques : le modèle de Lade. La méthodologie de détermination des paramètres et le rôle de ceux-ci sur la simulation sont également présentés.

La simulation des essais "homogènes" triaxiaux drainés et non drainés a donné de bons résultats. Le modèle est ensuite introduit dans un code de calcul par éléments finis. La simulation a concerné les essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale nul et positif ainsi que les essais sur sable à deux couches.

L'analyse des résultats de la simulation et de ceux des membres du groupe " Validation sur ouvrage type" du GRECO Géomatériaux pour qui nos essais servent d'outil de validation, a montré notamment que les modèles rhéologiques actuels devraient prendre en compte les phénomènes de ruptures localisées et que leur domaine d'application devrait être défini.

ABSTRACT

A great number of stress strain models have been developed in the last years, and the validation of these models only on homogeneous tests led us to propose a "tool" of validation by means of laboratory tests with complex stress paths. These tests represent problems with an imposed initial state and well-controlled limit conditions.

In the experimental part, we describe the testing equipment realized for our study, using Hostun sand, then the test procedure, sample preparation and measurement device and record.

Penetration tests (monotonic and cyclic) were carried out in a sample of sand under drained or undrained conditions, taking into account various previous loading conditions (triaxial monotonic and cyclic tests). Penetration tests in a layered sample (loose and dense sand) were also carried out.

We then analysed these tests, and compared the ultimate footing resistances obtained, with those calculated by the analytical methods of shallow foundation. These experimental tests show that the behaviour of the soil under the foundation is non-linear, inelastic and depends on density and previous loading history. Cyclic tests show that isotropic hardening is the most significant one.

In the modelisation part, we describe Lade's model, selected after a study conducted on elasto-plastic models for sand, and according with the results of the tests. We also present the method of determination of the parameters and we examine the variation effects of these parameters.

The prediction of "homogeneous" triaxial tests with drained and undrained sand was successfully conducted. Lade's model was then introduced into a finite elements programme. The simulation of penetration tests, carried under zero and positive initial deviator stress, as well as tests on layered sand was presented.

We then analysed our results and those of the " GRECO - Géomatériau groupe : Validation sur ouvrage type ", and we compared these results with experimental ones. We have come to the conclusion that current constitutive models are unable to predict the local shear that might occur in sample test.

SOMMAIRE

INTRODUCTION	1
<u>PARTIE I</u>	4
<u>CHAPITRE 1 DISPOSITIF EXPERIMENTAL</u>	4
PRESENTATION GENERALE DU DISPOSITIF	5
I-1.1 LA PRESSE ASSERVIE	8
I-1.2 LA CELLULE TRIAXIALE	8
I-1.3 LE MOULE DE FABRICATION DES ECHANTILLONS DE SABLE	9
I-1.4 LE DISPOSITIF PERMETTANT L'ENFONCEMENT DE LA FONDATION	10
I-1.5 LE DISPOSITIF DE CHARGEMENT DE L'ECHANTILLON DE SABLE ET LE DISPOSITIF ANTI-FRETTAGE	12
I-1.6 LE SYSTEME DE SATURATION ET DE CONTRE-PRESSION	14
<u>CHAPITRE 2 REALISATION DES ESSAIS ET MESURES EFFECTUEES</u>	17
I-2.1 LE MATERIAU UTILISE	18
I-2.2 MODE OPERATOIRE	19
I-2.2.1 Préparation des échantillons	19
I-2.2.2 Mise en route d'un essai	22
I-2.2.3 L'essai proprement dit	23
I-2.3 MESURES EFFECTUEES AU COURS DE CETTE ETUDE	25
I-2.4 L'EXPLOITATION DES RESULTATS	28

CHAPITRE 3 RESULTATS EXPERIMENTAUX : DESCRIPTION

ET ANALYSE

29

I-3.1	CARACTERISTIQUES MECANQUES DU SABLE DE HOSTUN	30
I-3.2	INTRODUCTION AUX ESSAIS D'ENFONCEMENT	33
I-3.3	ESSAIS D'ENFONCEMENT EN CONDITIONS DRAINEES	36
I-3.3.1	<i>Effet de la pression de confinement</i>	37
I-3.3.2	<i>Effet de la densité</i>	37
I-3.3.3	<i>Effet de l'histoire antérieure</i>	41
i.	<i>Essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale négatif</i>	41
ii.	<i>Essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale positif</i>	41
A-	<i>Essais d'enfoncement monotone</i>	41
B-	<i>Essais d'enfoncement cyclique</i>	45
iii.	<i>Essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale cyclique</i>	52
I-3.4	ESSAIS D'ENFONCEMENT EN CONDITIONS NON DRAINEES	57
I-3.4.1	<i>Essais d'enfoncement non drainés à déviateur de contrainte initiale nul</i>	58
I-3.4.2	<i>Essais d'enfoncement non drainés à déviateur de contrainte initiale positif</i>	62
I-3.4.3	<i>Essais d'enfoncement cyclique en conditions non drainées</i>	66
i.	<i>Essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initial nul</i>	66
ii.	<i>Essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale positif</i>	69
I-3.5	ESSAIS D'ENFONCEMENT REALISES SUR UN SABLE COMPOSE DE DEUX COUCHES	72
I-3.6	APPROCHE ANALYTIQUE DE LA CAPACITE LIMITE D'ENFONCEMENT D'UNE FONDATION SUPERFICIELLE	77
I-3.6.1	<i>Modes de rupture générés dans les fondations superficielles</i>	77
I-3.6.2	<i>Capacité portante d'une fondation superficielle et analyse des résultats expérimentaux</i>	81

PARTIE II

85

CHAPITRE 1 L'ELASTO-PLASTICITE ET LE MODELE DE LADE

85

II-1.1 L'ELASTO-PLASTICITE ET LES MODELES ELASTO-PLASTIQUES 86

II-1.1.1 *Comportement unidimensionnel : définition des domaines d'élasticité et de rupture* 86

II-1.1.2 *Représentation des modèles élasto-plastiques: surface de charge, écrouissage et règles d'écoulement* 87

II-1.1.3 *Evolution des modèles élasto-plastiques des sables* 89

II-1.1.4 *Classification des modèles élasto-plastiques* 91

II-1.1.5 *Choix du modèle* 94

II-1.2 LE MODELE ELASTO-PLASTIQUE DE LADE 95

II-1.2.1 *Présentation du modèle* 95

II-1.2.1.1 *Introduction* 95

II-1.2.1.2 *Les déformations élastiques* 96

II-1.2.1.3 *Les déformations plastiques* 97

II-1.2.1.3.a *La surface de charge* 97

II-1.2.1.3.b *Le potentiel plastique* 98

II-1.2.1.4 *Relation incrémentale du modèle* 99

II-1.2.2 *Détermination et rôle des paramètres* 101

II-1.2.2.1 *Détermination des paramètres* 101

II-1.2.2.1.a *Paramètres relatifs aux déformations élastiques* 101

II-1.2.2.1.b *Paramètres relatifs aux déformations plastiques* 102

II-1.2.2.2 *Vérification des paramètres* 104

II-1.2.2.3 *Etude de l'influence des paramètres* 109

CHAPITRE 2 INTRODUCTION DU MODELE DANS UN CODE DE CALCUL PAR ELEMENTS FINIS

117

II-2.1 PRESENTATION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS 118

II-2.1.1 *Introduction* 118

II-2.1.2	Formulation du problème continu	118
II-2.1.3	Discrétisation	119
II-2.1.4	Formulation incrémentale de la méthode	120
II-2.2	RESOLUTION DES SYSTEMES D'EQUATIONS NON LINEAIRES	122
II-2.3	CHEMIN DU RETOUR SUR LA SURFACE LIMITE	124
II-2.4	PRESENTATION DU PROGRAMME DE CALCUL	128
II-2.4.1	Introduction	128
II-2.4.2	Programme de calcul élastique	128
II-2.4.3	Programme de calcul elasto-plastique	129
II-2.4.4	Vérification du programme	134

CHAPITRE 3 APPLICATION DU PROGRAMME DE CALCUL PAR ELEMENTS

	FINIS A LA SIMULATION DES ESSAIS D'ENFONCEMENT	135
II-3.1	CONDITIONS AUX LIMITES DU PROBLEME	136
II-3.2	ETUDE DE L'INFLUENCE DES PARAMETRES INTERVENANT DANS LE CALCUL	137
II-3.3	SIMULATION DES ESSAIS D'ENFONCEMENT EN CONDITIONS DRAINEES A DEVIATEUR DE CONTRAINTE INITIALE NUL	141
II-3.4	SIMULATION DES ESSAIS D'ENFONCEMENT EN CONDITIONS DRAINEES A DEVIATEUR DE CONTRAINTE INITIALE POSITIF	144
II-3.5	SIMULATION DES ESSAIS D'ENFONCEMENT DANS UN SABLE A DEUX COUCHES	146
II-3.6	TRAVAUX EFFECTUES SUR LES ESSAIS D'ENFONCEMENT : ANALYSE ET REFLEXION	147
	CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	149
	BIBLIOGRAPHIE	152

INTRODUCTION

Il peut paraître surprenant en 1987 de présenter un travail sur la capacité portante des fondations superficielles compte tenu de l'importance depuis toujours, du dimensionnement des fondations dans la stabilité des structures. S'il est vrai qu'un grand nombre de travaux portant sur l'étude des fondations superficielles ont déjà été conduits (Terzaghi, Meyerhof, Vésic, Hanna,..), la modélisation retenue a souvent été une approche semi-empirique .

Ce travail a visé à répondre à deux objectifs :

- Valider un modèle de calcul à partir d'essais sur maquette avec des conditions aux limites connues et suivant une procédure expérimentale simplifiée
- Compléter les études déjà réalisées sur les fondations superficielles en abordant notamment les phénomènes de chargement cyclique et les sols non homogènes .

Au cours de ces dix dernières années, de très nombreux modèles rhéologiques de plus en plus sophistiqués, notamment au niveau de la prise en compte des irréversibilités incrémentales du matériau se sont développés . Ces modèles ont surtout été validés sur des essais homogènes et notre contribution a été de proposer un outil de validation des modélisations sur chemin complexe en faisant appel à des essais sur modèles réduits .

Les essais d'enfoncement antérieurs : Woods et al (1981), Bellotti et al (1979), Veismanis (1974), Chapman (1974) ont été réalisés dans des chambres de calibration qui, compte tenu de leur grande dimension, rendaient difficile le contrôle de la mise en place du matériau (homogénéité) et celui des conditions limites des essais . L'analyse de ces installations nous a conduits à adopter un appareil triaxial de grande dimension comme base de départ du montage de l'expérimentation.

Les ouvrages soumis à sollicitation cyclique telles que les structures off shore, les ballasts des trains à grande vitesse, les digues soumises aux

phénomènes de houle sont autant d'exemples qui illustrent la nécessité d'une prise en compte des chargements cycliques dans le dimensionnement des fondations.

Ces phénomènes sont en effet primordiaux dans la stabilité des ouvrages et peuvent, dans certains cas, provoquer des ruptures catastrophiques (liquéfaction des sols) ; cela nécessite donc, compte tenu du coût des structures, une connaissance approfondie du comportement des fondations sous de tels chargements.

Notre étude nous a conduits à examiner le rôle de l'histoire du chargement antérieur dans les deux conditions : drainée et non drainée . Cela nous a permis de déterminer le rôle des écrouissages cinématique et isotrope sous l'effet de sollicitations cycliques et retenir un modèle rhéologique pour décrire le comportement du sol .

Enfin l'étude d'un sol non homogène constitué de plusieurs couches a été menée dans la perspective d'utilisation d'une couche de sol renforcé (fibre, géotextile....) sous la fondation au-dessus d'une couche de sol de mauvaise qualité mécanique .

Notre travail comporte deux parties : l'une traite de l'aspect expérimental et la seconde recouvre l'aspect modélisation .

Le premier chapitre de la partie I décrit le dispositif expérimental utilisé . L' appareillage a été réalisé autour d'une cellule triaxiale par adjonction d'une fondation circulaire fixée sur un vérin dans le bas de l'échantillon. L'échantillon de sol pourra être soumis à une sollicitation simple (triaxial en extension ou en compression) ou complexe (triaxial cyclique). L'enfoncement de la fondation dans l'échantillon de sol pourra être monotone ou cyclique, en conditions drainées ou non drainées .

Nous présenterons dans le second chapitre, le matériau utilisé : le sable de Hostun et nous expliciterons le mode opératoire et le dispositif de mesure des essais effectués.

Le troisième chapitre de cette première partie sera consacré à la description et à l'analyse des essais réalisés . Après une présentation des

caractéristiques mécaniques du sable de Hostun, Nous décrivons les essais d'enfoncement réalisés :

- Essais d'enfoncement monotone et cyclique en conditions drainées.
- Essais d'enfoncement monotone et cyclique en conditions non drainées .
- Essais d'enfoncement dans un échantillon à deux couches (lâche et dense) .

L'analyse des essais nous permettra de définir les paramètres rhéologiques les plus significatifs du matériau résultant des sollicitations subies. Nous comparerons ensuite la capacité portante limite obtenue avec celle des fondations superficielles calculée grace aux formulations analytiques .

La deuxième partie de notre travail concerne la modélisation du comportement élasto-plastique d'une fondation superficielle dans le sable de Hostun. La mise en évidence de l'écrouissage isotrope comme paramètre principal de la mémoire du matériau nous a conduits à choisir le modèle de Lade pour simuler le comportement du sable .

Une détermination automatique des paramètres du modèle de Lade à partir d'une série de trois essais triaxiaux a été construite pour éviter le choix fastidieux et arbitraire des paramètres de calage. La sensibilité des paramètres du modèle a été examinée sur un chemin triaxial drainé.

Dans le second chapitre, le modèle de Lade est introduit dans un code de calcul par éléments finis dont la méthode sera brièvement rappée. L'accent a surtout été mis sur la technique de résolution non linéaire dans les calculs élasto-plastiques avec une présentation générale du programme développé.

Enfin le dernier chapitre propose les comparaisons des modélisations numériques avec les résultats expérimentaux . L'analyse et la synthèse de notre étude ainsi que les travaux du groupe "Validation sur ouvrages types" du GRECO Géomatériaux, pour qui nos essais servent d'outil de validation, sont présentés au niveau des modèles rhéologiques et de l'expérimentation.

PARTIE I

CHAPITRE I

DISPOSITIF EXPERIMENTAL

PARTIE I

CHAPITRE 1 DISPOSITIF EXPERIMENTAL

Présentation générale du dispositif

Les différentes composantes du dispositif mis au point sont les suivantes :

I-1.1. La presse asservie.

I-1.2. La cellule triaxiale classique modifiée et adaptée aux essais réalisés.

I-1.3. Le moule de fabrication des échantillons de sable.

I-1.4. Le dispositif permettant l'enfoncement de la fondation.

I-1.5. Le système de chargement de l'échantillon de sable et le dispositif anti-fretage.

I-1.6. Le système de saturation et de contrepression.

Avant de décrire de façon détaillée les différents éléments de l'appareillage utilisé, nous allons présenter l'appareil de base retenu pour cette étude et le fonctionnement de l'ensemble du dispositif en place.

L'appareil de base est la cellule triaxiale à laquelle on a apporté plusieurs modifications. Cette cellule est l'appareil d'essais le plus utilisé actuellement en mécanique des sols. Elle sert à déterminer des paramètres essentiels dans la définition du comportement des sols, en particulier la résistance au cisaillement et l'angle de frottement dans le cas où la contrainte horizontale est maintenue constante. La cellule triaxiale est utilisée pour réaliser des essais simples comme les essais de pression isotrope, de compression et/ou d'extension, mais aussi des essais plus complexes comme les essais cycliques dans des conditions de sol drainé et non drainé.

Nous avons donc choisi la cellule triaxiale pour réaliser nos essais portant sur le comportement du sable de Hostun sous une fondation car toutes les conditions limites de l'expérimentation peuvent alors être maîtrisées avec le maximum de précision et d'efficacité.

La spécificité de notre étude expérimentale a consisté à réaliser dans des échantillons de sable à un stade donné des essais triaxiaux, sous des conditions aux limites connues et pré-définies, des essais d'enfoncement d'un cylindre figurant une fondation. Ces essais avaient pour objectif la simulation fine des paramètres qui déterminent le comportement du sable et notamment sa capacité portante et son tassement.

Les essais cycliques permettent de prendre en compte l'histoire subie par le matériau et simuler le phénomène de houle sur les plates-formes pétrolières off-shore.

L'appareillage mis en place permet de placer dans la cellule triaxiale un échantillon de sable d'un diamètre d'une hauteur de 180 mm, enveloppé d'une membrane en néoprène. L'échantillon est soumis à une pression d'air parfaitement contrôlée par le panneau de saturation et de contrepression. Ce panneau offre également la possibilité de réaliser des essais drainés et non drainés sur des échantillons saturés. Une force axiale peut être appliquée à l'échantillon de sable consolidé sous pression hydrostatique par la presse asservie. La force axiale et sa vitesse d'application sont mesurées sur la presse.

La fondation d'un diamètre de 50 mm est placée à l'extrémité d'un vérin mécanique, lui-même relié à un réducteur et un moto-réducteur assurant un enfoncement très lent (1.2 cm/hr) de la fondation dans le sable. Cet enfoncement est mesuré par un capteur de déplacement placé sur le vérin; la force appliquée sur la fondation est elle-même mesurée par un capteur de force fixé également sur le vérin.

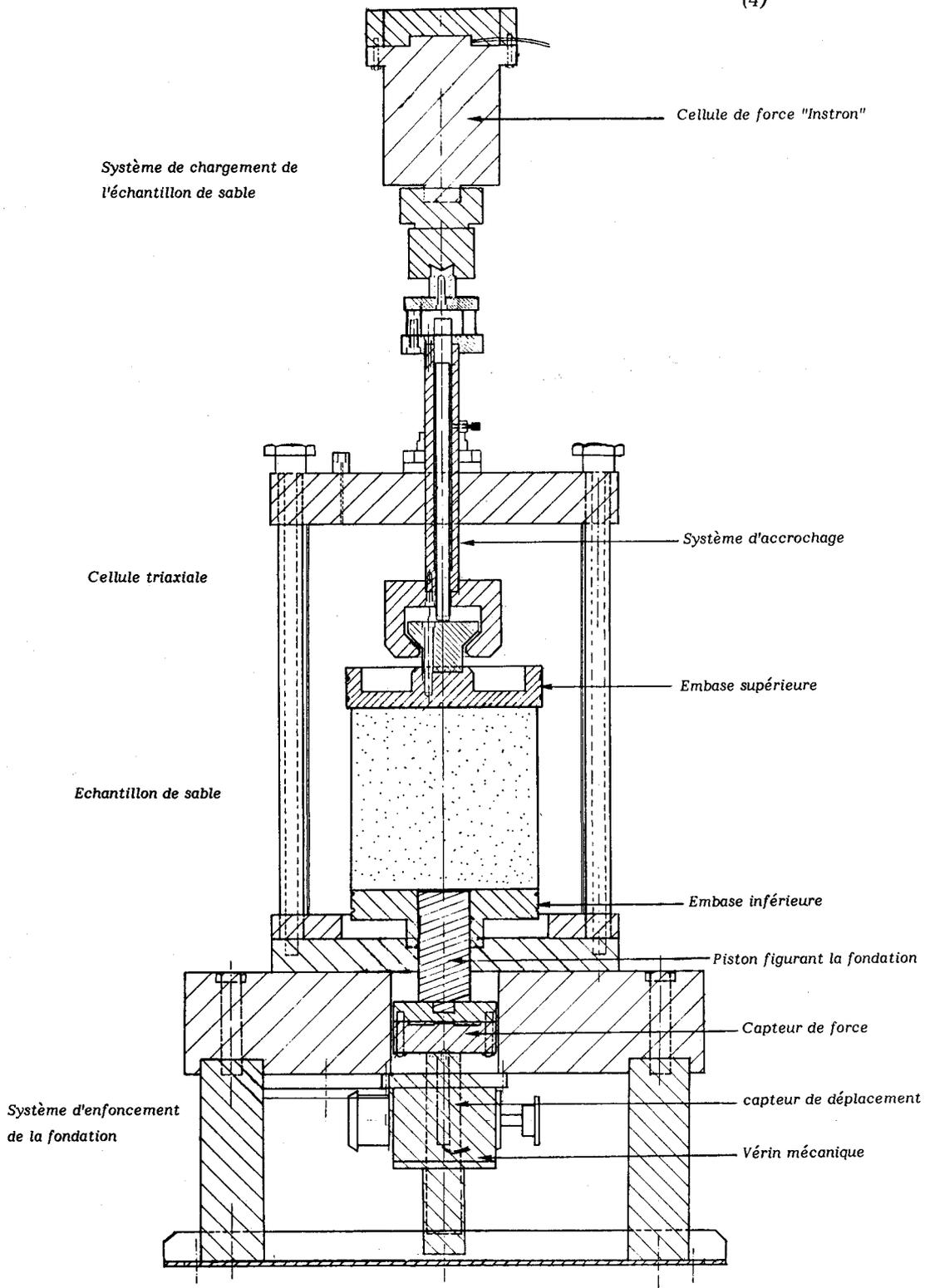


Figure I-1.1 : Appareillage utilisé pour les essais d'enfoncement

Précisons maintenant la spécificité de chacune des parties de l'appareillage :

I-1.1. La presse asservie

La presse retenue pour nos essais est une presse électro-mécanique de type INSTRON modèle 1115, dont la gamme de vitesses varie de 0.0005 cm/min à 5cm/min. La presse est équipée d'un système d'embrayage susceptible de diminuer ou de multiplier la vitesse par 10.

Un système d'accrochage de l'anneau dynamométrique installé sur la presse relie celle-ci au système de chargement et facilite ainsi l'application des charges en compression, en extension et des charges cycliques.

Le traceur de la presse visualise la sortie des résultats sur un rouleau de papier millimétré dont on pourra régler la vitesse de déroulement.

I-1.2 La cellule triaxiale

La cellule dont on dispose est une cellule de type WF-11144, d'un diamètre intérieur de 225 mm. Afin d'adapter cette cellule à la spécificité de nos essais, nous avons modifié la base et le couvercle. Il a donc fallu réaliser dans l'embase de la cellule, un alésage d'un diamètre de 50 mm . Une pièce circulaire en bronze est fixée sur l'embase de la cellule ; elle servira à recevoir l'échantillon de sable mais aussi à permettre le passage de la fondation. Pour ce faire, la pièce, d'un diamètre total de 180 mm, est perforée, dans sa partie centrale, sur une surface d'un diamètre de 50 mm. Des joints toriques assurent l'étanchéité du système. Les essais d'extension et les essais cycliques requièrent d'autre part, l'utilisation d'une tige ajustable spéciale, d'un diamètre de 34 mm. On a dû également agrandir l'alésage dans le couvercle afin de permettre le passage de la tige ajustable .

I-1.3. Le moule de fabrication des échantillons de sable.

Nous avons dû fabriquer, puisqu'il n'existait pas dans le commerce, un moule spécial, destiné à recevoir un échantillon de sable de 180 mm de hauteur avec un diamètre de 180 mm (Figure I.1.2). Le moule est constitué de deux demi-cylindres reliés par un anneau conique qui centre parfaitement les deux pièces, fixées elles-mêmes à l'anneau au moyen de trois vis. Le moule doit en effet pouvoir se démonter facilement, de manière à éviter le remaniement de l'échantillon lors du démoulage, d'où la nécessité d'avoir un moule composé de deux parties.

Pour tendre au maximum de sa capacité la membrane destinée à recevoir le sable, on fait le vide à l'intérieur du moule afin que la membrane se plaque parfaitement contre le moule. On réalise pour cela quatre couloirs d'air sur toute la hauteur des deux demi-cylindres et on fait communiquer chaque couloir d'air ainsi créé, avec une série de petits trous de 1 mm de diamètre percés sur la paroi intérieure des deux demi-cylindres en contact avec la membrane. Le tout est ensuite relié à une pompe à vide volumétrique qui fera le vide dans le moule.



Figure I-1.2 : Le moule

I-1.4 Le dispositif permettant l'enfoncement de la fondation

Le dispositif (Figure I-1.3) est constitué des éléments suivants:

- a. Un piston en duralumin d'un diamètre de 50 mm figurant la fondation.
- b. Un vérin mécanique d'une puissance de 25 KN.
- c. Un capteur de déplacement linéaire de type L 50.
- d. Un capteur de force de type FN de type FN 300 TC et d'étendue de mesure de 2500 daN.
- e. Un pignon et un couple conique équipé d'un volant, tous deux fixés de part et d'autre du vérin.
- f. Un bâti en duralumin doté d'une base en acier et situé sur la presse supportant l'ensemble du dispositif.
- g. Un réducteur ayant un rapport de réduction de 1 sur 9.
- h. Un moto-réducteur à train planétaire série L, d'une puissance de 180 W et d'une vitesse de sortie de 1,5 tours / minute .
- i. Une chaîne "pas 12,7 mm", reliée par deux pignons au vérin et au réducteur.
- j. Un support extérieur en acier sur lequel sont fixés le réducteur et le moto-réducteur reliés ensemble par un accouplement.

Description du système

L'ensemble du dispositif a pour objectif la réalisation d'essais d'enfoncement d'une fondation dans le sable, afin de mieux comprendre le comportement du sable sous fondation, notamment sa capacité portante et son tassement.

La vitesse de l'enfoncement de l'échantillon de la fondation doit être réduite au maximum afin d'optimiser les conditions de l'expérimentation et obtenir des mesures précises. Le réducteur et le moto-réducteur sont donc mis en série. La vitesse de sortie du moto-réducteur est de 1,5 tours/minute; l'arbre de sortie du moto-réducteur est relié par un accouplement au réducteur afin de diminuer cette vitesse d'un rapport de 1 sur 9.

Un pignon d'un diamètre extérieur de 48 mm est fixé sur l'arbre

de sortie du réducteur ; sur ce pignon une chaîne transmet le couple à un second pignon d'un diamètre extérieur de 60 mm fixé sur l'arbre d'entrée du vérin. Ainsi la vitesse transmise au vérin est diminuée du nouveau rapport 48/60.

Le rapport du pignon conique (à denture droite) installé sur le vérin étant de 1/1, la vitesse d'enfoncement de la fondation située sur l'arbre de sortie du vérin, est finalement de l'ordre de 1.2 cm/heure. Les capteurs reliés au vérin et à l'échantillon de la fondation mesureront le déplacement et la force nécessaire pour chaque déplacement de la fondation.

Le débrayage peut se faire manuellement par un volant d'un diamètre extérieur de 120 mm, fixé sur le vérin au moyen d'un couple conique.



Figure I-1.3a : Dispositif d'enfoncement de la fondation

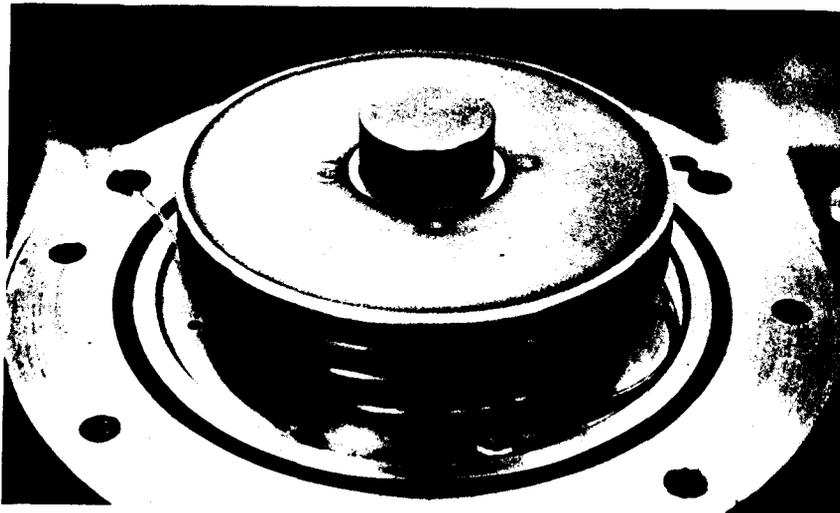


Figure I-1.3b : La fondation en position enfoncée

I-1.5 Le système de chargement de l'échantillon de sable et le dispositif anti-fretage.

I-1.5.1 Le système de chargement de l'échantillon de sable

Le but du dispositif (Figure I-1.4) est de réaliser des essais de chargement en compression, en extension et des essais de chargement cyclique. Ce système comprend :

- a. La tête de l'échantillon de sable (Embase supérieure)
- b. L'attache-tête de l'échantillon.
- c. La tige ajustable constituée de :
 - i. L'arbre qui transmettra la force de l'anneau dynamométrique à la tête de l'échantillon.
 - ii. Le guide qui règle les mouvements de l'arbre.
 - iii. L'attache-guide.
- d. Un assemblage de pièces destinées à relier l'attache-guide à l'anneau.
- e. Un anneau dynamométrique (système d'accrochage à rotule) qui transmettra la charge appliquée par la presse à la tige ajustable.

Description du système

Une force est appliquée avec une certaine vitesse par la presse. Cette force est transmise par l'anneau dynamométrique à la tige ajustable. La tige ajustable et le couvercle de la cellule que traverse cette tige sont parfaitement rodés et ajustés l'un à l'autre afin de faciliter au maximum les mouvements de montée, de descente et de rotation. Cette tige transmet à son tour la force par sa partie inférieure (attache-tête) à la tête de l'échantillon. Lorsque les deux éléments (tête et attache-tête) se trouvent décalés l'un par rapport à l'autre, il est possible de descendre l'attache-tête entre les dents de la tête de l'échantillon. On tourne ensuite le guide jusqu'à ce que les six dents se superposent deux à deux. Au départ, on laisse un jeu suffisant pour

éviter de charger l'échantillon au moment de l'application de la pression de confinement. Une fois le confinement terminé, il est alors nécessaire d'appliquer un chargement extrêmement réduit en extension afin d'assurer un bon contact entre les deux pièces. Ensuite pour éliminer ce jeu, la tige doit être tournée de façon à ce que ni la charge appliquée, ni le déplacement axial sur l'échantillon ne se modifient. Pour ce faire, on visse la partie intérieure (l'arbre) de la tige sur la tête de l'échantillon. La fixation ainsi réalisée permet la transmission à l'échantillon de l'effort normal appliqué par la presse, en compression ou en extension .

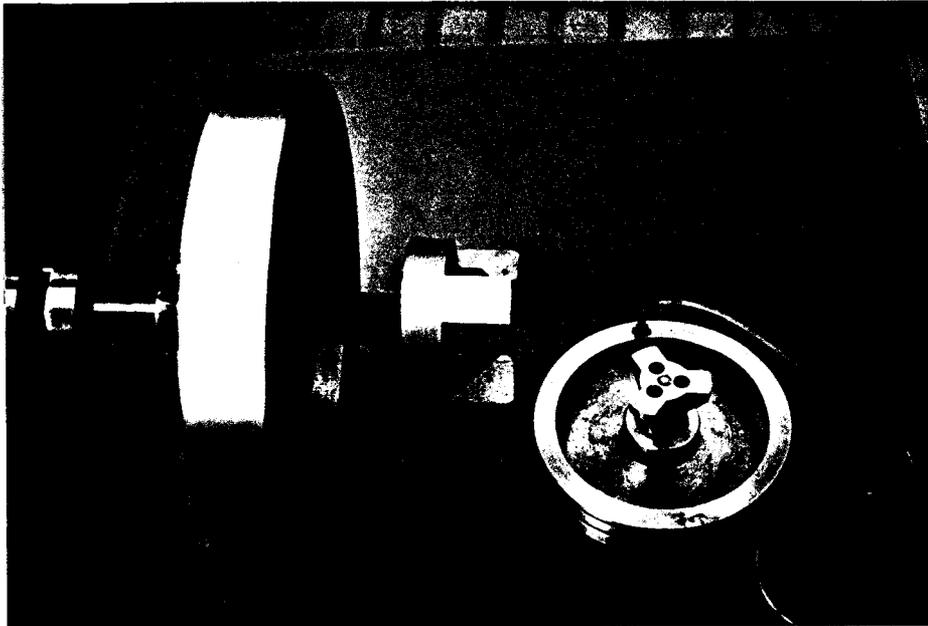


Figure I-1.4 : Eléments du dispositif de chargement de l'échantillon

I-1.5.2 Le dispositif anti-frettage

La friction développée entre les embases inférieure et supérieure et l'échantillon empêche celui-ci de se déformer latéralement. Il en résulte l'apparition de contraintes tangentielles situées près de ces embases. L'effet de ce frettage peut être apprécié dans la déformation en forme de tonneau de l'échantillon.

Afin d'obtenir des déformations plus homogènes lors du chargement, on utilise un système d'anti-frettage qui diminue les frottements entre les têtes de l'appareil (les embases) et l'échantillon. Nous avons adopté le dispositif recommandé par Rowe et Barden (1964) et utilisé par l'équipe de l'ENTPE de Lyon. Les recherches antérieures ont montré que l'échantillon se déformait de façon homogène quand la hauteur de l'échantillon était égale à son diamètre; C'est donc ce type d'échantillon que nous avons retenu pour notre étude.

Le dispositif (Figure I-1.5) est composé d'un disque de téflon d'un diamètre supérieur à celui de l'échantillon et de deux minces membranes circulaires en latex, lubrifiées avec de la graisse. Les deux membranes graissées sont perforées sur leur surface de trous disposés en cercles concentriques, de façon à étaler le surplus de graisse échappé au cours de l'écrasement sur toute la surface du disque de téflon sous-jacent; Ceci est susceptible de réduire l'efficacité des orifices de drainage intégrés dans le disque de téflon.

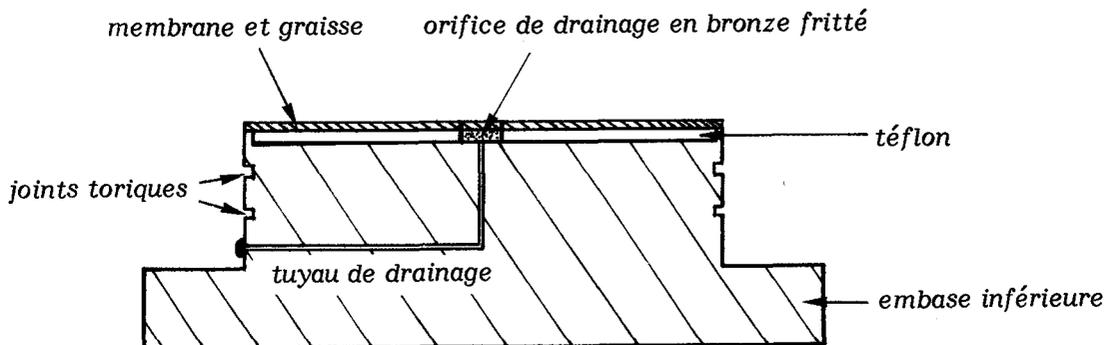


Figure I-1.5 : Dispositif anti-frettage

I-1.6 Le système de saturation et de contre-pression

La nécessité de réaliser des essais sur des échantillons de sable saturé, ajoutée au fait que l'application d'une contre-pression devait assurer une saturation maximale de l'échantillon, a requis l'adoption d'un système fiable de saturation et de contre-pression .

C'est pour cette raison qu'un panneau de saturation et de contrepression a été conçu et réalisé à partir de l'idée de base de Comet et al et utilisé par l'équipe de l'ENTPE de Lyon .

Ce panneau (figure I-1.6) est composé de deux colonnes cylindriques en plexiglas d'un diamètre de 150 mm et d'une hauteur de 1000 mm . La première colonne C1 sert de réservoir d'eau désaérée qui sera utilisée dans l'ensemble des circuits. La seconde colonne C2 sert à remplir le moule d'eau désaérée en vue de la préparation de l'échantillon de sable et permet également le remplissage d'eau de la cellule triaxiale au cours des essais .

Les deux colonnes C1 et C2 peuvent être mises sous vide ou sous pression pour toute éventuelle utilisation (par exemple, le remplissage de ces colonnes en eau). Sur le panneau, se trouvent également deux autres colonnes cylindriques en plexiglas C3 et C4 d'un diamètre de 56 mm et d'une hauteur de 1000 mm. Ces deux colonnes, qui sont reliées à une pompe à vide peuvent aussi être placées sous vide .

La saturation de l'échantillon sous vide différentiel s'effectue à l'aide des deux vacumètres V1 et V2 situés sur le panneau et reliés à ces deux colonnes . La pression de confinement est appliquée à l'échantillon à partir de la colonne C4, au moyen d'un détendeur D1 qui reçoit, contrôle et transmet l'air à un régulateur de pression R1. La pression de sortie du régulateur est mesurée à l'aide d'un manomètre M1 .

Un ensemble identique (composé d'un détendeur D2, d'un régulateur de pression R2 et d'un manomètre M2) est relié à la colonne C3 pour générer la contre pression. Cette colonne est connectée au système de mesure des variations de volume qui est lui-même relié à l'embase inférieure de l'échantillon .

Il est, en effet, essentiel qu'il n'y ait aucune bulle d'air dans l'échantillon et dans le circuit ; si cela se produisait, on enregistrerait une variation de volume de l'échantillon due à la compressibilité des bulles d'air .

SYSTEME DE SATURATION ET DE CONTRE-PRESSION

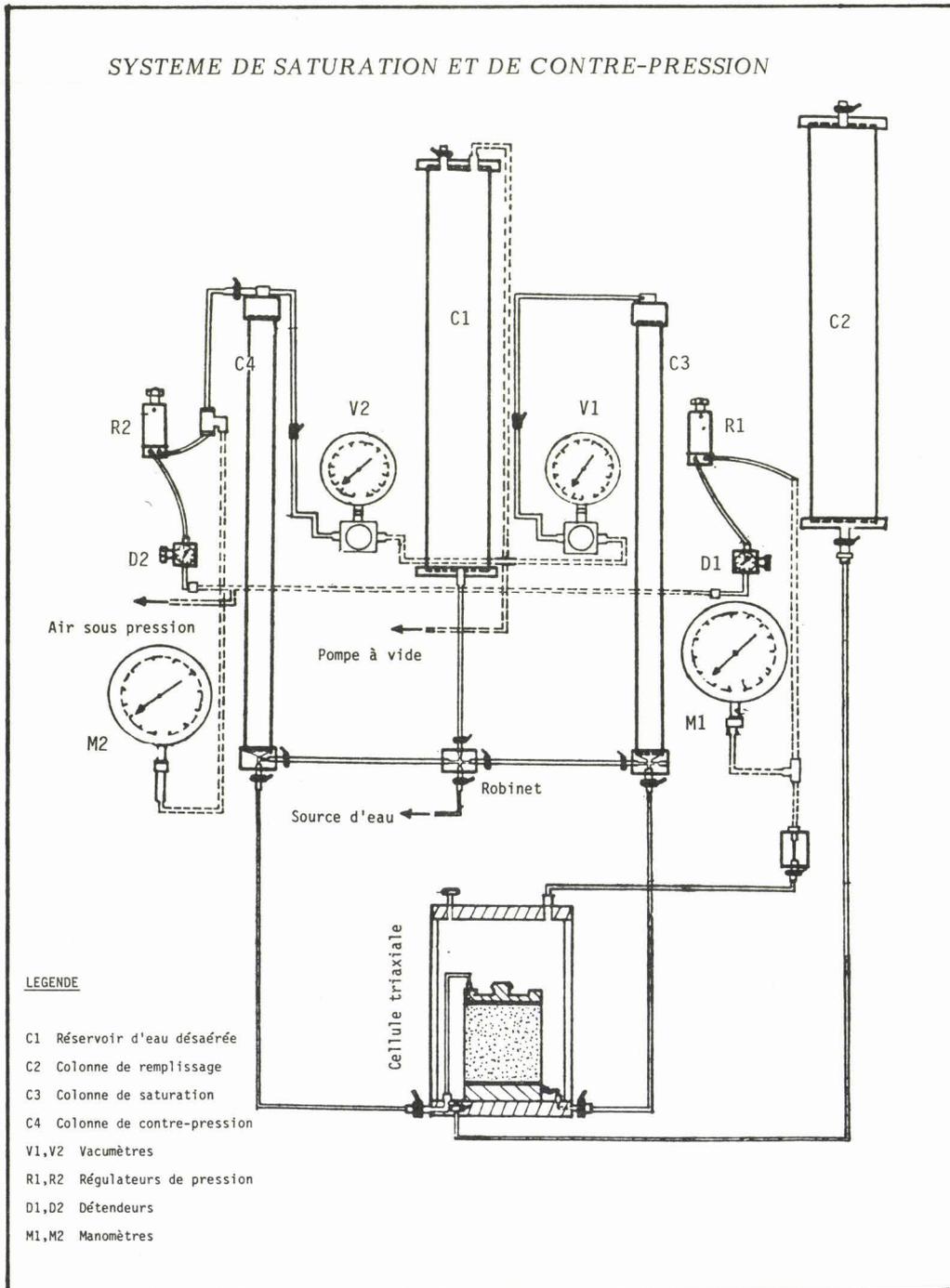


Figure I-1.6 : Panneau de saturation et de contre-pression

PARTIE I

CHAPITRE 2

REALISATION DES ESSAIS

ET MESURES EFFECTUEES

PARTIE I**CHAPITRE 2 REALISATION DES ESSAIS ET MESURES EFFECTUEES****I-2.1 LE MATERIAU UTILISE**

Le sable de Hostun sera le matériau utilisé au cours des essais de cette étude. La courbe granulométrique de ce sable constitué de particules essentiellement angulaires est donnée sur la figure I-2.1.

Ce type de matériau a déjà servi aux essais réalisés par Mohkam (1983) pour étudier le comportement des sables sous chargement cyclique ; ses caractéristiques ne nous sont donc pas inconnues. Le mélange sur lequel seront effectués les essais est composé pour moitié, de sable fin et pour l'autre moitié, de sable moyen. Le matériau est renouvelé après chaque essai.

Le poids volumique des particules solides est de 2.65 g/cm^3 , l'indice des vides maximal obtenu est de 0.82 et l'indice des vides minimal est de 0.529 .

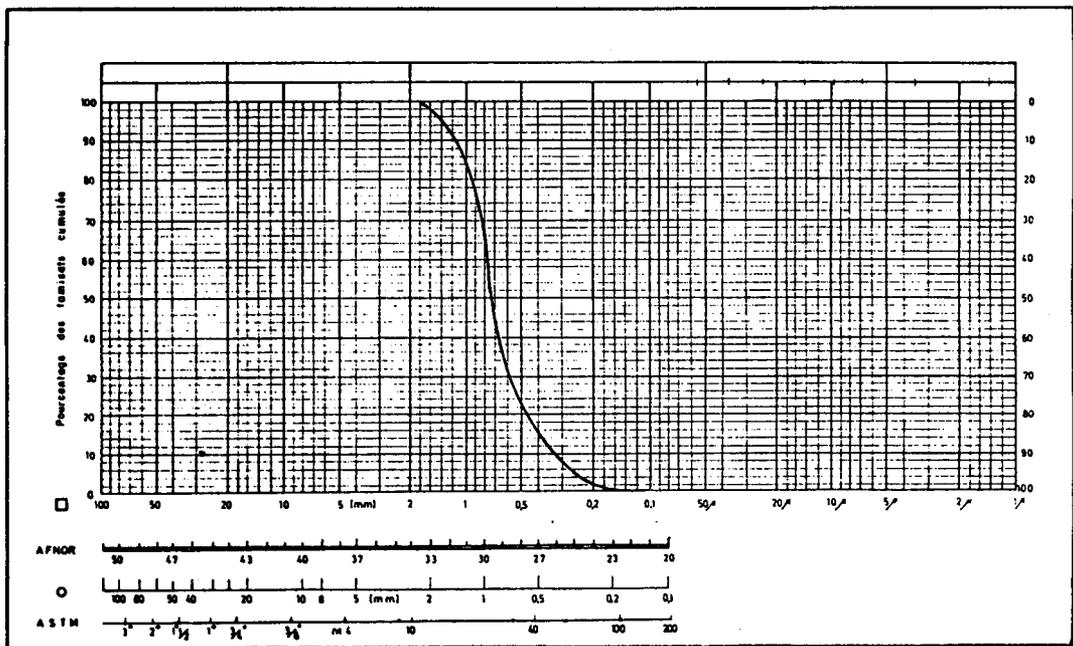


Figure I-2.1 : Courbe granulométrique du sable de Hostun

I-2.2 MODE OPERATOIRE

I-2.2.1 Préparation des échantillons

Les échantillons de sable utilisés pour les essais ont une forme cylindrique d'un diamètre et d'une hauteur égale à 180 mm ; ils sont enveloppés dans une membrane en néoprène d'une épaisseur de 0.5 mm.

La préparation de chaque échantillon consiste, dans un premier temps, à peser la quantité de sable nécessaire pour la fabrication de l'échantillon ; la quantité de sable varie suivant le type d'échantillon recherché, selon que l'on souhaite obtenir un échantillon de sable lâche, moyen ou dense ; la variation dépend donc de l'indice des vides initial de l'échantillon.

Le sable, une fois pesé, est ensuite placé dans une enceinte remplie d'eau que l'on porte à ébullition sous pression ; ceci permet de saturer parfaitement l'échantillon, tout en éliminant le maximum d'air contenu dans le sable. L'échauffement du sable provoqué par l'ébullition fait également diminuer la tension surfacique des grains de sable et libère ainsi l'air retenu autour des grains de sable. Le sable est ensuite laissé à refroidir dans l'eau. Pendant ce temps, on procède à la mise en place sur l'embase inférieure de la membrane en néoprène, à l'aide de joints toriques servant de colliers de serrage.

Il convient de s'assurer à ce stade de l'expérimentation, que le piston figurant la fondation est bien placé au niveau zéro, c'est-à-dire, situé au même niveau que celui de l'embase de l'échantillon.

Le moule est ensuite fixé à son tour sur l'embase inférieure et le tuyau de drainage de la tête supérieure de l'échantillon est introduit dans une "gorge" spécialement aménagée dans l'anneau fixant les deux parties du moule. Le dispositif ainsi réalisé permet de démouler sans problème l'échantillon de sable. Les bords supérieurs de la membrane sont rabattus sur le moule : on applique alors une dépression à l'aide d'une pompe à vide afin de plaquer la membrane contre la paroi du moule.

Un premier disque circulaire en latex est placé sur l'embase inférieure qui est recouverte d'une plaque de téflon. Ce disque est lubrifié

avec de la graisse et perforé de nombreuses entailles sur sa surface afin de diminuer le frottement entre l'embase et l'échantillon et rendre les déformations latérales, lors du chargement. Le disque est également perforé en son centre sur une surface de 50 mm de diamètre, afin d'assurer le passage de la fondation dans l'échantillon de sable.

Le panneau de saturation et de contre-pression ainsi que l'appareil de mesure des variations de volume doivent être remplis d'eau désaérée ; une fois que ceux-ci sont prêts à fonctionner, on remplit la membrane avec cette eau.

On verse ensuite le mélange eau-sable dans le moule avec un entonnoir dont la base doit demeurer en contact mobile avec le sable déjà versé afin d'éviter au mieux l'anisotropie créée par une orientation préférentielle des grains pouvant provenir, par exemple, du mode de remplissage. On laisse déborder l'eau de façon à ce que le sable soit toujours saturé.

La densité est obtenue, dans le cas des sables moyen et dense en compactant à l'aide d'une tige, des couches successives de matériau, en évitant au maximum une introduction d'air durant l'opération.

Un second disque circulaire en latex percé d'entailles et lubrifié comme le premier disque placé sur l'embase inférieure, est à son tour placé sur l'échantillon, une fois le remplissage du sable terminé. Afin que l'air ne puisse s'introduire dans l'embase supérieure, une lente circulation d'eau est maintenue en permanence grâce à un tuyau d'un diamètre de 6 mm relié au panneau de saturation. La lente circulation de l'eau est ensuite stoppée : les vannes 1 et 2 sont fermées (Figure I-2.2). On réalise alors une dépression d'air

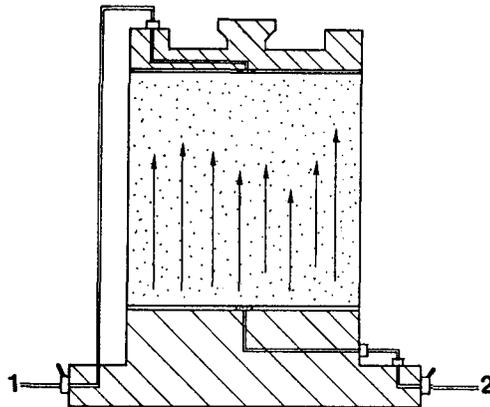


Figure I-2.2 : Saturation de l'échantillon par vide différentiel

dans les deux colonnes de saturation C3 et C4 à l'aide de la pompe à vide et au moyen d'un vacumètre ; on crée une différence de vide entre les deux colonnes de l'ordre de 50 KPa , les deux colonnes étant respectivement reliées aux vannes 1 et 2 . Ainsi si comme cela sera fréquemment le cas dans nos essais, la colonne C3 est sous un vide de 20 KPa, la colonne C4 sera sous un vide de 70 KPa.

On ouvre ensuite les vannes 1 et 2 afin d'assurer la circulation de l'eau à partir du bas de l'échantillon vers le haut , le vide le plus élevé se trouvant situé à la tête de l'échantillon ; l'objectif est de réaliser une saturation de l'échantillon la plus complète possible .

Quand l'échantillon est jugé suffisamment saturé (annulation totale des bulles d'air dans le circuit), on ramène le vide différentiel à une valeur très petite en diminuant la dépression dans la colonne C3 afin d'assurer le maintien de la stabilité de l'échantillon après enlèvement du moule . On ferme également le circuit qui créait le vide dans le moule (arrêt de la pompe à vide) .

La dernière opération consiste à enlever le moule et à vérifier si l'échantillon réalisé est prêt à être utilisé (Figure I-1.3), c'est à dire si la stabilité de l'échantillon est assurée et si l'on n'observe pas sur la membrane des gouttes d'eau qui peuvent apparaître en raison d'une détérioration de celle-ci ; si tel était le cas , toutes les opérations devraient être recommencées dès le début (c'est d'ailleurs pour cette raison que la membrane doit toujours être soigneusement examinée avant chaque essai) .



Figure I-2.3 : Echantillon prêt à l'essai

I-2.2.2 Mise en route d'un essai

Dès que l'échantillon est prêt , on effectue la mise en place de la cellule triaxiale en plexiglas et de son couvercle en veillant à ajuster les encôches de la tige ajustable aux tenons de l'embase supérieure de l'échantillon ; On ferme ensuite la cellule et on relie la partie supérieure de la tige à l'anneau dynamométrique fixé au capteur de force de la presse asservie. La cellule est alors remplie d'eau jusqu'au niveau de la tête d'écrasement afin que l'échantillon reste dans l'eau et n'ait aucun contact avec l'air qui occupe le reste du volume de la cellule .

On ferme les vannes de drainage et tout est prêt pour procéder à l'essai proprement dit (Figure I -2.4)

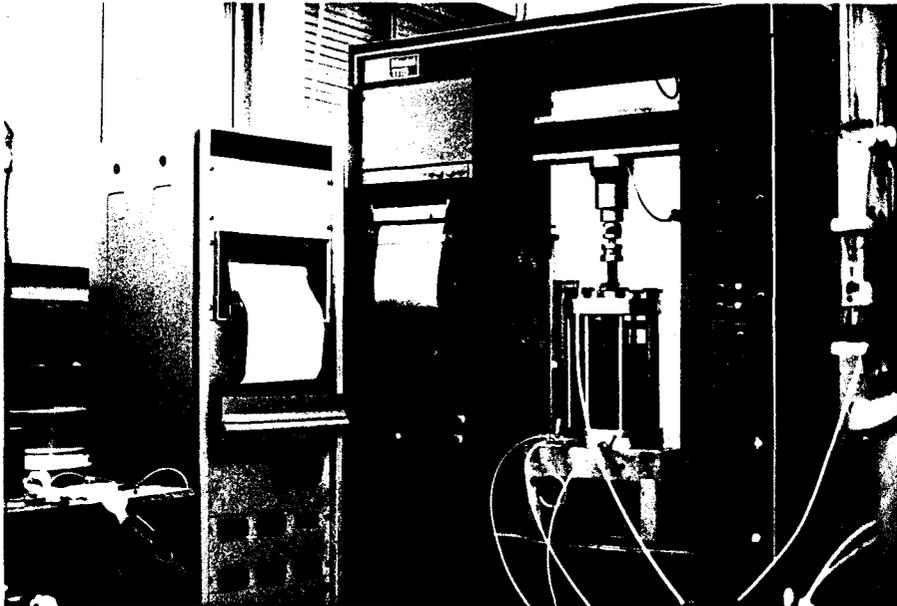


Figure I-2.4 : La mise en route d'un essai

I-2.2.3 L'essai proprement dit

Tout essai réalisé au cours de cette étude présentera deux aspects distincts , effectués à la suite l'un de l'autre :

D'abord une phase expérimentale classique : l'essai triaxial sur l'échantillon de sable de Hostun ; Ensuite, un essai original : l'essai d'enfoncement d'une fondation dans cet échantillon .

Le chemin de sollicitation de tout essai auquel on procèdera dans cette étude est constitué de trois étapes :

- i. **La consolidation de l'échantillon de sable**
- ii. **Le chargement de l'échantillon de sable**
- iii. **L'enfoncement de la fondation dans l'échantillon de sable**

i. La consolidation de l'échantillon de sable

Cette étape consiste à appliquer une contrainte isotrope de consolidation , appelée pression de confinement .

La consolidation de l'échantillon s'effectue en laissant le drainage ouvert. La pression de confinement est obtenue par une pression d'air comprimé issue du panneau de saturation et appliquée sur l'eau de la cellule . Cette pression est réglée par le régulateur de pression et mesurée à l'aide d'un manomètre. Pendant la consolidation , la tête de l'échantillon doit rester libre de mouvement afin d'éviter le chargement de l'échantillon en extension .

La mesure du coefficient de Skempton **B** permet de connaître le degré de saturation de l'échantillon ;

Si l'échantillon est parfaitement saturé , la pression interstitielle doit être égale à la pression isotrope appliquée (drainage fermé) .

Afin de mesurer **B** , on commence le confinement par l'application d'une faible pression , ensuite on ferme le drainage et on réalise une montée en pression isotrope . On mesure ensuite la pression interstitielle au moyen d'un capteur fixé à l'embase inférieure de l'échantillon et on calcule la valeur de **B** de la façon suivante :

$$B = \text{pression interstitielle mesurée} / \text{pression de confinement appliquée}$$
 Si **B** est proche de l'unité (on admet généralement que **B** est égal ou supérieur à 0.95) , l'expérimentation peut continuer ; dans le cas contraire , il faut

renouveler la manipulation avec un autre échantillon, car la saturation après remplissage est pratiquement impossible à obtenir .

Néanmoins, l'emploi d'une contre-pression permet de limiter l'effet d'une saturation médiocre en comprimant les micro-bulles d'air .

Nous avons utilisé une contre-pression de 400 KPa afin de nous assurer d'une saturation maximale . Le contrôle terminé, on complète la consolidation de l'échantillon en appliquant la pression de confinement initialement prévue ; On laisse ensuite le drainage soit, ouvert (essai drainé) soit fermé (essai non drainé) .

Une fois la consolidation terminée, la tige ajustable est mise en place selon la méthode décrite précédemment, puis le piston est vissé dans un anneau dynamométrique lui-même fixé à un capteur de force relié au bâti de la presse asservie .

ii. Le chargement de l'échantillon de sable

On commence le chargement dépendant du chemin de sollicitation choisi : monotone, cyclique, en compression et / ou en extension, drainé ou non drainé .

Les valeurs de la contrainte déviatoire sont limitées selon le type et le but de l'essai choisi ; les valeurs maximales de la force à appliquer sont préalablement déterminées à partir des courbes de chargement monotone .

iii. L'enfoncement de la fondation dans l'échantillon de sable

Une fois la valeur de la force atteinte, on arrête l'application de la charge ; commence alors la dernière partie de l'essai : l'enfoncement de la fondation dans le sable .

Le piston figurant la fondation est actionné par le moto-réducteur ; on mesure la force nécessaire à l'enfoncement de cette fondation ainsi que le déplacement du piston (l'enfoncement) . L'enfoncement peut être monotone ou cyclique dans les conditions drainées ou non drainées .

I-2.3 Mesures effectuées au cours de cette étude :

Les paramètres mesurés au cours de nos essais sont les suivants :

1. La force axiale sur l'échantillon de sable
2. Le déplacement axial de l'échantillon de sable
3. La pression de confinement
4. Les variations de volume de l'échantillon de sable
5. La pression interstitielle
6. La force d'enfoncement de la fondation
7. L'enfoncement de la fondation

1. La force axiale sur l'échantillon de sable

La mesure de la force axiale est réalisée à l'aide d'une cellule de force de type INSTRON reliée à la presse asservie du même type INSTRON . La capacité de la cellule est de 10 000 daN en compression comme en extension ; le signal émis est amplifié par un amplificateur branché sur l'enregistreur de la presse .

2. Le déplacement axial de l'échantillon de sable

Cette mesure est effectuée sur la presse INSTRON ; nous obtenons une variation de vitesse de l'application de la force compris entre 0.0001 cm/ min et 5 cm/ min . La vitesse la plus souvent utilisée au cours de nos essais est de l'ordre de 0.5mm/min ou 1mm/min .

3. La pression de confinement

La pression de confinement est assurée par un régulateur de pression de type LN Industrie de haute précision (0.1 %), situé sur le panneau de saturation . Un manomètre fournit la valeur de la pression utilisée dans les essais . Des essais ont été réalisés en prenant trois valeurs différentes de pression de confinement 100, 200, 400 KPa .

4. Les variations de volume de l'échantillon de sable

Il existe plusieurs méthodes de mesure des variations volumiques . Ces méthodes peuvent être regroupées selon deux critères :

***i. La mesure directe** qui désigne toute mesure effectuée sur la hauteur et le diamètre de l'échantillon (Bishop 1962) .*

***ii. La mesure indirecte** qui désigne la mesure des variations du volume d'eau sortant de l'échantillon . Cette variation peut être mesurée soit dans le circuit de drainage, soit dans une burette : Bishop (1962), Berre(1980), Tatsuoka (1980) .*

Nous avons, quant à nous, utilisé l'appareil de mesure indirecte de WYKHAM FARRANCE (figure I-2.5) qui offre une parfaite précision dans les mesures et est adaptable pour toute exploitation automatisée .

Le principe de fonctionnement de cet appareil est basé sur un capteur de déplacement immergeable mesurant la montée ou la descente d'un piston dans une chambre étalonnée . Un jeu de robinets bi-directionnels à débit constant assure un sens uniforme de fonctionnement du circuit d'eau dans le système , lorsque le piston arrive en bout de course .

L'appareillage comprend un cylindre en plexiglas situé entre deux couvercles horizontaux . Une petite chambre tubulaire de plexiglas est divisée en deux parties par un piston de cuivre comprenant un diaphragme de Bellofram qui assure à l'ensemble un glissement avec frottement très réduit . La chambre inférieure communique par une tubulure avec un robinet à deux voies monté sur un panneau regroupant l'appareillage . Un conduit percé dans le haut de la petite chambre permet une communication avec le grand cylindre relié lui-même à un robinet à deux voies solidaire du panneau . Un capteur de déplacement de type à inductance, submersible dans l'eau, est fixé à l'intérieur de la chambre supérieure . La partie sensible du capteur est solidaire du piston .

L'appareil est rempli d'eau désaérée . Tandis que l'une des deux voies du robinet est connectée à un appareil de pression constante (colonne C2 sous pression constante), l'autre voie est connectée à l'embase de l'échantillon : l'eau qui sort ou qui rentre dans l'échantillon actionne le piston et entraîne le déplacement du capteur qui enregistre le changement de volume .

5. la pression interstitielle

On mesure la pression interstitielle dans le cas des essais non drainés et également pour vérifier la saturation de l'échantillon (valeur de la constante B de SKEMPTON). Les mesures de la pression interstitielle ont été faites en utilisant un capteur de pression de type ENTRAN relié au robinet de sortie de base de l'échantillon et au circuit de saturation .

6. La force d'enfoncement de la fondation dans l'échantillon

Un capteur de force de type FN 300 TC nous permet de mesurer la force nécessaire à l'enfoncement de la fondation dans l'échantillon de sable. Ce capteur est fixé sur le bras d'un vérin mécanique, au dessous d'un piston figurant l'échantillon de la fondation et fixé sur le même bras du vérin . L'étendue de la mesure du capteur est de 2500 daN en compression comme en extension , avec une linéarité de 0.1 % .

7. L'enfoncement de la fondation

La mesure de l'enfoncement est enregistrée grâce à un capteur de déplacement linéaire à transformateur différentiel série L , d'une étendue de mesures de -50 à +50 mm et à une linéarité de 0.2 % de la pleine échelle. Le capteur est doté d'un module électronique de type GDL(Générateur démodulateur pour série L) qui fournit l'alimentation en courant alternatif 2000 HZ .

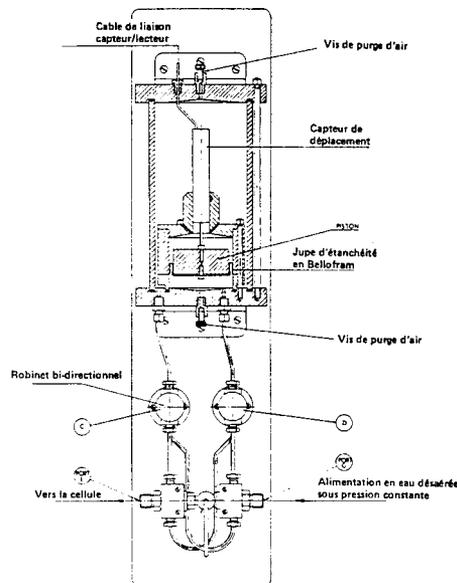


Figure I-2.5 : Appareil de mesure des variations de volume

I-2.4 L'exploitation des résultats

Compte tenu des moyens du laboratoire , l'exploitation des résultats a été réalisée à partir d'enregistrements analogiques . On a utilisé une table traçante dotée de quatre voies, l'enregistreur de la presse INSTRON constituant le deuxième appareil d'enregistrement .

La table traçante enregistre les signaux électroniques émis par le capteur de force, le capteur de déplacement de la fondation, le système de variation de volume et le capteur de la pression interstitielle .

La force enregistrée par la presse sur l'échantillon de sable est enregistrée en fonction du temps . La vitesse du chargement de la presse fixée préalablement pour chaque essai nous permet de calculer le déplacement axial de l'échantillon de sable .

Les courbes sont digitalisées à l'aide d'un micro-ordinateur "HP-INTEGRAL PC" et d'une table traçante . Nous avons donc mis au point des programmes de digitalisation et de traitement des essais triaxiaux et des essais d'enfoncement .

Tous les essais ont été stockés sur disquette afin de faciliter l'exploitation des résultats . Enfin un programme de traçage a été réalisé afin de permettre une sortie graphique des essais .

PARTIE I

CHAPITRE 3

RESULTATS EXPERIMENTAUX :

DESCRIPTION ET ANALYSE

- caractéristiques matériau
→ sable Hostun pp. 30-32
- caractéristiques des essais d'enfoncement
→ pp. 33 → 44

PARTIE I

CHAPITRE 3 RESULTATS EXPERIMENTAUX : DESCRIPTION ET ANALYSE

I-3.1 Caractéristiques mécaniques du sable de Hostun

Les caractéristiques mécaniques du sable de Hostun ont été déterminées à partir d'essais triaxiaux (Figure I-3.1). Nous constatons que la résistance à la rupture augmente avec la pression de confinement et que la courbe "déformation volumique - déformation axiale" présente une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance.

En ce qui concerne les courbes des essais triaxiaux en extension, nous remarquons l'existence d'une petite phase de dilatance au début de l'essai, suivie d'une phase de contractance. Il faut noter également la continuité des courbes " déformation volumique - déformation axiale " des essais triaxiaux en compression et en extension pour les mêmes pressions de confinement .

La figure I-3.2 compare nos résultats avec ceux obtenus par Mohkam (1983) pour de mêmes rapports d'élançement égal à 1. Les résultats des deux études sont pratiquement identiques.

Le tracé des cercles de Mohr et les enveloppes de rupture nous ont permis de définir les angles de frottement interne.

Type de sable Angle de frottement Indice des vides initial

Lâche	33°-35°	0.73-0.75
Moyen	35°-37°	0.64-0.65
Dense	38°-41°	0.55-0.56

Rappelons que:

Le poids volumique des grains solides = 26.5 KN/m²

L'indice des vides minimal = 0.52

L'indice des vides maximal = 0.82

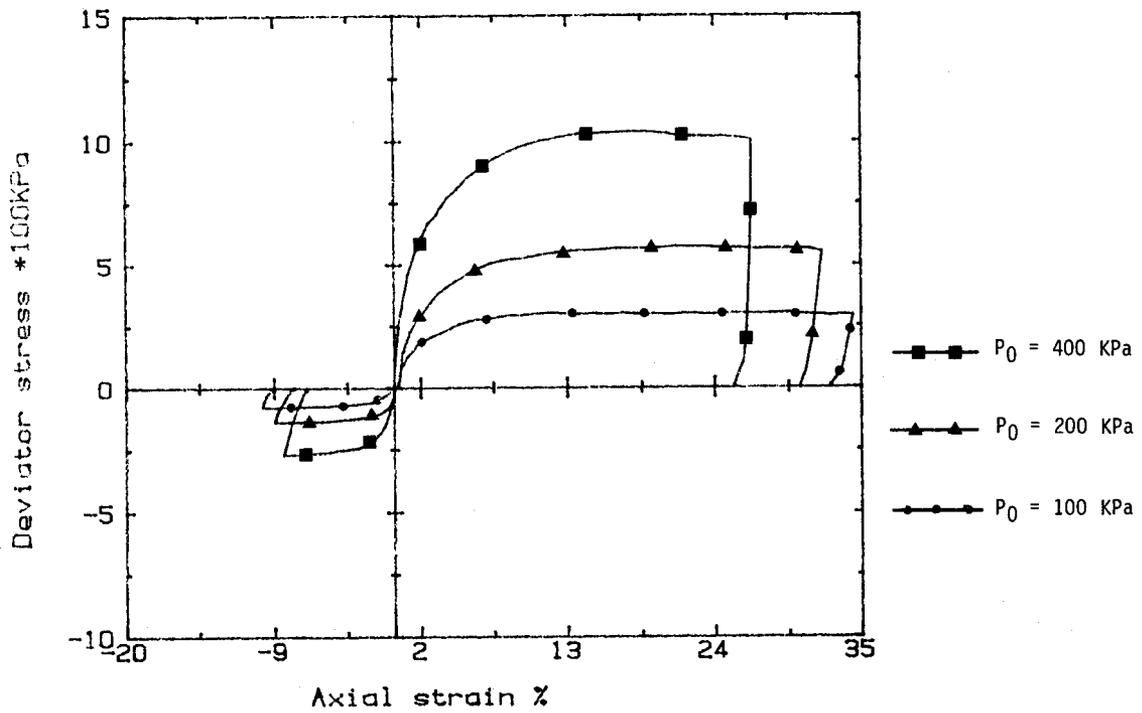


Fig I-3.1 a : Essais triaxiaux sur sable lâche de Hostun en compression et en extension en conditions drainées

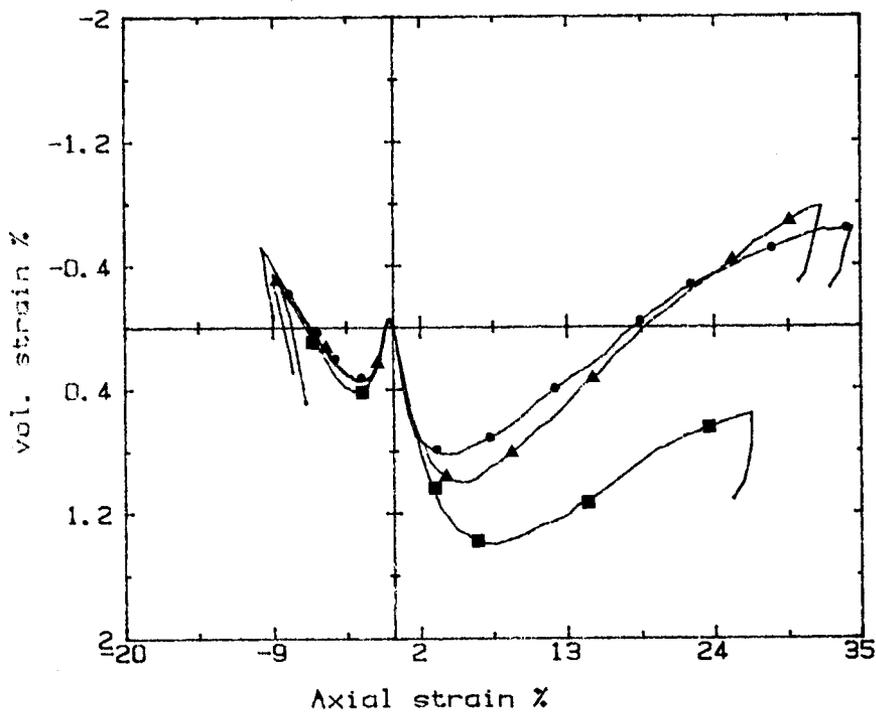


Fig I-3.1 b : Variations de volume dans les essais triaxiaux sur sable lâche de Hostun

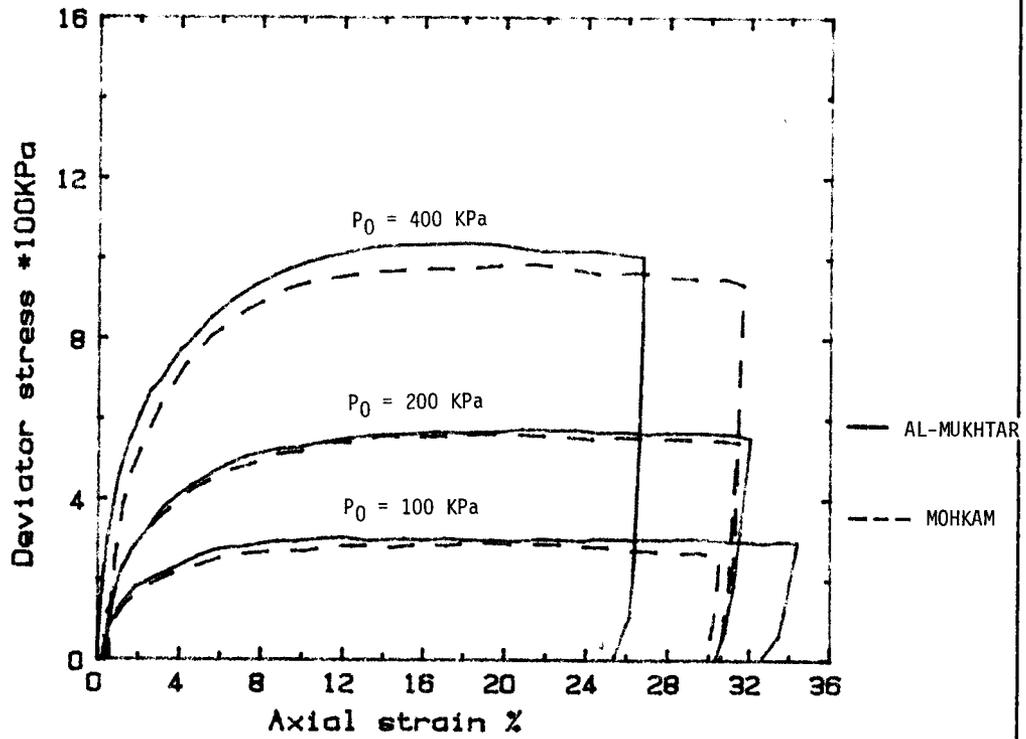


Fig I-3.2 a : Comparaison d'essais triaxiaux sur sable lâche en conditions drainées

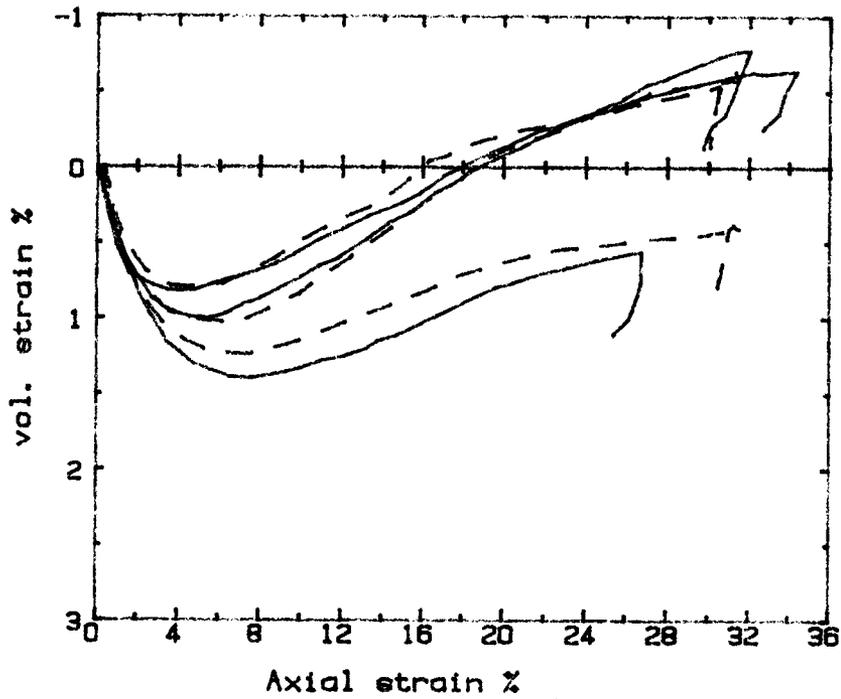


Fig I-3.2 b : Comparaison des variations de volume des essais triaxiaux sur sable lâche en conditions drainées

I-3.2 Introduction aux essais d'enfoncement

Avant de présenter les essais d'enfoncement réalisés, il convient de préciser quelques points essentiels:

I. conditions des essais d' enfoncement

Avant l'enfoncement de la fondation, la tête de l'échantillon est bloquée. Nous distinguerons deux types d'essais, suivant le mode de préparation de l'échantillon de sable avant l'enfoncement :

- Essais d'enfoncement dans un échantillon soumis à une pression de confinement isotrope (déviateur de contrainte initiale nul), ce cas est identifié par $q_0=0$ (figure I-3.3) .

- Essais d'enfoncement dans un échantillon soumis à un chemin de sollicitation quelconque : compression, extention, cyclique (déviateur de contrainte initiale non nul), ce cas est identifié par $q_0 \neq 0$ (figure I-3.4) .

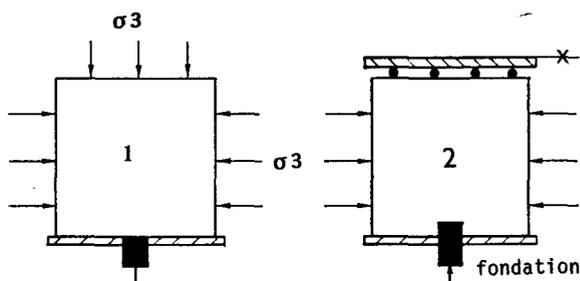


Fig I-3.3 : Mode opératoire de l'essai d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale nul

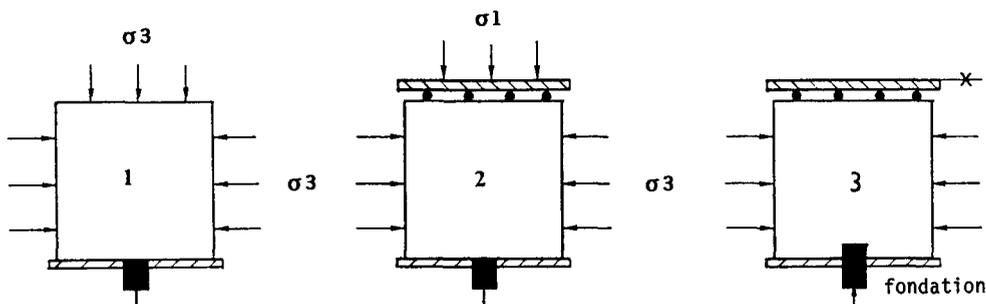


Fig I-3.4 : Mode opératoire de l'essai d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale non nul

ii. Présentation des essais d'enfoncement

De manière générale, pour chaque essai d'enfoncement réalisé, deux courbes seront présentées en variables adimensionnelles :

* La première courbe indique en abscisse et en % l'enfoncement sur le rayon de la fondation, tandis que l'ordonnée indique la force d'enfoncement sur l'aire de la fondation rapportée à la pression atmosphérique.

* La deuxième courbe est différente selon que les essais sont réalisés en conditions drainées ou non drainées :

- Dans le cas d'un essai drainé, les variations du volume en % figurent en ordonnée et l'enfoncement sur le rayon figure en abscisse.

- Dans le cas d'un essai non drainé, la pression interstitielle sur la pression atmosphérique est présentée en ordonnée et l'enfoncement sur le rayon est présenté en abscisse.

L'histoire antérieure subie par le sable sera rappelée sur le côté de chaque résultat d'essai.

iii. Répétition d'un essai d'enfoncement

Afin de tester le bon fonctionnement du dispositif expérimental et nous assurer de la reproductivité des essais, nous avons réalisé plusieurs essais d'enfoncement dans les mêmes conditions.

Cinq essais ont été réalisés sur un sable lâche sous une pression de confinement de 400 KPa: trois essais avec une contrainte déviatoire de départ $q_0 = 1000$ KPa (figure I-3.5), et deux essais avec une contrainte déviatoire de départ $q_0 = 0$ (figure I-3.6) .

On observe une bonne reproductivité des essais réalisés ; pour une même valeur d'enfoncement on obtient en effet quasiment la même valeur de la force limite d'enfoncement dans les deux essais.

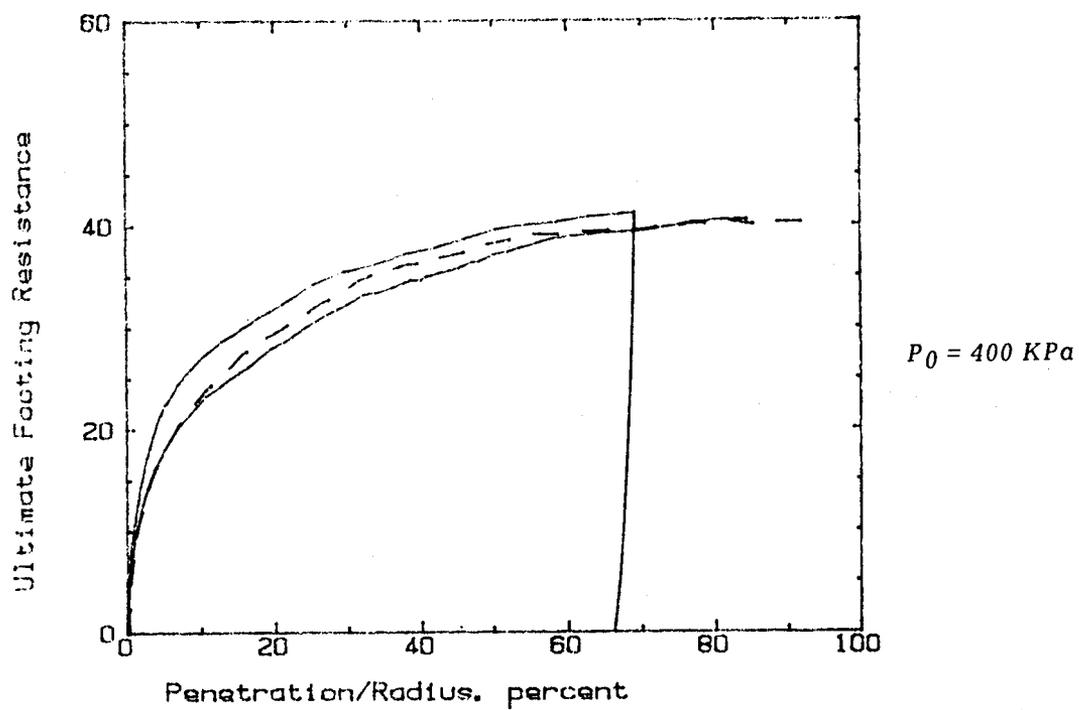


Fig I-3.5 : Essais d'enfoncement en conditions drainées dans un sable lâche à déviateur de contrainte initiale de 1000 KPa

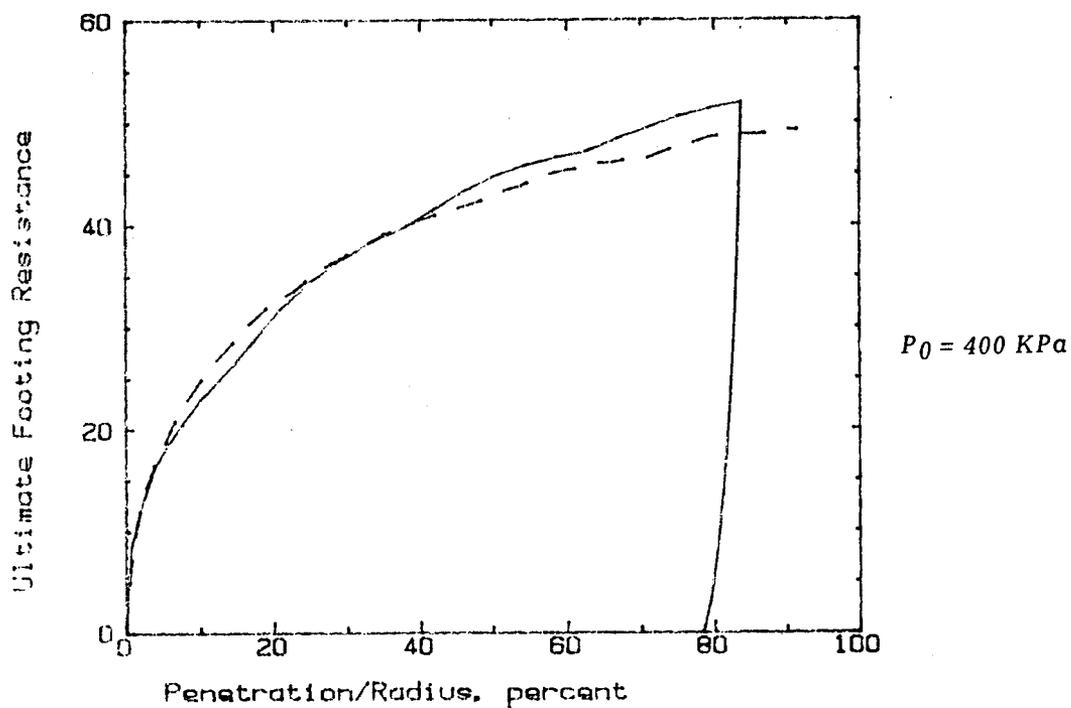


Fig I-3.6 : Essais d'enfoncement en conditions drainées sur sable lâche à déviateur de contrainte initiale nul

I-3.3 Essais d'enfoncement en conditions drainées

Le tableau ci-dessous regroupe les caractéristiques des essais qui seront développés dans ce paragraphe :

ESSAI	SABLE	CONFINEMENT 100 KPa	HISTOIRE ANTERIEURE (ETAT DEVIATOIRE)	ENFONCEMENT
1	Lâche	1	$q_0 = 0$	monotone
2	Lâche	2	$q_0 = 0$	monotone
3	Lâche	4	$q_0 = 0$	monotone
4	Moyen	1	$q_0 = 0$	monotone
5	Moyen	2	$q_0 = 0$	monotone
6	Moyen	4	$q_0 = 0$	monotone
7	Dense	1	$q_0 = 0$	monotone
8	Dense	2	$q_0 = 0$	monotone
9	Dense	4	$q_0 = 0$	monotone
10	Lâche	4	$q_0 = \text{triax (500 KPa)}$	monotone
11	Lâche	4	$q_0 = \text{triax (1000 KPa)}$	monotone
12	Moyen	4	$q_0 = \text{triax monotone}$	monotone
13	Dense	4	$q_0 = \text{triax monotone}$	monotone
14	Lâche	2	$q_0 = \text{triax en extension}$	monotone
15	Lâche	4	$q_0 = 0$	cyclique
16	Lâche	4	$q_0 = 0$	cyclique
17	Lâche	4	$q_0 = \text{triax cyclique}$	cyclique
18	Lâche	4	$q_0 = \text{triax monotone}$	cyclique
19	Lâche	4	$q_0 = 0$	cyclique (comp et exten.)
20	Lâche	4	$q_0 = \text{triax cyclique}$ (comp et exten)	cyclique
21	Dense	4	$q_0 = \text{triax cyclique}$	cyclique

I-3.3.1 Effet de la pression de confinement

La figure I-3.7a montre trois essais réalisés dans un sable lâche selon différentes pressions de confinement et sous un déviateur de contrainte initiale nul . Nous observons que la force d'enfoncement limite augmente avec la pression de confinement .

La même constatation peut être faite pour des essais réalisés respectivement sur le sable dense et moyen (figures I-3.8 et I-3.9) .

La courbe enfoncement-déformation volumique (figure I-3.7b) montre que les déformations volumiques sont toujours contractantes et qu'elles sont d'autant plus importantes que la pression de confinement est élevée .

I-3.3.2 Effet de la densité

Les essais sur sable lâche, moyen et dense ont été conduits sous une pression de confinement de 400 KPa .

L'allure des courbes d'enfoncement (figure I-3.10a) observée met en évidence l'augmentation de la force limite d'enfoncement avec la densité du sable.

En ce qui concerne les courbes enfoncement-déformation volumique, le sable lâche est toujours contractant, tandis que le sable dense présente une phase de contractance suivie d'une phase de dilatance (figure I-3.10b) .

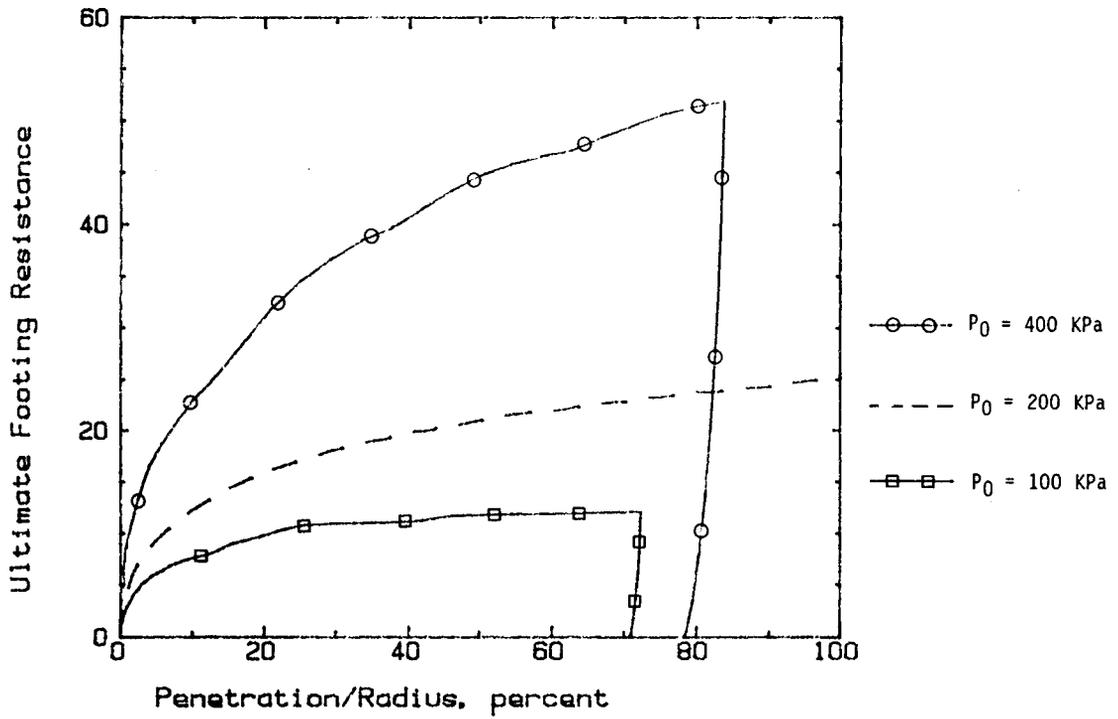


Fig I-3.7 a : Essais d'enfoncement en conditions drainées dans un sable lâche à déviateur de contrainte initiale nul

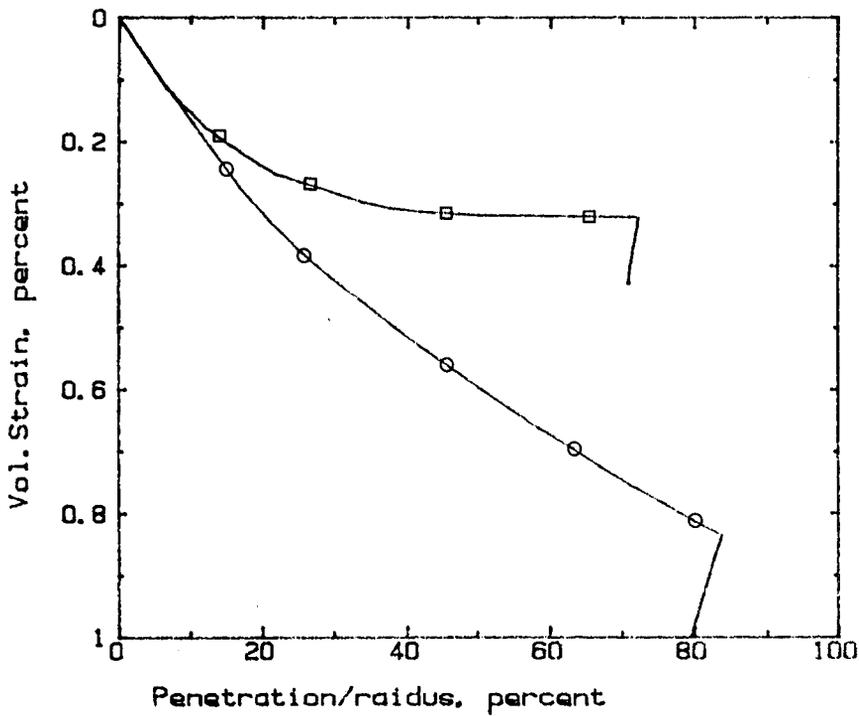


Fig I-3.7 b : Variations de volume correspondantes

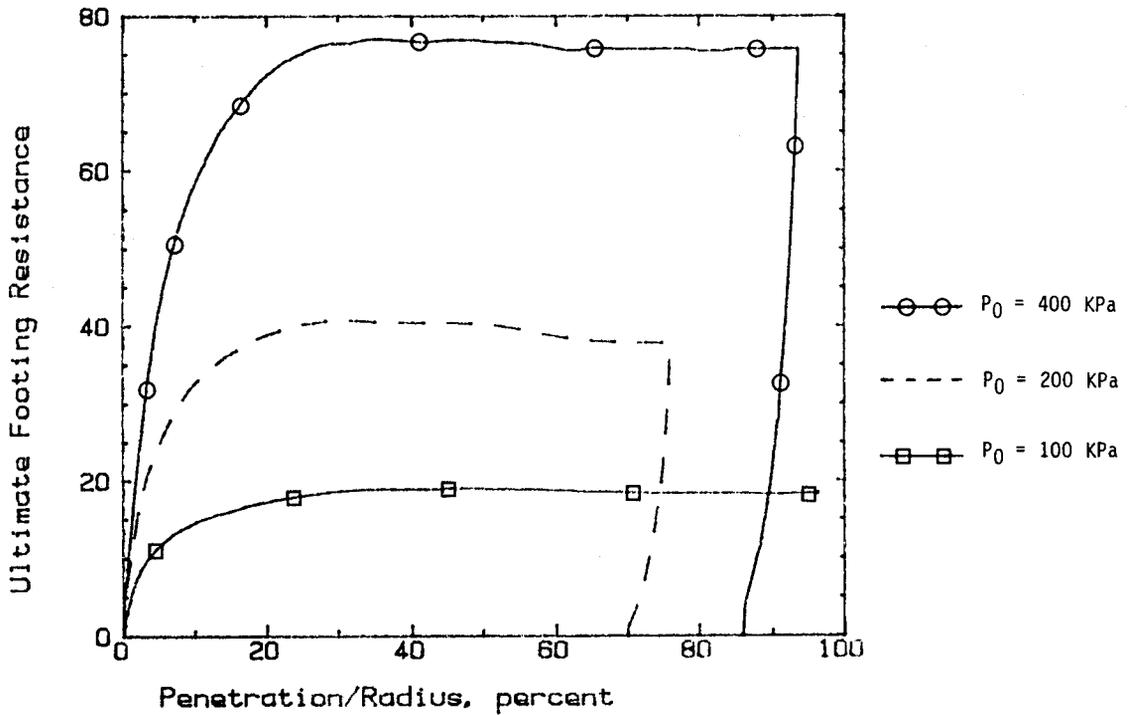


Fig I-3.8 : Essais d'enfoncement en conditions drainées dans un sable dense à déviateur de contrainte initiale nul

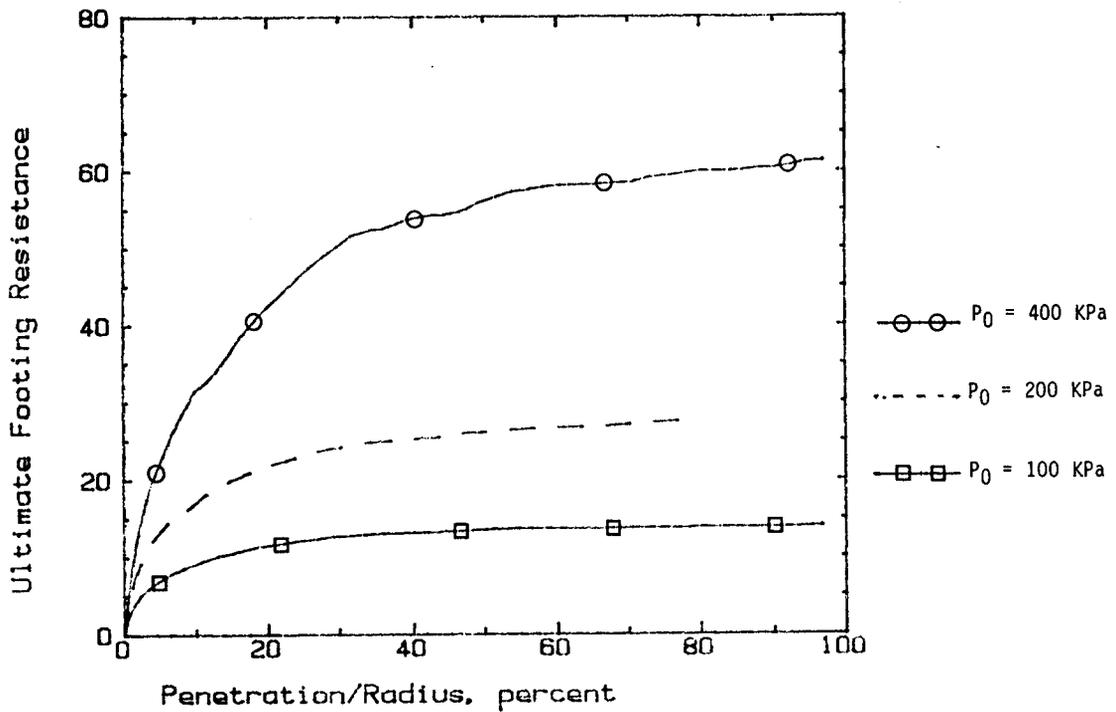


Fig I-3.9 : Essais d'enfoncement en conditions drainées dans un sable moyen à déviateur de contrainte initiale nul

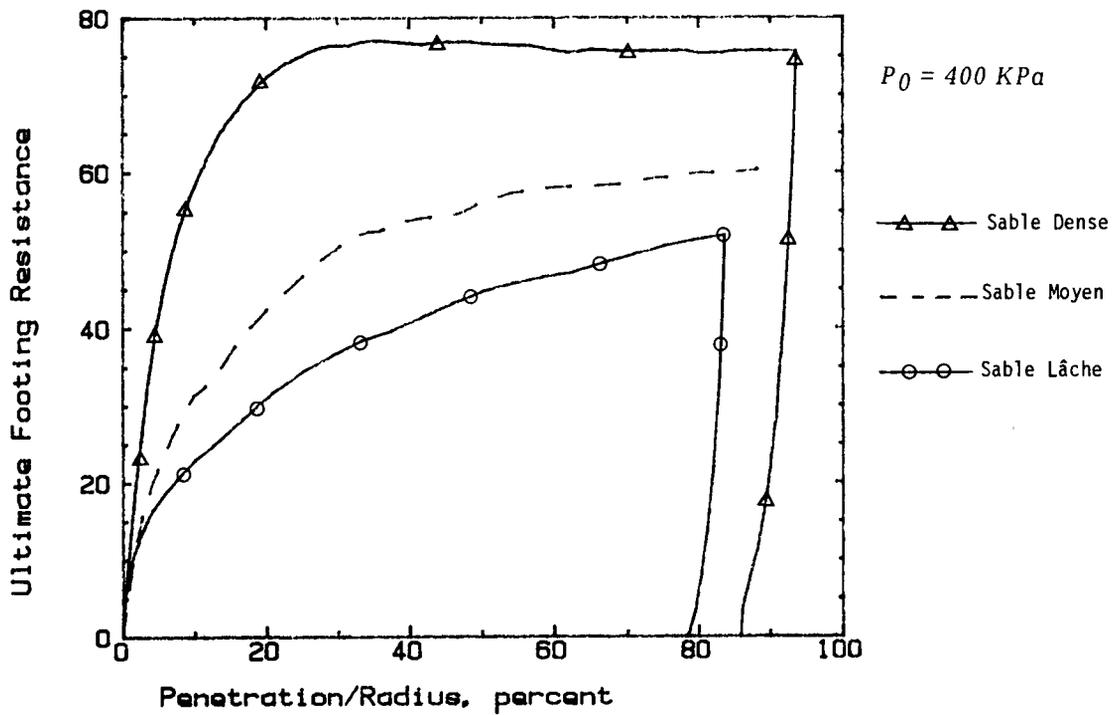


Fig I-3.10 a : Essais d'enfoncement en conditions drainées sur sable lâche moyen, dense, à déviateur de contrainte initiale nul

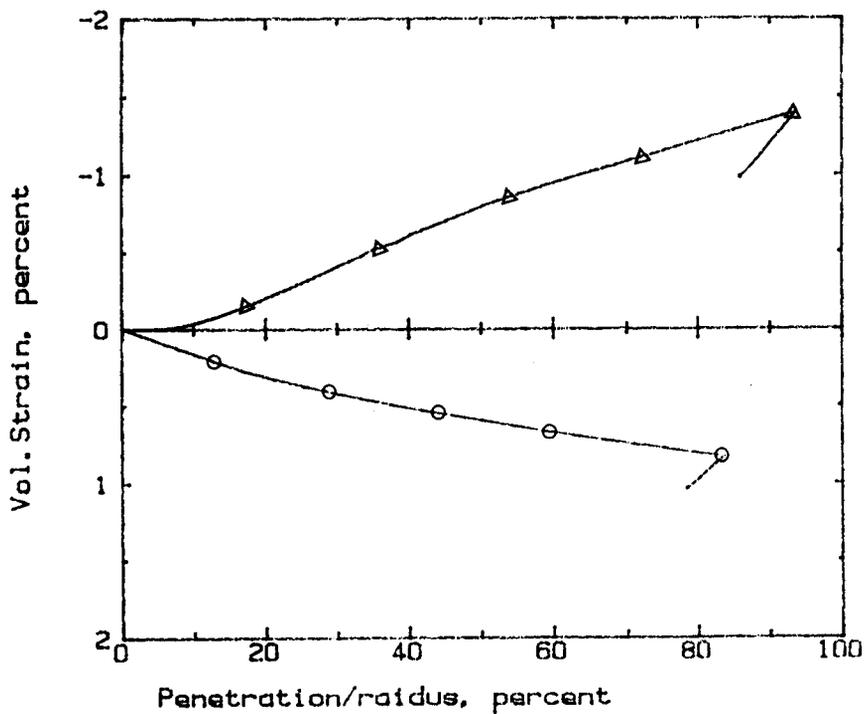


Fig I-3.10 b : Variations de volume correspondantes

I-3.3.3 Effet de l'histoire de la sollicitation

Afin d'examiner l'influence de l'histoire de la sollicitation induite par le sol sur les capacités portantes des fondations, nous avons entrepris des essais pour différents types d'histoires de sollicitations :

- i.** A déviateur de contrainte initiale négatif.
- ii.** A déviateur de contrainte initiale positif.
- iii.** A déviateur de contrainte initiale cyclique.

i. Essai d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale négatif

Un essai d'enfoncement est réalisé sur un sable lâche après un essai triaxial en extension sous une pression de confinement de 200 KPa (figure I-3.11a). L'écroutissage isotrope du matériau induit une augmentation de la force limite d'enfoncement par rapport à l'essai d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale nul. La courbe des variations de volume (figure I-3.11b) montre un compactage continu du sable .

ii. Essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale positif

A. Essais d'enfoncement monotone

La figure I-3.12a montre trois essais réalisés sur sable lâche : le premier essai correspond à $q_0 = 0$; le second correspond à $q_0 = 500$ KPa ; (point A sur la courbe de l'essai triaxial), (figure I-3.12b) ; le troisième correspond à $q_0 = 1000$ KPa (point B) .

Nous constatons que pour les essais à déviateur de contrainte initiale non nul, la capacité portante est plus faible. Une telle constatation s'explique par le fait que sous déviateur, la distance à la surface limite est plus proche de celle à déviateur nul ; les déformations irréversibles sont d'autre part, plus grandes que celles constatées sous contrainte initiale isotrope .

Les mêmes constatations relevées sur le sable lâche peuvent être également formulées pour le sable moyen et dense (figures I-3.13 et I-3.14).

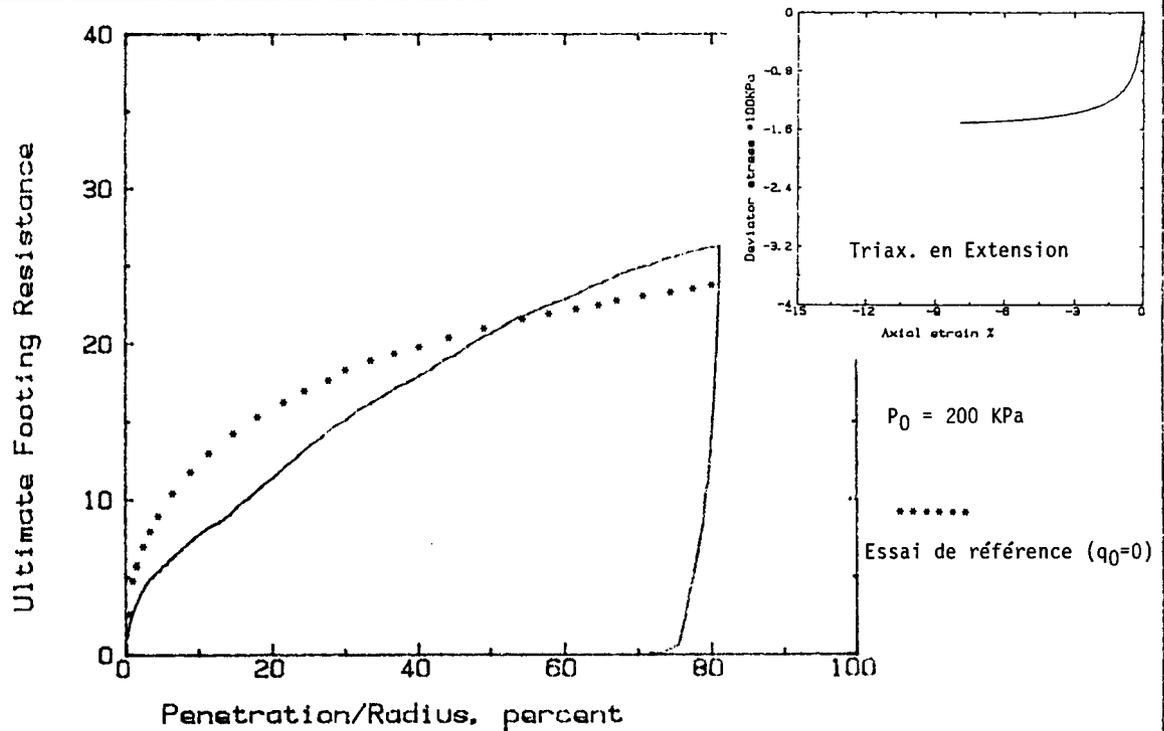


Fig I-3.11 a : Essai d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale négatif
essai en conditions drainées (essai triaxial en extension)

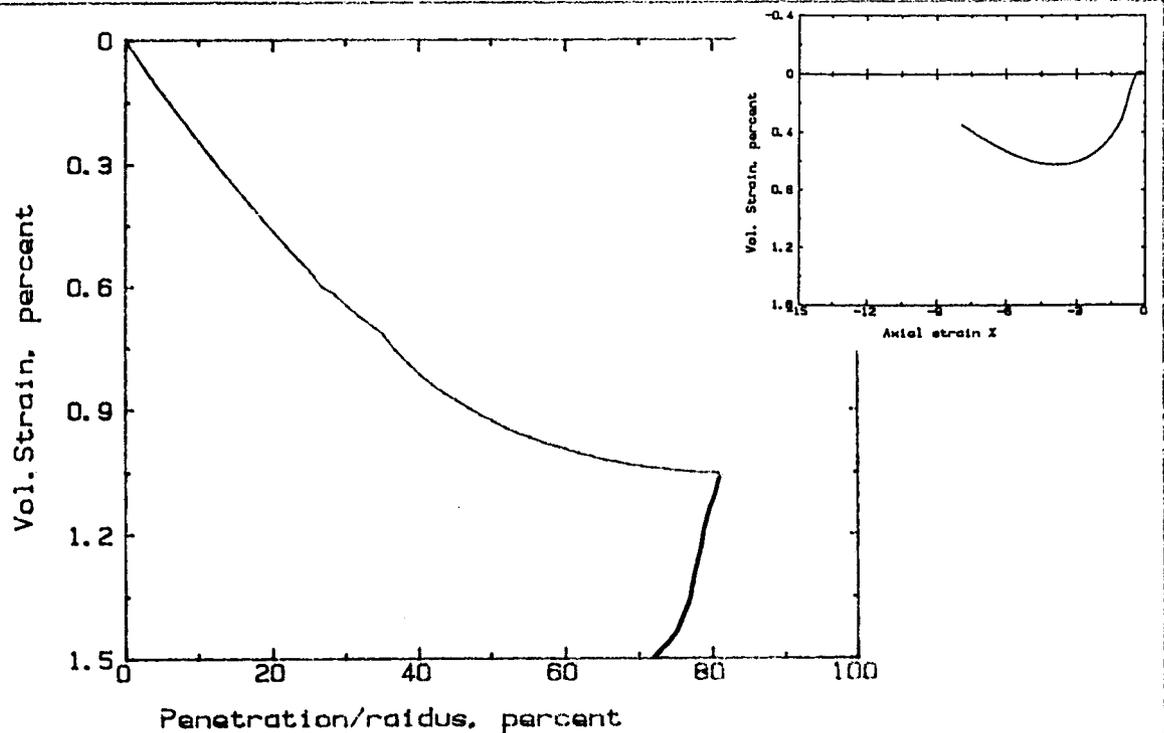


Fig I-3.11 b : Variations de volume correspondantes

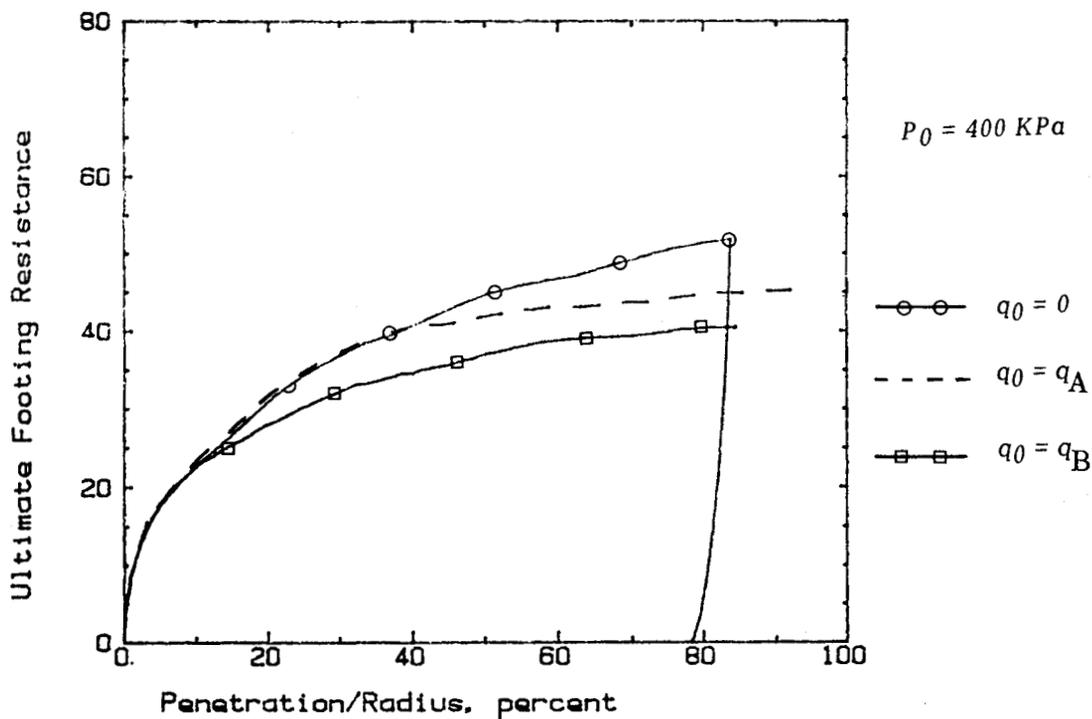
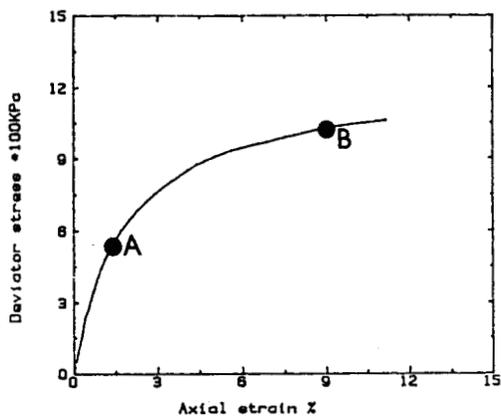


Fig I-3.12 a : Effet de l'histoire de la sollicitation sur la capacité portante d'une fondation pour un sable lâche



$q_A = 500 \text{ KPa}$
 $q_B = 1000 \text{ KPa}$

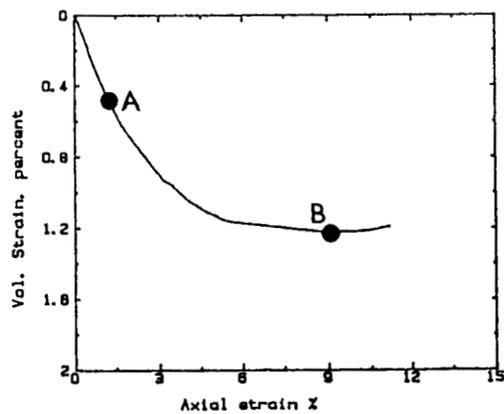


Fig I-3.12 b : L'histoire antérieure de l'essai d'enfoncement " Essai triaxial drainé en compression "

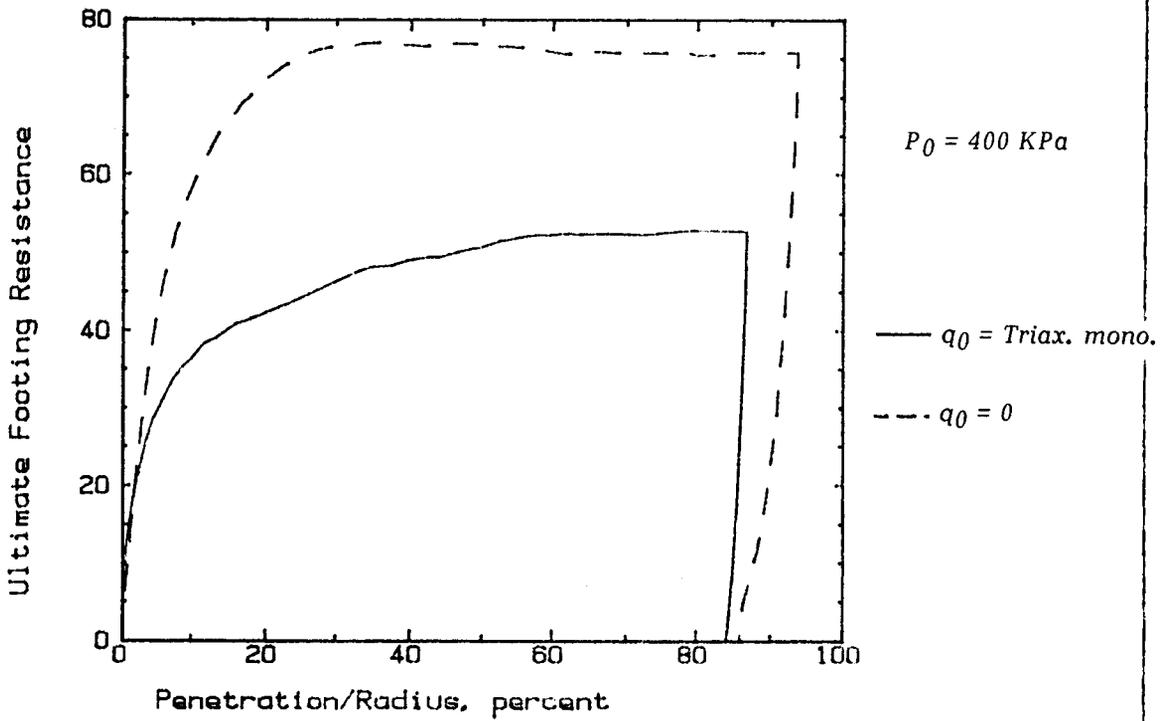


Fig I-3.13 : Effet de l'histoire de la sollicitation sur la capacité portante de la fondation pour un sable dense

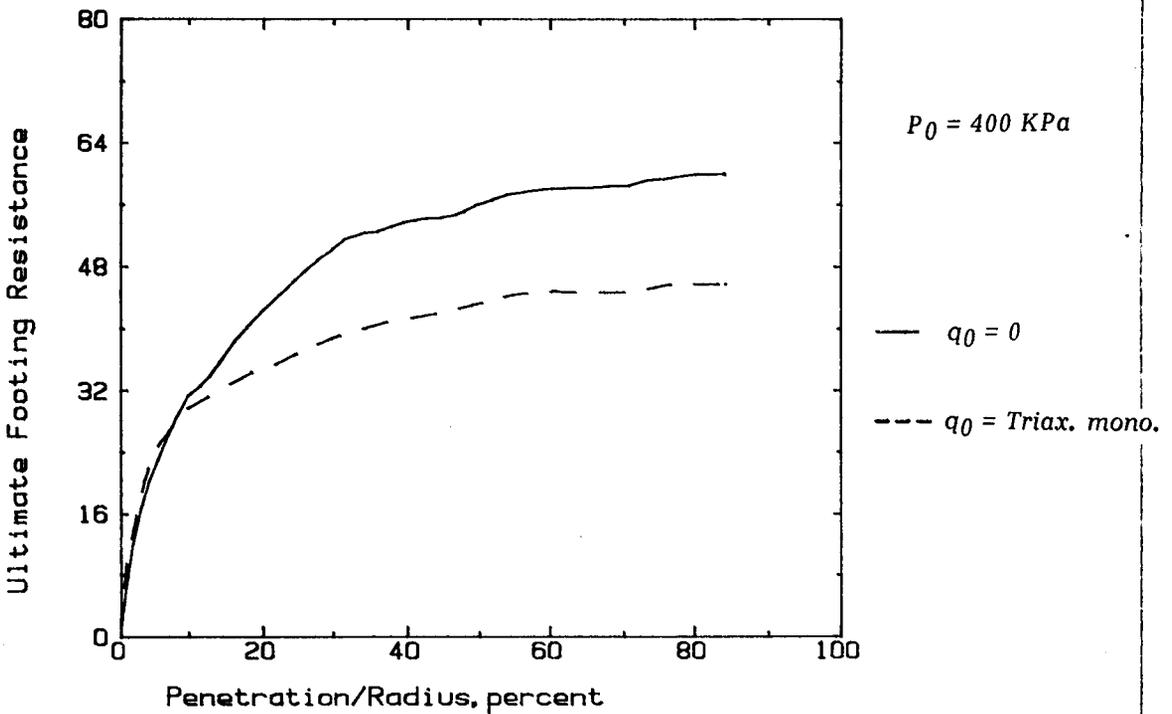


Fig I-3.14 : Effet de l'histoire de la sollicitation sur la capacité portante de la fondation pour un sable moyen

B. Essais d'enfoncement cyclique

Les figures I-3.15 et I-3.16 présentent deux essais réalisés sur sable lâche confiné à 400 KPa et $q_0 = 0$. Nous pouvons constater sur les courbes "force de l'enfoncement" que :

- l'écrouissage est important, surtout au cours des cycles de grande amplitude.

- au cours du cycle, l'écrouissage du matériau induit une nette augmentation de la capacité portante de la fondation . Cet écrouissage peut être induit par un faible nombre de cycles de grande amplitude (figure I-3.16a) ou par un grand nombre de cycles de faible amplitude, (figure I-3.15a).

- le module de décharge est très élevé et l'évolution vers une valeur constante entre 2 cycles successifs fait que les boucles d'hystérésis sont identiques et les modules égaux et très élevés en décharge et en recharge.

L'examen des courbes des déformations volumiques de ces deux essais (figures I-3.15b et I-3.16b) nous permet de noter les points suivants :

- l'enfoncement cyclique augmente les déformations volumiques de façon très importante par rapport à la courbe de référence. Ainsi les cycles d'enfoncement en conditions drainées ont accentué le phénomène de contractance dans le sable lâche et ont amélioré sa résistance.

- les cycles présentent en général une contractance importante lors de la décharge, une très faible contractance et même parfois, une légère dilatance lors de la recharge (figures I-3.15d et I-3.16b).

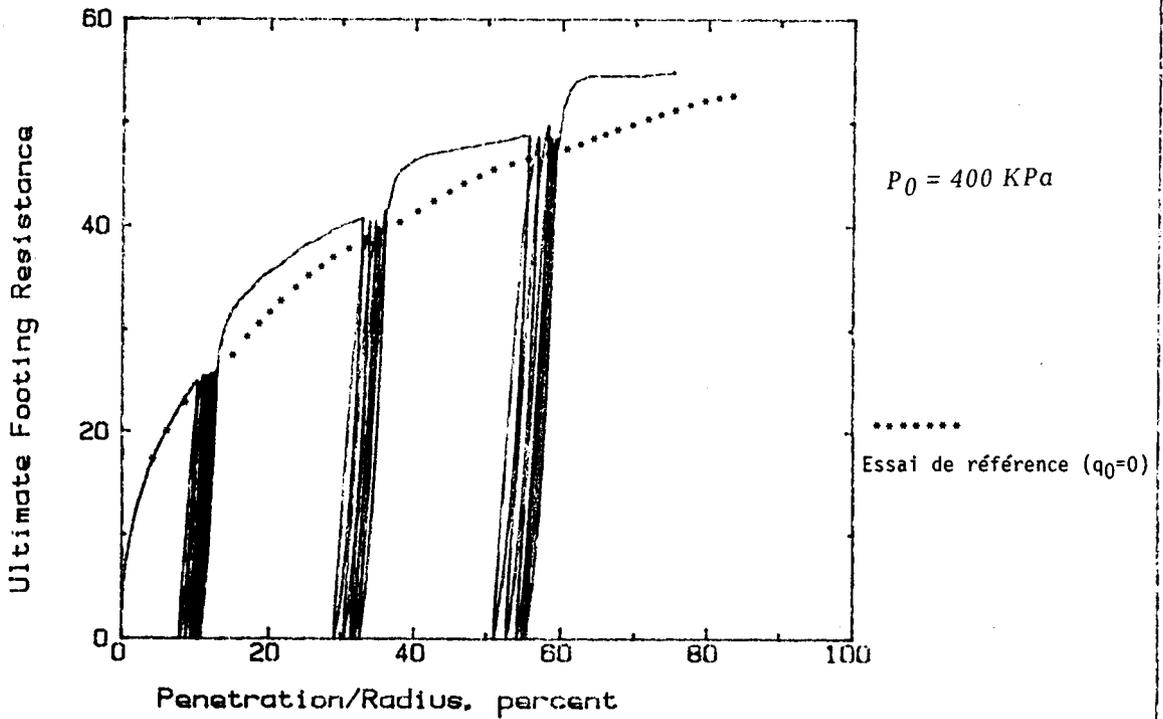


Fig I-3.15 a : Effet de l'écroutissement sur l'enfoncement de la fondation dans un sable lâche en conditions drainées

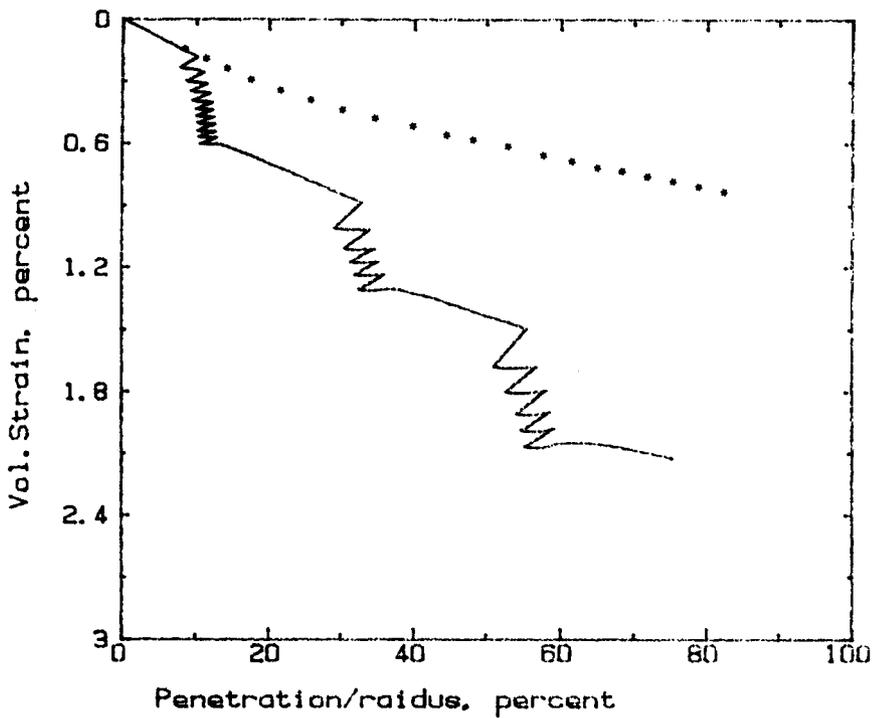


Fig I-3.15 b : Variations de volume correspondantes

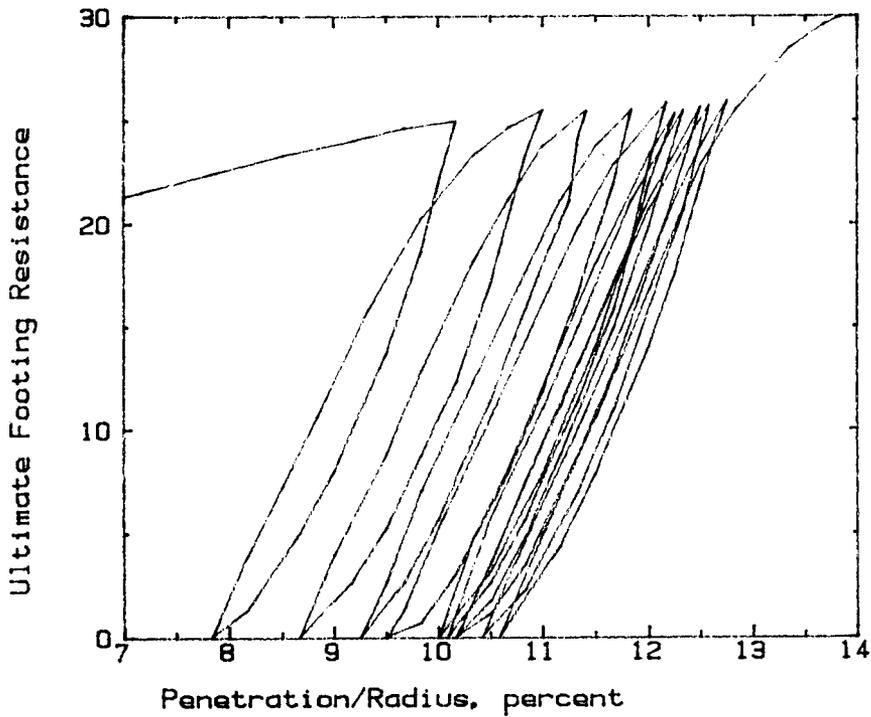


Fig I-3.15 c : Agrandissement de cycles d'enfoncement dans un sable lâche

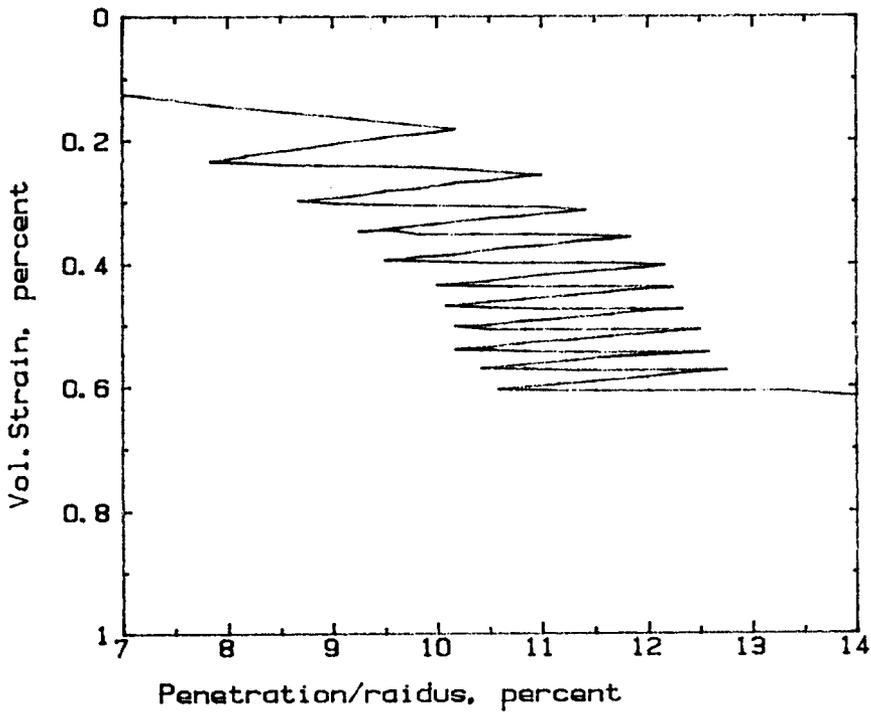


Fig I-3.15 d : Variations de volume correspondantes

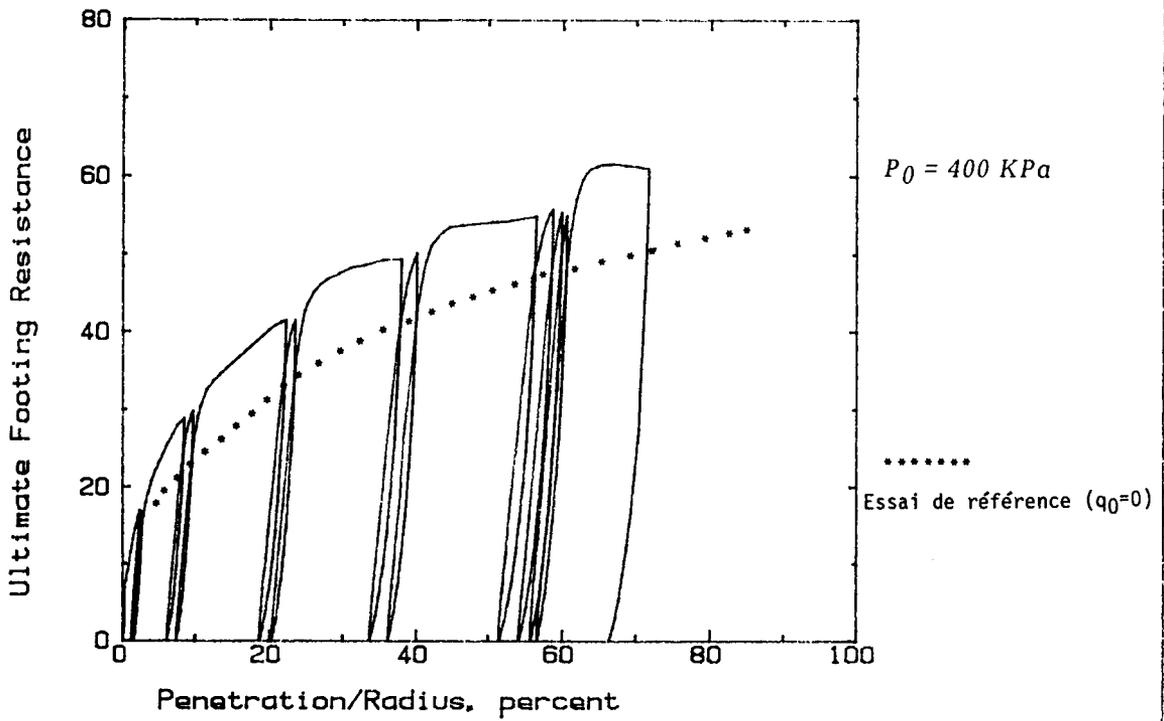


Fig I-3.16 a : Essai cyclique d'enfoncement d'une fondation dans un sable lâche en conditions drainées

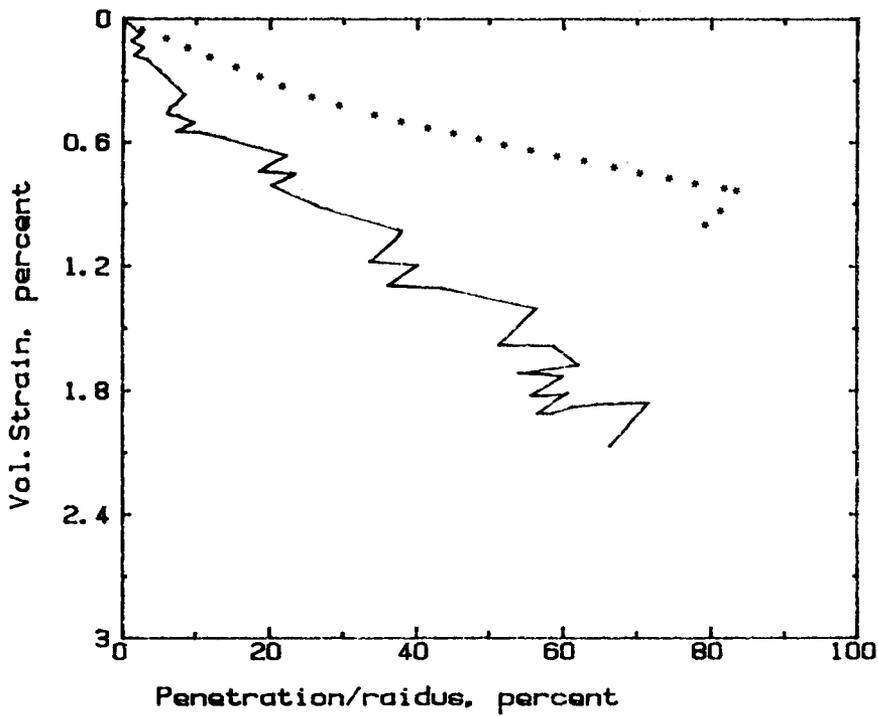


Fig I-3.16 b : Variations de volume correspondantes

La figure I-3.17 présente un essai d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale de 1000 KPa.

Un écrouissage important, dû à la densification du sable, est observé et qui se traduit par une augmentation de la force limite, supérieure à celle de l'essai de référence à déviateur de contrainte initiale nul. On peut donc constater que l'effet de cycle introduit une forte densification du matériau.

On remarque sur la courbe des variations du volume, une déformation volumique globalement contractante mais faible par rapport à celle d'un sable vierge où $q_0 = 0$.

Notons que dans les cycles de décharge, on observe une contractance importante et dans les cycles de recharge, une dilatance suivie d'une contractance.

Dans le cas de la figure I-3.18 un essai d'enfoncement cyclique sur sable lâche en compression et en extension est réalisé sous une pression de 400 KPa.

Nous constatons qu'il existe un écrouissage important par rapport à l'essai d'enfoncement. On peut observer que l'écrouissage est d'autant plus grand que les cycles sont effectués près de la rupture.

Dans le cas d'un cycle à grande décharge, la concavité de la courbe est inversée en recharge jusqu'à l'état isotrope. La diminution des pseudo-modules de Young en recharge montre qu'un endommagement du matériau s'est produit.

La courbe des variations de volume de cet essai montre que le bilan des cycles est contractant. En décharge, les premiers cycles présentent une contractance. Pour les cycles suivants, on note une contractance permettant le compactage du matériau, suivie d'une dilatance. Cette dilatance correspond à la partie de l'extension dans l'essai d'enfoncement.

En recharge, les variations tendent à rejoindre la courbe de l'essai de référence ($q_0 = 0$).

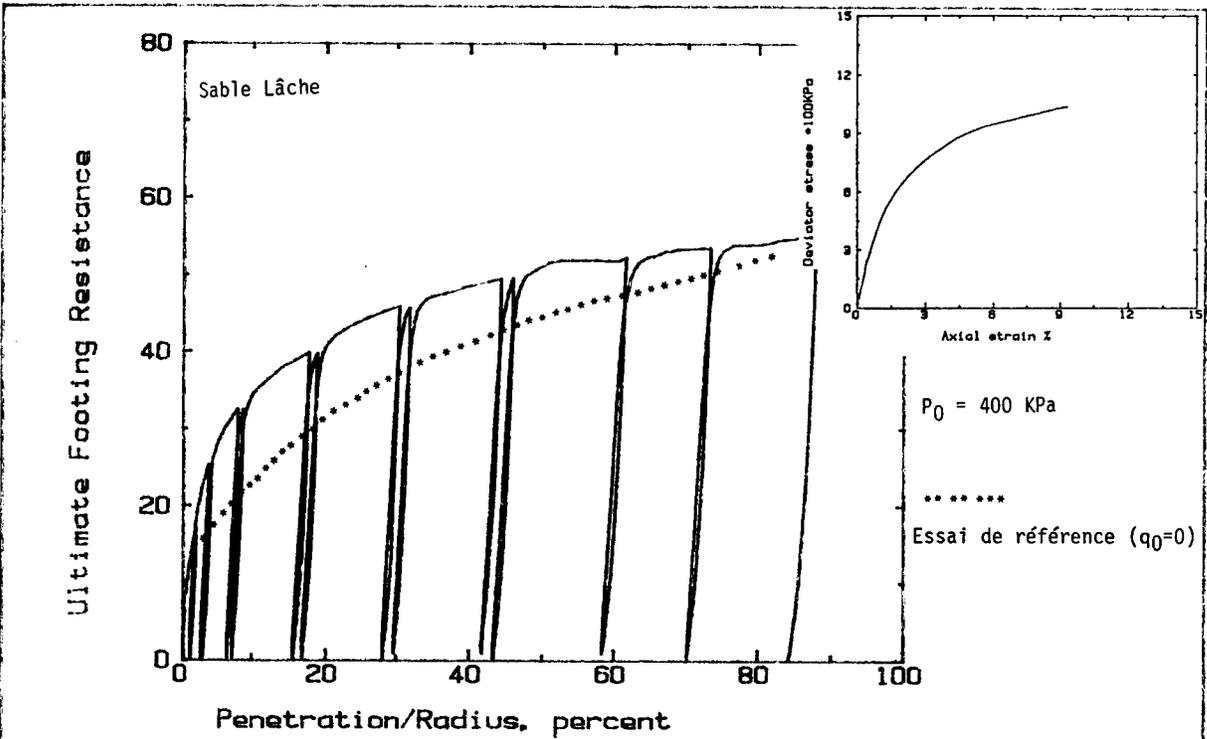


Fig I-3.17 a : Effet du chargement cyclique sur la capacité portante d'une fondation à déviator de contrainte initiale de 1000 KPa

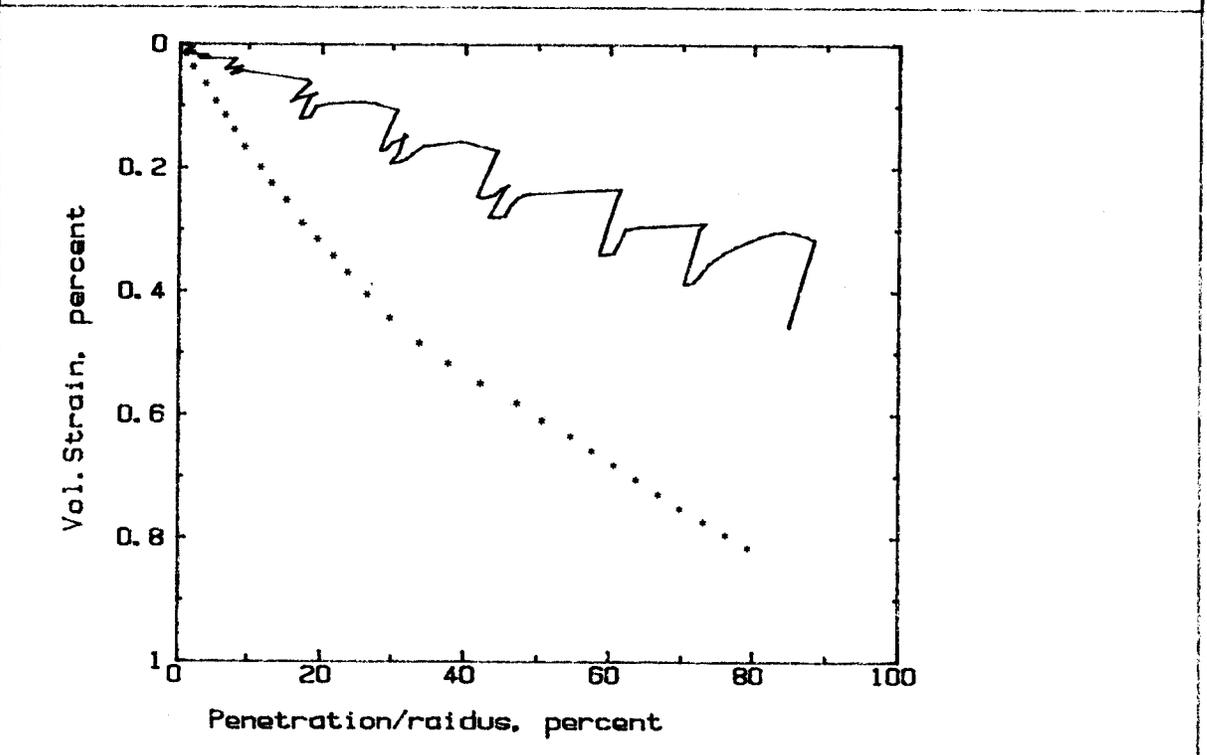


Fig I-3.17 b : Variations de volume correspondantes

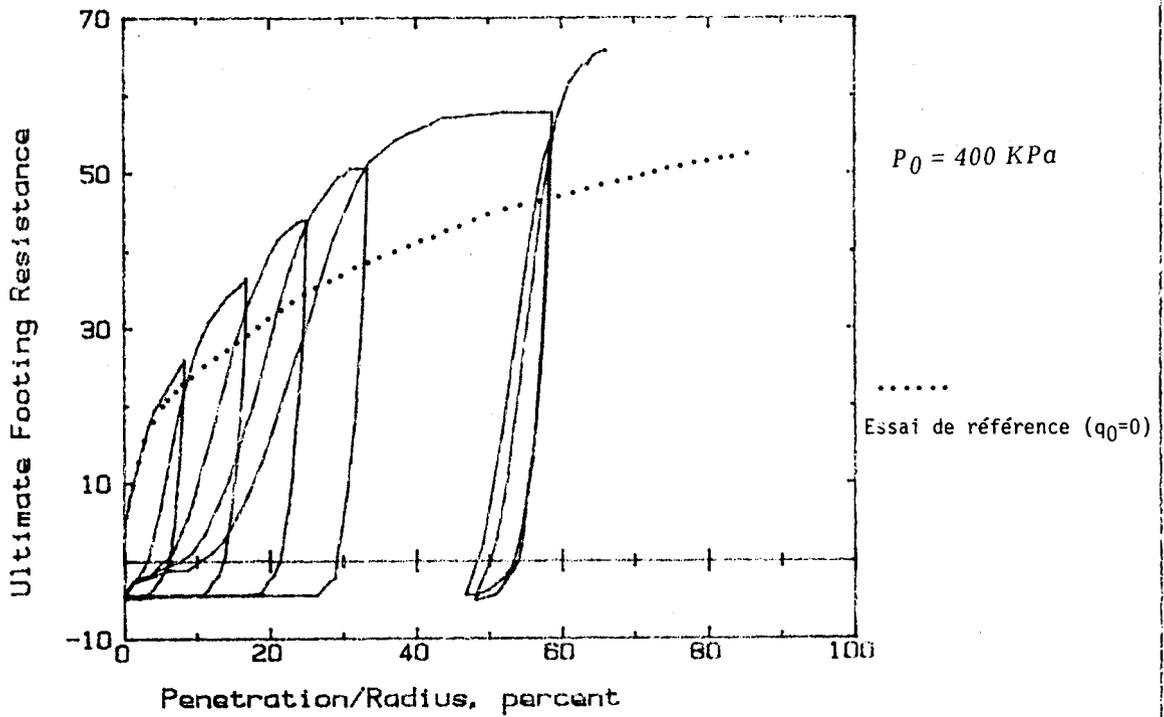


Fig I-3.18 a : Essai d'enfoncement cyclique en compression et en extension en conditions drainées sur sable lâche à déviateur de contrainte initiale nul

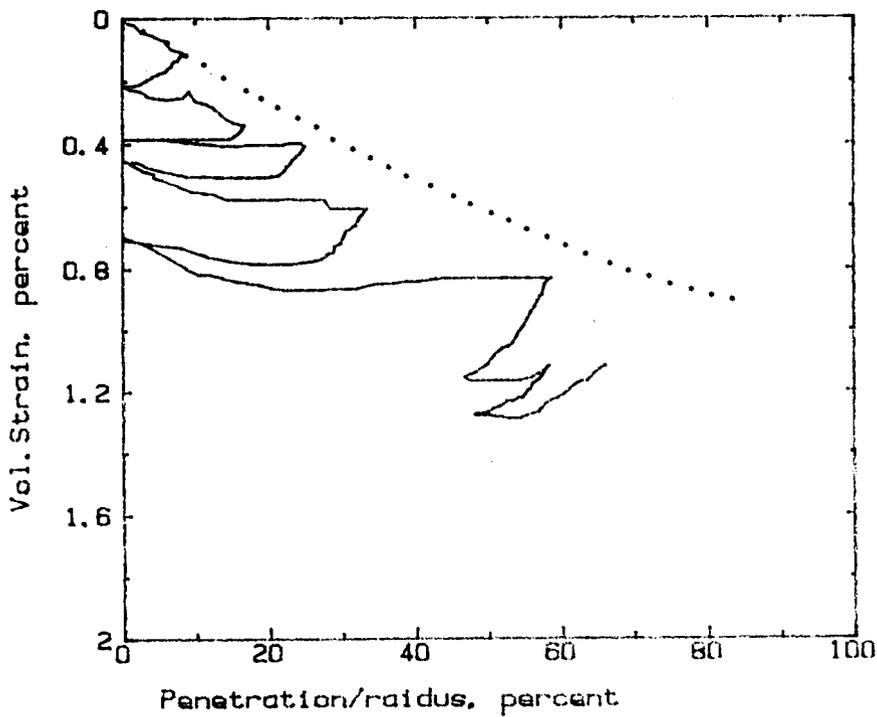


Fig I-3.18 b : Variations de volume correspondantes

iii. Essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale cyclique

La figure I-3.19 illustre un essai d'enfoncement effectué dans un sable lâche après un essai triaxial cyclique drainé. Nous observons une augmentation de la force limite d'enfoncement par rapport à l'essai d'enfoncement de référence où $q_0 = 0$.

Nous pouvons constater qu'au cours de l'essai d'enfoncement cyclique, les variations de volume restent faibles, voire quasiment nulles.

Il est à noter que nous obtenons après un cycle triaxial, une capacité portante de la fondation supérieure à celle atteinte après un chemin triaxial normal. Nous pouvons en déduire que les cycles triaxiaux antérieurs ont induit un fort écrouissage isotrope et anisotrope du matériau.

La figure I-3.20 présente un essai d'enfoncement réalisé après un essai triaxial cyclique en compression et en extension.

La même conclusion que celle précédemment énoncée s'applique à cet essai, à savoir l'importance de l'effet de l'écrouissage induit par le chargement initial, et la faiblesses des variations de volume.

Il ressort de ces constatations expérimentales que la modélisation devra introduire ces deux types d'écrouissage dont le phénomène le plus important pourra être identifié dans les essais non drainés puisque l'écrouissage isotrope n'aura plus d'effet (variation volumique nulle).

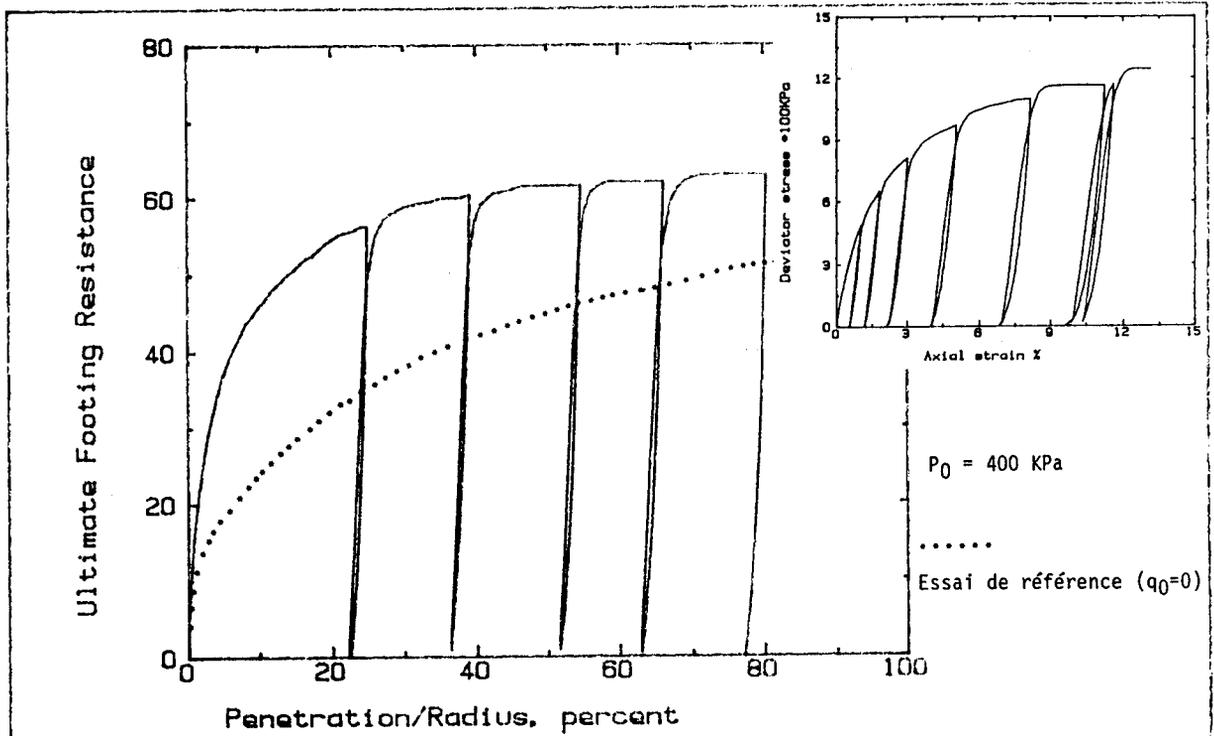


Fig I-3.19 a : Essai d'enfoncement cyclique dans un sable lâche en conditions drainées après un essai triaxial cyclique en compression

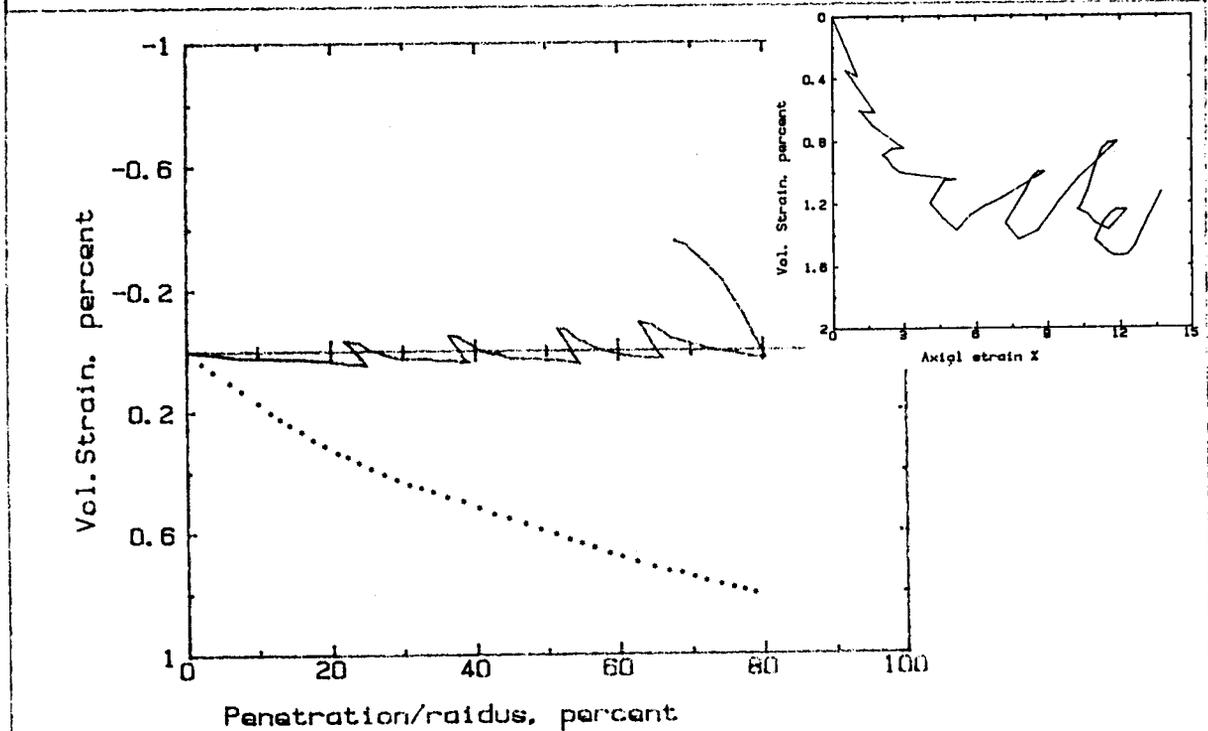


Fig I-3.19 b : Variations de volume correspondantes

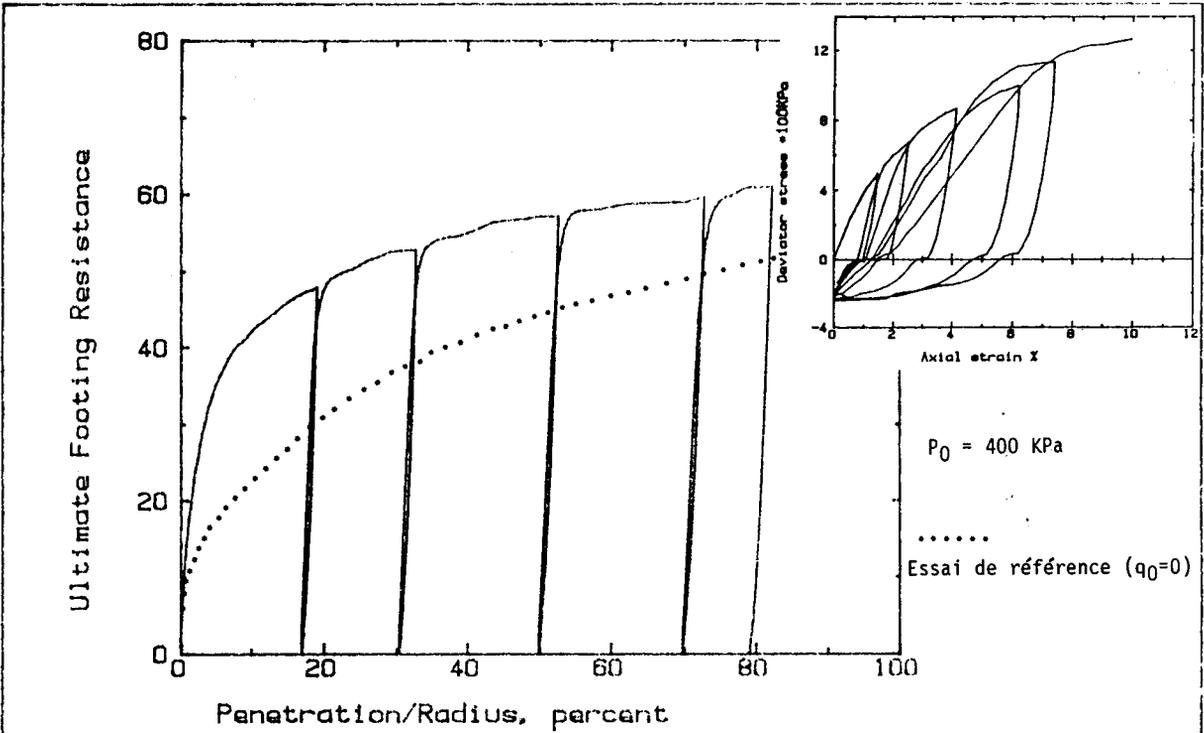


Fig I-3.20 a : Essai d'enfoncement cyclique dans un sable lâche en conditions drainées après un essai triaxial cyclique en compression et en extension

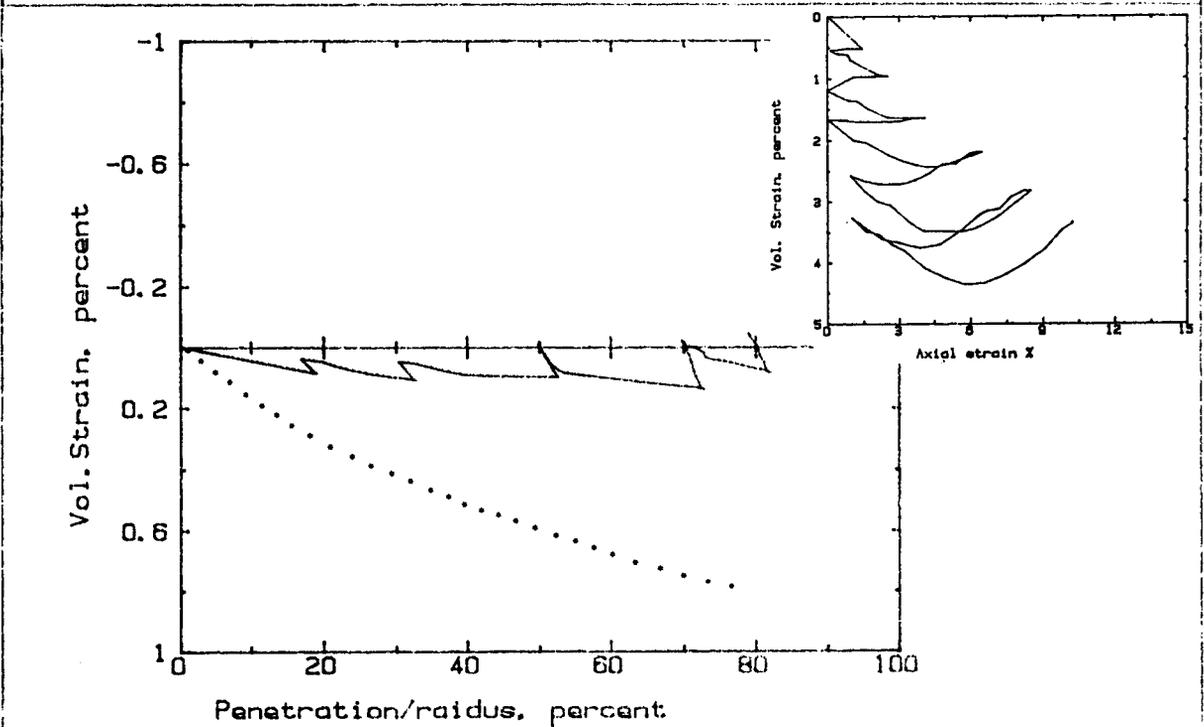


Fig I-3.20 b : Variations de volume correspondantes

La figure I-3.21 montre un essai d'enfoncement réalisé sur sable dense après un déviateur cyclique de contrainte initiale positif (essai triaxial cyclique), sous une pression de confinement de 400 KPa .

La force limite d'enfoncement est supérieure à celle observée au cours d'un essai d'enfoncement réalisé après essai triaxial.

La comparaison entre la courbe de l'enfoncement cyclique et celle d'un essai où $q_0 = 0$, montre que, malgré une amélioration de la résistance du matériau induite par l'écroûissage, cette amélioration ne permet pas d'atteindre la résistance que le matériau manifeste dans l'essai à déviateur de contrainte initiale nul. Ceci est dû en partie à l'effet de la dilatance du matériau.

Nous retrouvons les mêmes conclusions que précédemment à savoir l'importance de l'écroûissage induit par le chargement initial sur la capacité portante de la fondation.

Les variations du volume sont globalement dilatantes et il n'existe pas de phase de contractance au début de l'essai d'enfoncement, car on commence l'essai avec un matériau qui se trouve déjà dans la phase de dilatance survenue au cours de l'essai triaxial.

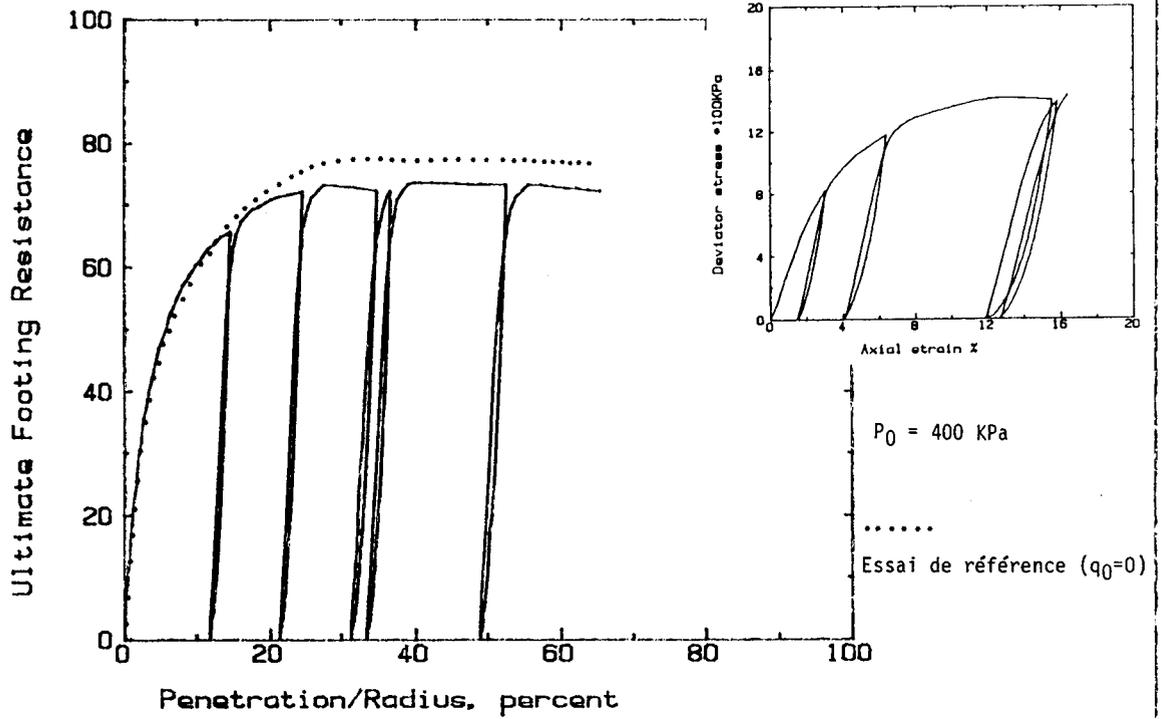


Fig I-3.21 a : Essai d'enfoncement cyclique dans un sable dense en conditions drainées après un essai triaxial cyclique en compression

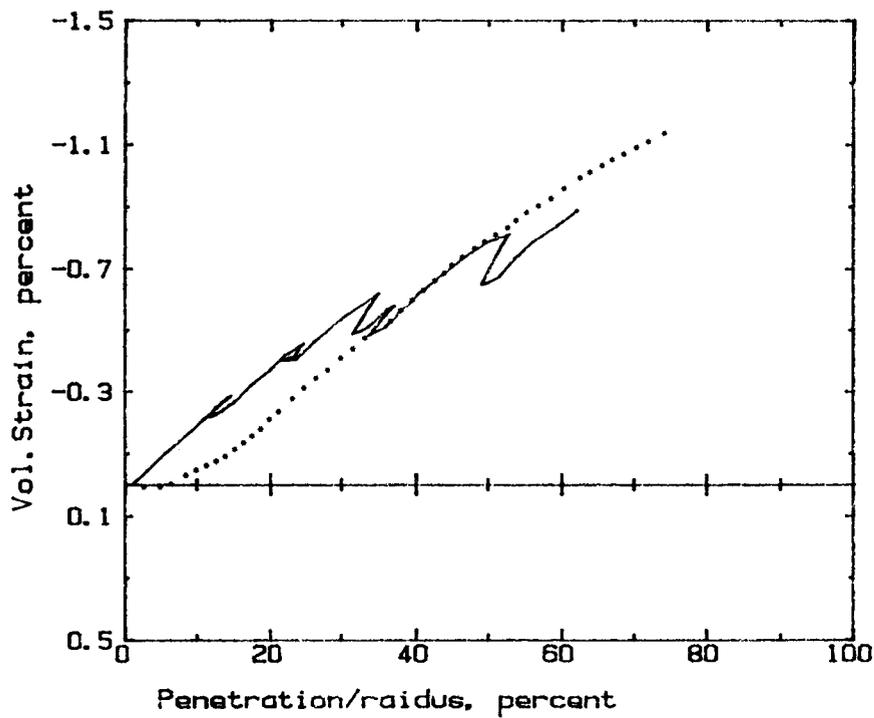


Fig I-3.21 b : Variations de volume correspondantes

I-3.4 Essais d'enfoncement en conditions non drainées

Sous le phénomène de la houle, les fondations superficielles sont soumises à des cycles de charge et de décharge qui, dans le cas du sable, sous des sollicitations rapides, peuvent être considérées comme étant en conditions non drainées .

L'objet de cette partie a trait à l'approche de l'enfoncement d'une fondation en conditions non drainées. Notre contribution expérimentale a consisté à étudier le comportement d'une fondation sous chargement monotone non drainé pour différents états du matériau et différentes contraintes initiales.

En effet, il est apparu indispensable de réaliser une étude paramétrique fine sous chargement monotone du comportement d'une fondation avant d'entreprendre la réalisation des essais cycliques. Les essais en chargement cyclique nous permettront d'identifier le type d'écrouissage (isotrope ou anisotrope) le plus significatif pour modéliser les essais d'enfoncement. Les résultats seront présentés suivant l'histoire de la sollicitation initiale.

Le tableau suivant regroupe les essais d'enfoncement non drainés qui seront étudiés dans cette partie.

ESSAI	SABLE	CONFINEMENT 100 KPa	HISTOIRE ANTERIEURE (ETAT DEVIATOIRE)	ENFONCEMENT
1	Lâche	2	$q_0 = 0$	monotone
2	Lâche	4	$q_0 = 0$	monotone
3	Dense	2	$q_0 = 0$	monotone
4	Dense	4	$q_0 = 0$	monotone
5	Lâche	4	$q_0 = \text{triax monotone}$	monotone
6	Dense	2	$q_0 = \text{triax monotone}$	monotone
7	Dense	4	$q_0 = \text{triax monotone}$	monotone
8	Lâche	4	$q_0 = 0$	cyclique
9	Lâche	4	$q_0 = \text{triax monotone}$	cyclique
10	Lâche	4	$q_0 = \text{triax cyclique}$	cyclique
11	Dense	4	$q_0 = 0$	cyclique
12	Dense	4	$q_0 = \text{triax monotone}$	cyclique
13	Dense	4	$q_0 = \text{triax cyclique}$	cyclique

I-3.4.1 Essais d'enfoncement non drainés à déviateur de contrainte initiale nul

Nous avons analysé l'effet de la contrainte de confinement et l'influence de la densité initiale du matériau sur le comportement de la fondation sur un sable non drainé.

La figure I-3.22 montre l'influence de la pression de confinement (200 KPa et 400 KPa) sur le comportement du sable lâche. On observe l'existence d'un pic sur la force d'enfoncement d'autant plus marqué que la pression de confinement est plus grande. Le phénomène est induit par l'existence d'une pression interstitielle qui augmente de manière continue (figure I-3.22b) pour atteindre une valeur asymptotique. L'évolution des pressions interstitielles obtenues sont en accord avec la phase de compactage du matériau observée en conditions drainées, et sous un déviateur de contrainte initiale positif.

Sur la figure I-3.23, l'enfoncement d'une fondation en conditions non drainées est réalisé sur un sable dense sous une pression de confinement de 200 KPa et de 400 KPa . On note une augmentation très nette de la force d'enfoncement avec la pression de confinement. La force d'enfoncement pour ces deux essais est continûment croissante. Cette caractéristique est due à la présence d'une pression interstitielle décroissante voire négative au cours de l'essai (figure I-3.23b). Les variations des pressions interstitielles obtenues sont en bonne concordance avec les essais d'enfoncement drainés, à savoir une contractance au début de l'essai suivie d'une dilatance très marquée.

Une comparaison de l'ensemble des essais précédents est proposée sur la figure I-3.24 . Les valeurs limites de la force d'enfoncement, dans le cas d'un sable lâche en conditions non drainées, diminuent très fortement par rapport à l'essai en conditions drainées. Ces valeurs passent de 53 à 38 pour une pression de confinement de 400 KPa et de 25 à 17 pour une pression de confinement de 200 KPa . Dans le cas d'un sable dense, nous obtenons des résultats inverses à savoir une augmentation de la force limite d'enfoncement en conditions non drainées par rapport à l'essai d'enfoncement drainé, puisque les valeurs passent de 78 en conditions drainées à 105 en conditions non drainées pour une pression de confinement de 400 KPa. Pour une pression de confinement de 200 KPa, la valeur limite de l'enfoncement non drainé est de 65, alors qu'en conditions drainées, elle est de 40 .

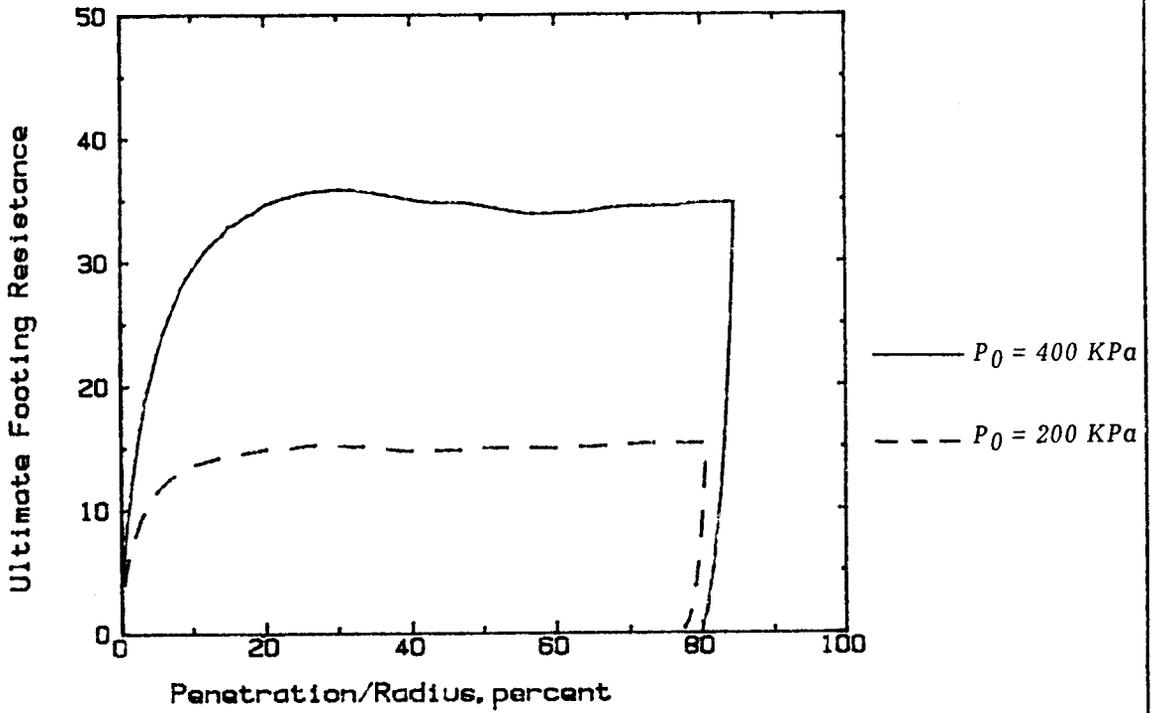


Fig I-3.22 a : Essais d'enfoncement dans un sable lâche en conditions non drainées pour des pressions de confinement de 200 et 400 KPa

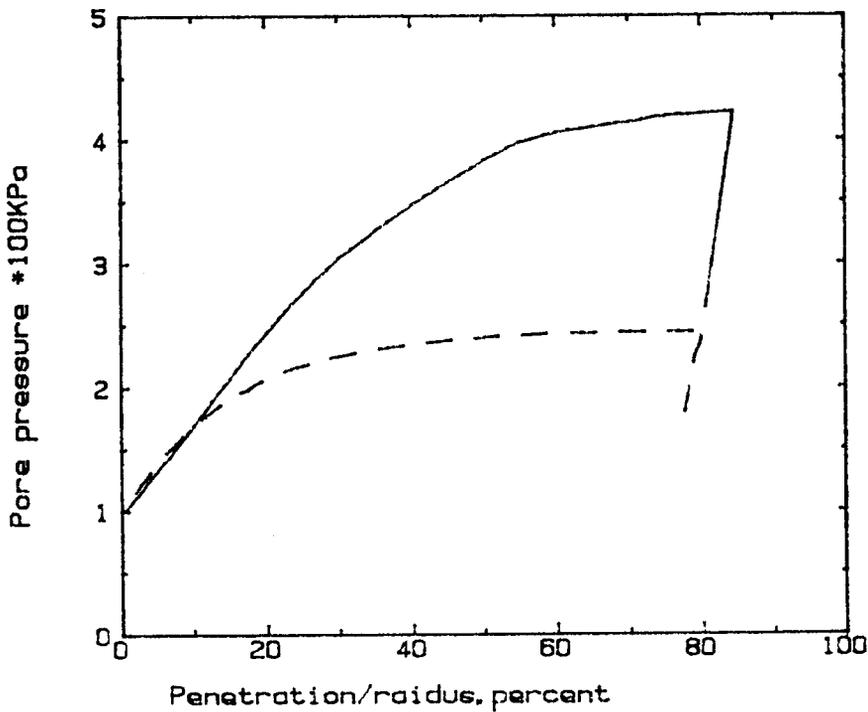


Fig I-3.22 b : Variations de la pression interstitielle dans les essais d'enfoncement

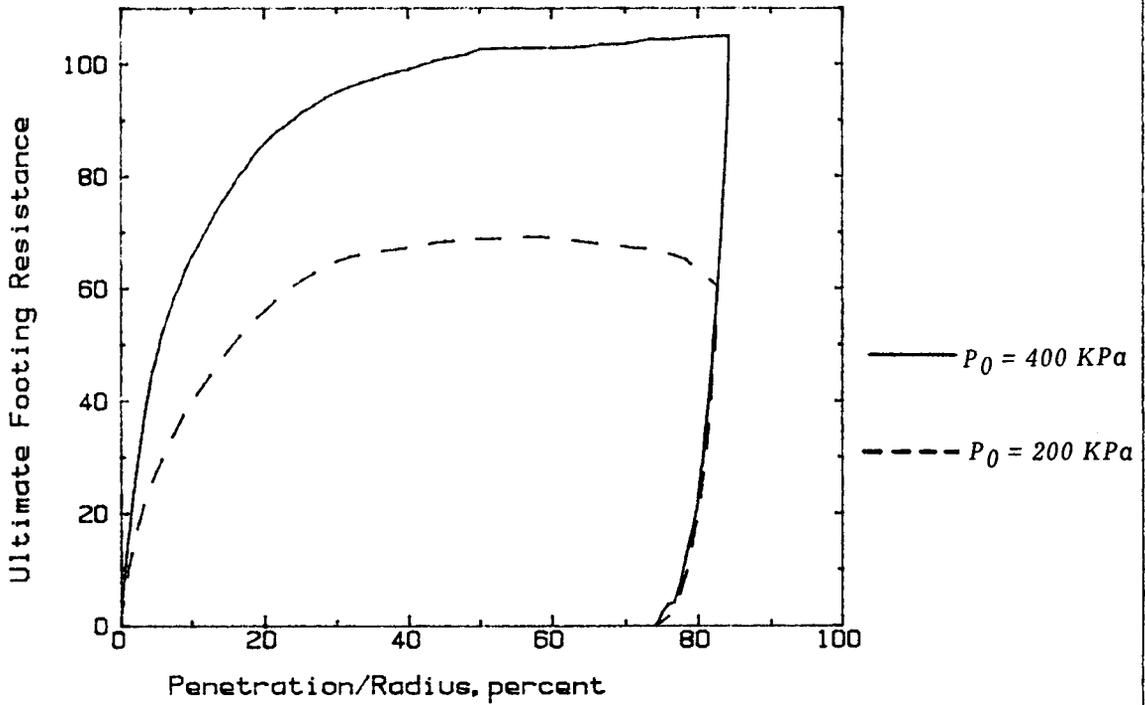


Fig I-3.23 a : Essais d'enfoncement dans un sable dense en conditions non drainées sous différentes pressions de confinement

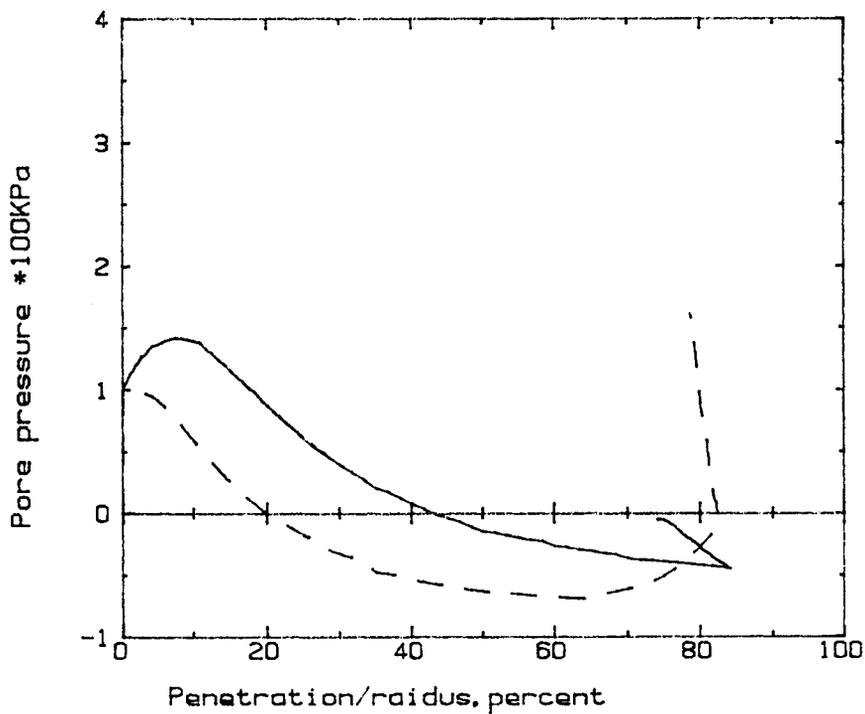


Fig I-3.23 b : Variations de la pression interstitielle dans les essais d'enfoncement

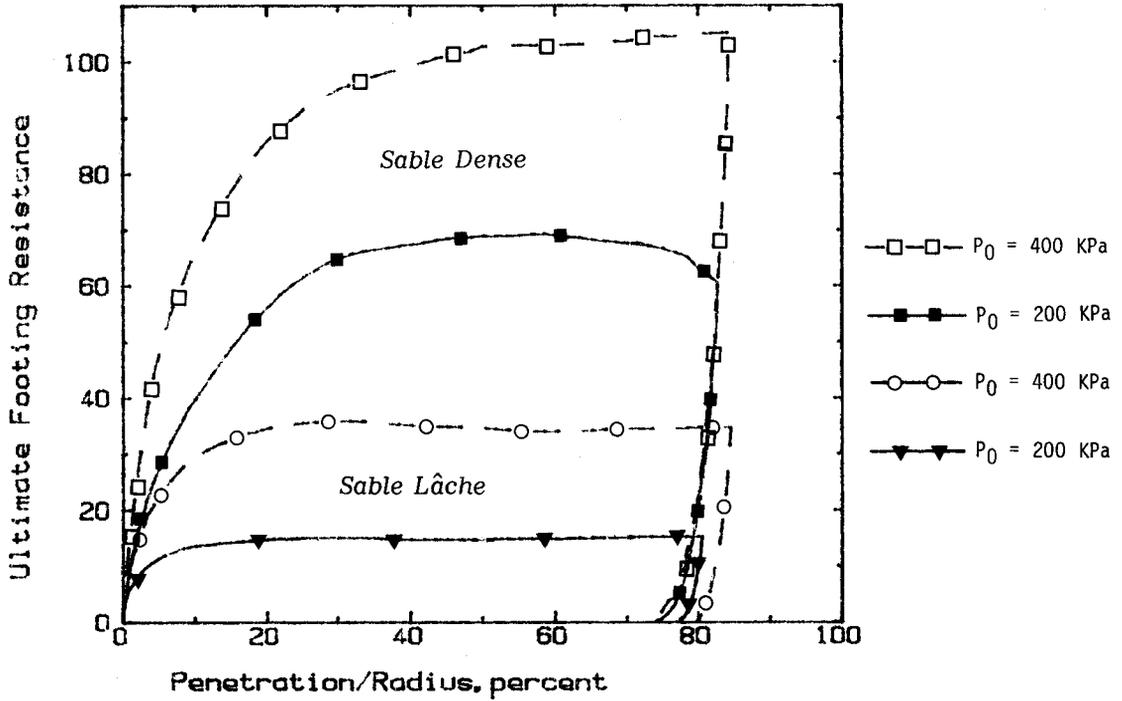


Fig I-3.24 a : Comparaison des essais d'enfoncement non drainés pour un sable lâche et dense

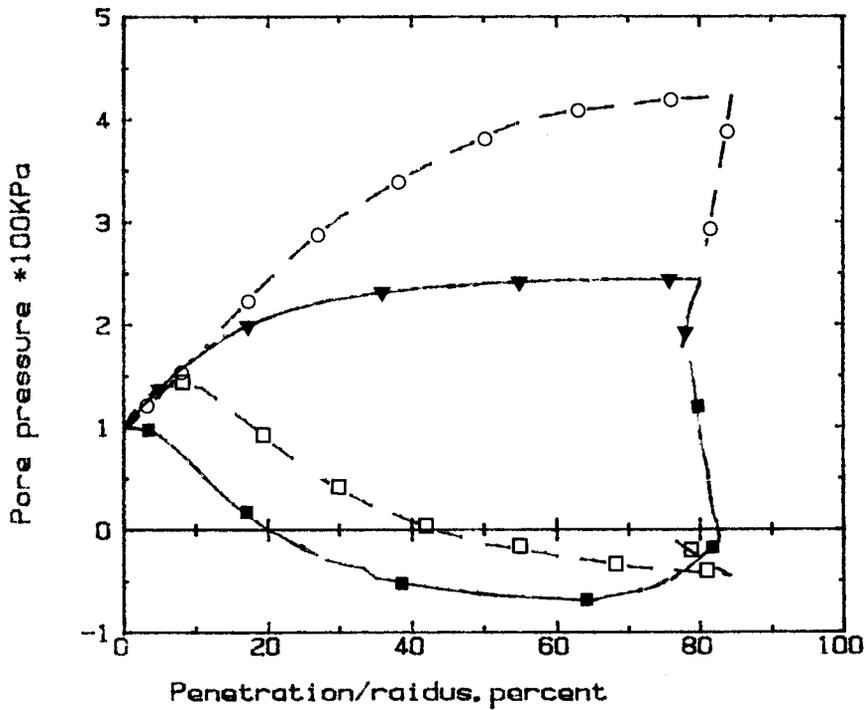


Fig I-3.24 b : Evolution des pressions interstitielles pour un sable lâche et dense

I-3.4.2 Essais d'enfoncement non drainés à déviateur de contrainte initiale positif

Le rôle de l'histoire de la sollicitation sur le comportement de la fondation en conditions non drainées a été examiné à travers un chargement triaxial initial sur un sable lâche et dense .

La figure I-3.25 présente un essai d'enfoncement non drainé sur un sable lâche, sous une pression de confinement de 400 KPa et un déviateur de contrainte initiale de 650 KPa, soit à 85% de l'état de rupture.

On observe une force d'enfoncement croissante et une pression interstitielle presque constante au cours de l'essai .

La courbe en pointillé présente l'essai d'enfoncement pour un déviateur de contrainte initiale nul. La comparaison des deux essais montre que sous déviateur de contrainte initiale nul, la limite d'enfoncement est légèrement supérieure à celle de l'essai d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale positif non nul. Ceci est dû au fait que les pressions interstitielles limites obtenues pour ces deux essais sont voisines .

Compte tenu du fait que nous avons effectué un essai à variation de volume nulle et que les pressions interstitielles sont restées constantes, nous en concluons que l'essai d'enfoncement a été réalisé à l'indice des vides critique du matériau .

Les mêmes constatations peuvent être établies pour le sable dense : la résistance à l'enfoncement continue à augmenter mais la force limite d'enfoncement demeure inférieure à celle obtenue pour l'essai à déviateur de contrainte initiale nul (figures I-3.26 et I-3.27) .

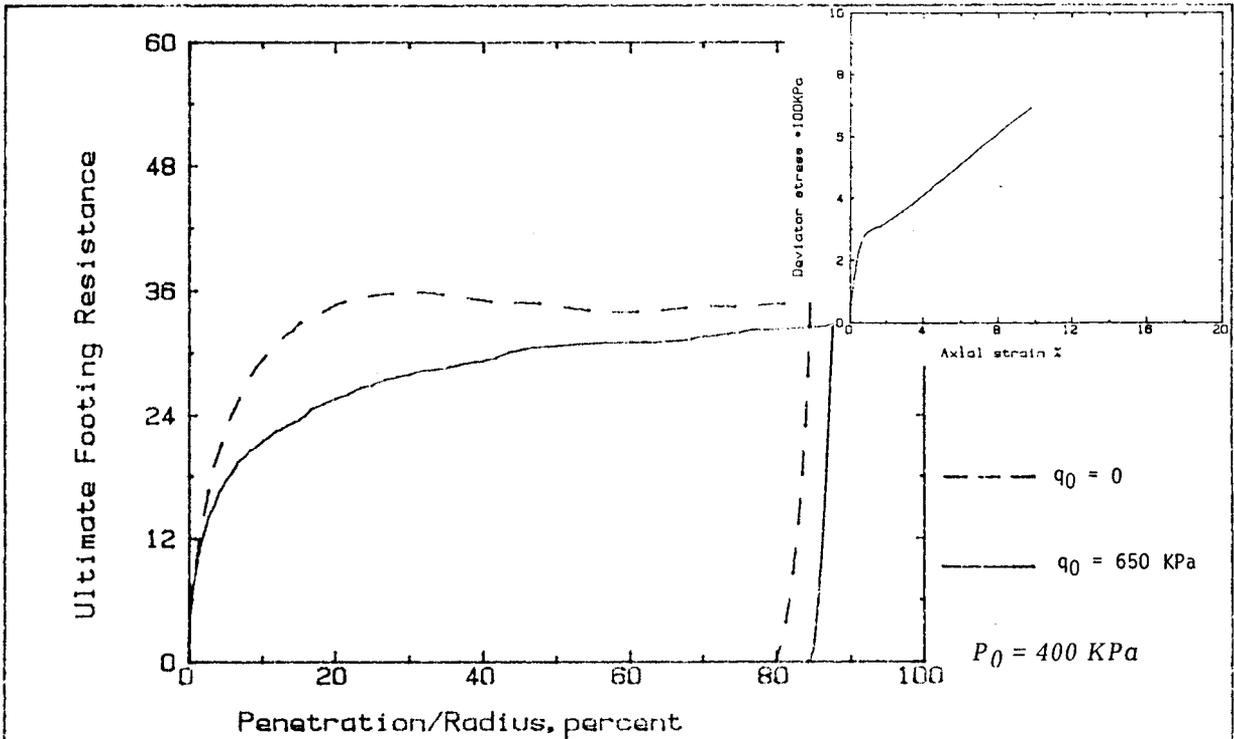


Fig I-3.25 a : Essai d'enfoncement en conditions non drainées sur sable lâche après un déviateur de contrainte initiale de 650 KPa

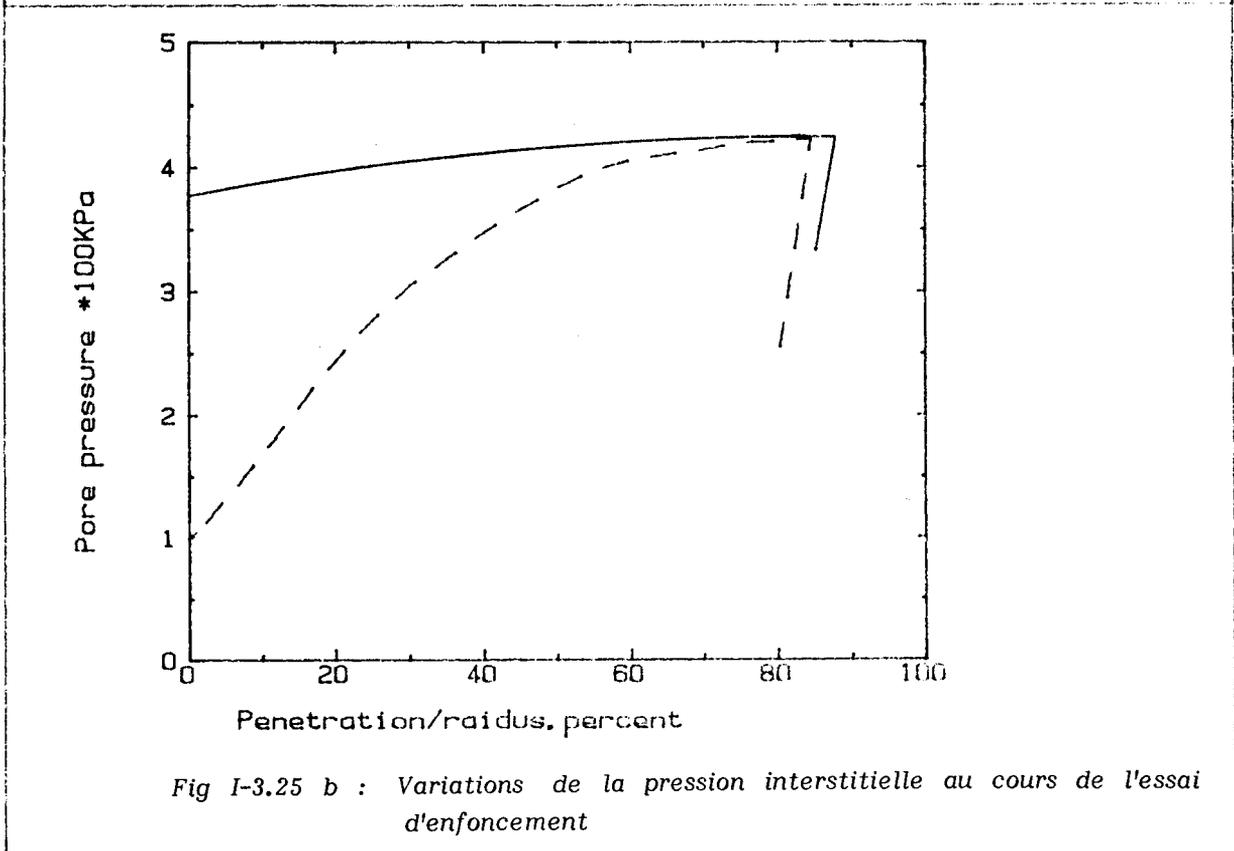


Fig I-3.25 b : Variations de la pression interstitielle au cours de l'essai d'enfoncement

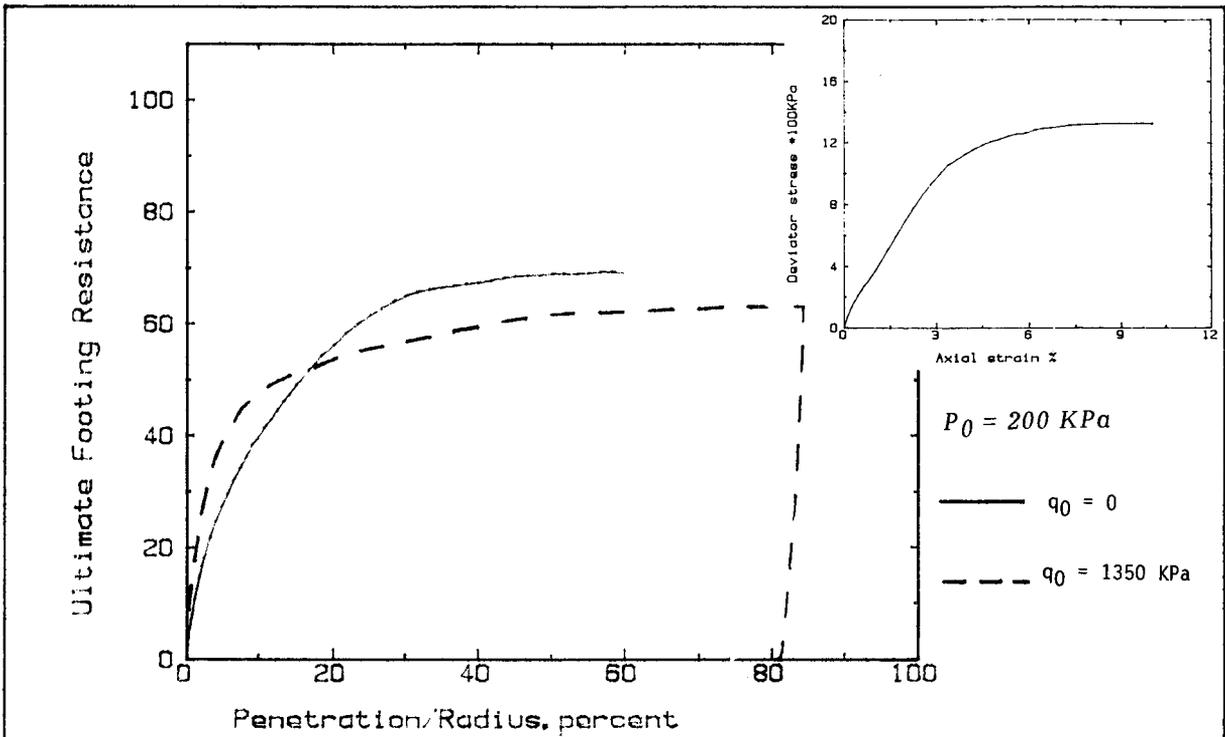


Fig I-3.26 a : Essai d'enfoncement en conditions non drainées sur sable dense à déviateur de contrainte initiale de 1350 KPa

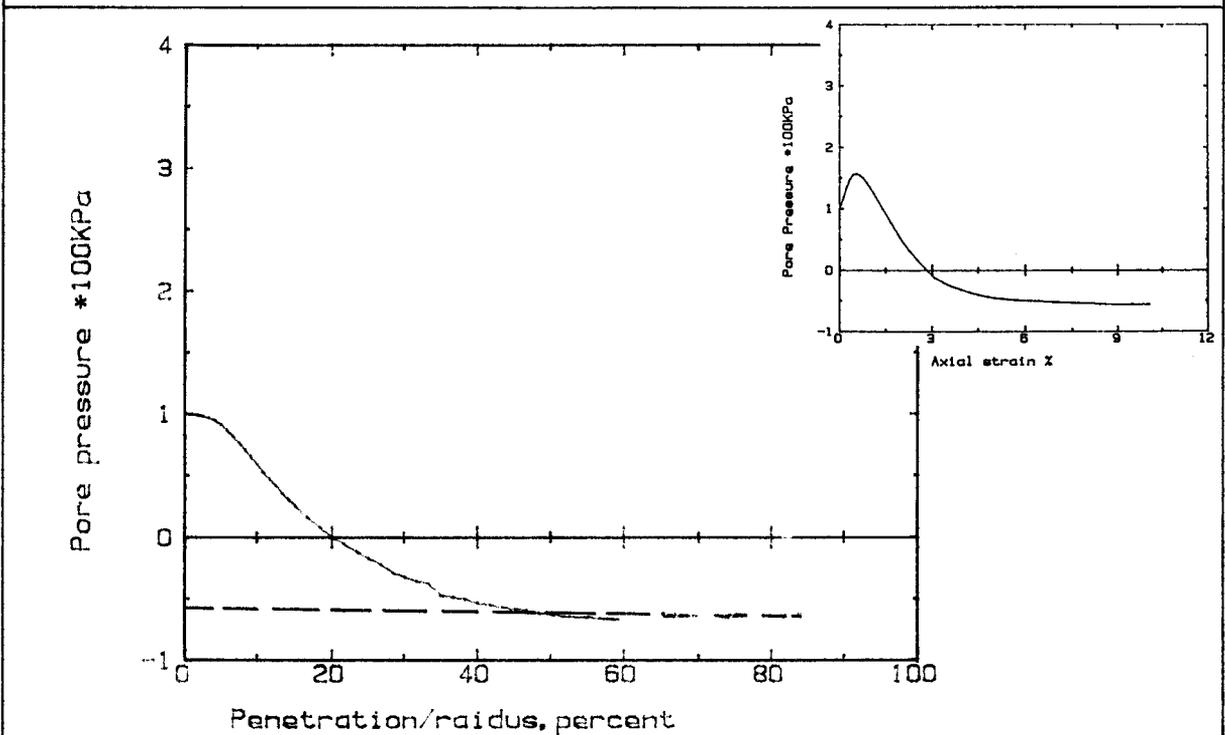


Fig I-3.26 b : Variations de la pression interstitielle au cours de l'essai d'enfoncement

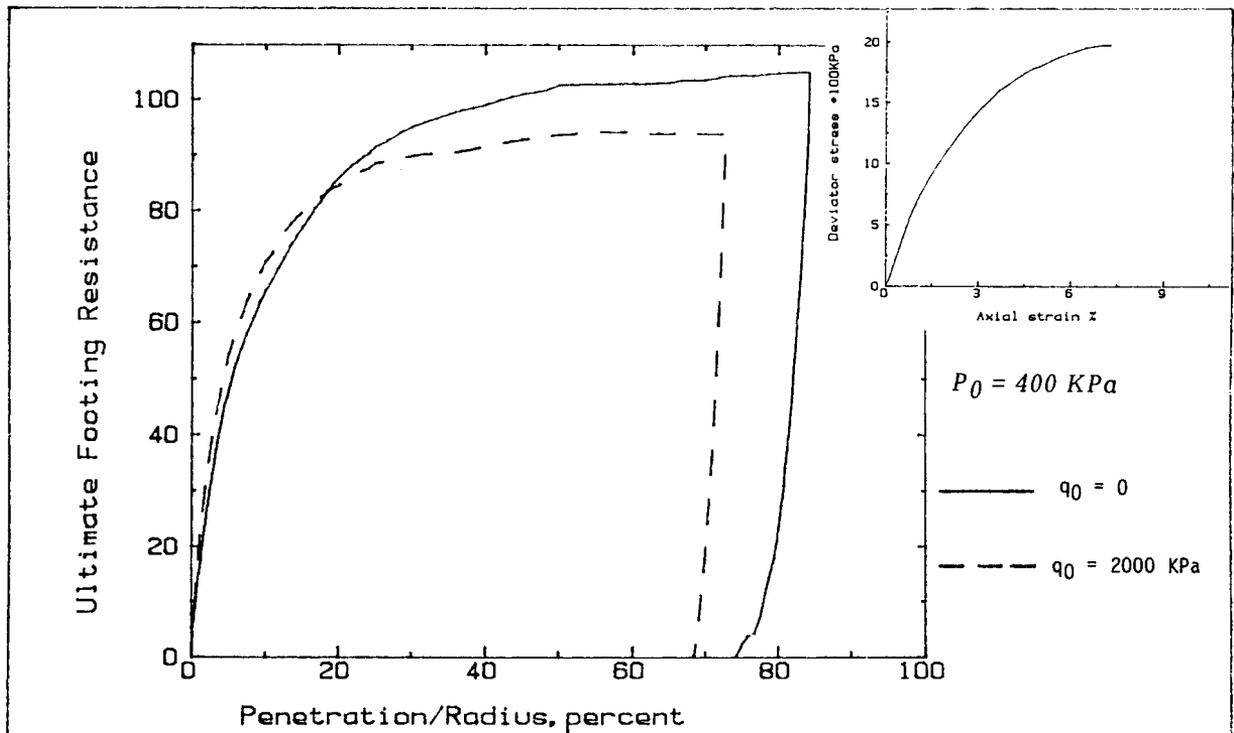


Fig I-3.27 a : Essai d'enfoncement en conditions non drainées dans un sable dense à déviateur de contrainte initiale de 2000 KPa

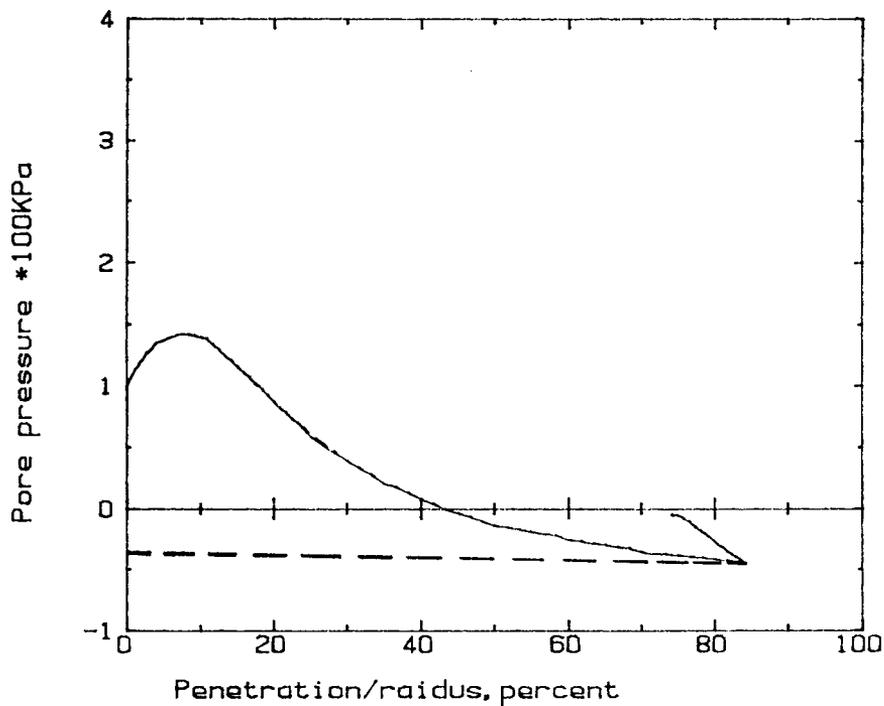


Fig I-3.27 b : Variations de la pression interstitielle au cours de l'essai d'enfoncement

I-3.4.3 Essais d'enfoncement cyclique en conditions non drainées

Nous analyserons les essais d'enfoncement cyclique en fonction de l'histoire antérieure subie par le matériau .

i- Essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale nul

Afin de déterminer l'effet de l'écroutissage anisotrope sur le comportement du matériau, nous avons représenté en pointillé, l'essai d'enfoncement monotone de référence .

La figure I-3.28 présente un essai d'enfoncement cyclique sur un sable lâche, sous une pression de confinement de 400 KPa .

On constate que l'écroutissage anisotrope du matériau est faible au cours du cycle. Ceci est dû au fait que la pression interstitielle suit globalement l'évolution de celle observée dans le cas de l'enfoncement monotone .

L'essai sur sable dense présenté sur la figure I-3.29 montre que l'aire des cycles est faible et diminue au cours du chargement cyclique. Il est à observer que l'écroutissage anisotrope est plus important que celui remarqué sur un sable lâche. Nous pouvons donc conclure que l'écroutissage anisotrope est négligeable sur l'ensemble des essais à déviateur de contrainte initiale nul.

Nous allons maintenant examiner la part de l'écroutissage anisotrope induit par le chargement triaxial initial par rapport à celle générée par les essais d'enfoncement cyclique .

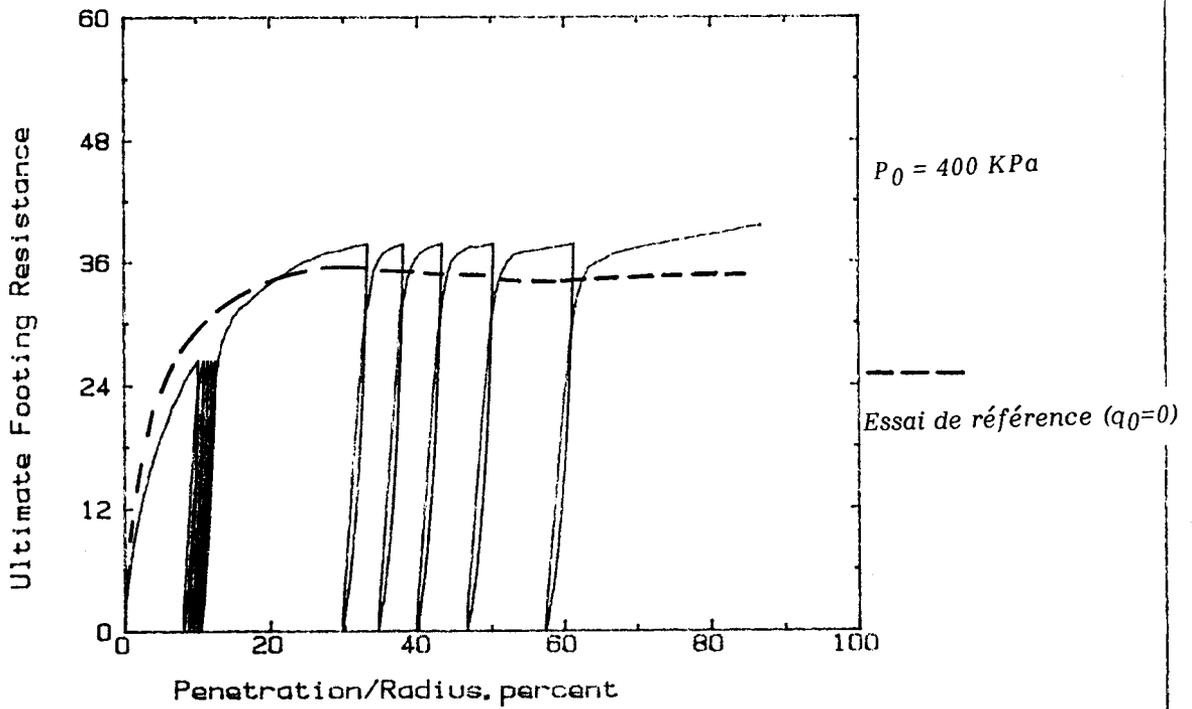


Fig I-3.28 a : Essai cyclique d'enfoncement dans un sable lâche en conditions non drainées sous déviateur de contrainte initiale nul

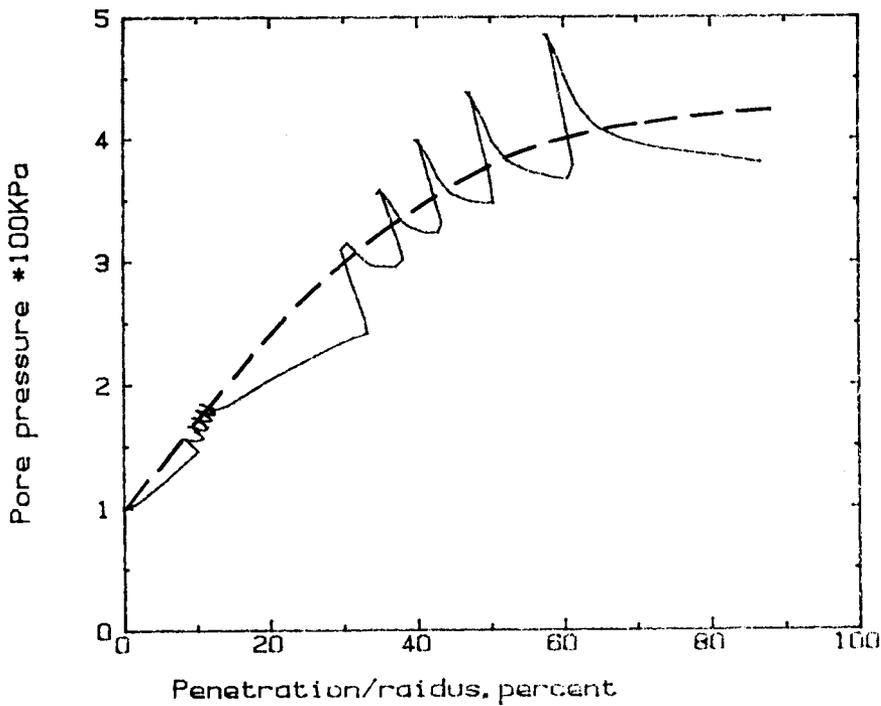


Fig I-3.28 b : Variations de la pression interstitielle au cours de l'essai cyclique

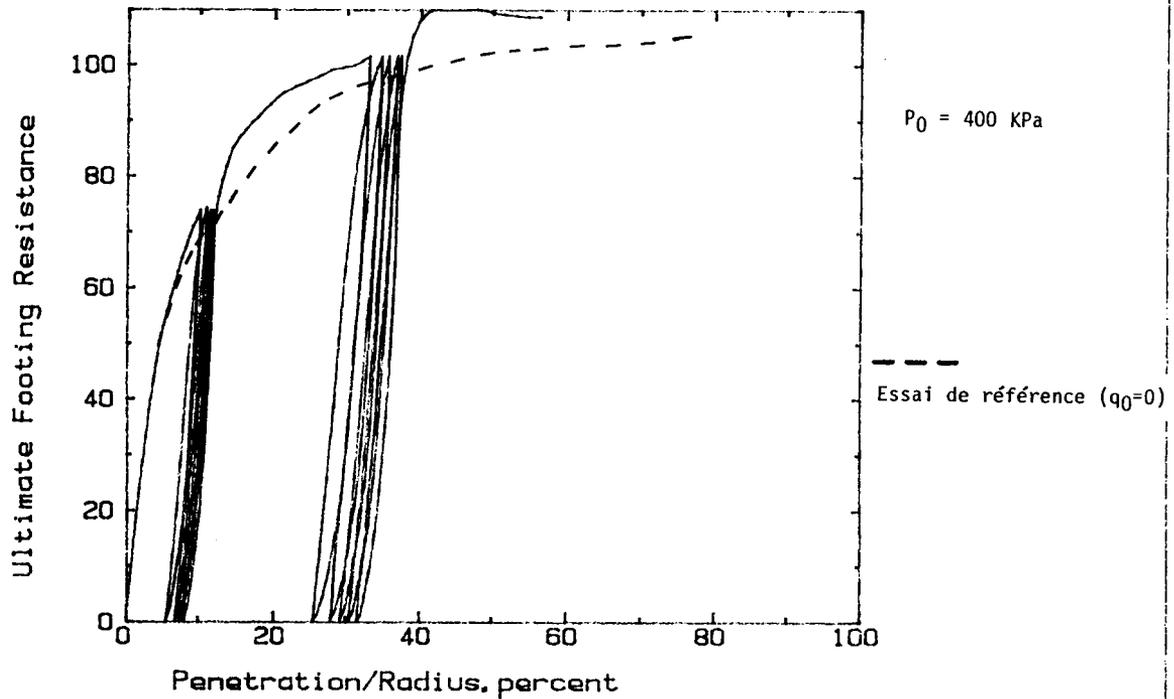


Fig I-3.29 a : Essai d'enfoncement cyclique en conditions non drainées dans un sable dense à déviateur de contrainte initiale nul

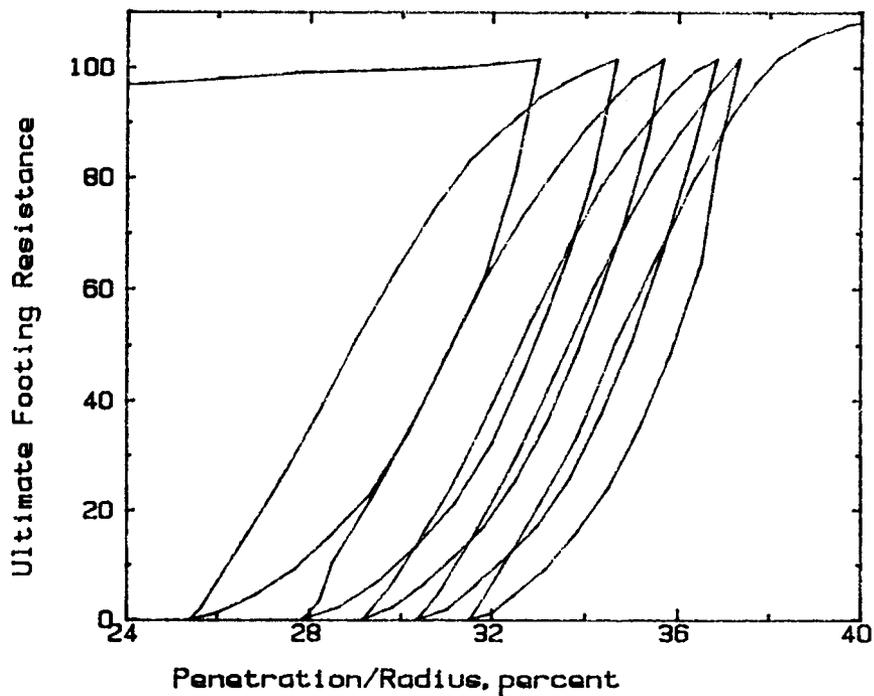


Fig I-3.29 b : Agrandissement du premier chargement cyclique d'enfoncement

ii- Essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale positif

L'histoire antérieure sera simulée par deux types de chargement triaxial : monotone et cyclique .

Les figures I-3.30 et I-3.31 présentent en trait continu , pour un sable lâche et dense, le chargement cyclique sous un déviateur de contrainte initiale positif (triaxial monotone) et en pointillé, l'essai d'enfoncement monotone de référence sous les même états de contrainte initiale .

On observe que l'effet de cycle n'introduit pratiquement aucun écrouissage anisotrope du matériau .

Compte tenu que l'influence du chargement cyclique d'enfoncement de la fondation induit un écrouissage anisotrope négligeable, nous avons voulu examiner l'influence de l'histoire antérieure complexe sur l'écrouissage anisotrope. Nous avons réalisé pour cela, un chargement triaxial initial cyclique non drainé qui peut être comparé au chargement triaxial monotone .

Les figures I-3.32 et I-3.33 présentent les résultats pour un sable lâche et dense avec en pointillé, l'essai d'enfoncement de la fondation après un chargement triaxial monotone .

Nous pouvons observer que l'écrouissage anisotrope dans ces deux essais est faible, et que seul l'état de contrainte initiale au départ de l'essai d'enfoncement est à prendre en compte .

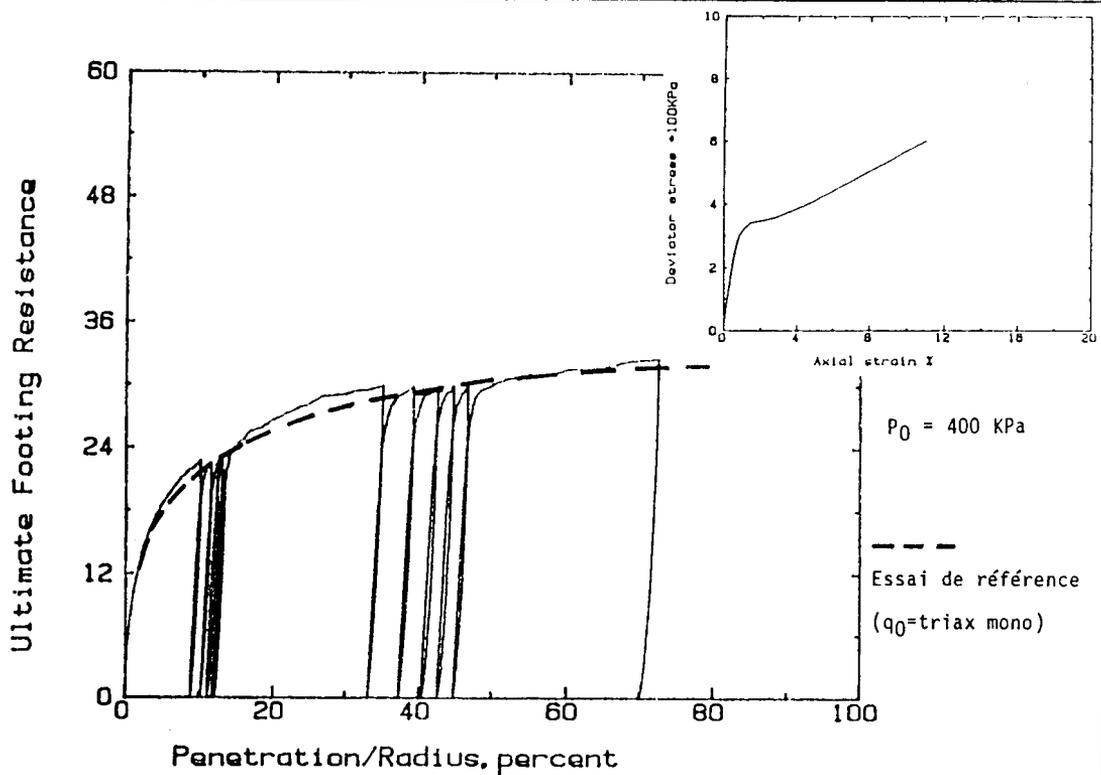


Fig I-3.30 : Essai cyclique d'enfoncement en conditions non drainées dans un sable lâche à déviateur de contrainte initiale de 600 KPa

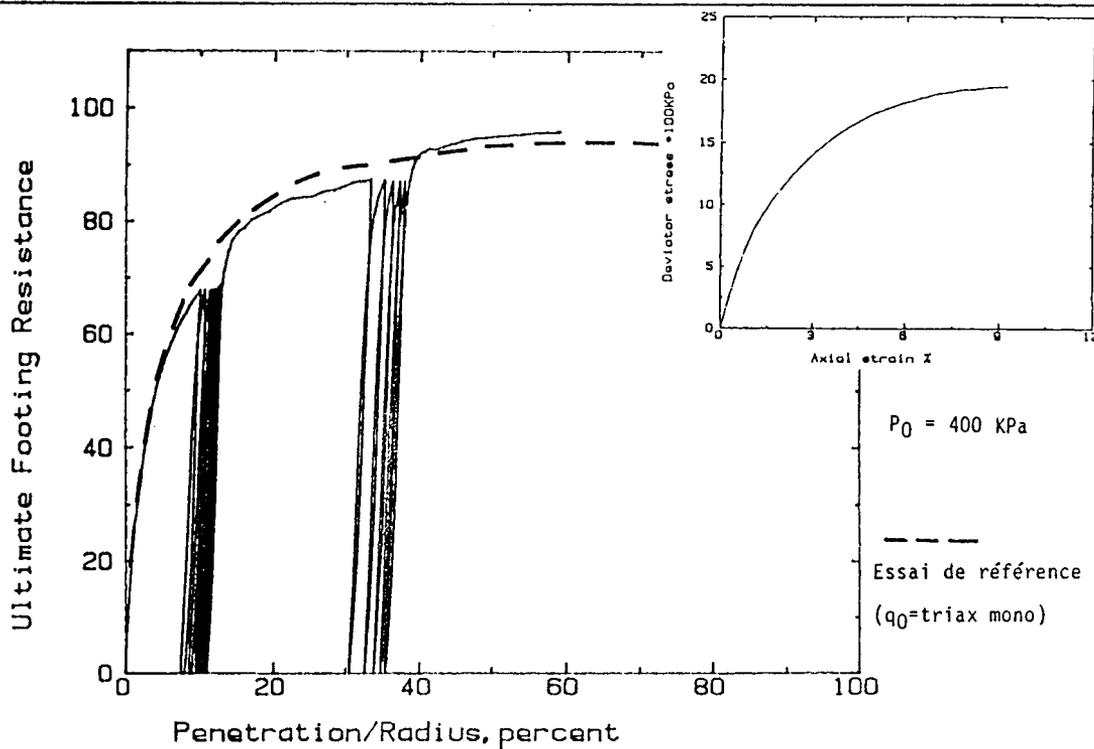


Fig I-3.31 : Essai cyclique d'enfoncement en conditions non drainées dans un sable dense à déviateur de contrainte initiale de 1900 KPa

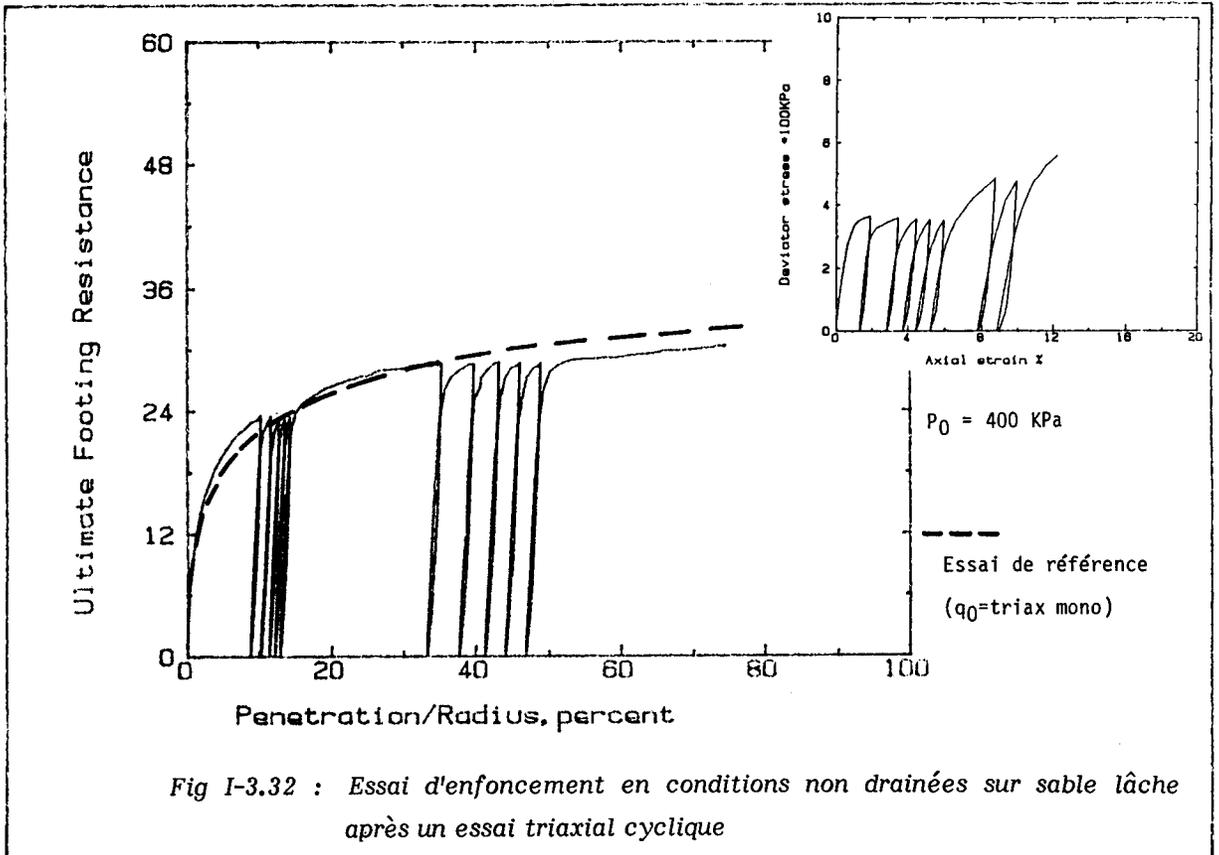


Fig I-3.32 : Essai d'enfoncement en conditions non drainées sur sable lâche après un essai triaxial cyclique

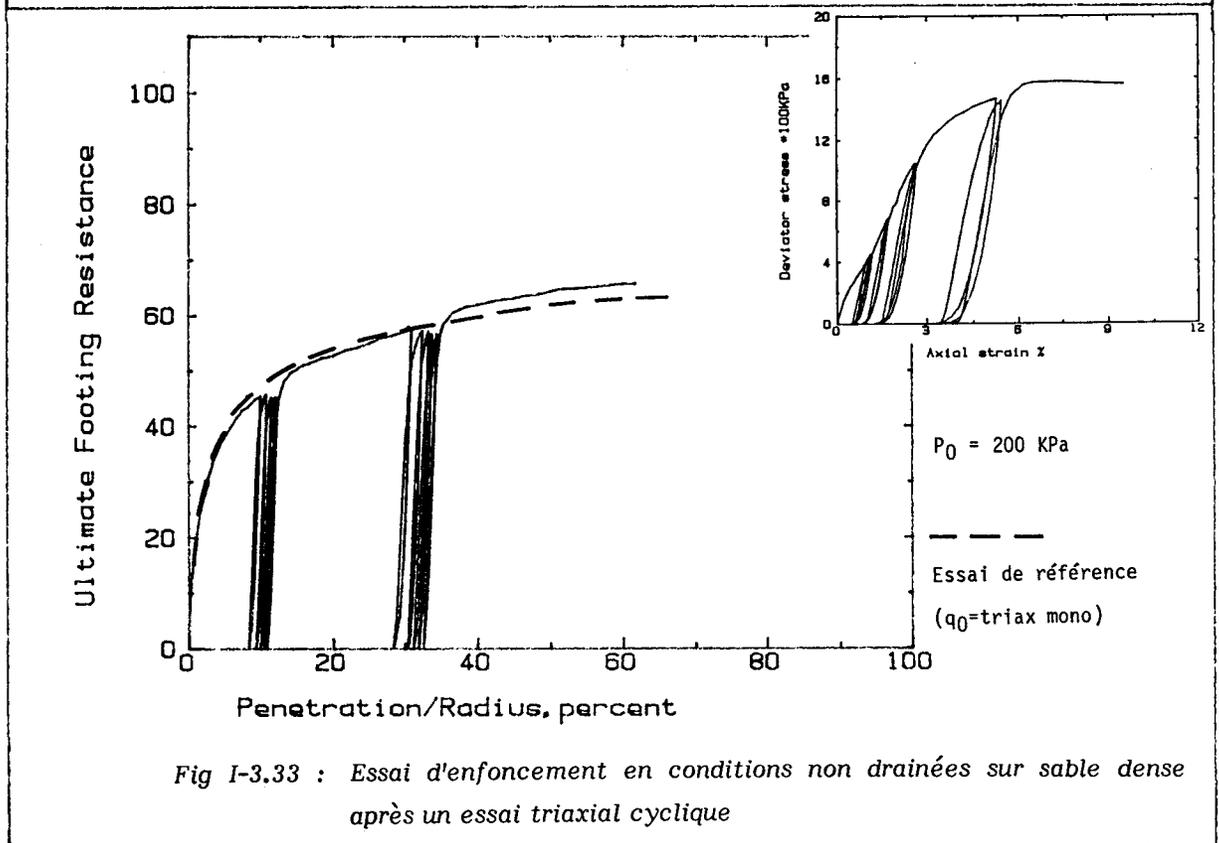


Fig I-3.33 : Essai d'enfoncement en conditions non drainées sur sable dense après un essai triaxial cyclique

I-3.5 Essais d'enfoncement réalisés sur sable composé de deux couches

Dans la réalité, le milieu sur lequel reposent les fondations est souvent hétérogène et composé de plusieurs couches de matériaux. Ainsi de nombreux chercheurs ont étudié le comportement des fondations superficielles posées sur des "bi-couches".

Meyerhof (1974) a étudié deux types de sols "bi-couches" ; sable lâche surmonté d'argile raide et sable dense surmonté d'argile molle . Le calcul de la capacité portante est obtenue :

- en utilisant les formulations traditionnelles de Terzaghi dans le cas où le sol le plus fort n'est pas situé en dessous de la fondation (cette couche est considérée comme une base rigide) .

- en utilisant des formulations analytiques qui considèrent que la rupture est générée par poinçonnement dans le cas où la couche la plus forte est située directement sous la fondation .

Le travail de Meyerhof a été poursuivi et généralisé grâce aux recherches récentes de Meyerhof et Hanna (1980) qui ont proposé des formulations analytiques pour des massifs "bi-couches" et "tri-couches" composés de matériau cohérent et non-cohérent .

Griffiths (1982) modélise la capacité portante d'une fondation reposant sur un bi-couche par l'introduction des déformations plastiques du sol. La solution du problème limite a été obtenue par la technique des éléments finis et comparée aux solutions limites données par différents auteurs : Hanna et Meyerhof (1980), Davis et De Beer (1973), Salençon (1974).

Il faut noter le faible nombre de travaux expérimentaux dans la littérature qui concernent le "comportement global" d'une fondation sur un "bi-couche". En effet, les études expérimentales ont été principalement conduites pour quantifier la capacité portante limite. Nous entendons par "comportement global" l'évolution des contraintes et des déformations moyennes sous la fondation, au cours du chargement .

L'objet de cette étude est de proposer une base expérimentale

du comportement d'une fondation posée sur un bi-couche de sable; ceci en vue non seulement d'une analyse et d'une comparaison avec les résultats déjà obtenus par les différents chercheurs mais aussi d'une validation de notre modélisation.

Ayant retenu comme matériau le sable lâche de Hostun, le seul paramètre de variation a été l'épaisseur de la couche dense en contact avec la fondation. L'épaisseur de cette couche varie de 10, 20, 30, 50, et 90 mm. L'ensemble des résultats expérimentaux sera comparé aux essais d'enfoncement réalisés sur un sable lâche et sur un sable dense.

La figure I-3.34 présente les essais d'enfoncement réalisés pour des épaisseurs de couches denses de 10, 20, 30 mm. On constate que les capacités portantes de la fondation augmentent et qu'inversement les variations volumiques du sol diminuent avec l'épaisseur de la couche dense.

La figure I-3.35 complète la série expérimentale pour des épaisseurs de couches denses de 50 et 90 mm. Nous observons les mêmes phénomènes que précédemment mais de manière plus accentuée ; ainsi pour l'épaisseur de 90 mm, le comportement de la fondation (force portante et variation de volume) est presque identique au comportement dû à l'enfoncement réalisé sur un sable dense.

De ces essais nous pouvons conclure que la force limite d'enfoncement augmente avec l'épaisseur de la couche dense. A partir d'une épaisseur de l'ordre de deux fois le diamètre de la fondation, on retrouve le comportement de la fondation sur un sable dense. Ainsi la profondeur de la zone influencée par l'enfoncement est donc de l'ordre de deux fois le diamètre de la fondation. Ces résultats ont déjà été obtenus par Meyerhof et Hanna (1978).

Sur la figure I-3.36 , nous avons transcrit nos résultats expérimentaux dans le référentiel proposé par Meyerhof et Hanna (figure I-3.37) .

Nous pouvons constater que nos résultats sont en bonne concordance avec ceux obtenus par Meyerhof et Hanna notamment en ce qui concerne la profondeur de la zone influencée par l'enfoncement . Ces constatations montrent que la force portante d'une fondation peut être largement augmentée par l'introduction d'une couche de sol améliorée soit par le compactage, soit par le renforcement du sol à l'aide de fibres ou autres matériaux.

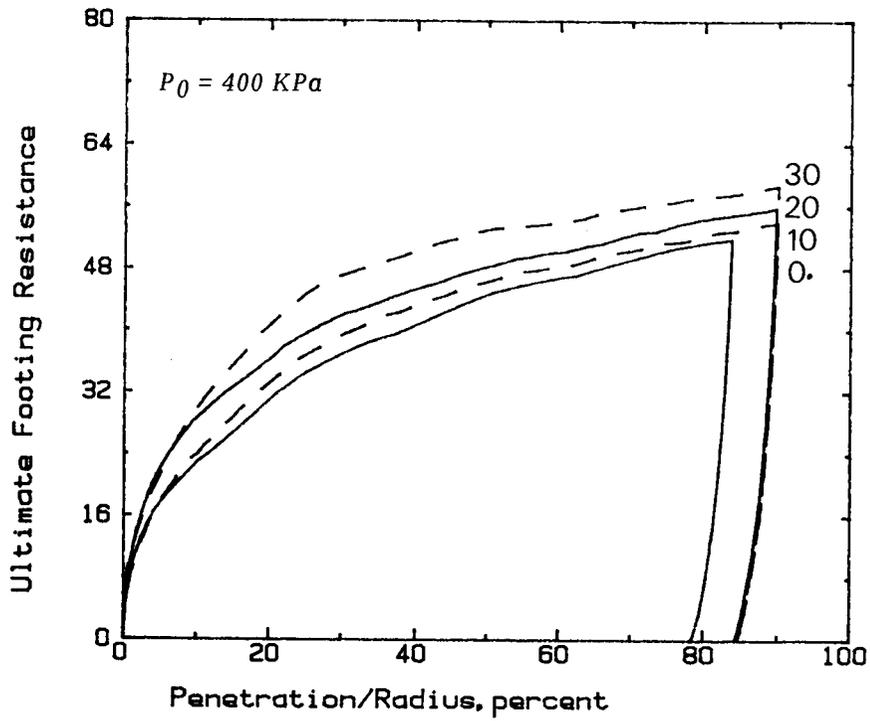


Fig I-3.34 a : Essai d'enfoncement en conditions drainées sur un sable à deux couches (couche dense = 0, 10, 20, 30 mm)

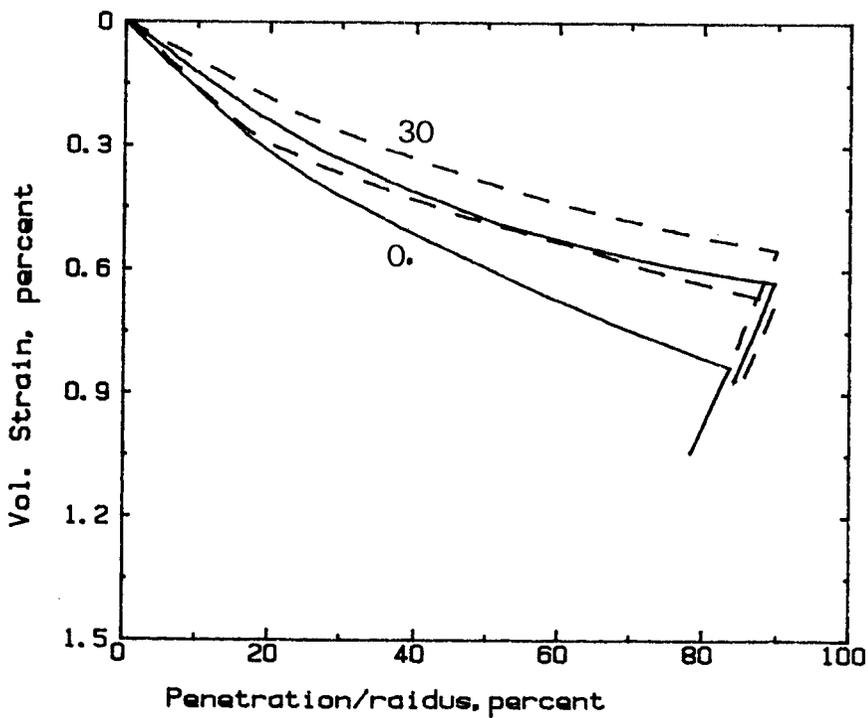


Fig I-3.34 b : Variations de volume correspondantes

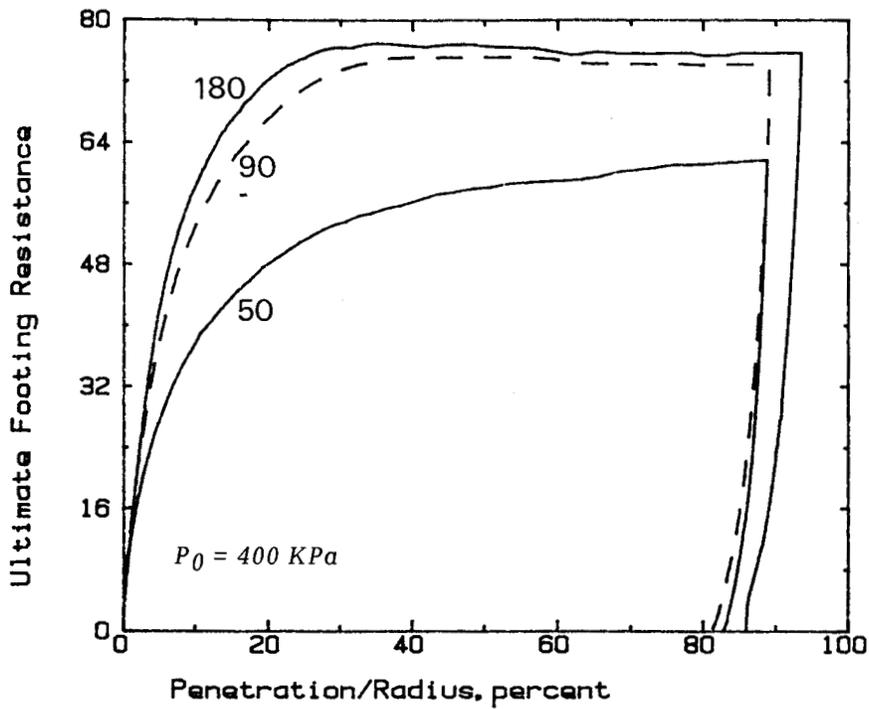


Fig I-3.35 a : Essai d'enfoncement en conditions drainées sur un sable à deux couches (couche dense = 50, 90, 180, mm)

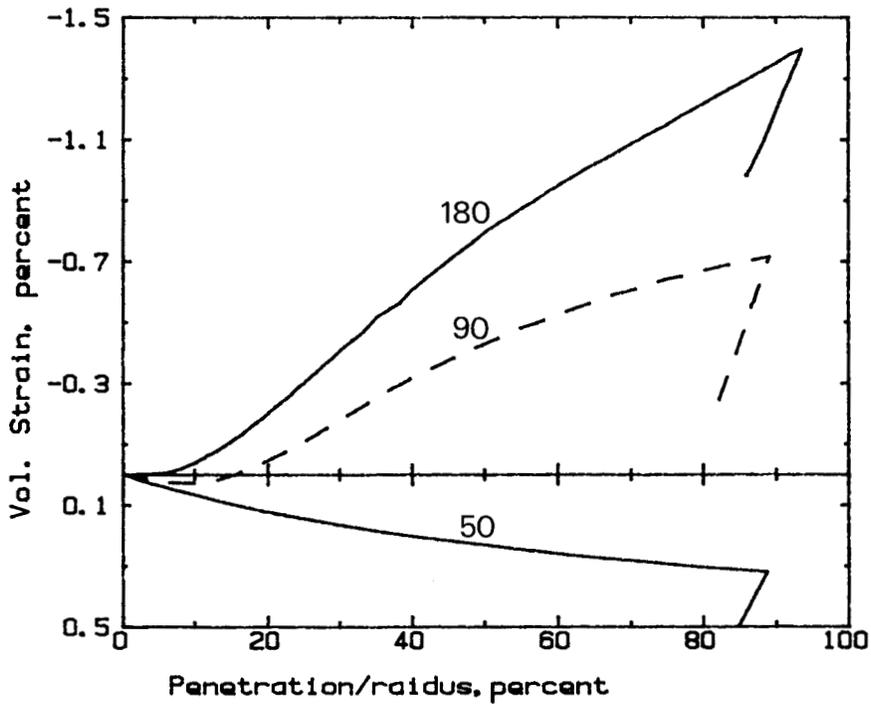


Fig I-3.35 b : Variations de volume correspondantes

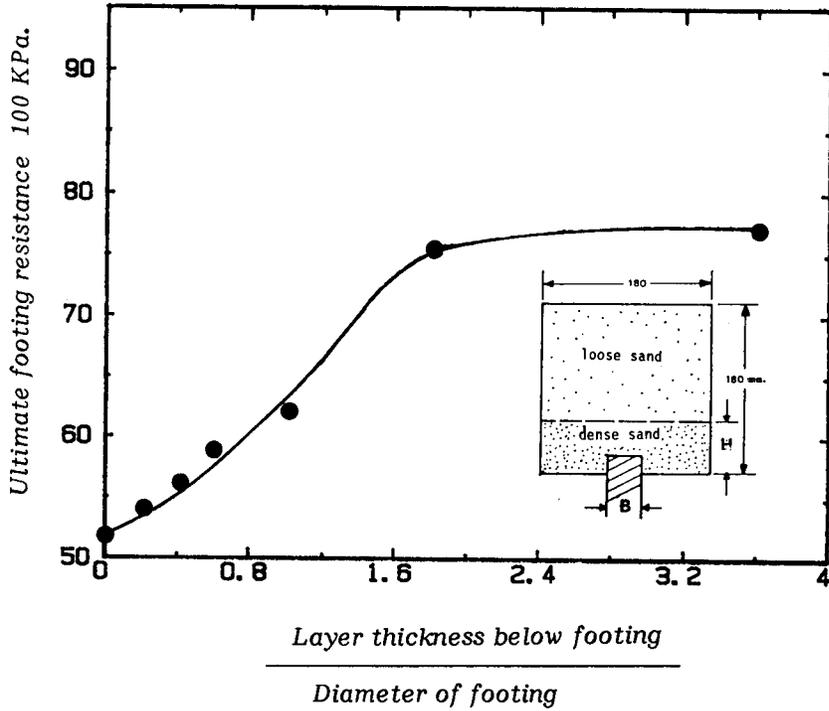
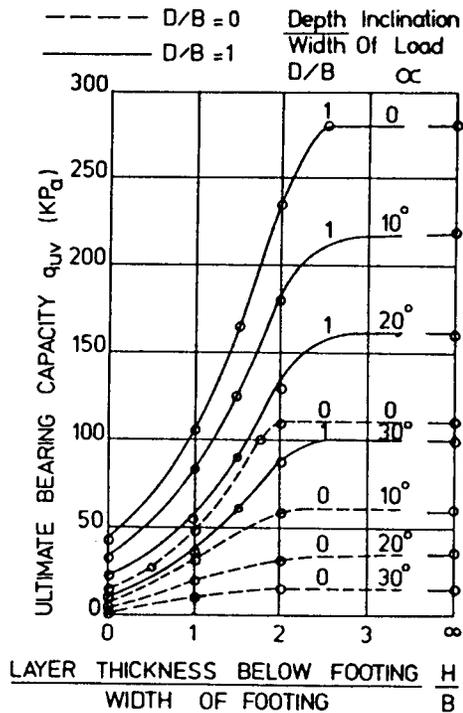


Fig I-3.36 : Capacité portante de la fondation dans les essais d'enfoncement sur sable à deux couches

Fig I-3.37
Capacité portante de la fondation dans un sable à deux couches d'après Meyerhof



I-3.6 Approche analytique de la capacité limite d'enfoncement d'une fondation superficielle

I-3.6.1 Modes de rupture générés dans les fondations superficielles

Une fondation superficielle est caractérisée par le rapport enfoncement/largeur inférieur à 3 , ce qui est le cas de nos essais d'enfoncement.

De manière générale, la capacité limite d'une fondation superficielle sera caractérisée par l'existence ou non de surfaces ou bandes de cisaillement dans lesquelles la déformation va être localisée.

Les observations du comportement d'une fondation ont permis de définir trois modes de rupture :

- La rupture par cisaillement généralisé : où la capacité limite de la fondation est liée à l'existence de bandes de cisaillement bien définies qui délimitent trois zones et au refoulement du sol vers la surface libre (figure I-3.38-a), Caquot (1934), Buisman (1935), Terzaghi (1943) .

- La rupture par cisaillement local : qui correspond au développement incomplet des surfaces de cisaillement (figure I-3.38-b), Terzaghi (1943), De Beer et Vesic (1958) .

- La rupture par poinçonnement : est difficilement observable, car il n'existe pas de surface de discontinuité bien définie. La capacité portante est continûment croissante, compte tenu de la densification du sol sous la fondation (figure I-3.38-c). Dans ce cas, il n'existe pas de refoulement du sol vers la surface, De Beer et Vesic (1958), Vesic (1963) .

Le développement de l'un de ces trois modes de rupture dépend d'un certain nombre de paramètres, parmi lesquels on peut citer :

- la densité initiale du matériau
- l'hétérogénéité du sol
- la forme et les dimensions de la fondation
- l'inclinaison et l'excentricité de la charge
- la vitesse d'application de la charge et les conditions de chargement
- l'état de rugosité de la fondation

Affirmer que l'apparition de déformations localisées dépend des conditions limites du problème et de l'instabilité rhéologique du matériau est une démarche récente et actuellement il n'existe pas encore de critère rhéologique permettant de prédire le mode de rupture généré sous une fondation aux conditions limites déterminées.

Toutefois, nous essayerons d'analyser nos essais à travers les études relatées dans la bibliographie. Compte tenu de la diversité des essais réalisés jusqu'à présent et de la pluralité de leurs conditions aux limites, l'analyse fera ressortir une grande divergence entre les résultats obtenus.

Vesic (1963) et De Beer (1970) estiment que le mode de rupture dépend de la densité relative du sol, (figure I-3.39) . Nous pouvons observer que pour de faibles densités relatives du sol, la rupture est de type "rupture par poinçonnement", tandis que pour les plus fortes valeurs, la rupture s'opère par rupture généralisée. Ce dernier résultat n'est pas surprenant, compte tenu du fait qu'un sol dense en distorsion présente une forte dilatance et donc une instabilité rhéologique importante. Sur la figure I-3.39, nous avons reporté les densités relatives des sables utilisés dans nos essais ; nous remarquons que pour le sable lâche, nous pouvons avoir une rupture par poinçonnement, pour le sable moyen, une rupture par cisaillement local et enfin pour le sable dense, une rupture par cisaillement généralisé .

Terzaghi (1943) a indiqué que la rupture par cisaillement généralisé n'était pas réaliste et que dans la zone III, l'équilibre plastique devait être ramené à un équilibre élastique, (figure I-3.40) . S'appuyant sur cette remarque, Terzaghi indique que la surface de glissement peut atteindre la surface libre du sol suivant un angle compris entre $(45^\circ + \phi/2)$ et 90° . Il en résulte que la distance horizontale entre l'extrémité de la zone II et le bord de la fondation est la borne inférieure permettant le développement d'un tel schéma de rupture, puisque la zone III est en équilibre élastique.

Pour nos essais, la distance horizontale entre le bord de la fondation et l'extrémité de l'échantillon est de 6.5 cm tandis que la distance nécessaire au développement d'un chemin de rupture généralisé est de l'ordre de 9 cm pour le sable lâche et de l'ordre de 12 cm . Nous voyons donc que l'apparition d'une rupture généralisée dans nos essais et selon la remarque de Terzaghi, ne saurait se produire .

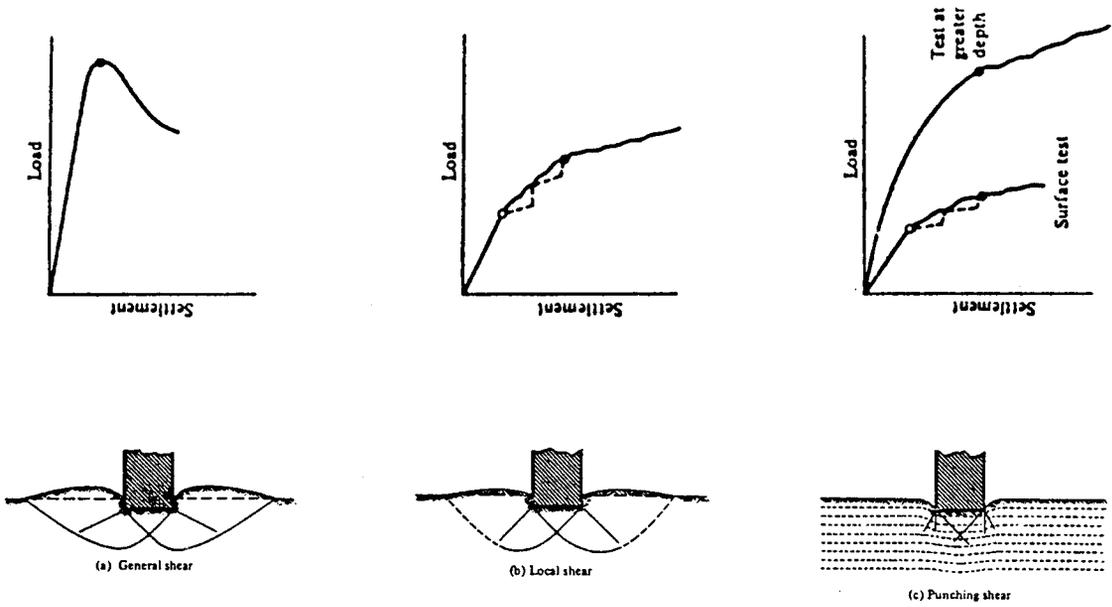


Fig I-3.38 : Modes de rupture générés sous les fondations superficielles (Vesic 1963)

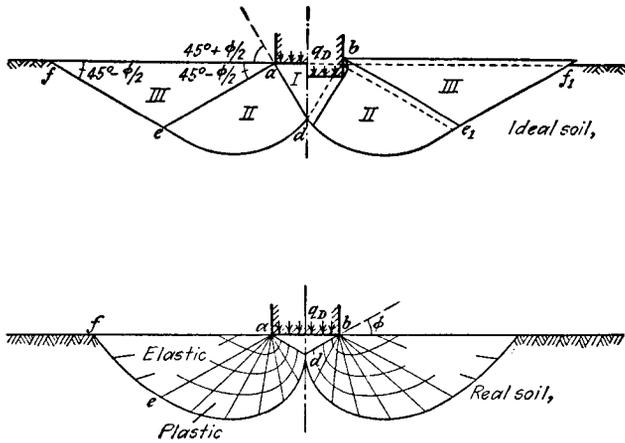


Fig I-3.40 : Schéma de rupture d'après Terzaghi

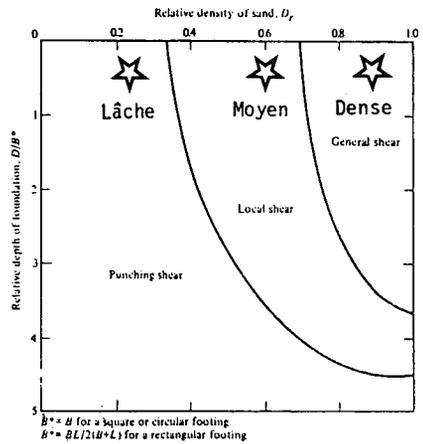


Fig I-3.39 : Modes de rupture dans le sable d'après Vesic (1963) et De Beer (1970)

Les remarques précédentes nous permettent de conclure que les trois modes de rupture peuvent exister dans nos essais d'enfoncement.

Cependant l'examen des résultats expérimentaux fait ressortir que nous n'avons jamais de chute de la force portante caractéristique d'une rupture par cisaillement généralisé. Il est à noter que, compte tenu des conditions limites de nos essais, l'existence d'une rupture par surface de cisaillement est difficilement envisageable. En effet, le refoulement du sol vers la surface libre n'est pas possible du fait de la présence d'une embase inférieure fixe.

Ces conditions limites particulières font que la seule possibilité de déplacement du sol est radiale et ne permet pas de générer des surfaces de rupture généralisée.

I-3.6.2. Capacité portante d'une fondation superficielle et analyse des résultats expérimentaux

La valeur de la capacité limite d'une fondation superficielle est obtenue à partir d'un schéma de rupture généralisée en considérant que le long de ces surfaces de rupture, le sol est à l'état d'équilibre limite.

Terzaghi (1943) a proposé la formulation suivante pour le calcul de la capacité portante d'une fondation superficielle :

$$q_{\text{limite}} = C N_c + 1/2 \gamma N_\gamma + q N_q$$

N_c : coefficient dû à la cohésion du sol

N_γ : coefficient dépendant du poids volumique du sol

N_q : coefficient dû à la surcharge (q)

Dans le cas de nos essais, le terme en N_c est nul et N_γ négligeable devant le coefficient de surcharge :

$$q_{\text{limite}} = q N_q$$

Prandtl (1921) a proposé pour N_q l'expression :

$$N_q = \text{tg}^2 (\pi/4 + \phi/2) \exp(\pi \text{tg} \phi)$$

Terzaghi (1943) a retenu :

$$N_q = \left\{ e^{(3/4\pi - \phi/2)} \text{tg} \phi \right\}^2 / 2 \cos^2(45 + \phi/2)$$

Plus récemment, Griffiths (1982), à partir d'une modélisation élasto-plastique, a montré la validité de ces formulations en les comparant avec un calcul élastoplastique par éléments finis (Figure I.3.41).

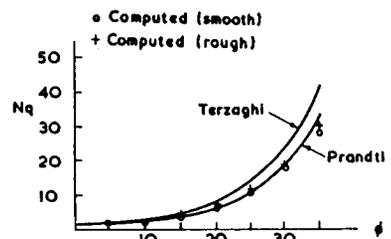


Fig I-3.41

Coefficient de correction sur le facteur N_q

Dans le paragraphe précédent, nous avons recensé un grand nombre de facteurs qui interviennent sur la capacité portante d'une fondation, et qui introduisent de grandes variations du coefficient N_q .

Terzaghi (1943) indique que, dans le cas d'une rupture par cisaillement local, le coefficient N_q calculé à partir d'un cisaillement généralisé doit subir une réduction intervenant sur l'angle de frottement :

$$\text{tg}\phi_r = 2/3 \text{tg}\phi$$

ϕ_r : angle de frottement réduit

Vésic et Johnson (1963) proposent une limitation de la formulation de Terzaghi en indiquant que le coefficient réducteur n'est valable que pour une classe de matériau. Vésic (1970) spécifie l'application du coefficient réducteur en fonction de la densité relative du sol.

Ishlinskii (1944), Berezantsev (1952), Mizuno (1953), Eason et Shield (1960), Cox, Eason et Hopkins (1961) indiquent qu'une correction doit être introduite sur N_q dans le cas d'une fondation circulaire à partir d'une modélisation analytique. Hansen et Christensen (1969) observent que les résultats obtenus sont le fruit d'un grand nombre d'hypothèses et ne correspondent pas aux observations expérimentales. Les résultats les plus classiques sont ceux de De Beer (1967) et de Vésic (1970) qui proposent de corriger N_q moyennant un facteur $(1+\text{tg}\phi)$.

L'état de rugosité de la fondation ne semble pas avoir beaucoup d'influence sur le coefficient N_q ; De Beer (1958).

De Beer (1963- 1968), Vésic (1964- 1965), Kérisel (1967) indiquent qu'un coefficient doit être introduit dans le cas des essais sur modèle réduit. Cette diminution du coefficient N_q dû au facteur d'échelle, provient des différences de gradients entre le modèle réduit et les fondations in situ. La figure I.3.42 proposée par Vésic (1969) montre les variations de la capacité portante en fonction du facteur d'échelle.

Variation de la surcharge q dans les essais d'enfoncement réalisés

Les essais d'enfoncement que nous avons réalisés ont été conduits avec des conditions limites en déplacement sur les extrémités de l'échantillon et en contrainte autour du cylindre de sol . Il en résulte qu'au cours de l'essai d'enfoncement, les éléments du sol, initialement au contact de l'embase inférieure, peuvent se détacher de celle-ci (Figure I.3.43)

Les conditions limites vont introduire une variation de la surcharge q au cours de l'essai d'enfoncement, par conséquent on ne pourra pas comparer nos résultats d'essais (la capacité portante) avec ceux déterminés par les formulations analytiques .

Afin d'obtenir une borne supérieure de la valeur limite de la capacité portante de la fondation, nous allons postuler que la surcharge q reste constante et égale à la pression de confinement. Sous une telle hypothèse, nous avons traduit l'ensemble des coefficients de réduction sur N_q présentés précédemment.

La figure I.3.44 montre que nos essais peuvent être correctement simulés par la rupture en cisaillement local.

En résumé , la détermination de la capacité portante d'une fondation est difficile à quantifier avec précision ; c'est pourtant le problème d'ingénierie en mécanique des sols le plus courant. Ces imprécisions proviennent des nombreux coefficients de correction dont les plages de variation peuvent atteindre facilement 30% .

Il apparaît donc que la quantification de la capacité limite, avec précision si cela s'avère nécessaire, (structures off-shore) restera encore longtemps liée à une modélisation numérique prenant en compte l'ensemble des facteurs énoncés précédemment.

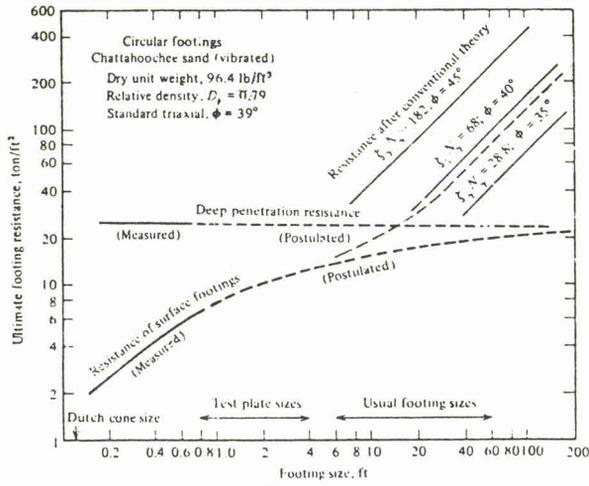


Fig I-3.42 : Variation de la capacité portante en fonction des dimensions de la fondation d'après Vésic

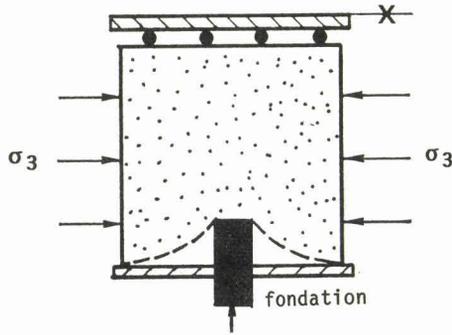


Fig I-3.43 : Schématisation du déplacement des éléments de sol en contact de l'embase inférieure au cours de l'essai d'enfoncement

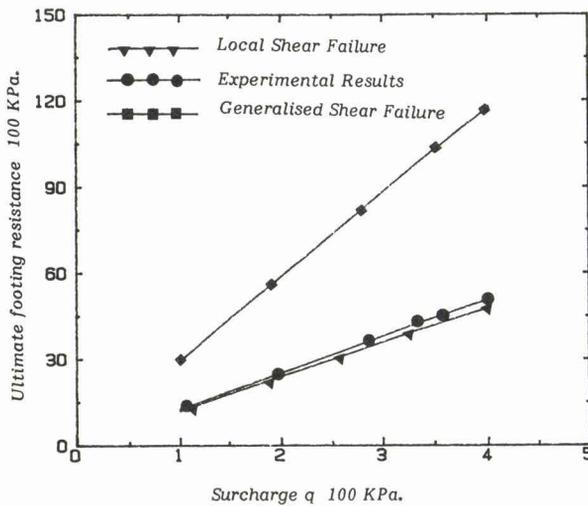


Fig I-3.44 : Variation de la capacité portante en fonction du type de rupture comparaison formulations analytiques - résultats des essais d'enfoncement

PARTIE II

CHAPITRE I

**L'ELASTO-PLASTICITE
ET LE MODELE DE LADE**

PARTIE II

CHAPITRE 1 L'ELASTO-PLASTICITE ET LE MODELE DE LADE

II-1.1 L'élasto-plasticité et les modèles élasto-plastiques

Avant d'aborder la présentation des modèles élasto-plastiques simulant le comportement des sables, nous allons brièvement présenter dans les paragraphes qui suivent les notions essentielles relatives à l'élasto-plasticité.

On trouvera dans Mandel (1966), Salençon et Halphen (1980), Salençon (1974) et Katchanov (1975), un approfondissement de ces notions, que nous nous contenterons simplement d'énoncer ici .

II-1.1.1 Comportement unidimensionnel : définition des domaines d'élasticité et de rupture

Les résultats d'un essai de compression (charge) et d'extension (décharge) sont présentés sur la figure II-1.1 .

On remarque que le long du chemin AB, le comportement est élastique ; en cas de décharge, les déformations sont réversibles. Le comportement peut être linéaire ou non linéaire selon le matériau, et le seuil des contraintes élastiques est défini par l'état de contrainte σ_B . Au delà du point B (appelé seuil de plasticité) où $\sigma \geq \sigma_B$, l'irréversibilité apparaît et si on décharge à partir du point C , le chemin de décharge sera CD ; la déformation qui demeure ($AD = \epsilon^p$) est une déformation irréversible dite plastique . Il en résulte qu'après un cycle de charge - décharge, la limite élastique est augmentée de la valeur σ_B à σ_C ; nous avons un écrouissage du matériau . Le comportement limite est défini par la valeur de la contrainte à la rupture notée σ_r .

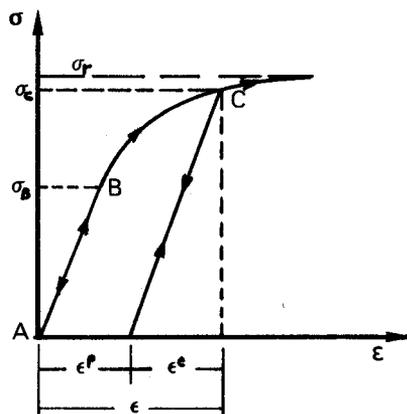


Figure II-1.1
Déformations réversible
et irréversible

II-1.1.2 Représentation des modèles élasto-plastiques : Surface de charge, Écrouissage et Règle d'écoulement.

Le comportement tridimensionnel des matériaux peut être formulé à partir des résultats issus du comportement unidimensionnel ; la limite élastique des déformations élastiques sera une surface limite ou une surface de charge $F(\sigma, \alpha) = 0$ qui définit les limites du comportement élastique (figure II-1.2). Ainsi pour un état de contrainte sur la surface de charge nous avons deux cas :

$$\text{Si } F(\sigma_B, \alpha_B) = 0 \quad \text{et} \quad dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma} d\sigma > 0$$

$$\text{alors : } d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p$$

$$\text{Si } F(\sigma, \alpha) < 0 \quad \text{ou} \quad F(\sigma_B, \alpha_B) = 0 \quad \text{et} \quad dF = \frac{\partial F}{\partial \sigma} d\sigma < 0$$

$$\text{alors : } d\varepsilon = d\varepsilon^e$$

L'évolution de la surface de charge générée par les déformations plastiques est gouvernée par les écrouissages : isotrope, cinématique ou combiné.

L'écrouissage est dit isotrope quand la surface de charge se dilate d'une façon identique dans toutes les directions (gonflement isotrope) (figure II-1.3a) . L'écrouissage est dit cinématique quand la surface de charge se translate dans l'espace des contraintes (figure II-1.3b) .

La combinaison des deux cas précédents (dilatation + translation) est appelée écrouissage anisotrope .

Notons que divers matériaux soumis à certains chemins de sollicitation présentent, au delà d'un pic donné , un radoucissement appelé écrouissage négatif (figure II-1.4) .

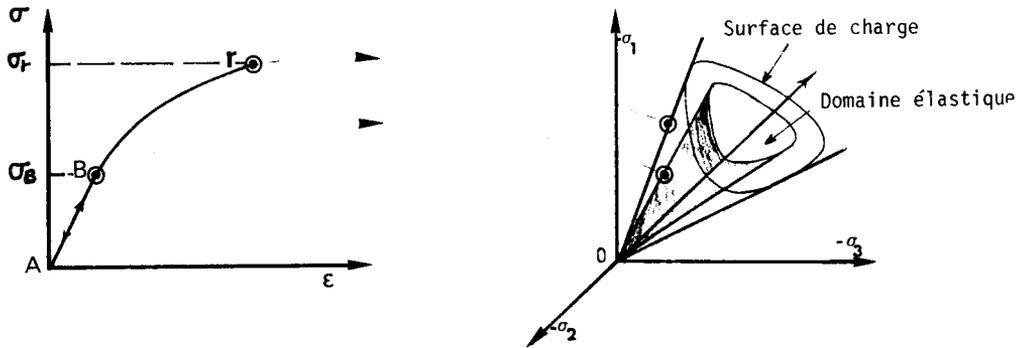


Figure II-1.2 : Représentation du modèle élasto-plastique

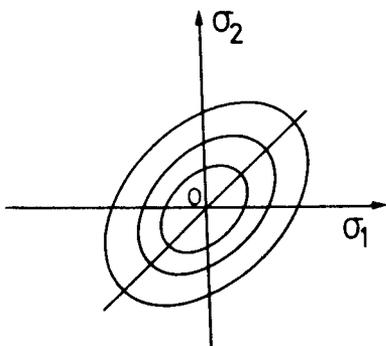


Figure II-1.3a : Modèle d'écrouissage isotrope

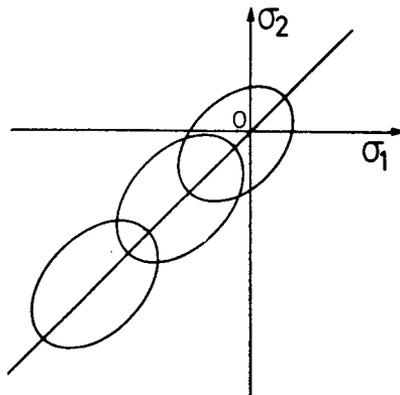


Figure II-1.3b : Modèle d'écrouissage cinématique

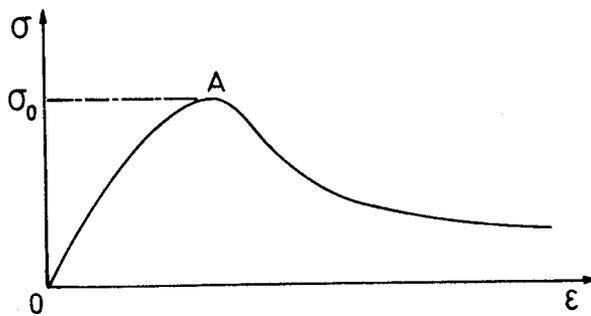


Figure II-1.4 : Ecrouissage négatif

La règle d'écoulement plastique peut être écrite sous la forme

$$\epsilon^P = h \partial G(\sigma, R) / \partial \sigma$$

où

ϵ^P : est le tenseur de vitesse des déformations plastiques correspondant à un état de contrainte .

G : est le potentiel plastique .

$\partial G / \partial \sigma$: définit la direction des déformations plastiques.

h : est le multiplicateur de plasticité .

II-1.1.3 Evolution des modèles élasto-plastiques des sables .

Les modèles élasto-plastiques ont été développés initialement à partir des principes de la théorie de la plasticité : Hill (1950), Mandelson (1968). Cette théorie dérive des constatations expérimentales faites sur les métaux et reprises par les mécaniciens du sol pour simuler le comportement des sables .

Poorooshasb et al (1966 - 1967) , Roscoe et al (1967 -1970) et autres ont démontré que le comportement des sables pouvait être modélisé selon les concepts de la plasticité .

La théorie de la plasticité classique (associative) impose une condition de normalité qui implique des déformations plastiques nulles dans le cas d'une surface cylindrique de charge (figure II-1.5) .

Les expérimentations sur les sables ont montré que la résistance des sables dépendait de la pression de confinement et que les déformations volumiques plastiques n'étaient pas nulles . Ceci a conduit les chercheurs à choisir dans un premier temps, une surface de charge conique (figure II-1.6). Une telle surface impose une déformation volumique plastique dilatante, ce qui diffère des observations expérimentales . Ainsi différents types de modèle ont été proposés :

- Le type associatif qui utilise une même surface de charge et d'écoulement, permettant d'obtenir des variations volumiques contractantes et dilatantes, (Cam-clay, Mroz, Dafalis...) (figure II-1.7) .

- Le type non associatif qui utilise des surfaces de charge et d'écoulement distinctes, (Lade, Vermer, Nova...) (figure II-1.8) .

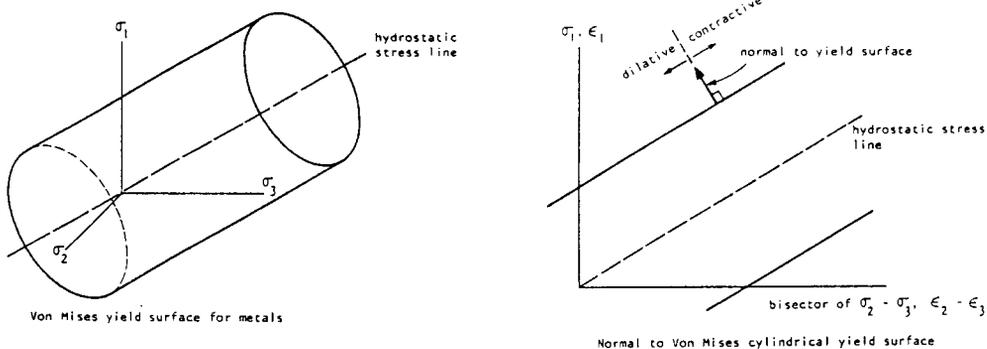


Figure II-1.5 : Surface de charge cylindrique

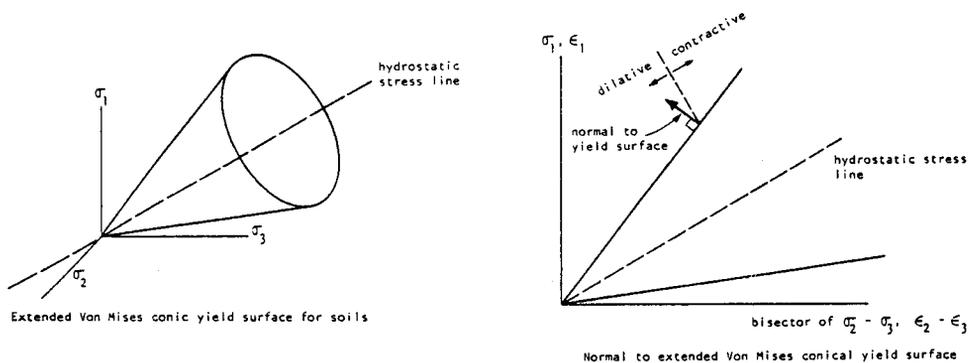


Figure II-1.6 : Surface de charge conique

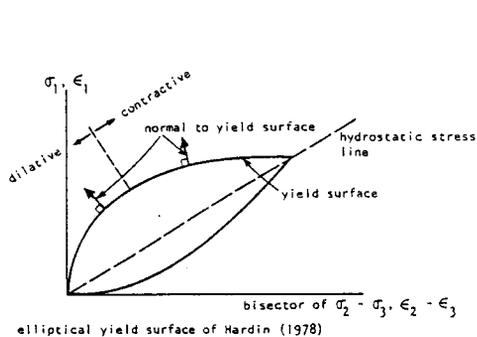


Figure II-1.7 : Surface de charge elliptique

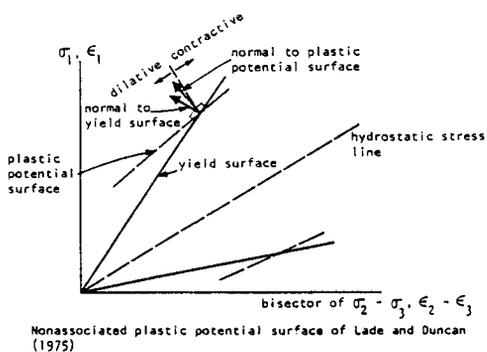


Figure II-1.8 : Modèle non-assisté de Lade et Duncan (1975)

Les récents résultats expérimentaux concernant la forme de la surface de charge, obtenus à partir d'essais vrai-triaxiaux, ont montré que la pyramide de Mohr - Coulomb (figure II-1.9) était une bonne approximation du comportement limite du matériau, (Goldscheider 1976). Ainsi, les surfaces de charge à utiliser devraient s'approcher de cette forme de surface. Cependant une telle surface est ouverte et ne peut pas générer de déformations volumiques plastiques, ce qui est en contradiction avec les résultats expérimentaux obtenus (figure II-1.10). Pour tenir compte de ce phénomène, les modèles sont alors souvent complétés par une surface de charge "Cap" qui ferme le domaine élastique (figure II-1.11).

Enfin des modèles élasto-plastiques à écrouissage anisotrope (figure II-1.12) ont été développés afin de prendre en compte le phénomène d'écrouissage remarqué au cours des sollicitations cycliques ainsi que l'influence de l'histoire antérieure sur la réponse du matériau.

II-1.1.4 Classification des modèles élasto-plastiques

Les modèles élasto-plastiques ont fait l'objet de divers types de classification :

- soit selon le type d'écrouissage (isotrope ou anisotrope) Barbas et Frank (1982).
- soit selon le domaine de l'élasticité (ouvert ou fermé) Monnet (1980).
- soit enfin selon le nombre de domaines d'expression Gudehus (1979), Robinet (1980).

Nous regroupons dans le tableau II-1.1 les modèles élasto-plastiques les plus répandus concernant les sables, en indiquant leurs caractéristiques essentielles.

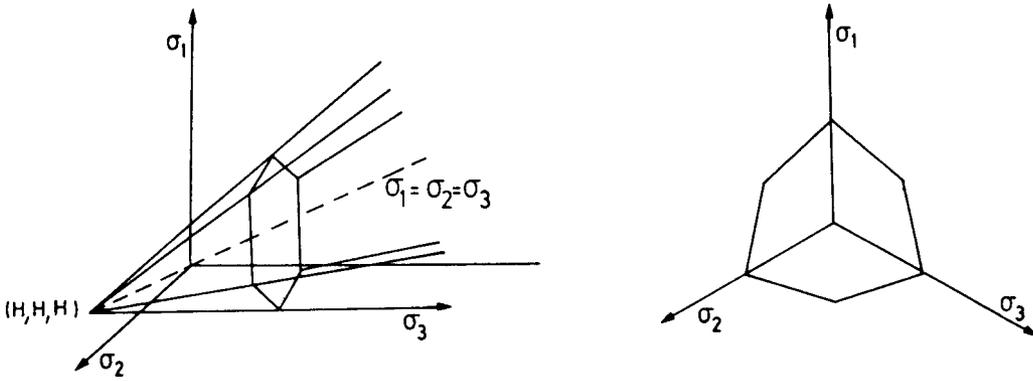


Figure II-1.9 : Modèle de Mohr-Coulomb

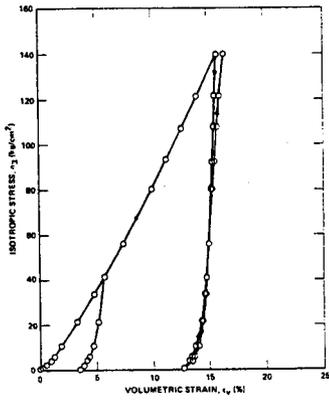


Figure II-1.10 : Déformations irréversibles dans un essai à pression isotrope (Lade 1977)

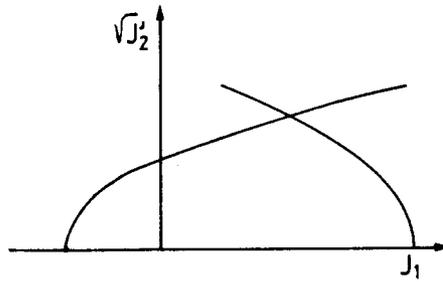


Figure II-1.11 : Le "Cap" modèle ;
Domaine élastique fermé

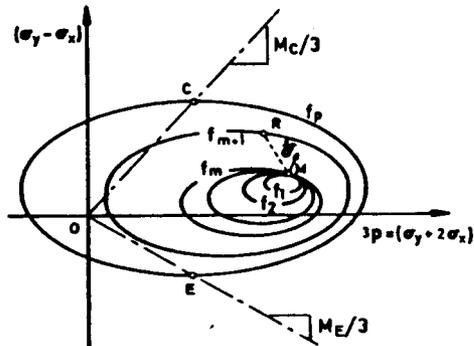


Figure II-1.12 : Surface d'état limite d'un modèle d'écrouissage anisotrope (Prévost 1979)

TABLEAU II-1.1

Modèles élastoplastiques pour les sables

Nom du modèle	Type du modèle	Ecrouissage	Nombre de potentiel plastique	Domaine d'élasticité
Modèles de Cambridge (58-69)	associé	Isotrope	2 (pour la version modifiée)	fermé
Di Maggion et Sandler (1971)	associé	Isotrope	1	fermé
Lade et Duncan (72-75)	non associé	Isotrope	1	ouvert
Lade (1978)	non associé	Isotrope	2	fermé
Frydman et al (1973) Mohnet et Grielly (77-79)	non associé	Isotrope	1	ouvert
Vermeer (78-82)	non associé	Isotrope	2	fermé
Wild (77-79)	associé	Isotrope	1	fermé
Nova et al (77-82)	associé (pour la consolidation)	Isotrope	1	fermé
Loret (1981)	non associé	Isotrope	2	fermé
Mroz et al (78-79)	non associé	Anisotrope	/	fermé
Prévost (77-78)	non associé	Anisotrope	/	fermé

II-1.1.5 Choix du modèle

Le choix d'un modèle pour la simulation du comportement des sables repose sur plusieurs paramètres :

- 1. La cohérence de la conception théorique du modèle .*
- 2. Les phénomènes essentiels du comportement que le modèle est destiné à simuler .*
- 3. Le type d'essai (classique ou spécifique) nécessaire à la détermination des paramètres du modèle .*
- 4. Le nombre des paramètres intervenant dans le modèle , leur sens physique ainsi que leur sensibilité .
(l'influence d'une variation de ces paramètres sur la réponse du modèle) .*
- 5. La connaissance du type de matériau pour lequel le modèle a été développé, la possibilité de son utilisation pour d'autres matériaux et ses domaines d'application .*
- 6. La nécessité d'adopter un modèle facile à programmer .*

Nous avons vu à travers les chapitres précédents, deux notions importantes que le modèle devra posséder, à savoir l'écroissage isotrope et une forme de surface de charge voisine de celle Mohr-Coulomb .

Compte tenu de ces deux remarques et des critères énoncés ci-dessus, nous avons choisi le modèle de Lade (1975) qui a été développé pour le sable et qui comporte un écroissage isotrope et une surface de charge inscrite dans celle de Mohr-Coulomb .

Le modèle de Lade (1975) nous a semblé relativement simple et fiable dans la mesure où il répondait à l'observation de plusieurs phénomènes du comportement du sable .

Ce modèle est introduit dans un code de calcul par éléments finis afin de simuler les essais de fondation réalisés dans le sable de Hostun .

II-1.2 LE MODELE ELASTO-PLASTIQUE DE LADE

II-1.2.1 Présentation du modèle

III.2.1.1 Introduction

Le modèle qui a fait l'objet de notre étude est le modèle présenté pour la première fois par Lade et Duncan (1972). Des modifications y ont été apportées, notamment par Ozawa et Duncan (1976). Nous allons présenter ce modèle sous sa forme modifiée et pour simplifier l'appellation nous le désignerons sous le terme " Modèle de Lade ".

Le modèle élasto-plastique de Lade est développé à partir de résultats d'essais vrai-triaxiaux sur le sable . Il décrit les caractéristiques essentielles du comportement des sables telles que la non-linéarité de la courbe contrainte -déformation, l'influence de la pression isotrope et celle de l'indice des vides, l'effet du chemin des sollicitations et la dilatance . La formulation du modèle est basée sur la théorie de la plasticité énoncée par Hill (1950) et Mandelson (1968), mais il n'admet pas la condition de normalité, c'est donc un modèle non associé .

Les incréments des déformations sont décomposés en deux parties: élastique et plastique.(figure II-1.13)

$$\{d\epsilon_{ij}^t\} = \{d\epsilon_{ij}^e\} + \{d\epsilon_{ij}^p\} \quad (1)$$

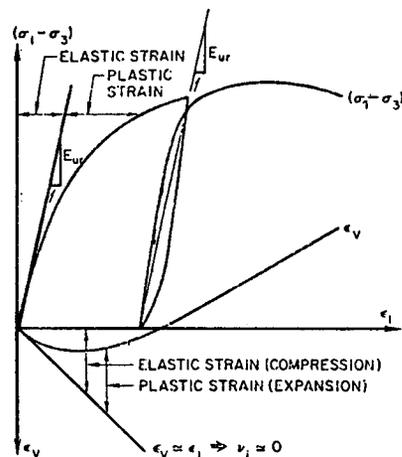


Figure II-1.13 : Schématisation des déformations élastiques et plastiques dans un essai triaxial en compression

II-1.2.1.2 Les déformations élastiques

Les incréments de ces déformations sont calculés grâce à la loi de Hooke .

$$\{d\xi^e\} = [D] \{d\mathcal{g}\} \quad (2)$$

avec :

$$\{d\xi^e\} = \{d\varepsilon_{11}^e \quad d\varepsilon_{22}^e \quad d\varepsilon_{33}^e \quad 2d\varepsilon_{12}^e \quad 2d\varepsilon_{13}^e \quad 2d\varepsilon_{23}^e\} \quad (3)$$

$$\{d\mathcal{g}\} = \{d\sigma_{11} \quad d\sigma_{22} \quad d\sigma_{33} \quad 2d\sigma_{12} \quad 2d\sigma_{13} \quad 2d\sigma_{23}\} \quad (4)$$

$$[D] = \frac{1}{E} \begin{bmatrix} 1 & -\nu & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & 1 & -\nu & 0 & 0 & 0 \\ -\nu & -\nu & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1+\nu & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1+\nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1+\nu \end{bmatrix} \quad (5)$$

ν représente le coefficient de Poisson

E définit le module de Young, donné dans le modèle par :

$$E = K_u P_a (\sigma_c/P_a)^n \quad (6)$$

- K_u et n sont les paramètres du modèle
- P_a figure la pression atmosphérique
- σ_c figure la pression de confinement dans un essai triaxial .

II-1.2.1.3 Les déformations plastiques

Le calcul de ces déformations nécessite d'abord la définition d'une surface de charge, ensuite celle du potentiel plastique :

II-1.2.1.3.a. La surface de charge

La surface de charge a la forme conique dans l'espace des contraintes . Elle est écrouissable et se dilate de façon isotrope jusqu'à atteindre la surface de rupture (figure II-1.14). Cette surface est définie par

$$F(\sigma, \epsilon^P) = f - K(\epsilon^P) \quad (7)$$

avec

$$f = I1^3 / I3 \quad (8)$$

où

$$I1 = \sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}$$

$$I3 = \text{Det } \sigma_{ij}$$

$$f = 27 \text{ pour une sollicitation isotrope}$$

$f = K1$ à la rupture, ainsi la surface de charge coïncide avec la surface de rupture .

- $K(\epsilon^P)$ représente le paramètre d'écrouissage

$$K(\epsilon^P) = f_t + \{ WP / (a + d * WP) \} \quad (9)$$

avec

. f_t est la valeur de f à partir de laquelle il y a apparition de déformations plastiques .

. WP est le travail des déformations plastiques donné par

$$WP = \int \sigma_{ij} d\epsilon^P_{ij} \quad (10)$$

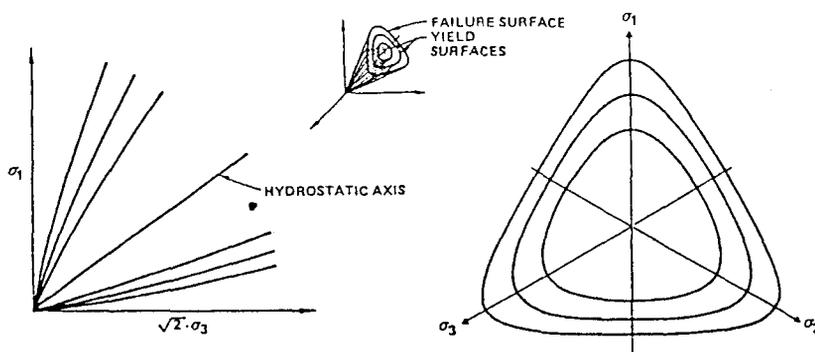
Dans le modèle, l'expression suivante peut être utilisée pour le calcul de l'incrément du travail plastique :

$$dWP = a dF / \{1 - rf * (f - f_t) / (K1 - f_t)\}^2 \quad (11)$$

où

rf est le paramètre du modèle et dF la différence entre deux surfaces de charge, au cours d'un incrément de charge infinitésimal.

a et d sont deux variables qui vont être précisées dans le paragraphe concernant la détermination des paramètres.



Characteristics of Failure and Yield Surfaces in Principal Stress Space. Traces of Failure and Yield Surfaces in (a) Triaxial Plane, and in (b) Octahedral Plane.

Figure II-1.14 : Caractéristiques des surfaces de charge et de rupture dans l'espace de contraintes principales

II-1.2.1.3.b Le Potentiel plastique

Le potentiel plastique g est exprimé sous la forme :

$$g = I3 (f - 27)^\alpha \quad (12)$$

où

$$\alpha = 1/(1-A) \quad \text{avec } A \text{ comme paramètre du modèle}$$

Les déformations plastiques sont données par :

$$\{ d \epsilon^P \} = \Delta \lambda \{ \partial g / \partial \sigma \} \quad (13)$$



avec

$\Delta\lambda$ comme multiplicateur de plasticité et qui peut être mis sous la forme (Lade 1975)

$$\Delta\lambda = dWP/3 * g \quad (14)$$

$\partial g / \partial \sigma$ comme gradient du potentiel plastique donné par

$$\begin{bmatrix} \partial g / \partial \sigma_{11} \\ \partial g / \partial \sigma_{22} \\ \partial g / \partial \sigma_{33} \\ \partial g / \partial \sigma_{12} \\ \partial g / \partial \sigma_{13} \\ \partial g / \partial \sigma_{23} \end{bmatrix} = \alpha (f-27)^{\alpha-1} \begin{bmatrix} 3 I_1^2 - (\sigma_{22} \sigma_{33} - \sigma_{23}^2) K2 \\ 3 I_1^2 - (\sigma_{11} \sigma_{33} - \sigma_{13}^2) K2 \\ 3 I_1^2 - (\sigma_{11} \sigma_{22} - \sigma_{12}^2) K2 \\ 2 (\sigma_{33} \sigma_{12} - \sigma_{13} \sigma_{23}) K2 \\ 2 (\sigma_{22} \sigma_{13} - \sigma_{12} \sigma_{33}) K2 \\ 2 (\sigma_{11} \sigma_{23} - \sigma_{12} \sigma_{13}) K2 \end{bmatrix} \quad (15)$$

$K2$ est donné par

$$K2 = A * f + 27 (1 - A) \quad (16)$$

II-1.2.1.4 Relation incrémentale du modèle

Le modèle de Lade est mis sous forme incrémentale pour permettre son introduction dans un code de calcul par éléments finis.

Le comportement élastique est défini par la loi de Hooke

$$\{d\sigma\} = [C] \{d\varepsilon^e\} \quad (17)$$

ou encore

$$\{d\sigma\} = [C] \{d\varepsilon^t - d\varepsilon^p\} \quad (18)$$

L'apparition des déformations plastiques dues à un incrément des contraintes fait évoluer la surface de charge de façon isotrope ; ceci peut être formulé de la façon suivante :

$$F(\sigma, \varepsilon^p) = 0 \xrightarrow{+d\sigma} F(\sigma + d\sigma, \varepsilon^p + d\varepsilon^p) = 0 \quad (19)$$

En développant selon Taylor, on obtient :

$$F(\sigma, d\varepsilon^p) + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} \{d\sigma\} + \left\{ \frac{\partial F}{\partial \varepsilon^p} \right\} \{d\varepsilon^p\} = 0 \quad (20)$$

En tenant compte des équations 17, 18, 19, 13 et 14 on peut écrire :

$$\{d\sigma\} = [\zeta - \zeta^p] \{d\varepsilon^t\} \quad (21)$$

avec

$$[\zeta^p] = \frac{[C] \left\{ \frac{\partial \sigma}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [\zeta]}{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [C] \left\{ \frac{\partial \sigma}{\partial \sigma} \right\} - H} \quad (22)$$

où

H représente l'ensemble des paramètres d'écrouissage donné dans le modèle de Lade par :

$$H(\varepsilon^p) = \frac{a}{(a + d \cdot WP)^2} \cdot 3g \quad (23)$$

- $\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}$ est le gradient de la surface de charge :

$$\begin{bmatrix} \partial F / \partial \sigma_{11} \\ \partial F / \partial \sigma_{22} \\ \partial F / \partial \sigma_{33} \\ \partial F / \partial \sigma_{12} \\ \partial F / \partial \sigma_{23} \\ \partial F / \partial \sigma_{13} \end{bmatrix} = \frac{1}{I_3} \begin{bmatrix} 3 I_1^2 - (\sigma_{22} \sigma_{33} - \sigma_{23}^2) f \\ 3 I_1^2 - (\sigma_{33} \sigma_{11} - \sigma_{31}^2) f \\ 3 I_1^2 - (\sigma_{11} \sigma_{22} - \sigma_{12}^2) f \\ 2 (\sigma_{33} \sigma_{12} - \sigma_{23} \sigma_{31}) f \\ 2 (\sigma_{11} \sigma_{23} - \sigma_{31} \sigma_{12}) f \\ 2 (\sigma_{22} \sigma_{31} - \sigma_{12} \sigma_{23}) f \end{bmatrix} \quad (24)$$

II-1.2.2 Détermination et Rôle des paramètres

II-1.2.2.1 Détermination des paramètres

Le modèle de Lade nécessite la détermination de 9 paramètres .

Ces différents paramètres ont été évalués à partir des essais triaxiaux drainés en compression (trois essais pour chaque type de sable).

Un programme de détermination automatique de ces paramètres a été mis au point en reprenant essentiellement la méthode utilisée par Lade . Afin de vérifier la bonne détermination de ces paramètres, nous avons simulé les essais triaxiaux qui ont servi à l'évaluation des paramètres . La démarche d'ajustement pour certains paramètres était donc nécessaire pour mieux interpréter ces essais . On présentera d'abord la méthode suivie pour la détermination de ces 9 paramètres, notamment en ce qui concerne le sable lâche .

Un tableau récapitulatif des paramètres concernant les trois types de sable étudiés (lâche, moyen et dense) sera ensuite élaboré .

II-1.2.2.1.a Paramètres relatifs aux déformations élastiques

Trois paramètres sont nécessaires pour calculer les déformations élastiques :

ν , K_u , n

ν est le coefficient de Poisson considéré constant pour les trois types de sable et égal à 0.2

K_u et n sont les paramètres adimensionnels utilisés pour définir le module de Young :

$$E = K_u P_a (\sigma_c/P_a)^n$$

Le module de Young est fonction de l'indice des vides et de la pression de confinement . Ainsi pour un type de sable donné, l'ajustement linéaire des modules initiaux de Young lors d'essais triaxiaux réalisés sous différentes pressions de confinement nous permet de déterminer les paramètres K_u et n (figure II-1.15) .

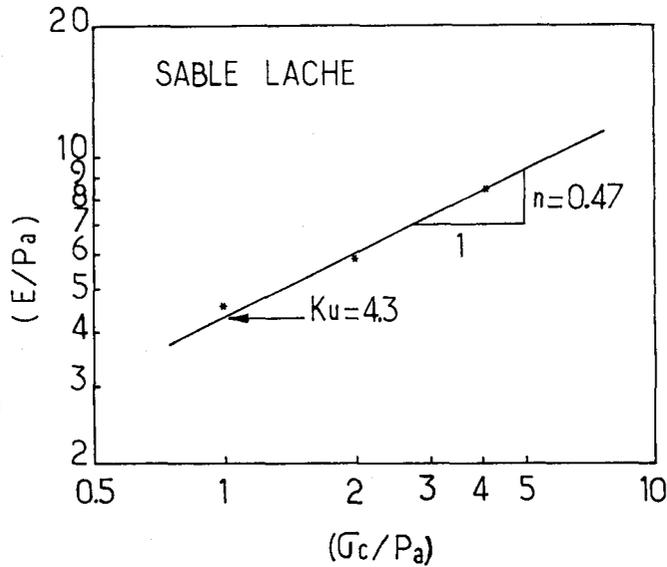


Figure II-1.16

Détermination des paramètres

Ku et n

II-1.2.2.1.b Paramètres relatifs aux déformations plastiques

Six paramètres sont nécessaires pour calculer les déformations plastiques : $K1$, f_t , r_f , m , l , A .

- Le paramètre $K1$ définit la valeur de la surface de charge à la rupture. L'expérimentation montre que $K1$ est fonction de la pression de confinement et de l'indice des vides, ce qui nous a permis de proposer la relation suivante pour la détermination de $K1$:

$$K1(e_0, \sigma_c) = B1(e_0) + B2(e_0) * (P_a / \sigma_c)$$

avec $B1$ et $B2$ comme paramètres qui sont fonction du type de sable

($B1 = 46,5$ et $B2 = 9,4$ pour un sable lâche)

- Le paramètre f_t désigne la valeur initiale de la surface de charge f , à partir de laquelle il y a apparition de déformations plastiques.

f_t est représenté sur la courbe hyperbolique reliant f à WP (figure II-1.16).

- Les paramètres r_f , m et l sont déterminés en suivant la méthode proposée par Duncan et Chang (1970). C'est ainsi qu'on trace une droite reliant WP à $WP/(f-f_t)$ afin de trouver a et d (figure II-1.17). Expérimentalement, on remarque que le coefficient a est fonction de la pression de confinement :

$$a = m P_a (\sigma_c / P_a)^l$$

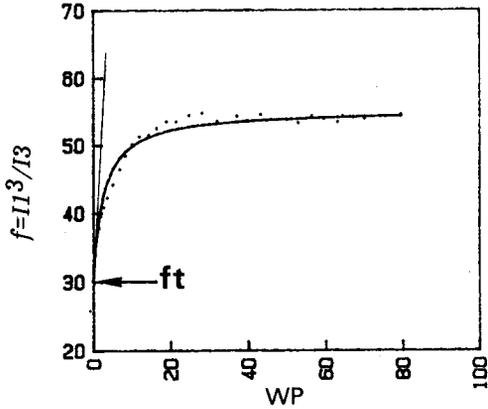


Figure II-1.16 : Détermination de f_t

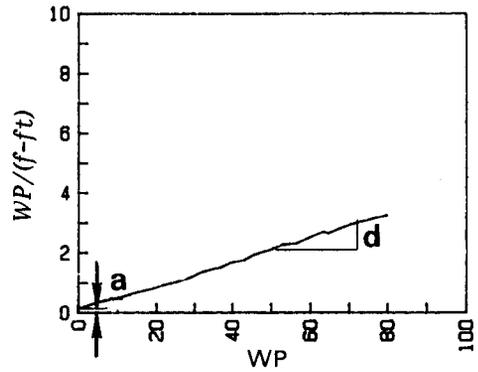


Figure II-1.17 : Détermination de a et d

- Les deux paramètres m et l peuvent être déterminés par la droite de régression linéaire reliant $(\log a)$ à $(\log \sigma_c)$, figure II-1.18 .

- Le paramètre r_f désignant la probabilité de rupture est donné par : $r_f = d * (K1 - f_t)$

Bien que $K1$ varie en fonction de la pression de confinement , on a utilisé une valeur constante de r_f pour chaque type de sable , ainsi r_f pour le sable lâche = 0,96 .

- Le paramètre A est déterminé en traçant une droite qui relie $K2$ à f (figure II-1.19). Cette droite peut être représentée par l'équation suivante

$$K2 = A * f + 27 * (1 - A)$$

où

$$K2 = \frac{3I_1^2 (1 + \nu)}{\sigma_{33} (\sigma_{11} + \nu^p \sigma_{33})} , \quad \nu^p = \frac{-\Delta \epsilon_{33}^p}{\Delta \epsilon_{11}^p}$$

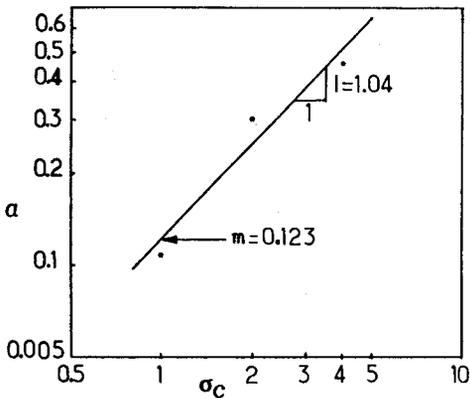


Figure II-1.18 : Détermination de l et m

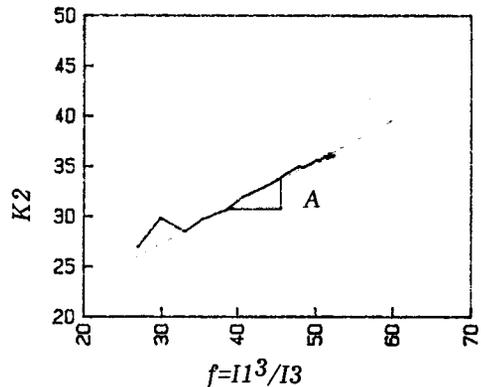


Figure II-1.19 : Détermination de A

II-1.2.2.2 Vérification des paramètres

A. Simulation des essais triaxiaux drainés

Afin de s'assurer de la validité des paramètres préalablement déterminés, un programme relatif à la simulation des essais triaxiaux drainés a été développé .

Un calcul itératif pour le retour sur la surface limite a été développé (voir organigramme du calcul figure II-1.20). La simulation n'a pas donné une bonne concordance avec les résultats expérimentaux ; ceci peut être dû à la simplification des relations désignant le comportement complexe des sables (ajustement linéaire ou hyperbolique) .

Nous avons donc été amenés à utiliser la démarche d'ajustement pour certains paramètres, en particulier pour :

Le paramètre A déterminé à partir de la courbe reliant K_2 et f .

La valeur obtenue pour A qui était supérieure à celle qui avait permis de mieux ajuster la courbe déformation volumique-déformation axiale .

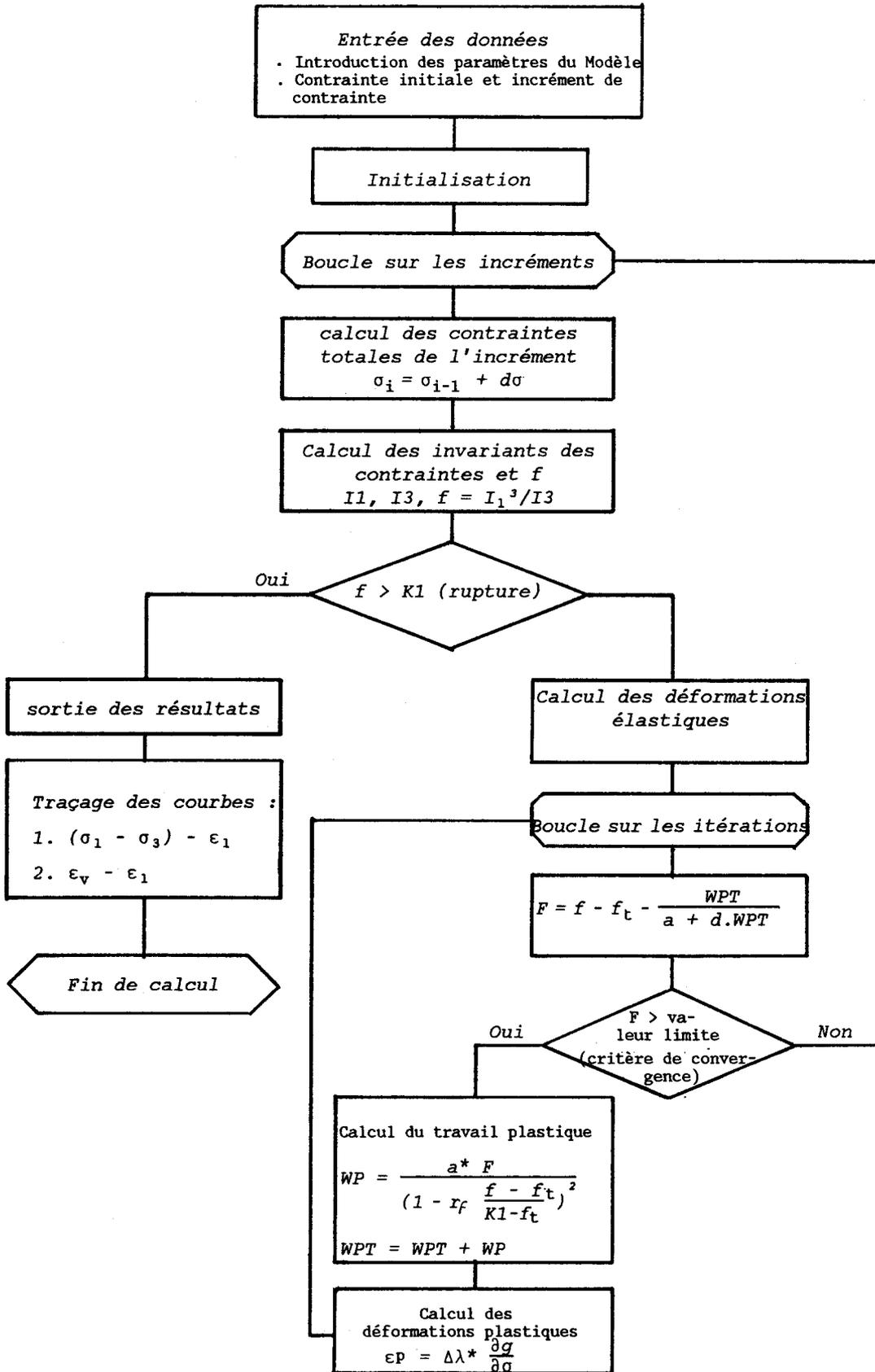
Le paramètre f_t déterminé qui était légèrement inférieur à celui adopté finalement pour la simulation .

Le tableau II.1.2 récapitule les paramètres concernant les trois types de sable étudiés ; lâche, moyen et dense . Les résultats de la simulation avec le jeu des paramètres adoptés ainsi que les résultats expérimentaux des essais triaxiaux en compression sur sable lâche, moyen et dense sont présentés sur les figures II-1.21, II-1.22, II-1.23 . La comparaison des courbes fait apparaître les résultats suivants :

1) Pour le sable lâche, les courbes contrainte-déformation sont traduites assez correctement ; cependant les courbes déformation axiale déformation volumique diffèrent notamment quand il s'agit de la valeur minimale des variations de volume .

2) Pour le sable moyen, il existe une bonne concordance entre les résultats expérimentaux et ceux de la simulation .

3) En ce qui concerne le sable dense, les courbes des variations de volume sont simulées correctement ; par contre, les courbes contrainte déformation ne le sont pas.



Figures II-1.20 :
Organigramme de la simulation des essais triaxiaux drainés

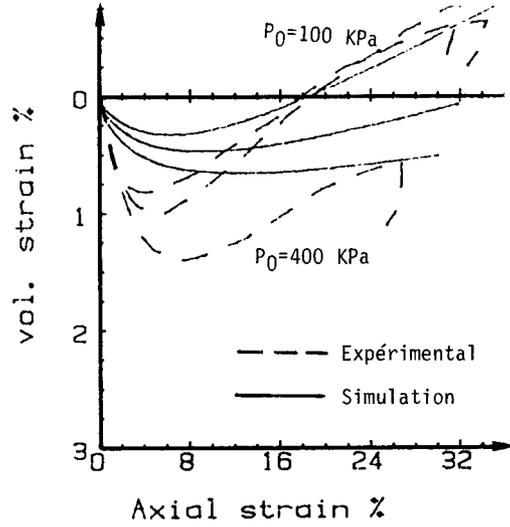
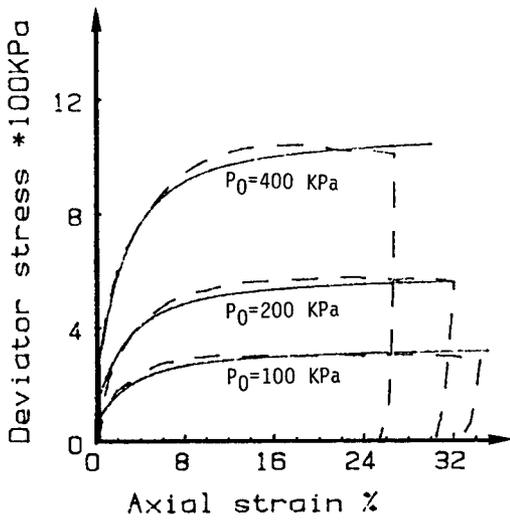


Figure II-1.21 : Simulation des essais triaxiaux drainés sur sable lâche

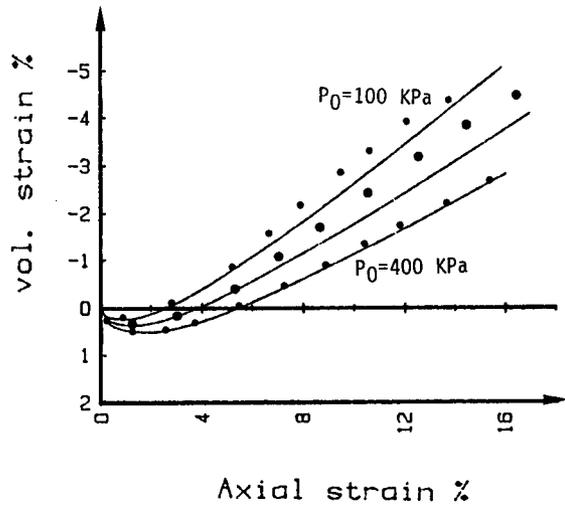
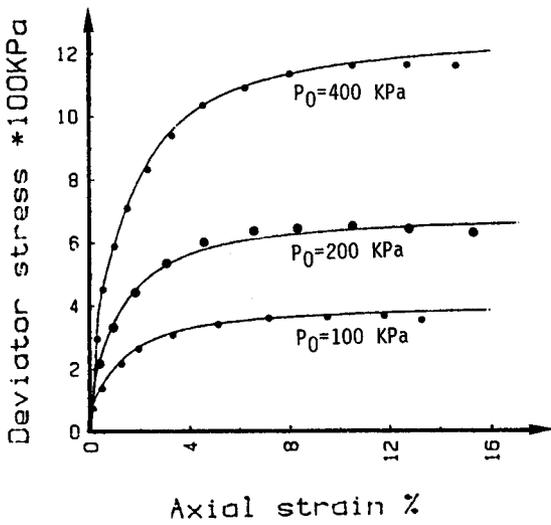


Figure II-1.23 : Simulation des essais triaxiaux drainés sur sable moyen

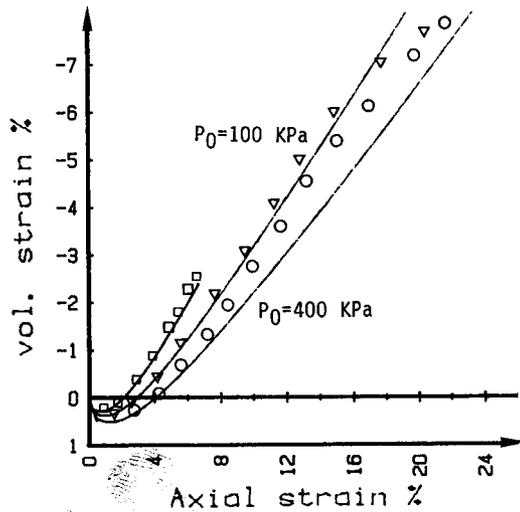
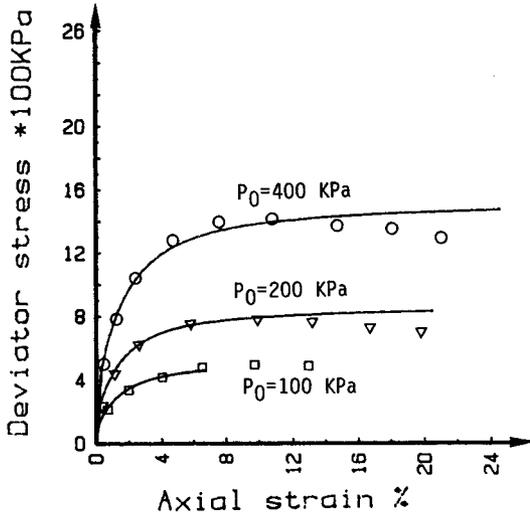


Figure II-1.22 : Simulation des essais triaxiaux drainés sur sable dense

B. Simulation des essais triaxiaux non drainés

Nous nous sommes servis du jeu des paramètres déterminés à partir des essais triaxiaux drainés, pour la simulation des essais non drainés, ceci afin de nous assurer de la validité de ces paramètres dans les conditions à la fois drainées et non drainées .

La comparaison des résultats de la simulation avec les résultats expérimentaux montre que :

La simulation des essais triaxiaux non drainés sur sable lâche et moyen est en bonne concordance avec les résultats expérimentaux, notamment pour les essais à faible pression de confinement . (Figures II-1.24 , II-1.25)

En ce qui concerne le sable dense , une prédiction satisfaisante des résultats expérimentaux est obtenue notamment pour les faibles déformations axiales .(Figure II-1.26)

En conclusion, nous pouvons donc affirmer que la méthode proposée par Lade pour la détermination des paramètres est satisfaisante dans la mesure où nous obtenons une bonne prédiction des essais triaxiaux drainés et une prédiction acceptable pour les essais triaxiaux non drainés.

Ceci dit, nous estimons que les méthodes développées actuellement (ITF: logiciel ADELAP = Détermination assistée par ordinateur des paramètres de lois de comportement) et (EDF : REAL) et qui tiennent compte, pour la détermination des paramètres, des résultats des essais triaxiaux drainés et non drainés, permettraient de déterminer un meilleur jeu des paramètres.

Ces méthodes nous épargneraient en effet la démarche "d'ajustement" nécessaire au raffinement du jeu des paramètres, démarche qui demeure fastidieuse et approximative.

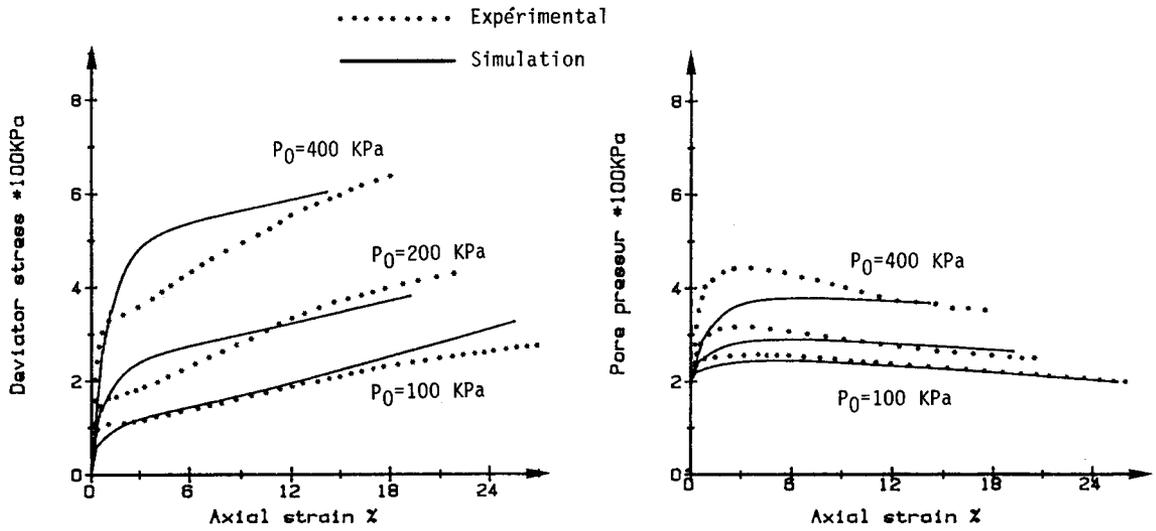


Figure II-1.24 : Simulation des essais triaxiaux non drainés sur sable lâche

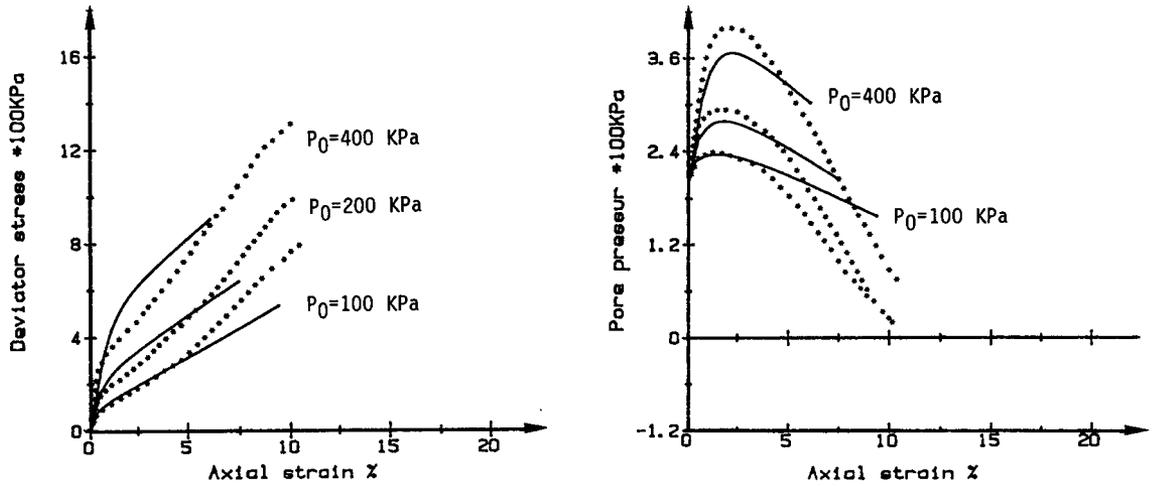


Figure II-1.25 : Simulation des essais triaxiaux non drainés sur sable moyen

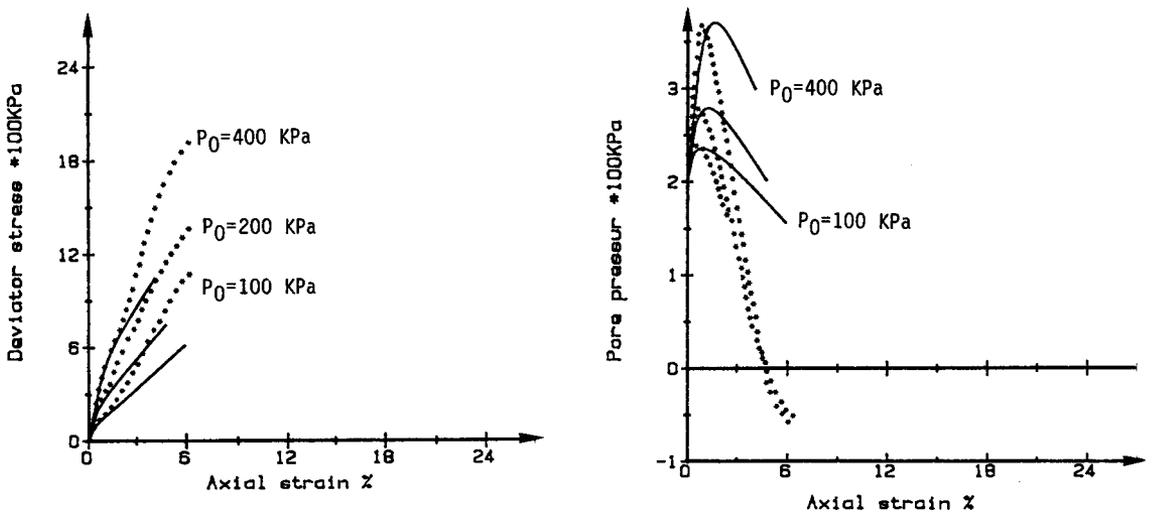


Figure II-1.26 : Simulation des essais triaxiaux non drainés sur sable dense

II-1.2.2.3 Etude de l'influence des paramètres

Cette étude doit permettre de mieux comprendre le mécanisme du modèle, l'enjeu de ces paramètres et l'importance qu'il faut accorder à la détermination de certains paramètres par rapport à d'autres .

L'étude paramétrique est effectuée sur le jeu des paramètres adoptés pour le sable lâche .

La figure II-1.27 montre la simulation d'un essai triaxial drainé sur sable lâche avec une pression de confinement de 400 KPa . On remarque que les deux courbes contrainte déviatoire - déformation axiale et déformation axiale - déformation volumique sont traduites assez correctement .

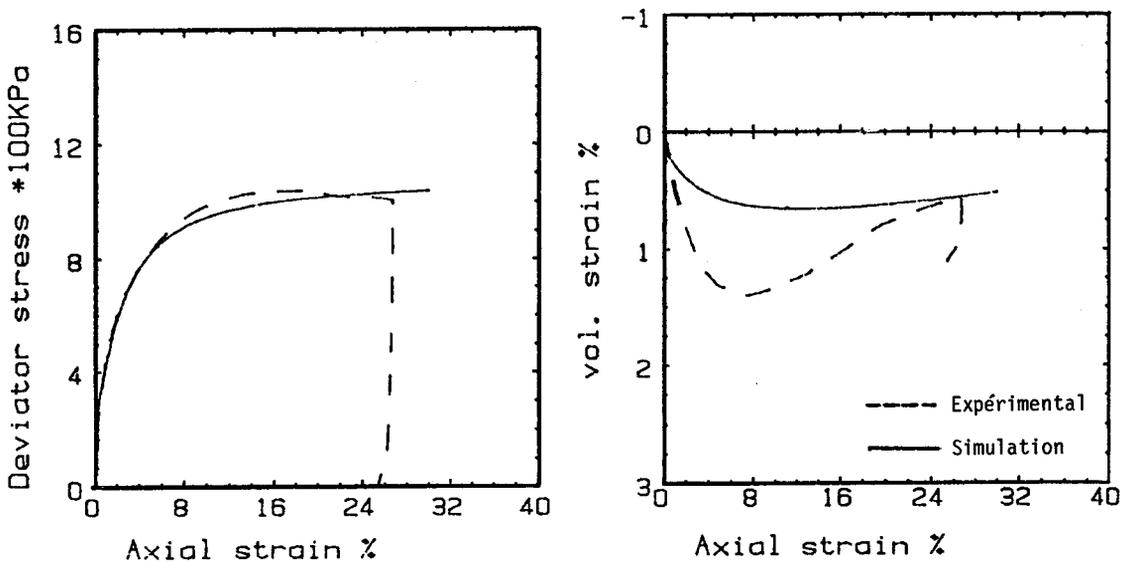


Figure II-1.27 : Simulation d'un essai triaxial drainé sur sable lâche sous une pression de confinement de 400 KPa

Une variation de 10 % sur la valeur d'un paramètre (en gardant les autres paramètres constants) ne devrait pas beaucoup influencer la réponse du modèle .

Une telle variation est toujours possible soit au cours de la détermination des paramètres, soit en raison de la marge d'incertitude inhérente aux essais expérimentaux qui servent à l'évaluation des paramètres .

. **L'influence des variations effectuées sur les paramètres relatifs aux déformations élastiques (K_u , n , ν)** indique l'effet partiel de ces paramètres sur la réponse du modèle : seule la courbe déformation axiale déformation volumique est effectuée partiellement . Cette variation n'est guère sensible quand les modifications des paramètres sont de l'ordre de 10 % (figures II-1.28, II-1.29 et II-1.30).

. **Quatre paramètres, r_f , m , l , f_t , interviennent dans le calcul de la règle d'écroutissage** définie dans le modèle par le travail plastique . On remarque qu'à partir de l'équation 11, en augmentant r_f , le travail plastique augmente et par conséquent les déformations plastiques également . Ceci se traduit par une diminution de la contrainte déviatoire (fig II-1.31), mais cette influence est relativement limitée .

Le même raisonnement peut être élaboré à partir de l'équation (11) concernant les deux paramètres m et l ; cependant une variation de 10 % n'a pas d'impact important sur la réponse du modèle : (figures II-1.32 et II-1.33).

Le paramètre f_t , outre son intervention dans le calcul du travail plastique, définit les frontières entre la zone du comportement élastique et la zone du comportement plastique . La figure II-1.34 montre que pour une valeur donnée de déformation axiale, une élévation de 10 % de f_t (allongement de la zone élastique) entraîne une augmentation des contraintes dévatoires . Le phénomène est inversé quand f_t est diminué de 10 % . Les mêmes effets sont observés sur les déformations volumiques .

. **Le paramètre K_1 définit la surface de charge à la rupture** . Une variation de + 10 % de K_1 a provoqué une augmentation de plus de 10 % de la contrainte déviatoire à la rupture et vice - versa, (figure II-1.35) .

. **Le paramètre A règle le potentiel plastique** . La figure II-1.36 montre son influence sur la réponse du modèle . Une variation de + 10 % transforme le phénomène de contractance engendré par le jeu des paramètres retenus en phénomène de dilatance . Quand la variation est de - 10 % le phénomène de contractance est accentué .

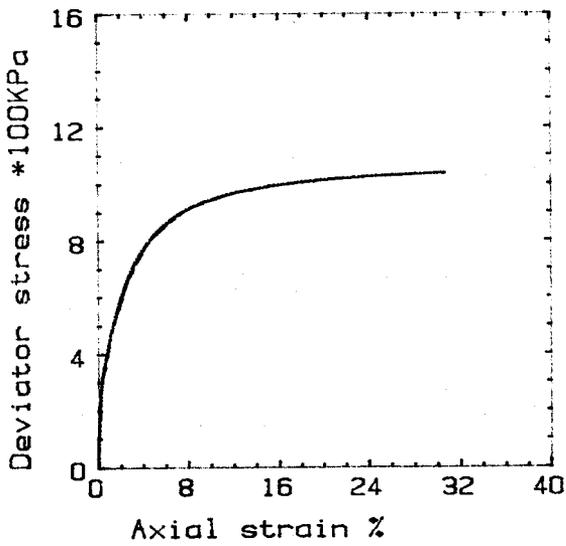


Figure II-1.28 : Effet du paramètre K_u

——— K_u
 - - - - $0.9 K_u$
 $1.1 K_u$

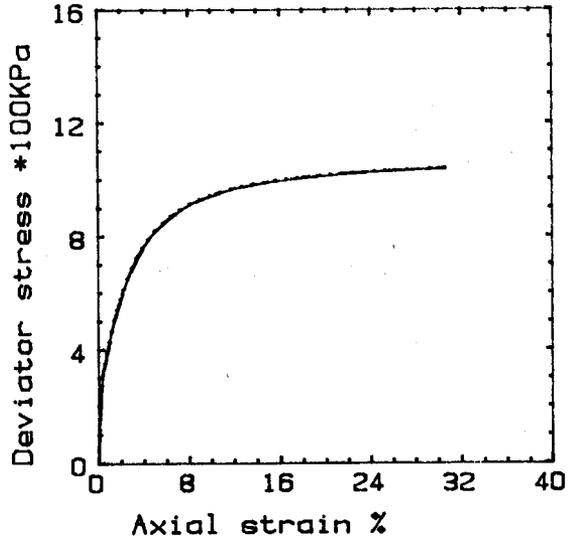
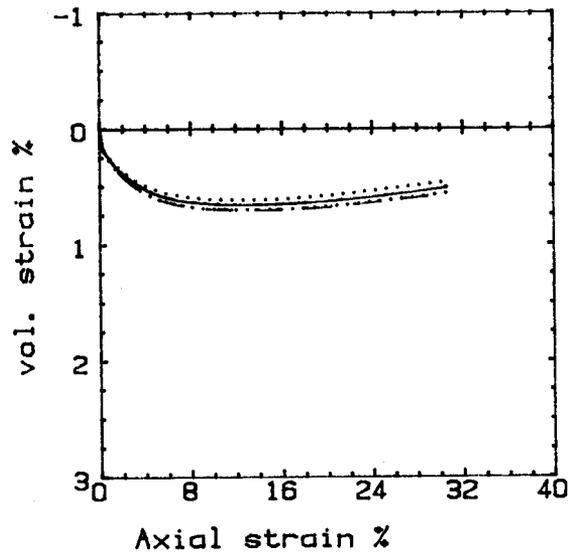
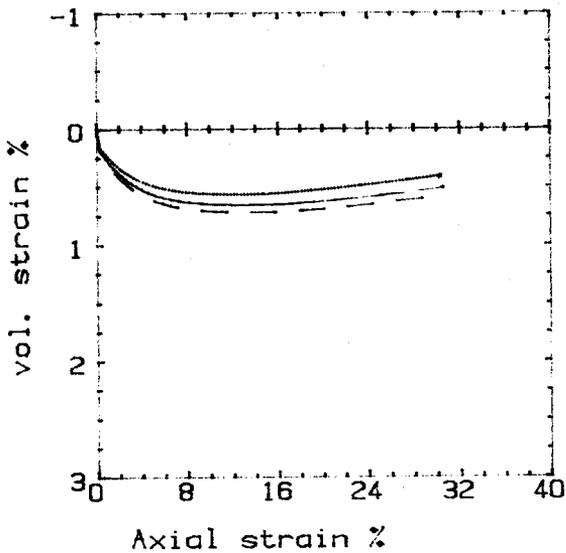


Figure II-1.29 : Effet du paramètre n

——— n
 - - - - $0.9 n$
 $1.1 n$



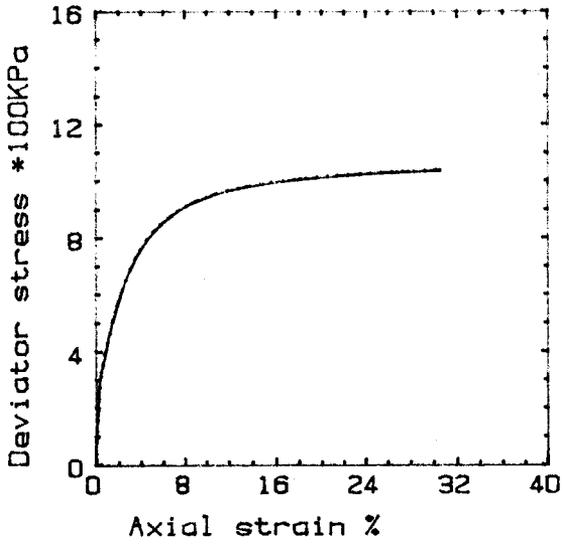


Figure II-1.30 : Effet du paramètre ν

— ν
 - - - $\nu = 0$
 0.9ν

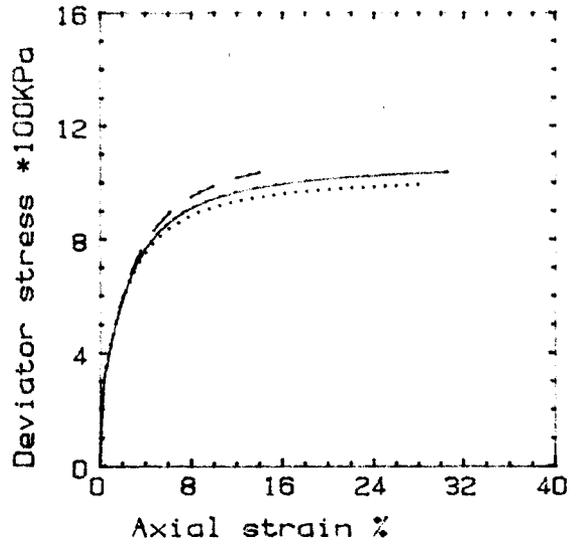
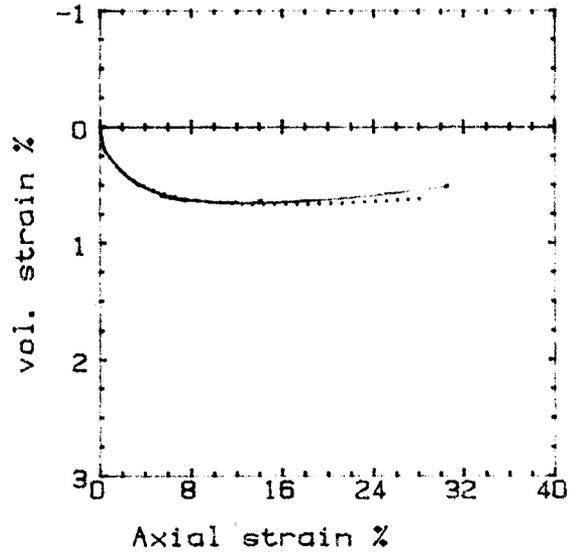
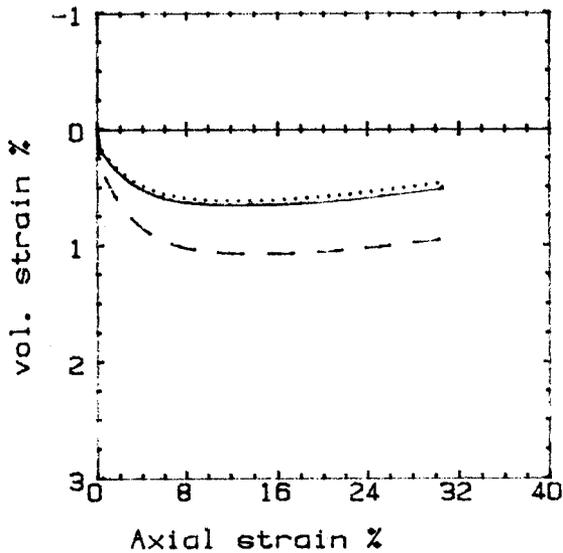


Figure II-1.31 : Effet du paramètre r_f

— r_f
 - - - $0.9r_f$
 $r_f = 1$



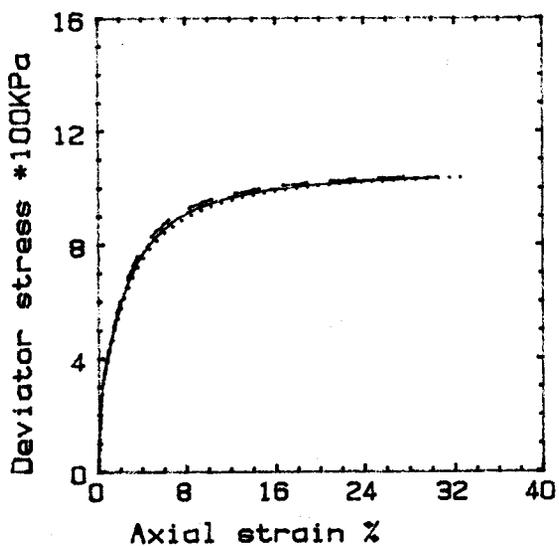


Figure II-1.32 : Effet du paramètre m

——— m
 - - - - $0.9 m$
 $1.1 m$

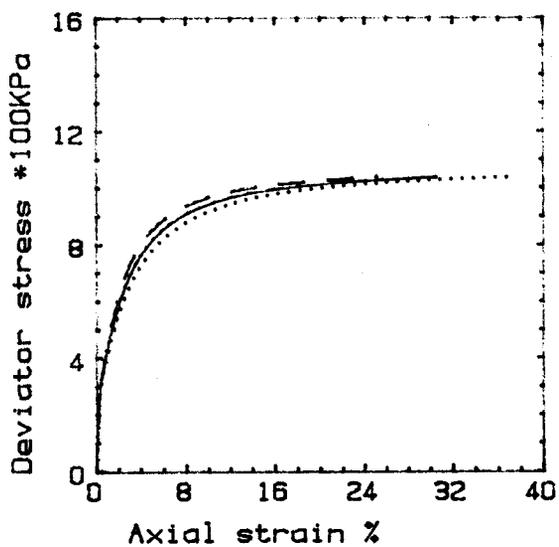
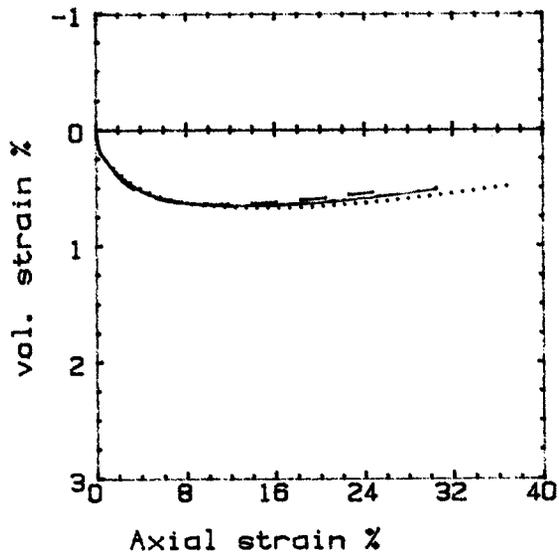
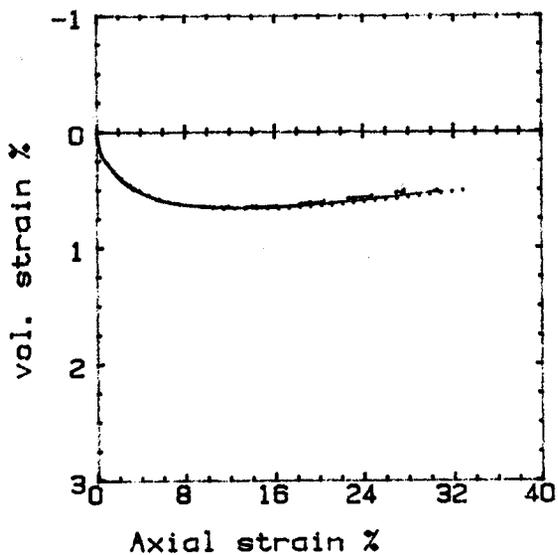


Figure II-1.33 : Effet du paramètre l

——— l
 - - - - $0.9 l$
 $1.1 l$



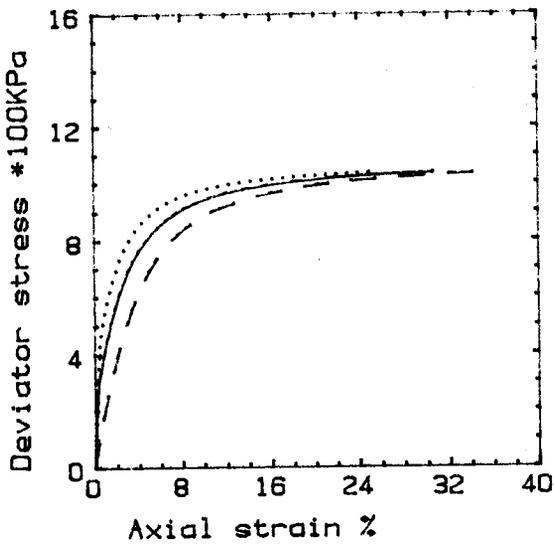


Figure II-1.34 : Effet du paramètre f_t

— f_t
 - - - $0.9 f_t$
 $1.1 f_t$

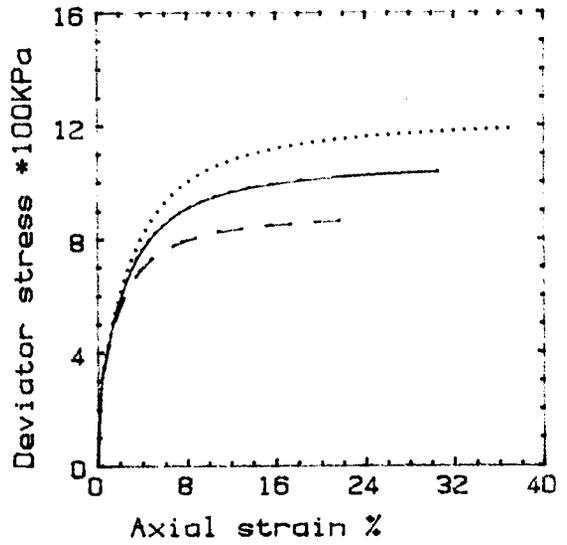
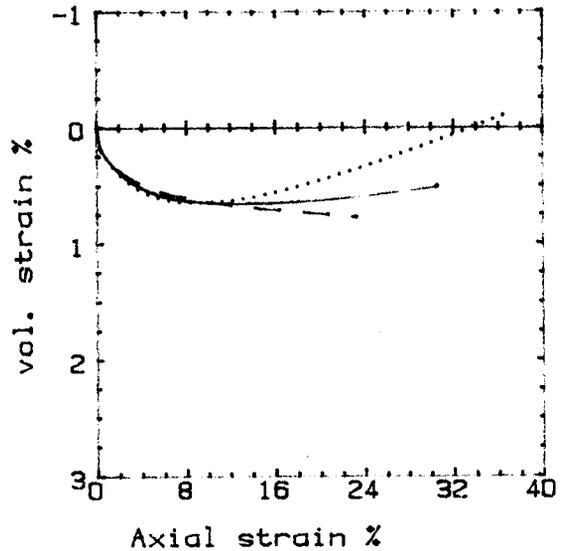
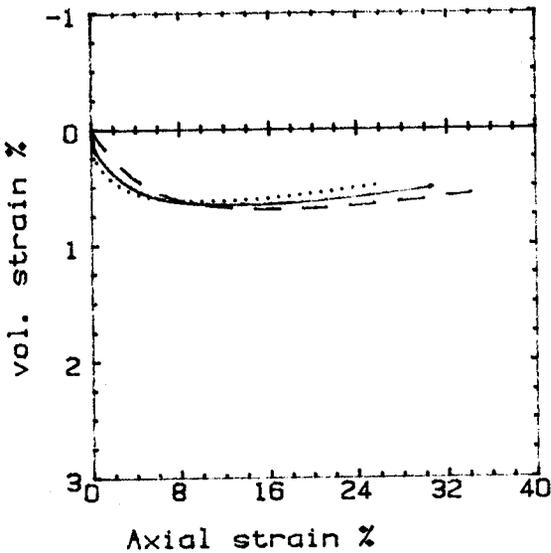


Figure II-1.35 : Effet du paramètre K_1

— K_1
 - - - $0.9 K_1$
 $1.1 K_1$



Au terme de cette étude paramétrique nous pouvons faire les remarques suivantes :

1. Les paramètres relatifs aux déformations élastiques ont peu d'influence ou une influence partielle sur la réponse du modèle .

2. La variation d'un seul des quatre paramètres d'écrouissage ne modifie que peu ou partiellement la simulation .

3. L'hypothèse proposée en vue de déterminer K_1 en fonction de σ_3 trouvé sa justification dans cette étude . En effet K_1 varie de plus de 10 % pour deux essais triaxiaux à pression de confinement de 100 et 400 KPa .

4. Le paramètre A influence de façon prépondérante les variations de volume compte tenu de son intervention directe dans la détermination du potentiel plastique . La plus grande rigueur doit être observée quant à la détermination de ce paramètre afin d'obtenir une meilleure simulation.

Le tableau suivant récapitule l'influence des paramètres sur la réponse du modèle .

Paramètre		la courbe $q - \epsilon_1$		la courbe $\epsilon_v - \epsilon_1$		
		Pente initiale	ordonnée du palier	Pente initiale	ordonnée du minimum du volume	abscisse du minimum du volume éventuel
Parmètres des déformations élastiques	ν	*	*	**	**	**
	K_u	**	**	**	**	**
	n	*	*	**	**	**
Parmètres des déformations plastiques	m	**	**	*	*	*
	l	**	**	*	*	*
	r_f	*	**	*	*	*
	A	*	*	**	**	**
	f_t	**	**	**	**	**
	K_1	*	**	*	**	**

* Peu d'influence

** Influence partielle

** * Influence prépondérante

PARTIE II

CHAPITRE 2

**INTRODUCTION DU MODELE
DANS UN CODE DE CALCUL PAR
ELEMENTS FINIS**

PARTIE II

CHAPITRE 2 INTRODUCTION DU MODELE DE LADE DANS UN CODE DE CALCUL PAR ELEMENTS FINIS

II-2.1 Présentation de la méthode des éléments finis

II-2.1.1. Introduction

Les scientifiques et les ingénieurs sont souvent confrontés dans la pratique aux problèmes physiques et les solutions conventionnelles analytiques sont souvent très difficiles, voire même impossibles à mettre en œuvre. Face aux problèmes de ce genre, des méthodes numériques ont été développées pour mieux approcher de la solution "exacte". La méthode la plus répandue est celle des éléments finis.

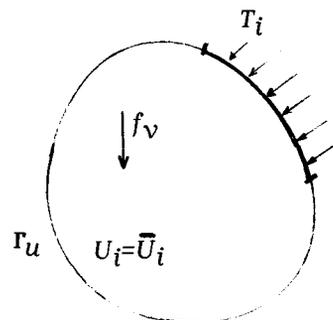
La méthode des éléments finis est une méthode qui permet de ramener un système continu (système possédant un nombre infini de degrés de liberté) à un système discret (système possédant un nombre fini de degrés de liberté). Cette méthode prime sur les autres méthodes numériques car elle présente l'avantage de pouvoir résoudre des problèmes linéaires ou non linéaires, stationnaires ou non stationnaires, définis dans un domaine géométrique quelconque et soumis à des conditions aux limites complexes.

II-2.1.2. Formulation du problème continu

Soit un corps occupant un domaine Ω CR3 ouvert, convexe, limité par une frontière régulière ; ce corps est soumis à l'histoire de la sollicitation suivante :

force volumique f_v dans Ω
 force de surface T_i sur Γ_T
 déplacement imposé $U_i = \bar{U}_i$ sur Γ_u
 avec

$$\Gamma = \Gamma_T + \Gamma_u$$



La formulation des méthodes de résolution que nous allons présenter, incorpore les hypothèses suivantes :

1. Nous nous limiterons aux problèmes quasi-statiques, ce qui signifie que les termes d'accélération seront négligés.

2. Nous n'avons retenu que de petites perturbations ; les variables de Lagrange sont ainsi confondues avec celles d'Euler et la configuration actuelle avec la configuration initiale.

En appliquant le principe des travaux virtuels qui énonce que, pour tous les champs cinématiquement admissibles, le travail virtuel des actions extérieures est égal au travail virtuel des actions intérieures nous obtiendrons :

$$\int_{\Omega} \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} d\Omega = \int_{\Omega} f_i U_i d\Omega + \int_{\Gamma_T} T_i U_i d\Gamma \quad (1) \quad \forall U_i$$

avec

comme tenseur des contraintes

comme tenseur des déformations

qui, sous forme matricielle, deviendra :

$$\int_{\Omega} \varepsilon^T \sigma d\Omega = \int_{\Omega} \psi^T f d\Omega + \int_{\Gamma} \psi^T T d\Gamma \quad (2) \quad \forall U_i$$

II.2.1.3. Discrétisation

Le domaine Ω est divisé en un nombre fini d'éléments, appelés souvent éléments de base ou éléments élémentaires.

On fait l'hypothèse qu'une approximation du déplacement à l'intérieur de chaque élément peut être mise sous la forme :

$$v^e = N^e a^e \quad (3)$$

ou encore

$$v^e = N a \quad (4)$$

où

a^e représente les déplacements aux nœuds de l'élément de base.

N^e est la matrice des fonctions d'interpolation.

a représente le vecteur du déplacement des nœuds de tous les éléments de base constituant Ω

Les déformations à l'intérieur d'un élément élémentaire sont :

$$\epsilon = L v^e \quad (5)$$

où

L est l'opérateur différentiel qui permet de passer du vecteur déplacement au vecteur représentant les déformations.

En reportant l'équation 4 dans l'équation 5, on aura :

$$\epsilon = B a \quad (6)$$

avec

$$B = L N$$

En reportant les équations 4 et 6 dans l'équation 2, on obtient une relation valable pour tous les champs cinématiquement admissibles et de la forme:

$$\int_{\Omega} B^T \sigma \, d\Omega - \int_{\Omega} N^T f \, d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T T \, d\Gamma = 0 \quad (7)$$

II.2.1.4. Formulation incrémentale de la méthode

Avant d'aborder la formulation incrémentale du problème, récapitulons les équations régissant notre problème :

1) Les équations d'équilibre et les conditions en contrainte sont:

$$\int_{\Omega} B^T \sigma \, d\Omega - \int_{\Omega} N^T f \, d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T T \, d\Gamma = 0$$

2) L'équation du comportement est :

$$\sigma = C^{ep} \epsilon \quad \text{ou} \quad C^{ep} = C - C^p \quad \text{et} \quad F(\sigma, R) \leq 0$$

3) Les conditions en déplacement sont :

$$U_i = \bar{U}_i \quad \text{sur} \quad \Gamma_T$$

Les sollicitations sont appliquées à Ω sous forme d'incrément ; si nous considérons le problème à l'élément K , nous aurons :

$$\begin{aligned}
 f^k &= f^{k-1} + \Delta f^k && \text{dans } \Omega \\
 T^k &= T^{k-1} + \Delta T^k && \text{sur } \Gamma_T^k \\
 \bar{U}^k &= \bar{U}^{k-1} + \Delta \bar{U}^k && \text{sur } \Gamma^k
 \end{aligned} \tag{8}$$

Les effets de ces sollicitations à cet incrément K sont de la forme :

$$\begin{aligned}
 U^k &= U^{k-1} + \Delta U^k \\
 \sigma^k &= \sigma^{k-1} + \Delta \sigma^k \\
 \varepsilon^k &= \varepsilon^{k-1} + \Delta \varepsilon^k
 \end{aligned} \tag{9}$$

En reportant les équations 8 et 9 dans l'équation 7, on obtient :

$$\int_{\Omega} B^T \Delta \sigma^k d\Omega - \int_{\Omega} N^T \Delta f^k d\Omega - \int_{\Gamma} N^T \Delta T^k d\Gamma + FR = 0 \tag{10}$$

$$\text{avec } FR = \int_{\Omega} B^T \sigma^{k-1} d\Omega - \int_{\Omega} N^T f^{k-1} d\Omega - \int_{\Gamma} N^T T^{k-1} d\Gamma$$

FR représente les forces non équilibrées des incréments précédents.

L'équation 10 peut être mise sous la forme :

$$\int_{\Omega} B^T \Delta \sigma^k d\Omega + \Delta F = 0 \tag{11}$$

L'équation du comportement du matériau est souvent mise sous la forme incrémentale suivante:

$$\Delta \sigma^k = D \Delta \varepsilon^k \tag{12}$$

où

D est la matrice reliant les déformation d'un élément, pour un incrément donné, aux contraintes appliquées à cet élément pour le même incrément.

D est égal à la matrice élastique de Hook dans le cas de l'élasticité linéaire, et D est égal à la matrice D^{ep} , dans le cas de l'élasto-plasticité.

En reportant l'équation 6 dans l'équation 12 et en regroupant le tout dans l'équation 11, nous obtenons :

$$RG \Delta \alpha^k = \Delta F \quad (13)$$

avec

RG qui représente la matrice de rigidité globale du corps Ω , et qui est donné par :

$$RG = \int_{\Omega} B^T D B d\Omega \quad (14)$$

Rappelons que $\Delta \alpha^k$ représente le vecteur des déplacements des nœuds.

L'équation 13 a des caractéristiques linéaires ou non linéaires suivant que la matrice D est constante ou non : (RG dépend ou non des déplacements).

Cela signifie que dans le cas du comportement élasto-plastique, le système d'équation à résoudre est non linéaire et de la forme :

$$RG(u) \Delta u^k = \Delta F \quad (15)$$

II.2.2. Résolution des systèmes d'équations non linéaires

Il existe plusieurs méthodes concernant la résolution des systèmes non linéaires. La majorité des algorithmes conduit à résoudre un système d'équations linéaires à chaque itération.

La méthode de la matrice de rigidité initiale, appelée souvent " méthode de Newton-Raphson modifiée ", a été retenue pour notre calcul.

En voici une brève présentation : Les forces résiduelles, au cours des itérations, peuvent se mettre sous la forme algébrique suivante :

$$\Psi(u) = RG(u) \cdot u + F = 0$$

ou encore

$$\Psi(u) = a$$

Un développement de Taylor de premier ordre de cette équation nous donne :

$$\Psi(u^{n+1}) = \Psi(u^n) + (d\Psi/du) \Delta u^n = 0$$

où

$$u^{n+1} = u^n + \Delta u^n$$

A partir de cette équation on obtient :

$$\Delta u^n = - (d\Psi/du)^{-1} \Psi(u^n)$$

soit

$$\Delta u^n = - RG(u^n)^{-1} \Psi(u^n)$$

En utilisant une matrice de rigidité tangente initiale, on obtient:

$$\Delta u^n = - RG(u^n)^{-1} \Psi(u^n)$$

En général, le critère de convergence porte sur Δu^n et la solution "exacte" est estimée atteinte quand $\frac{\|\Delta u^n\|}{\|u^n\|}$ est suffisamment petit $\frac{\|\Delta u^n\|}{\|u^n\|} < \epsilon$

La convergence de cette méthode dépend des conditions initiales choisies ; elle est généralement assurée si les conditions initiales sont choisies au voisinage de la solution.

Cette méthode présente un avantage qui est la diminution du coût du calcul, car la matrice de rigidité est calculée et inversée une seule fois.

Le seul inconvénient se situe dans la lenteur de convergence de cette méthode par rapport à une méthode qui utilise une matrice de rigidité tangente (Figure II-2.1 et Figure II-2.2).

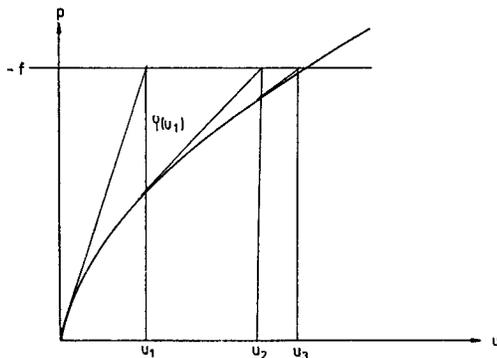


Figure II-2.1

Méthode de Newton-Raphson
(méthode de rigidité)

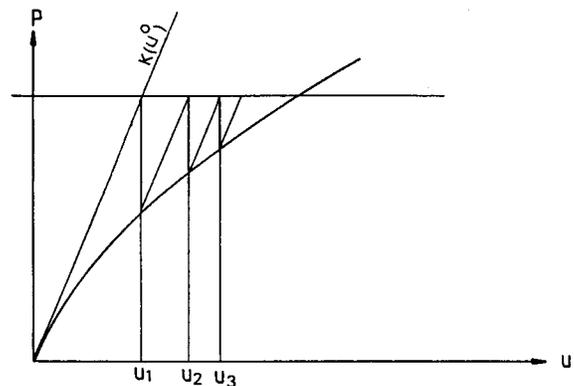


Figure II-2.2

Méthode de Newton-Raphson modifiée
(méthode de force)

II.2.3 Chemins du retour sur la surface limite

L'analyse élasto-plastique des problèmes aux limites par la méthode des éléments finis conduit souvent à exprimer la loi du comportement du matériau sous une forme incrémentale :

$$\delta\sigma = \{ D^{ep} \} \delta\varepsilon$$

où $\delta\sigma$, $\delta\varepsilon$ sont les incréments des vecteurs de contrainte et de déplacement et D^{ep} la matrice élasto-plastique donnée par le critère étudié.

Rappelons que D^{ep} dans le cas du critère de Lade est donné par :

$$\{ D^{ep} \} = [\zeta] - \frac{[\zeta] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} \left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [\zeta]}{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\}^T [\zeta] \left\{ \frac{\partial g}{\partial \sigma} \right\} - \frac{a}{(a + d.WP)^2} \cdot 3g}$$

Etant donné la complexité de cette matrice, il est conseillé d'utiliser numériquement de petits incréments pour le calcul.

Il faut noter que toutes les méthodes de résolution des problèmes élasto-plastiques (méthode de force ou méthode de rigidité), considèrent que la matrice D^{ep} est constante pour un incrément de charge ; il est certain que ceci n'est qu'une approximation, car la matrice D^{ep} varie de façon continue avec le changement des contraintes. De ce fait et malgré l'utilisation de petites tailles d'incrément, le vecteur des contraintes peut ne pas se trouver sur la surface limite réelle.

La figure II-2.3. présente schématiquement ce problème : l'état des contraintes d'un corps solide déformable est représenté par le point A.

La fonction du critère de plasticité est donnée par $F(\sigma, h_A) = 0$, où h_A représente les paramètres d'écrouissage au point A.

A la suite d'un incrément de charge, la surface de charge se développe, l'état

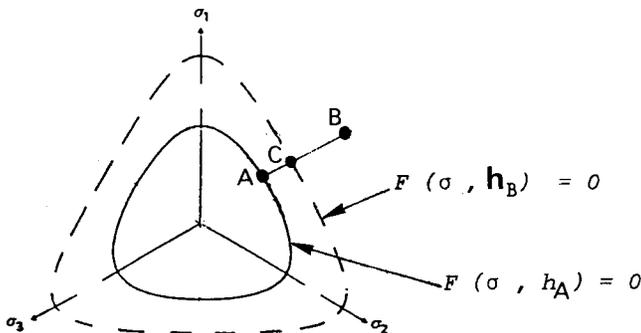


Figure II-2.3 : Schématisation de l'évolution d'une surface de charge au cours d'un incrément de contrainte

des contraintes se déplace au point B en raison de l'intégration faite sur l'équation de D^eP .

A la suite de cet incrément et en raison de l'écoulement, la fonction du critère s'écrit sous la forme $F(\sigma, h_B) = 0$.

Le point B n'est pas forcément sur cette surface, et le problème posé dans ce cas est de savoir comment les contraintes au point B peuvent être corrigées pour que $F(\sigma_B, h_B) = 0$.

Plusieurs méthodes de retour sur la surface limite ont été proposées ; nous en avons testé quelques unes qui semblaient convenir à notre étude ; nous allons en faire une brève présentation :

Dans les développements qui vont suivre σ_C représentera le tenseur de contrainte, ϵ_C^P représenteront les déformations plastiques et h_C les paramètres d'écoulement, cela après correction.

1) Chemin du retour le long de la direction de la contrainte

Les valeurs h_C et ϵ_C^P sont prises égales à h_B et ϵ_B^P , et la contrainte corrigée au point C est donnée par

$$\sigma_C = \sigma_B - \alpha_1 \sigma_B$$

où α_1 est un scalaire.

La contrainte corrigée σ doit satisfaire le critère ; ce qui donne :

$$F(\sigma_C, h_C) = F[(\sigma_B - \alpha_1 \sigma_B), h_B] = 0$$

Un développement du premier ordre nous permet de déterminer α_1

$$\alpha_1 = \frac{F(\sigma_B, h_B)}{\left(\frac{\partial F}{\partial \sigma}\right) * \sigma}$$

2) Chemin du retour le long de la direction de l'écoulement plastique

Les valeurs h_C et ϵ_C^P sont prises égales à h_B et ϵ_B^P ; la contrainte corrigée est donnée par :

$$\sigma_C = \sigma_B - \alpha_2 * \left\{ \frac{\partial G}{\partial \sigma} \right\}$$

en tenant compte du même principe employé dans le chemin précédent où $F(\sigma_c, h_c) = 0$ et par un développement limité de premier ordre, on détermine le scalaire α_2

$$\alpha_2 = \frac{F(\sigma_B, h_B)}{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} \cdot \left\{ \frac{\partial G}{\partial \sigma} \right\}}$$

3) Chemin du retour le long de la direction de l'incrément de déformation

Le raisonnement utilisé dans les deux premiers chemins est utilisé ici, et la contrainte corrigée au point C est donnée par :

$$\sigma_c = \sigma_B - \alpha_3 \cdot \delta \epsilon$$

où

$$\alpha_3 = \frac{F(\sigma_B, h_B)}{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} \cdot \delta \epsilon}$$

4) Chemin du retour du module tangent simplifié, appelé aussi "correct"

Ce chemin est appelé "correct" parce qu'il tient compte des corrections de la déformation élastique qui accompagnent les corrections des contraintes considérées données par :

$$\dot{\epsilon}^e = [C]^{-1} (\sigma_c - \sigma_B)$$

où

[C] est la matrice d'élasticité.

Si l'on considère que les déformations totales au cours du processus des corrections ne changent pas, cela signifie que la diminution de déformation élastique est égale à l'augmentation de déformation plastique, ce qui s'écrit:

$$\dot{\epsilon}^p = - \dot{\epsilon}^e = - [C]^{-1} (\sigma_c - \sigma_B)$$

Les incréments de déformation plastique sont fonction du gradient du potentiel :

$$\dot{\epsilon}^p = \alpha_4 \left\{ \frac{\partial G}{\partial \sigma} \right\}$$

où

α_4 est un scalaire .

A partir des équations précédentes, on peut écrire :

$$\sigma_c = \sigma_B - \alpha_4 [C] \left\{ \frac{\partial G}{\partial \sigma} \right\}$$

Puisque la contrainte corrigée doit satisfaire le critère de plasticité, nous aurons :

$$F(\sigma_c, h_c) = F\left[\left(\sigma_B - \alpha_4 [C] \left\{ \frac{\partial G}{\partial \sigma} \right\}\right), h_B + \delta h\right] = 0$$

Un développement limité du premier ordre nous donne

$$\alpha_4 = \frac{F(\sigma_B, h_B)}{\left\{ \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right\} [C] \left\{ \frac{\partial G}{\partial \sigma} \right\} + H}$$

H étant le modèle d'écrouissage

Le calcul pour un incrément donné est répété jusqu'à ce que tous les vecteurs des contraintes soient à l'intérieur ou au "voisinage" de la surface limite.

II-2.4 Présentation du programme de calcul

II-2.4.1 Introduction

L'introduction du modèle élasto-plastique de Lade dans un code de calcul par éléments finis a nécessité la modification et la création de certains sous-programmes dans le code de calcul élastique existant au Laboratoire de Génie Civil de Lille et développé initialement par Shahrour (1984).

Nous allons donc rappeler d'abord brièvement quelles sont les fonctions des sous-programmes de calcul élastique ; nous présenterons ensuite les modifications apportées à ces sous-programmes et nous décrirons de façon détaillée les sous-programmes créés spécialement pour le calcul élasto-plastique. Une simulation d'un essai triaxial drainé attestera du bon déroulement du programme développé.

II-2.4.2 Programme du calcul élastique

Le code de calcul élastique rassemble les sous-programmes suivants :

1. **"DATA"** : sous-programme qui permet l'introduction des données nécessaires au calcul : données géométriques, caractéristiques des matériaux, conditions aux limites.

2. **"MAILLAGE"** : ce sous-programme effectue le maillage désiré du domaine étudié.

3. **"INITIALIS"** : l'initialisation de certains paramètres nécessaires au calcul est réalisée dans ce sous-programme.

4. **"RIGID"** : la construction de la matrice de rigidité élémentaire (R) et celle de rigidité globale (R) s'effectuent dans ce sous-programme, en sachant que :

$$R = \int B^T C B d\Omega$$

5. **"FORCE"** et **"FORCED"**

Dans le sous-programme **"FORCE"**, les changements imposés (forces concentrées, force du volume et force de surface) sont transformés en un système de forces nodales.

Dans le sous-programme **"FORCED"** des modifications sont apportées aux forces nodales en cas de déplacements imposés non nuls.

6. **"RESOL"** : la résolution du système d'équations linéaires ($RG \Delta U = F$) est effectuée dans ce sous-programme.

Les méthodes de Gauss et Cholvisky sont prévues pour le calcul.

7. **"CONTR"** : une fois la résolution terminée, le calcul des déformations et des contraintes est engagé dans ce sous-programme.

8. **"DISP"** : ce sous-programme correspond à la sortie des résultats numériques et graphiques.

II-2.4.3 Programme du calcul élasto-plastique

L'organigramme de ce programme est présenté dans la fig II-2.4

i. Modifications apportées au programme de calcul élastique

Ces modifications ont concerné notamment les sous-programmes **"DATA"**, **"INITIALIS"** et **"DISP"** de la façon suivante :

- . L'introduction des données correspondant au modèle de Lade a nécessité la modification du sous-programme **"DATA"**.

- . L'initialisation de certains paramètres du calcul élasto-plastique ainsi que l'introduction des conditions initiales du problème traité sont à l'origine des modifications apportées au sous-programme **"INITIALIS"**.

- . La sortie des résultats du calcul a enfin été ajoutée au sous-programme **"DISP"**.

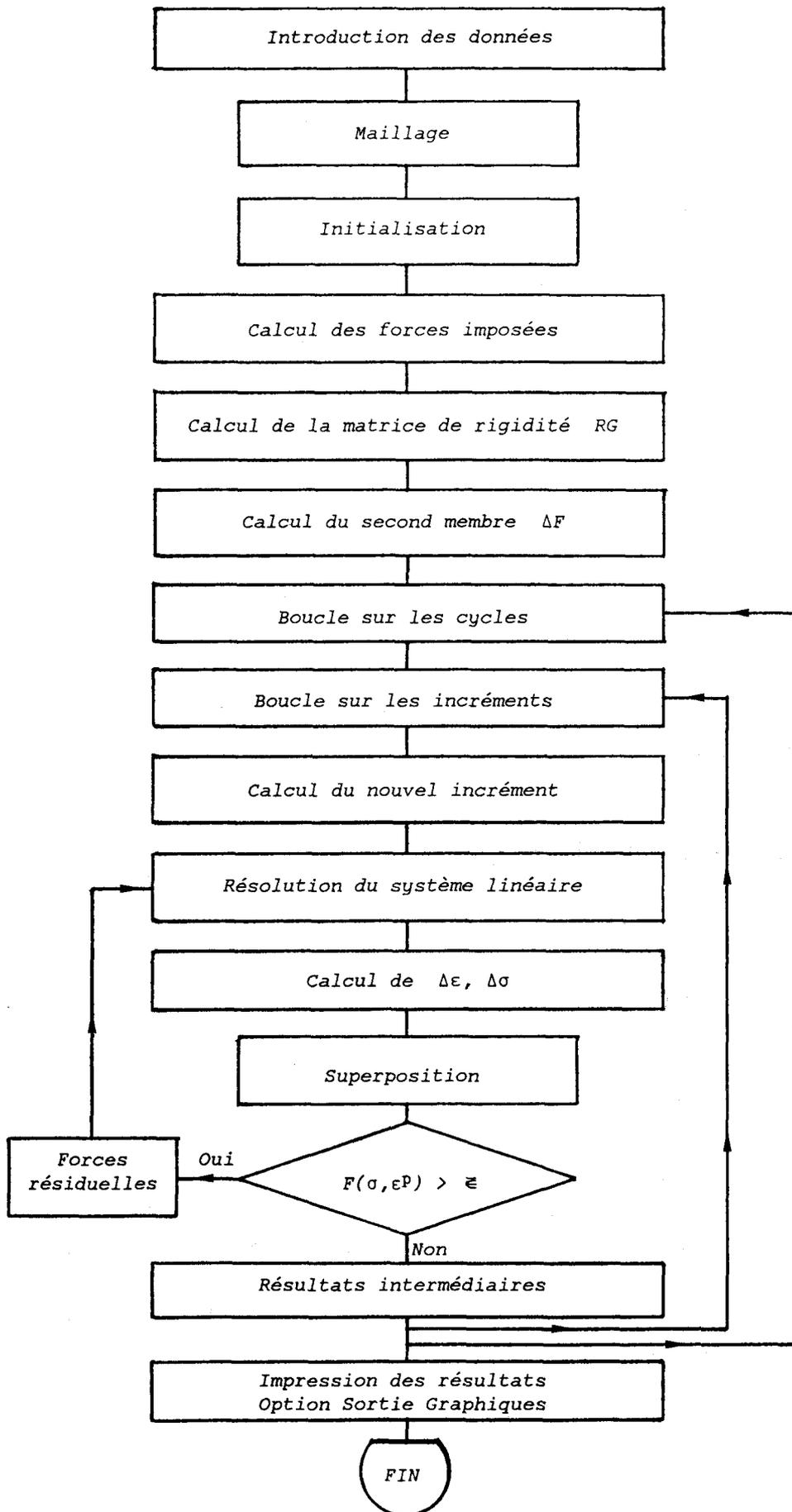


Figure II-2.4 : Organigramme du programme de Calcul élasto-plastique

ii - Sous-programme créés

Le calcul incrémental et la méthode itérative adoptée dans le calcul ont nécessité la création des sous-programmes "NOUVINC" et "SUPERPOS". La résolution du calcul élasto-plastique a également nécessité la création des sous-programmes "CRITERE", "RETOUR" et "RESID".

A - Sous-programme "NOUVINC"

"NOUVINC" est un sous-programme qui permet l'actualisation des paramètres intervenant dans le calcul à chaque incrément de charge ou de déplacement.

B - Sous-programme "SUPERPOS"

On superpose, dans ce sous-programme, les variables de calcul, au cours des itérations et/ou des incréments, notamment :

$$U_i = U_{i-1} + \Delta U$$

$$\sigma_i = \sigma_{i-1} + \Delta \sigma$$

$$\epsilon_i = \epsilon_{i-1} + \Delta \epsilon$$

C - Sous-programmes "CRITERE" et "RETOUR"

La figure II-2.5 présente l'organigramme de ces 2 sous-programmes.

La succession des opérations effectuées dans ces sous-programmes pour chaque élément est la suivante :

1. On calcule les invariants des contraintes I1 et I3
2. On détermine la surface de charge
3. On vérifie si le critère de plasticité $F(\sigma, \epsilon^p) = 0$.

est respecté ou non.

A) soit $F(\sigma, \epsilon^p) \leq \bar{\epsilon}$

On est alors à l'intérieur de la surface de charge. (il n'y a pas de déformations plastiques). On passe à l'élément suivant.

B) soit $F(\sigma, \epsilon^p) > \bar{\epsilon}$

On est alors à l'extérieur de la surface de charge. (il y a des déformations plastiques). On passe aux étapes suivantes.

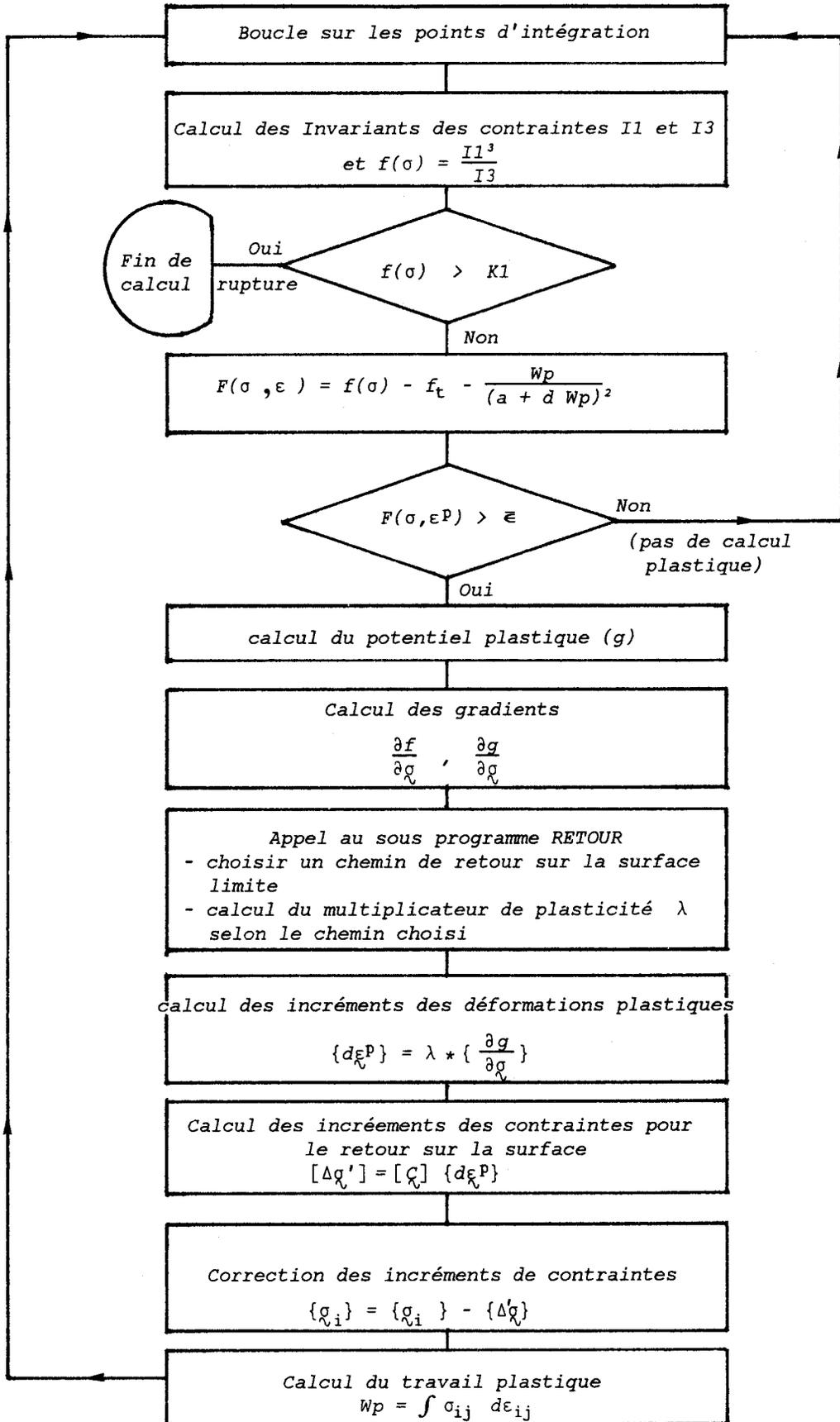


Figure II - 2.5

Organigramme des sous-programmes
Critère et Retour

4. On calcule le potentiel plastique et les gradients de f et g .
5. On fait appel au sous-programme "RETOUR". Plusieurs approches du retour sur la surface limite y sont programmées (voir section II-2.3). Dans ce sous-programme on effectue :
 - a. Le calcul du scalaire de plasticité .
 - b. Le calcul des déformations plastiques .
 - c. Le calcul des incréments des contraintes qui permettent le retour sur la surface limite $\{\Delta\sigma'\}$.
 - d. Le calcul du paramètre d'écrouissage WP .

D. Sous-programme "RESID"

La modification survenue à l'état de contrainte dans au moins un élément, au niveau du sous-programme "RETOUR" fait que l'équation d'équilibre, issue du principe des travaux virtuels, n'est plus vérifiée.

Il faut donc calculer les forces d'équilibrage ΔF (sous-programme forces résiduelles) telles que :

$$\{\Delta F_v\} = \int_V [B]^T \{\Delta\sigma_r\} dV$$

Cet incrément de force ΔF va conduire à une nouvelle solution corrigeant l'état de contrainte d'une valeur $\Delta\sigma_r$ et par conséquent corrigeant également les déplacements d'une valeur égale à ΔU_r

on aura donc :

$$\sigma_i = (\sigma_{i-1} + \Delta\sigma) - \Delta\sigma' + \Delta\sigma_r$$

$$U_i = (U_{i-1} + \Delta U) + \Delta U_r$$

$$\varepsilon_i = (\varepsilon_{i-1} + \Delta\varepsilon) + \Delta\varepsilon_r$$

Devant ce nouvel état des sollicitations, on revient au sous-programme "CRITER".

II-2.4.4 Vérification du programme

Afin de vérifier la validité du programme de calcul élasto-plastique, on retient l'essai triaxial drainé en compression comme test de vérification. La simulation est effectuée sur du sable moyen.

Le déplacement imposé a été appliqué en 60 incréments. Compte tenu de la symétrie du problème, un quart de l'échantillon peut être étudié.

Un maillage à 4 éléments rectangulaires et 21 nœuds a été choisi ; la figure II-2.7 montre les résultats de la simulation. Elle atteste que les modifications apportées au programme ont été bien intégrées et que le programme s'est déroulé normalement. Il y a concordance entre les courbes expérimentales et les courbes théoriques concernant la contrainte déviatoire - déformation axiale.

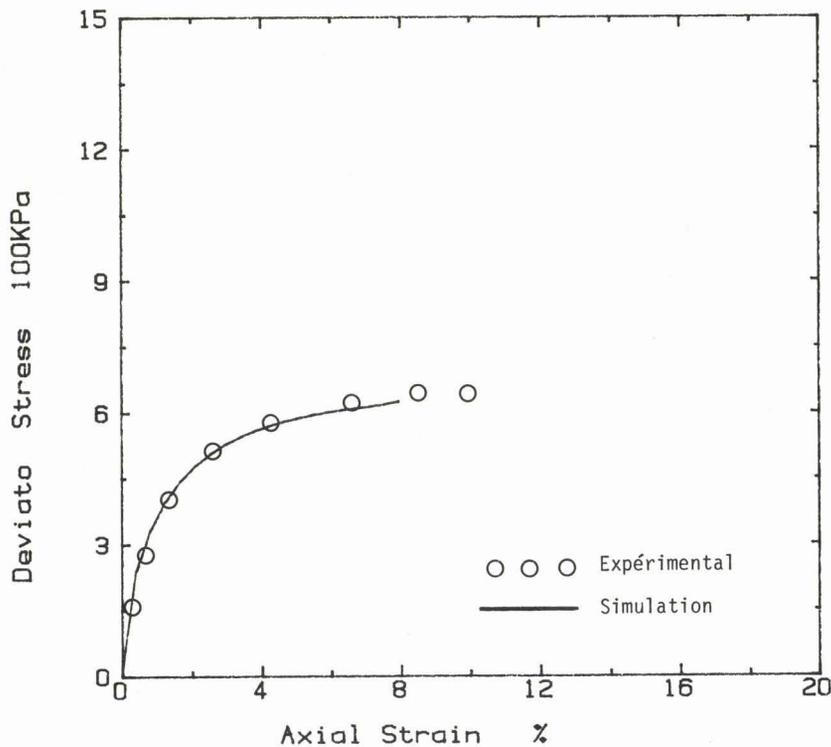


Figure II-2.6 : Simulation par éléments finis d'un essai triaxial

PARTIE II

CHAPITRE 3

**APPLICATION DU PROGRAMME DE
CALCUL PAR ELEMENTS FINIS A LA
SIMULATION DES ESSAIS D'ENFONCEMENT**

PARTIE II

CHAPITRE 3 APPLICATION DU PROGRAMME DE CALCUL PAR ELEMENTS FINIS A LA SIMULATION DES ESSAIS D'ENFONCEMENT

Nous présenterons dans ce chapitre la simulation des essais d'enfoncement suivants :

- Essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale nul pour le sable lâche, moyen et dense
- Essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale positif pour le sable lâche
- Essais d'enfoncement dans un sable à deux couches

Avant de présenter les résultats de la simulation, nous allons étudier les conditions aux limites du problème à étudier et l'influence des paramètres intervenant dans le calcul.

II-3.1 Conditions aux limites du problème

Nous considérons que l'échantillon est soumis dans chaque point, à une pression initiale donnée qui correspond à la pression de confinement de l'essai.

Sur les limites de l'échantillon, nous imposons les conditions suivantes: (figure II-3.1)

- Déplacement horizontal nul sur AE $U = 0$
- Déplacement vertical nul sur AB $V = 0$
- Déplacement imposé sur ED $V = \bar{V}$
- Pression extérieure nulle sur BC et CD

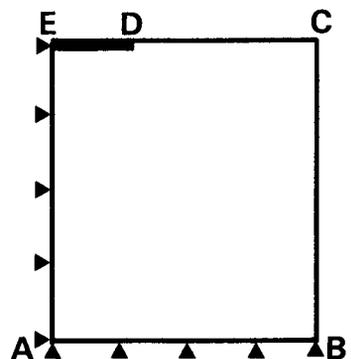


Figure II-3.1

Conditions aux limites de l'essai d'enfoncement

II-3.2 Etude de l'influence des paramètres intervenant dans le calcul.

Nous avons étudié l'effet des trois paramètres qui interviennent dans le calcul par éléments finis et qui peuvent jouer un rôle important sur les résultats de la simulation ; ces paramètres sont les suivants :

- A. L'effet du maillage .**
- B. L'influence des conditions aux limites .**
- C. Le choix du chemin de retour sur la surface limite.**

A. L'effet du maillage .

Trois maillages différents composés de 25 , 36 , et 49 éléments (figure II-3.2a) ont été choisis pour tester l'effet de la finesse du maillage sur les résultats de la simulation des essais d'enfoncement.

La figure II-3.2b montre la simulation d'un essai d'enfoncement dans un sable lâche sous une pression de confinement de 400 KPa et à déviateur de contrainte initiale nul.

On remarque qu'on s'approche davantage des résultats expérimentaux quand le maillage est fin, mais la différence entre les résultats de ces trois maillages n'est pas importante et ne dépasse pas 10 % .

C'est pour cette raison et pour minimiser le coût du calcul que nous avons adopté le maillage à 25 éléments.

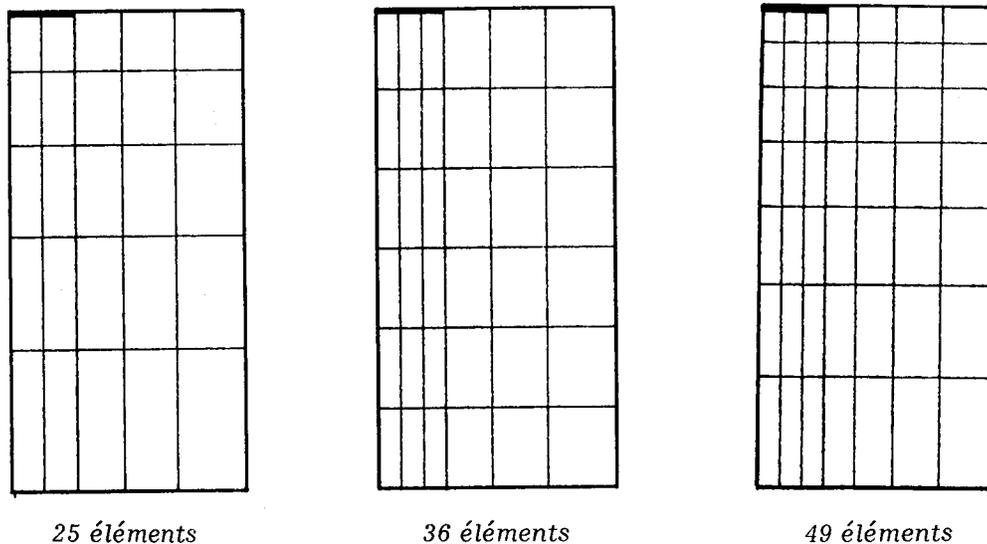


Figure II-3.2a : Les différents maillages testés pour la simulation des essais d'enfoncement

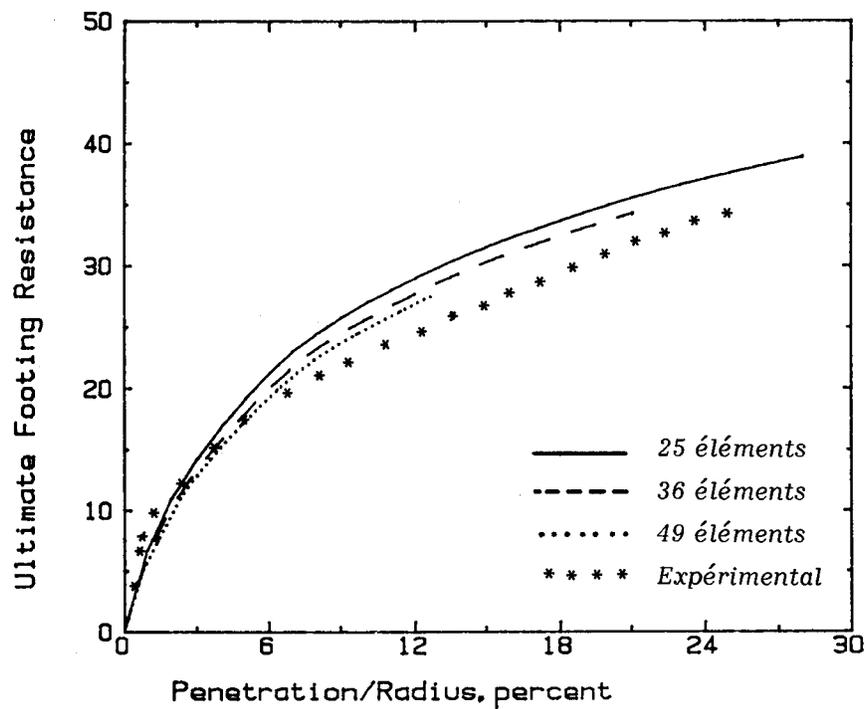


Figure II-3.2b : Effet du maillage sur la simulation des essais d'enfoncement

B. Influence des conditions imposées

Nous avons testé l'influence des conditions aux limites sur la simulation. Une simulation de l'essai d'enfoncement dans un sable lâche à déviateur de contrainte initiale nul et sous une pression de confinement de 400 KPa a été effectuée en bloquant le déplacement sur CD (figure II-3.3a).

La figure II-3.3b indique que les deux jeux de conditions aux limites donnent des résultats pratiquement identiques.

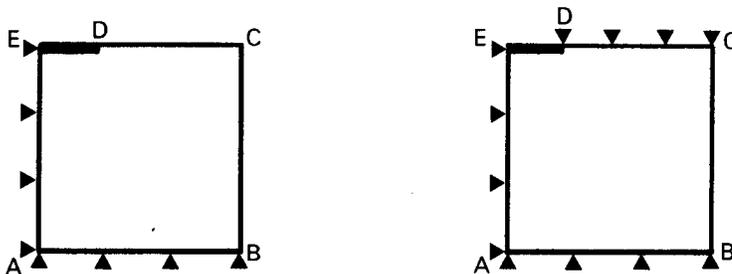


Figure II-3.3a : Les deux jeux de conditions aux limites testés pour la simulation des essais d'enfoncement

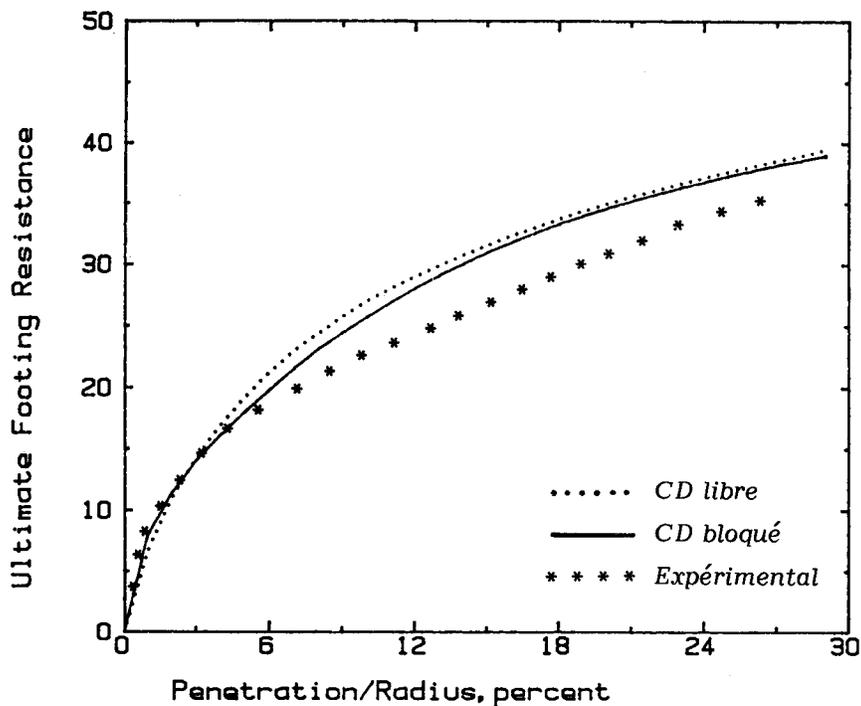


Figure II-3.3b : Effet des conditions aux limites sur la simulation des essais d'enfoncement

C. Le choix du chemin de retour sur la surface limite

Le calcul a été mené en utilisant les chemins de retour sur la surface limite présentés dans le paragraphe II-2.3 .

En employant les méthodes de retour suivant la direction de la contrainte accumulée ou suivant celle de l'écoulement plastique ou encore suivant l'incrément de déformation, la convergence est très difficile à obtenir dès le début du calcul en raison de l'apparition des zones de traction et du nombre très élevé d'itérations pour le retour sur la surface limite. Les mauvaises estimations des déformations plastiques par ces chemins de retour, ainsi que la particularité de notre problème et des conditions aux limites imposées sont à l'origine de cette divergence .

La méthode du module tangent simplifiée a donné de bons résultats, c'est pourquoi cette méthode a été choisie pour notre simulation.

Remarques concernant le calcul

1. L'élément de base retenu dans le maillage utilisé (25 éléments et 96 nœuds) est un élément isoparamétrique à 8 nœuds avec 4 points d'intégration de Gauss.

2. Le critère de convergence adopté dans notre calcul porte sur la surface de charge $F(\sigma, \epsilon^P) \leq \epsilon$, avec $\epsilon = 0.1$

3. La méthode de rigidité a été testée au cours de notre étude. Le calcul de la matrice de rigidité à chaque incrément rend la simulation très longue et coûteuse . Ceci nous a amenés à utiliser la méthode de force où la matrice de rigidité est calculée une seule fois au début de la simulation.

4. De manière générale, les simulations des essais d'enfoncement n'ont pas été poussées à plus de 30 % du rapport enfoncement/rayon ; en effet la convergence est très difficile à obtenir pour les pourcentages élevés du rapport enfoncement/rayon et le nombre d'itérations pour le retour sur la surface limite devient très élevé.

II-3.3. Simulation des essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale nul.

SABLE LACHE

La figure II-3.4 présente la simulation des trois essais d'enfoncement sous une pression de confinement de 100 , 200 et 400 KPa . En pointillé sont donnés les résultats expérimentaux correspondants.

On remarque que le modèle traduit correctement l'augmentation de la capacité portante de la fondation en fonction de la pression de confinement. D'autre part, on observe une bonne concordance entre la simulation et les résultats expérimentaux

- La figure II-3.5a montre le profil déformé de l'échantillon pour un rapport Enfoncement / Rayon égal à 20% .

- On observe une rotation importante des directions des contraintes principales sous l'embase de la fondation (figure II-3.5b).

La figure II-3.5c montre que la concentration des contraintes de cisaillement est localisée dans le coin inférieur de la fondation .

SABLE MOYEN

Nous avons effectué la simulation de deux essais d'enfoncement dans un sable moyen à déviateur de contrainte initiale nul et sous une pression de confinement de 200 et 400 KPa (figure II-3.6) .

Les mêmes constatations faites pour le sable lâche peuvent être également formulées pour le sable moyen : le modèle traduit l'effet de la pression de confinement sur la capacité portante de la fondation ; d'autre part, une bonne concordance peut être observée entre la simulation et les essais expérimentaux.

SABLE DENSE

La figure II-3.7 montre la simulation des essais d'enfoncement dans un sable dense confiné à 200 et 400 KPa .

On remarque que le modèle sous-estime la force d'enfoncement pour les deux pressions de confinement étudiées.

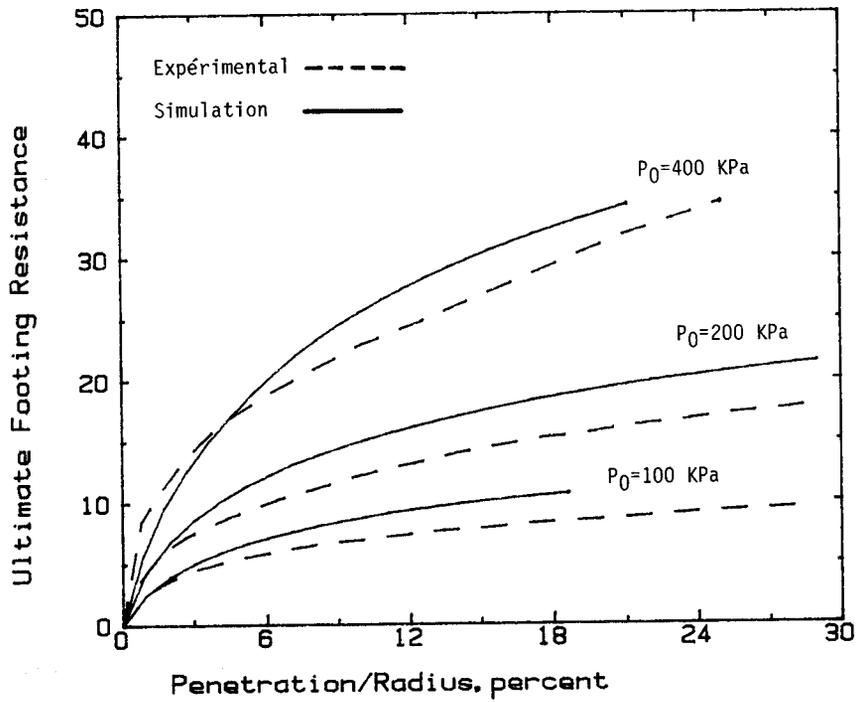
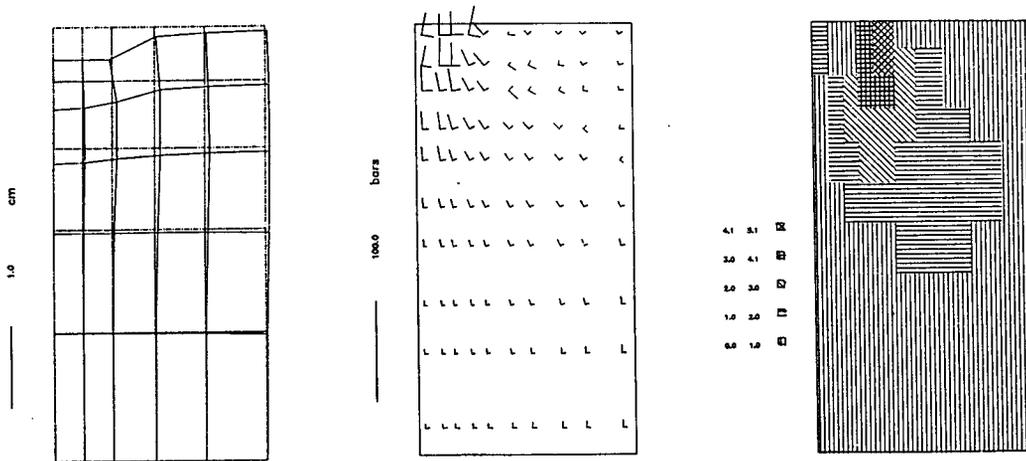


Figure II-3.4 : Simulation des essais d'enfoncement dans un sable lâche à déviateur de contrainte initiale nul

Figure II-3.5



La déformé de l'échantillon

Contraintes principales

Zones de cisaillement

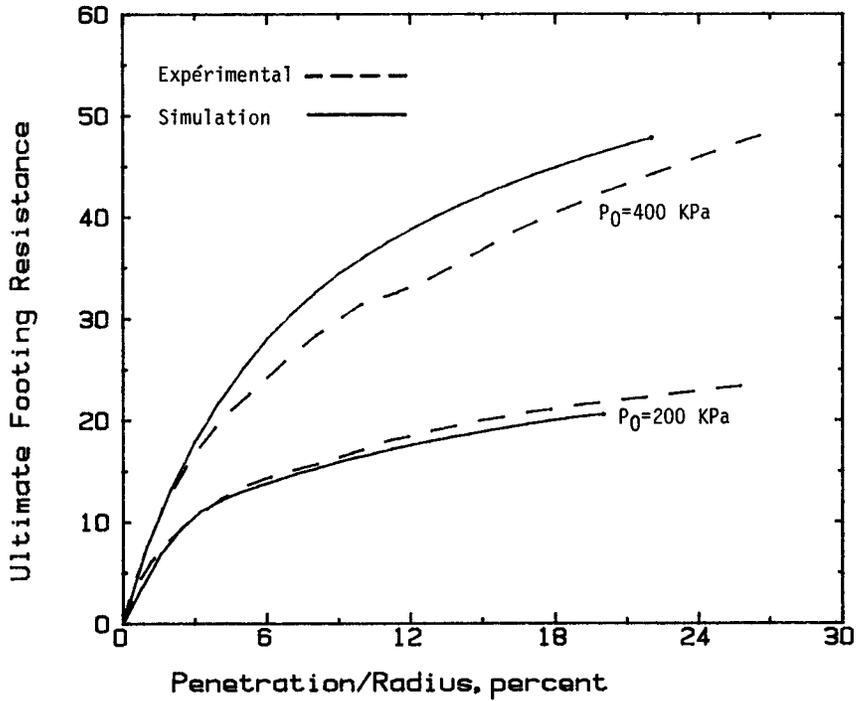


Figure II-3.6 : Simulation des essais d'enfoncement dans un sable moyen à déviateur de contrainte initiale nul

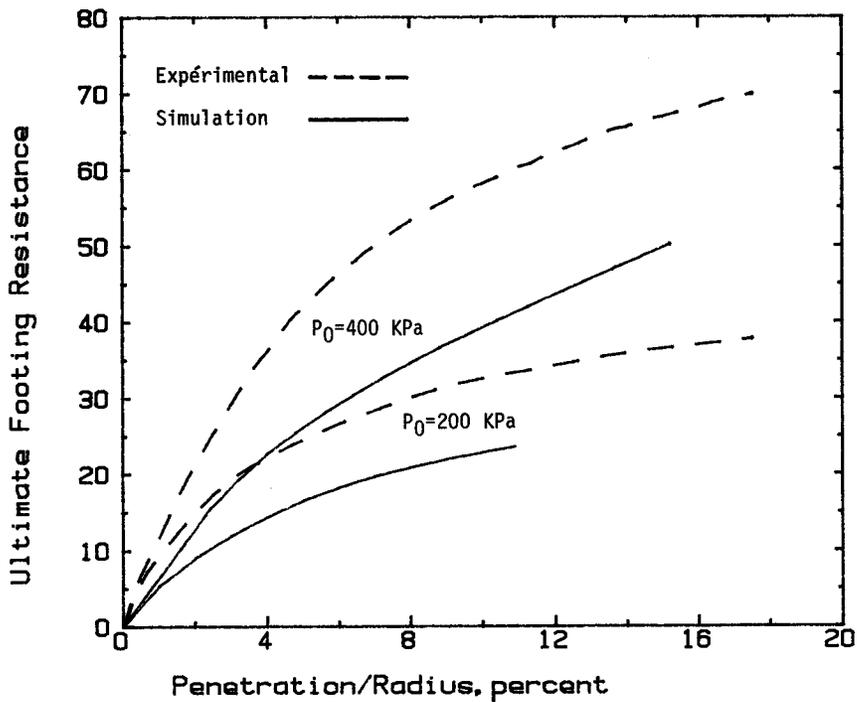


Figure II-3.7 : Simulation des essais d'enfoncement dans un sable dense à déviateur de contrainte initiale nul

II-3.4. Simulation des essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale positif.

Afin de simuler avec le modèle de Lade ,les essais d'enfoncement à histoire antérieure, nous avons modifié le programme de calcul de façon à simuler d'abord un essai triaxial et ensuite un essai d'enfoncement . L'état rhéologique du matériau (contraintes et déformations) de l'essai triaxial représente les conditions initiales de l'essai d'enfoncement.

La figure II-3.8. montre la simulation d'un essai d'enfoncement après un essai triaxial à déviateur de contrainte initiale de l'ordre de 500 KPa

On note que qualitativement le modèle décrit le phénomène de la diminution de la force d'enfoncement en fonction de l'augmentation du déviateur de contrainte initiale mais que quantitativement les résultats de la simulation sont très inférieurs à ceux de l'expérience.

Il faut préciser que dans le cas d'un essai d'enfoncement après une contrainte déviatoire élevée et proche de la contrainte à la rupture (1000 KPa, Figure II-3.9), tous les éléments sont plastifiés et le matériau ne manifeste que très peu de résistance à l'enfoncement ; d'autre part, le nombre d'itérations pour le retour sur la surface limite est très élevé (15 à 20 itérations) et cela même pour de très petits incréments : 0.1 % du rapport enfoncement/rayon.

On peut noter également l'apparition de zones de traction et d'une force d'enfoncement négative pour les premiers incréments de charge .

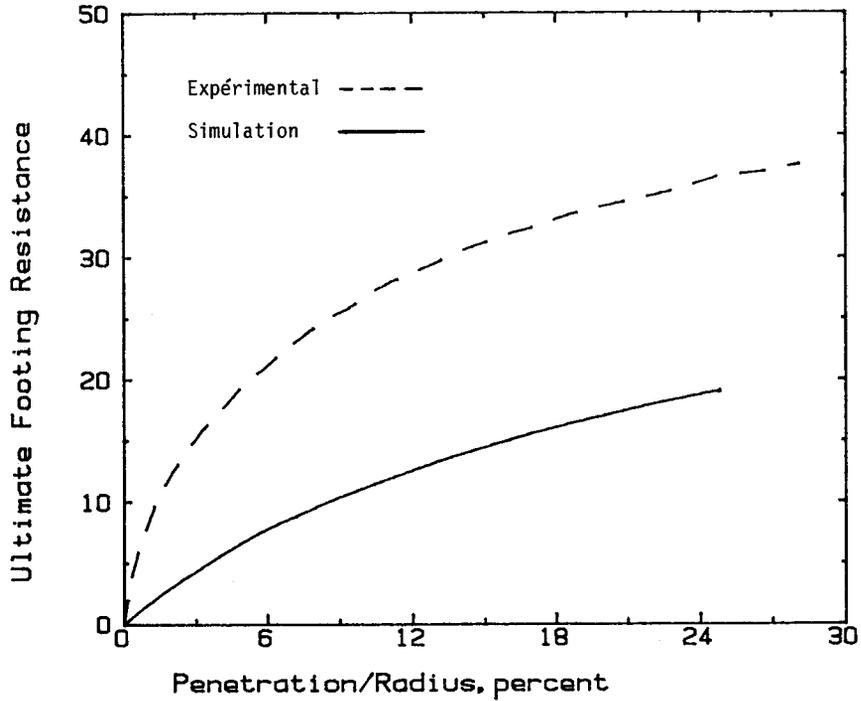


Figure II-3.8 : Simulation d'un essai d'enfoncement dans un sable lâche à déviateur de contrainte initiale de 500 KPa

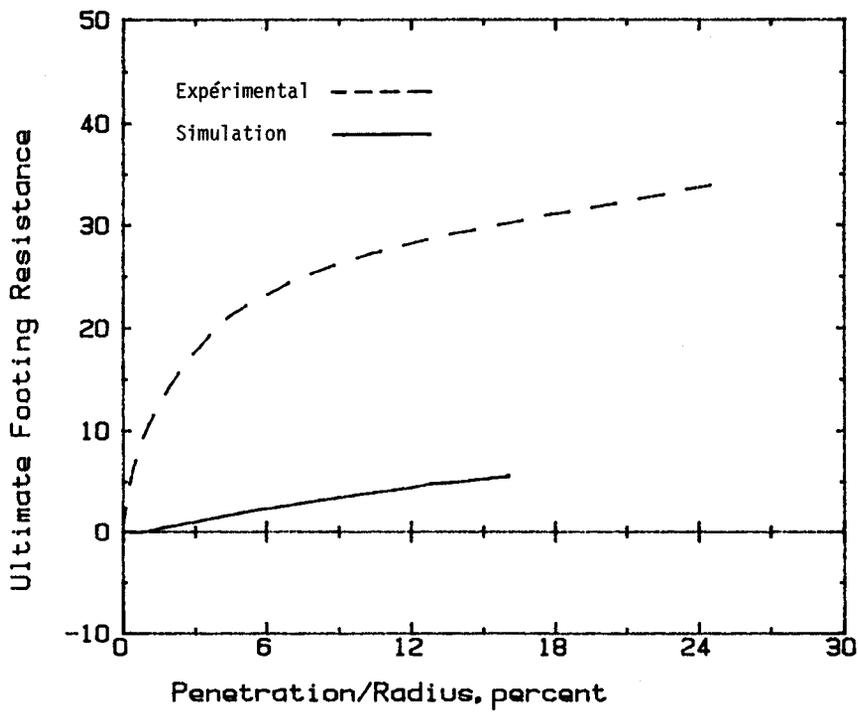


Figure II-3.9 : Simulation d'un essai d'enfoncement dans un sable lâche à déviateur de contrainte initiale de 1000 KPa

II-3.5 Simulation des essais d'enfoncement dans un sable à deux couches

La modélisation des essais d'enfoncement dans un sable à deux couches est réalisée en attribuant à chaque élément dans le maillage les paramètres du modèle de Lade correspondants.

Nous avons simulé les essais à 20 et 50 mm d'épaisseur de la couche dense sous la fondation.

Dans le cas d'une faible épaisseur de la couche dense, le modèle donne des résultats satisfaisants (figure II-3.10), par contre dans le cas d'une épaisseur plus élevée de la couche dense, le modèle sous-estime la force d'enfoncement de la fondation (figure II-3.11).

Figure II-3.10

Simulation d'un essai d'enfoncement dans un sable à deux couches, lâche et dense (couche dense = 20 mm)

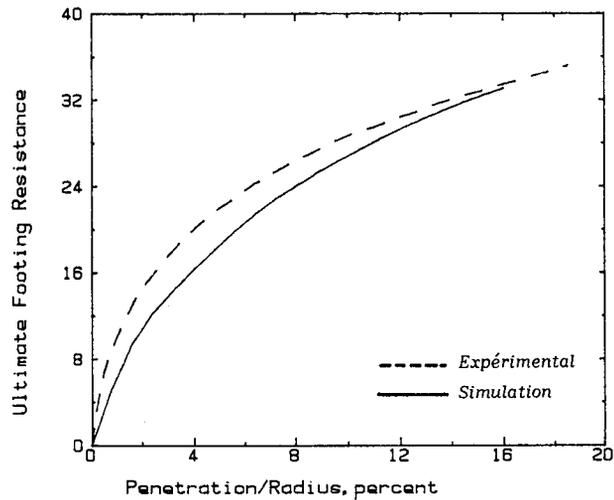
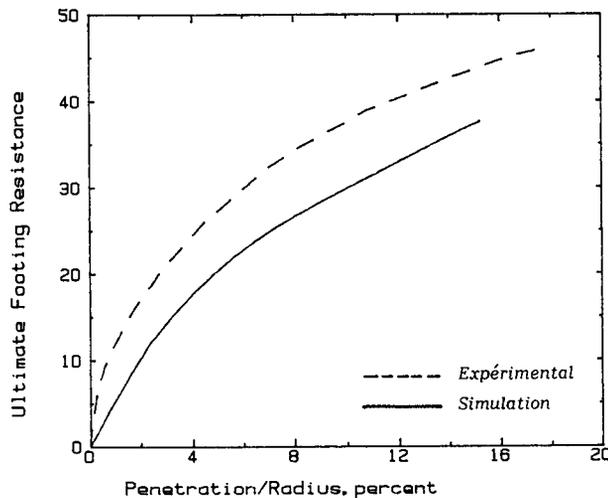


Figure II-3.11

Simulation d'un essai d'enfoncement dans un sable à deux couches, lâche et dense (couche dense = 50 mm)



II-3.6 Travaux effectués sur les essais d'enfoncement: Analyse et réflexion

Au sein du GRECO (groupement d'études coordonnées), le groupe " Validation des modèles sur ouvrages types " a retenu notre expérimentation comme outil de travail pour les membres du groupe. Ainsi plusieurs chercheurs des différents organismes, Mathieu P. (INSA-LYON), Shahrour I. (LGCL), Chau B. (IMG), Méimon Y. (IFP), et Poupart M. (EDF/REAL) ont simulé les essais d'enfoncement en conditions drainées en utilisant différents modèles (Rapport Scientifique du GRECO 1986).

Les résultats des travaux des membres du groupe ont permis de dégager les remarques suivantes :

- * Le maillage doit être très raffiné au bord de l'embase de la fondation de manière à limiter la zone en traction (discontinuité).
- ** Dans l'échantillon, au cours de l'essai d'enfoncement, il se développe sous l'embase des ruptures localisées que les modèles en éléments finis ne prennent pas en compte (figure II-3.12).
- *** Les problèmes de localisation, de déformation ou de surface de discontinuité interviennent de façon plus importante dès que l'on a affaire à un matériau dense, ce qui explique la grande différence obtenue entre les simulations et les résultats expérimentaux pour le sable dense.
- **** La contrainte moyenne générée et le gradient dans le sable au cours de l'essai d'enfoncement sont supérieurs à ceux rencontrés in situ, cela pourrait expliquer que, pour certains modèles, un écart important soit observé entre les simulations et les résultats expérimentaux ; en conséquence, il est nécessaire de définir le domaine d'application des modèles de comportement.

L'analyse des résultats obtenus avec le modèle de Lade nous permet de confirmer les remarques et les réflexions énoncées précédemment, et explique en particulier la différence observée dans les simulations des essais d'enfoncement dans le sable dense et les essais d'enfoncement réalisés après un déviateur de contrainte initiale positif (essai triaxial).

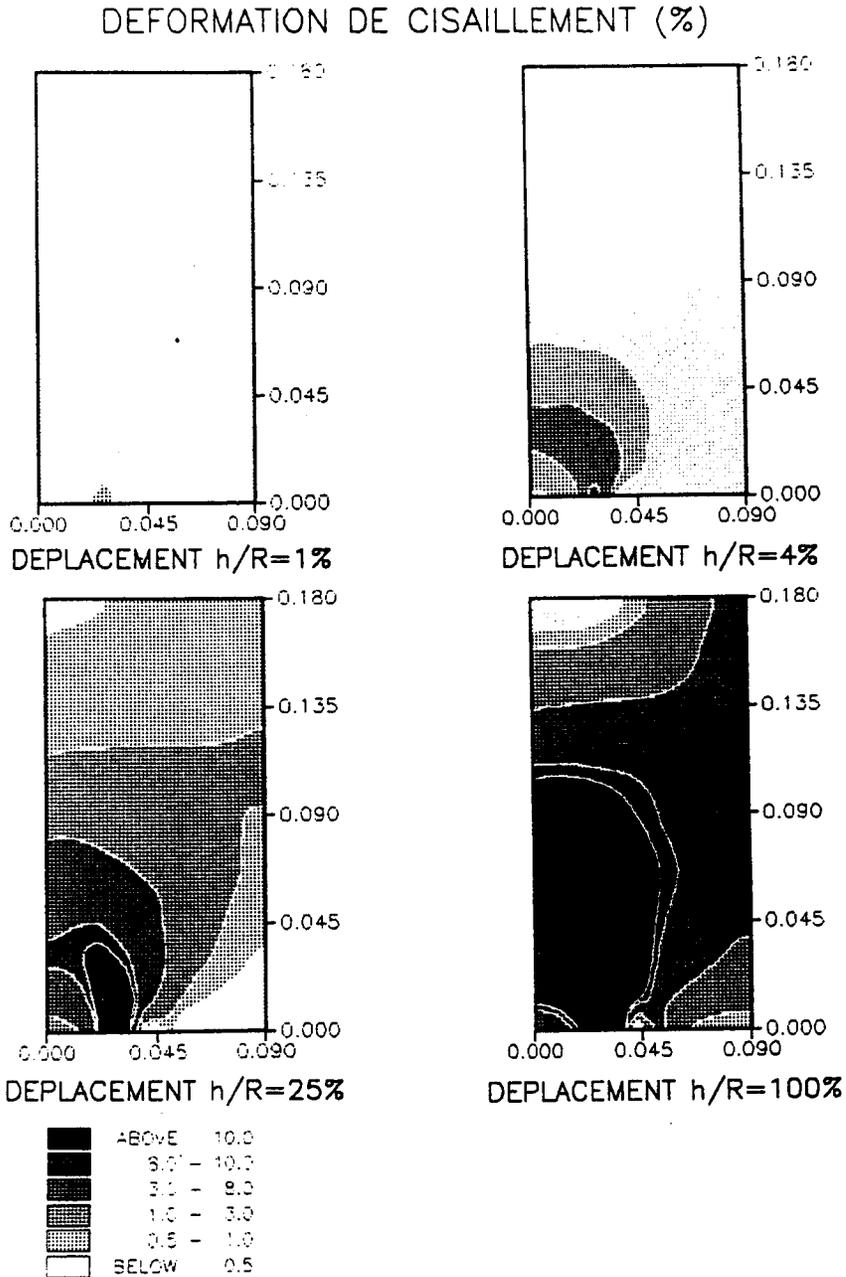


Figure II-3.12 : Cartes d'isovaleurs de la déformation de cisaillement pour différentes valeurs d'enfoncement (Meimon Y. - modèle CYCLADE); sable lâche confiné à 400 KPa .

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Rappel des objectifs visés

L'objectif principal de ce travail était de mettre en place un outil de validation des modélisations sur un problème aux limites. Dans cette perspective il fallait retenir un problème aux conditions limites parfaitement contrôlées. Les essais de fondation superficielle étaient donc à la fois bien adaptés à notre exigence et faciles à mettre en œuvre compte tenu du volume de l'échantillon choisi.

Le cahier des charges que nous nous étions fixés impliquait de pouvoir imposer à l'échantillon de sol, avant enfoncement de la fondation, un chemin de sollicitation complexe drainé ou non drainé reproduisant toute histoire antérieure du matériau. L'expérience a été réalisée autour d'un appareil triaxial de grande dimension en plaçant une fondation circulaire dans l'embase inférieure et en accrochant " la tête supérieure " de la fondation à la presse d'écrasement afin de permettre la réalisation d'essais cycliques .

Principaux résultats de notre recherche

En ce qui concerne les essais proprement dits, une série d'essais triaxiaux classiques a été effectuée sur le sable de Hostun afin d'étalonner notre appareillage.

Nous avons réalisé de nombreux essais d'enfoncement sur le sable de Hostun lâche, moyen et dense pour des histoires antérieures variées, monotones et cycliques . L'ensemble des résultats a été stocké sur disquettes 3 1/2" dans le but de mettre en place une base de données à la disposition des modélisateurs (GRECO-Géomatériaux).

Nous avons constaté que le comportement d'une fondation superficielle était non linéaire et irréversible et que les paramètres de mémoire

les plus significatifs étaient l'indice des vides du matériau et les états d'inversion subis par ce dernier.

Les essais d'enfoncement non drainés sur sable lâche nous ont confirmé que le sol n'est pas liquéfiable si le chargement est complètement en compression et cela correspond bien aux résultats obtenus par Mohkam (1983) sur des chemins homogènes triaxiaux : pour qu'une liquéfaction du sol se produise, il faut effectuer une partie du chemin de sollicitation en extension.

A la lumière de notre étude expérimentale montrant l'importance de l'érouissage isotrope sur le comportement d'une fondation superficielle, nous nous sommes attachés à rechercher un modèle rhéologique du sol prenant, plus particulièrement en compte ce phénomène .

Le modèle retenu a été celui de Lade dont l'érouissage est isotrope, et qui a une forme de surface de rupture ($I1^3/I3 = K$) voisine de celle de Mohr-Coulomb ; les recherches récentes ont en effet indiqué que cette dernière était une bonne représentation du comportement limite du matériau.

Les modélisations numériques conduites avec ce modèle ont montré après comparaison avec les résultats expérimentaux que le modèle simulait correctement les essais d'enfoncement réalisés sur un sable à déviateur de contrainte initiale nul .

Toutefois pour ce qui est des essais d'enfoncement à déviateur de contrainte initiale non nul, la simulation n'a pas été satisfaisante.

Il est à noter que d'autres phénomènes tels que les déformations localisées pouvaient être générés dans notre essai. D'ailleurs, l'existence de déformations localisées (bandes de cisaillement) sous une fondation superficielle a clairement été prouvée par les essais de Tratapel (1977). Des variations de volume dilatantes dans les bandes de cisaillement ont été enregistrées par Desrues (1984). L'instabilité mécanique engendrée dans l'essai sur modèle réduit peut s'expliquer par le phénomène de dilatance (endommagement du matériau), ainsi que par la génération de gradients de déformation en distorsion beaucoup plus importants que ceux de l'essai en vraie grandeur.

Perspectives de développement

La transition entre ce que nous venons d'exposer et les perspectives de développement de notre travail est relativement facile compte tenu des remarques précédentes. Il sera en effet nécessaire d'observer l'évolution du champ de déformation aux contours de l'essai. La méthode la plus simple à l'heure actuelle consiste à réaliser un essai en déformation plane avec mesure du champ de déformation par stéréphotogrammétrie dont Desrues (1984) a été le précurseur pour l'application à la mécanique des sols. Ceci signifie que l'essai devra être modifié pour permettre l'incorporation d'embases carrées et de deux plaques sur les côtés de l'échantillon de sol afin de générer un champ de déformations planes. De par sa conception, la petite chambre de calibration permet d'entrevoir aisément cette évolution sans remettre en cause l'ensemble de l'expérimentation.

La deuxième perspective de développement de notre installation est son application au sol renforcé telle que la colonne ballastée et la géomembrane, notamment pour l'application aux fondations de remblais autoroutiers .

BIBLIOGRAPHIE

Alba P. D., Seed H. B., Chan C. K. (1976), " Sand liquefaction in large-scale simple shear tests ", Jour. of the Geot. Eng., pp. 909-927 .

Albert L. (1981), " The design of shallow foundations in seismic areas ", L'industria Italiana del cemento, no. 11 .

Al-Mukhtar M., Robinet J.C., Shahrour I. (1987), " Analysis of footing behaviour on homogeneous and layered soils ", Int. Conf. on advances in numerical methods in Eng., Theory and applications, NUMETA, 1987, Swansea, U.K. (à paraître) .

Al-Mukhtar M., Robinet J.C., Shahrour I. (1988), " Cyclic penetration tests in calibrated chamber ", First International Symposium on penetration testing, March 20-24 (1988), Orlando, Florida, USA, (à paraître) .

Al-Mukhtar M., (1988), "Penetration tests in calibrated chamber: experimental and numerical analysis", Conference in geotechnology- penetration testing in the U.K., 6-8 July 1988 Birmingham, U.K., (The Institution of civil Engineers), (à paraître) .

Amoros D., Deveaux D., Hernandez R., Martinez J. (1980), " Comportement d'un modèle analogique de fondation sous chargement cyclique ", Journées Universitaires Génie Civil " Mécanique des sols appliquée ", INSA Lyon, pp. 248-262 .

Aubry D., Hujeux J.C., Lassoudiere F., Meimon Y., (1982), " A double memory model with multiple mechanisms for cyclic behaviour of soils ", Proceedings of the Int. Symposium on Numerical models in Geomechanics, Zurich, AA Balkema Edition, pp. 3-13 .

Barbas A., Frank R. (1982), " Utilisation de la méthode des éléments finis en mécanique des sols dans le domaine de l'élastoplasticité ", Rapport de Recherche LPC no. 116 .

Belloti R., Bizzi G., Qhionna V., Jamiolkowski M., Marchetti S., Pasqualni E. (1979), " Preliminary calibration tests of electrical cone and flat dilatometer in sand " VII ECSMFE, vol. 2., Brighton, pp. 195-200 .

Belloti R., Bizzi G., (1982), " Design, construction and use of a calibration chamber " Proceedings of the Second European symposium on penetration testing ", Amsterdam (24-27 mai), pp. 439-446 .

Boucek B., Ferre C., Pardo-Parga D., (1980), "Caractère de la rupture des sols ", Journées Universitaires Génie Civil " Mécanique des sols appliquée", INSA Lyon, pp. 294-310 .

Bouvard D., (1982), " Rhéologie des milieux pulvérulents: Etude expérimentale et identification d'une loi de comportement ", Thèse de D.I., Univ. Sc. et Med. Grenoble .

Brown S., (1974), " Repeated load testing of a granular material ", Jour. of the geot. Eng., GT 7, pp. 825-841 .

Chambon R., (1975), " Application de la méthode des éléments finis et d'une loi rhéologique incrémentale aux calculs de mécanique des sols ", Thèse de D.I., Univ. Sc. et Med. de Grenoble .

Chapman G. A., (1974), " A calibration chamber for field test equipment", ESOPT, vol. 2.2, Stockholm, pp. 59-65 .

Christian J.T., Haggmann A.J., Marr W.A., (1977), " Incremental plasticity analysis of frictional soils", Int. Jour. for Numerical and Analytical methods in Geomech. Vol. 1 pp. 343-375 .

Colliat J. L., Desrues J., Flavigny F., (1986), " Avantages et inconvénients de l'utilisation d'un système d'antifretage dans l'essai triaxial de compression ", Rev. Franc. de Géotch. no. 34, pp 41-55 .

Compte-Rendu du Séminaire " Matériaux et structures sous chargement cyclique", (28-29 sept 1978), Paris, Ecoles Polytechnique et Ponts et Chaussées .

Dafalias, Herrmann L. R., (1982), " Bounding surface formulation of soil plasticity", in Soils Mechanics - Transient and Cyclic Loads, Ed. G.N. Pande and O.C. Zienkiewicz, pp. 253-282 .

Darve F., Boulon M., Chambon R., (1978), " Loi rhéologique incrémentale des sols", Jour. de Méca. Vol. 17 no. 5, pp. 679-716 .

Desrues J., (1984), " La localisation de la déformation dans les matériaux granulaires ", Thèse de Docteur es Science, Univ. Sc. et Méd. de Grenoble .

Desai C.S., Phan H.V., Sture, (1981), " Procedure, selection and application of plasticity models for a soil", Int. Jour. for Numérical and Analytical méthodes in geomech. Vol. 5, pp. 295-311 .

De Beer E.E., Vesic A.B.,(1958), " Etude expérimentale de la capacité portante du sable sous des fondations directes établies en surface ", Annales des Travaux Publics de Belgique 59, pp. 5-58 .

Dhatt G., Touzot G., (1984), "Une présentation de la méthode des éléments finis", Col. UTC, Maloine S.A. Editem (Paris) .

Duncan J., Chang C.Y., (1970), "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", Jour. of soil mecha. and Found. SM 5, Vol. 96, pp. 1629-1653 .

Dunand M., (1981), "Etude expérimentale du comportement des fondations soumises au renversement", Thèse de D.I., Univ. Sc. et Med. et INP Grenoble .

El-Hakim A., Raymond J.P., (1982), "Repeated loading of footings on sand overlying compressible bases", IUTAM, Conf on Deform and failure of Granul. Materials, Delft .

Evgin E., Eisenstein Z., "Re-evaluation of work hardening model", Application of plasticity and stress-strain Geotechnical Eng. R.N. Young and E.T. Selig Ed. pp. 226-239.

Gioda G., Donato O., (1979), " Elastic-plastic analysis og geotechnical problems by mathematical programming ", Int. Jour. for numerical and analytical methods in Geomech. Vol. 3, pp. 381-401 .

Giroud J.P., (1975), "Tassement et stabilité des fondations superficielles", Collect: Cours et méthodes: Mécanique des sols, tome 1, Presses Univ. de Grenoble .

Giroud J.P., (1978), "Recherches françaises sur les fondations superficielles" (1969-1976) Bull. liaison Pont. Chauss. no. 95, pp. 21-30 .

GRECO (Groupement d'études coordonnées) " Rhéologie des Géomatériaux", (1986), Rapport Scientifique , Groupe " Méthodologie pour la validation des modèles sur ouvrages-types" pp. 321-354 .

Griffiths D.V., (1982), "Computation of bearing capacity factors using finite elements" Geotech. 32, no.3, pp. 195-202 .

Griffiths D. V., (1982), "Computation of bearing capacity on layered soils", 4th Int. Conf. on numerical methods in geomechanics, Edmonton, Vol. 1 , pp. 163-169 .

Gudehus G. (1979), " A comparison of some constitutive laws for soils under radially symmetric loading and unloading ", Proc. 3rd INT CONF. on Numerical Methods in Geomech., Aix-la-Chapelle, Vol. 4, pp. 1309-1323 .

Habib P., (1986), " Conditions de formation des surfaces de glissement", Rev. Franç. de Géotech. no. 34, pp. 5-15 .

Hanna A.M., Meyerhof G.G., (1979), "Ultimate bearing capacity of foundations on a three-layer soils with special reference to layered sand ", Canadian Geotech.Jour. no 16, pp. 412-414 .

Hanna A.M., Meyerhof G.G., (1980), "Design charts of ultimate bearing capacity of fondations on sand overlying soft clay", Canadian Geotech., J. 17, pp. 300-303

Hettler A., Gudehus G., Vardoulakis I., (1982), "Stress-strain behaviour of sand in triaxial tests", Int. Workshop on constitutive relations for soils, Grenoble, pp 55-66.

Hill R. (1950), " The mathematical theory of Plasticity ", Clarendon Press. Oxford (G.B.).

Ishibashi I., Sherif M.A., Cheng W.L., (1980), " Soils and fondations", Vol 22, no 1, Jap. Soc. of soil Mech. and Found. Eng. pp. 39-48 .

Jardine R.J., Symes M.J., Burland J.B., (1984), "The measurement of soil stiffness in the triaxial apparatus", Geotech. 34, no. 3, pp. 323-340 .

Kalev I., Gluck J., (1977), " Finite element analysis for cyclic plasticity", Jour. of the Eng. mech., Vol. 103, EM. 1 .

Katchanov L. (1975), " Eléments de la théorie de la plasticité " Edition Mir, Moscou.

Lade P.V., Duncan J.M., (1975), " Elastoplastic stress- strain theory for cohesionless soil", Jour. Geotech. Eng., ASCE, Vol 101, GT. 10, pp. 1037-1053 .

Lade P.V., Duncan J.M., (1976), "Stress-path dependent behavior of cohesionless soil", Jour. of the Geot. Eng., ASCE, Vol 102, GT 1, pp 51-68 .

Lade P.V., (1977), " Elasto-plastic stress- strain theory for cohesionless soil with curved yield surface", Int. Jour. Solids Structures, Vol. 13, pp. 1019-1035 .

Lade P.V., Oner M., (1986), " Elasto-plastique stress- strain model, Parameter evaluation and predictions for dense sand", Conf. Int. on Num. methods, Canada

- Lade P.V., (1987),** " Behavior and plasticity theory for metals and frictional materials" Constitutive laws for Eng. Materials : theory and applications, C.S. Desai et al. Editors pp. 327-334 .
- Lambe T.W., Whitman R.V., (1969),** " Soils Mechanics", M.I.T, Wiley Eastern University Edition New-Delhi .
- Lanier J.,** "Déformation d'un échantillon de sable sur chemins de contrainte isotrope et triaxiaux de révolution : influence de l'histoire ", Revue Française de Geotech., no. 20, pp. 21-29 .
- Lassoudiere F., (1984),** " Modélisation du comportement des sols sous sollicitation cyclique" , Thèse de D.I. , Ecole Centrale des Arts et Manufactures .
- Loret B., (1981),** " Formulation d'une loi de comportement élastoplastique des milieux granulaires ", Thèse de D.I., Ecole Nationale des Ponts et Chaussées .
- Mandel J. (1966),** " Mécanique des milieux Continus " Edition Gauthier - Villars, Paris.
- Martin R.G., Liam Finn W.D., Bolton Seed H. (1975),** " Fundamental of liquefaction under cyclic loading" Jour. of Geot. Eng., GT. 5, pp. 423-438 .
- Martinez J.** " Contribution au dimensionnement des chaussées souples, Comportement des matériaux et méthodes de calcul", Thèse de D.I., INSA de Rennes .
- Masson X., (1979),** " Comportement d'une fondation sous sollicitations cycliques", Thèse de D.I., Conservatoire Nationale des Arts et Métiers .
- Matar M., Salençon J.,** " Capacité portante des semelles filantes ", Revue Française de Geotech., no. 9, pp. 51-75 .
- Meyerhof G.G., Hanna A.M., (1978),** " Ultimate bearing capacity of fondations on layered soil under inclined loading", Canadian Geotech., Jour. 15, pp. 565-572 .
- Milovic D.M., (1982),** " Stresses and displacements produced by various shapes of foundation" , Inter. Symposium on Num. Models in Geomech., Zurich, pp. 721-731 .
- Mir-Emarati S.D., (1969),** " Pression interstitielle dans les milieux poreux", Thèse de D.I., Faculté des Sc. de l'Univ. de Paris .
- Mohkam M., (1983),** " Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargements cycliques", Thèse de D.I., Univ. Sc. et Med. et INP de Grenoble
- Molenkamp F., (1982),** " Quality of lubrication of end platens membrane penetration and bedding error", Int. Workshop on constitutive relations for soils, Grenoble, pp. 91-93 .
- Monnet J., (1983),** " Determination d'une Loi de Comportement des sols en écrouissage et en plasticité parfaite et utilisation par la méthode des éléments finis ", Thèse d'Etat es Sciences à L'Université de Claude Bernard - Lyon .
- Mroz Z., Norris V.A., Zienkiewicz O.C., (1981),** "An anisotropic, critical state model for soils subject to cyclic loading ", Geot. 31, no. 4, pp. 451-469 .

- Nayak G.C., Zienkiewick O.C., (1972)**, "Elastoplastic stress analysis. A generalization for various constitutive relations including strain softening ", *Int. Jour. for numerical methods in Eng.*, Vol. 5, pp. 113-135 .
- Neuhaus D., (1973)**, " Etude expérimentale d'un modèle de pieu dans un sol cohérent ", Thèse de D.I., Univ. Sc. et Med. de Grenoble .
- Ochiai H., Lade P.V., (1983)**, "Three- Dimensional behavior of sand with anisotropic fabric" *Jour. of Geot. Eng.*, Vol. 109, no. 10, pp 1313-1328 .
- Oda M., (1981)**, " Anisotropic Strength of cohesionless sands", *Jour. of Geot. Eng.*, GT. 9, pp. 1219-1231 .
- Ofoegbu G.I., Curran J.H., (1987)**, " The deformation of sands. A re-examination of the applicability of the normality rule", *Constitutive laws for engineering materials : Theory and applications*, C.S. Desai et al. Editors, pp. 437-445 .
- Olivari G., Sidoroff F., (1980)**, " Description du comportement des sols pulvérulents soumis à des sollicitations complexes à l'aide d'un modèle rhéologique", *Jour. Univ. de Génie Civil: "Méca. des sols Appliq."*, pp. 98-116 .
- Owen D.R.J., Hinton E. (1980)**, " Finite elements in plasticity : Theory and Practice" Pitiridge Press limited , Swansea,UK
- Poorooshasb H.B., Holubec I., Sherbourne A.N., (1966)**, " Yielding and Flow of sand in Triaxial Compression : Part I, *Canadian Geot. Jour.*, Vol. 3, No. 4, pp. 179-190 .
- Poorooshasb H.B., Holubec I., Sherbourne A.N., (1967)**, " Yielding and Flow of sand in Triaxial Compression : Parts II and III ", *Canadian Geot. Jour.*, Vol. 4, No. 4, pp. 376-397 .
- Poorooshasb H.B., Pietrusczak S., (1986)**, "A generalized flow theory for sand", *Soils and foundations*, Vol. 26, no. 2, *Jap. Soc. of Soil Mecha. and Found. Eng.*, pp. 1-15 .
- Potts D.M., Gens A., (1985)**, " A critical assessment of methods of correcting for drift from the yield surface in elastoplastic finite element analysis", *Inter. Jour. for Num. and Analys. methods in Geomech.*, Vol. 9, pp. 149-159 .
- Prevost J.H., Høeg K., (1975)**, " Effective stress-strain strenght model for soils", *Jour. of the Geot. Eng.*, GT. 3, pp. 259-278 .
- Procter D.C., Khaffaf J.H., (1982)**, " Use of cyclic element tests to assess scale models", *Jour. of the Geot. Eng.*, GT. 9, pp. 1119-1132 .
- Raymond G.P., El Komos F., (1978)**, " Repeated load testing of a model plane strain footing" *Can. Geot. Jour.*, Vol. 15, pp. 190-201 .
- Robinet JC., (1980)**, " Loi rhéologique en écriture incrémentale. Application aux sols et au béton." Thèse D. es. Sc. Phys., Univ. Sc. et Med. de Grenoble .
- Rosoe K.H., Basset R.H., Cole E.R., (1967)**, " Principal Axes observed during simple shear of sand ", *Proceeding of the Geot. CONF.*, Oslo, Vol. 1, Norwegian Geotechnical Institute, pp. 231-237 .
- Roscoe K.H., (1970)**, " The Influence of strains in Soil Mechanics ", Tenth Rankine Lecture, Published in *Geotechnique*, Vol. 20, NO. 2, pp. 129-170 .

- Salençon J. (1974)**, " Théorie de la plasticité pour les applications à la mécanique des sols ", Eyrolles- Paris .
- Salençon J. et Halphen (1980)**, " Cours de calcul des Structures anélastiques : élasto-plasticité 1 ", Ecole Nationale des Ponts et Chaussées .
- Save M., Massonet C.E., (1972)**, " Plastic analysis and design of plates, shells and disks", North- Holland Publishing Company .
- Selig E.T., Chang C.S. (1981)**, " Soil failure modes in undrained cyclic loading", Jour. of the Geot. Eng., Vol. 107, GT. 5, pp. 539-551 .
- 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 D.I., Ecole Nationale des Ponts et Chaussées .
- Shahrour I., Robinet J.C., Al-Mukhtar M., (1986)**, " Validation of some soils constitutive models on footing tests in calibrated chambers ", European Conference on numerical methods in Geomechanics, Vol 2, Stuttgart, RFA
- Shahrour I., Robinet J.C., Al-Mukhtar M., (1987)**, " Simulation of penetration Tests in calibrated chamber- Application on validation of some constitutive soils models ", International Conference on computational Plasticity, Barcelona, Spain, 6-10 April 1987
- Shibata T., Sekiguchi H., Yukioto H., (1982)**, " Model test and analysis of negative friction acting on piles", Soils and Foundations, Vol. 22, no. 2, Jap. Soc. of Soil Mechac. Found. Eng. pp. 29-39 .
- Sikali F., Bacot J., Kengnjisu M.E., (1980)**, " Détermination d'un modèle rhéologique pour une latérite compactée par des essais simples de laboratoire", Journées Univ. Gen. Civ. Meca. des sols appliq., INSA de Lyon, pp. 154-172 .
- Siriwardane H.J., Desai C.S., (1981)**, " Implantation of some constitutive laws for three and two-dimensional analysis", pp. 479-498 .
- Siriwardane H.J., Desai C.S., (1983)**, " Computational procedures for non-linear three-dimensional analysis with some advanced constitutive laws", Inter. Journ. for numer. and anal. methods in Geot., Vol. 7, pp. 143-171 .
- Skempton (1954)**, " The pore pressure coefficients A and B ", Geot. NO.4, pp. 143-147.
- Smolczyk U., (1982)**, " Use of non-linear constitutive soil models in engineering practice some personal experiences", Inter. Symp. on Num. models in Geomech., Zurich, pp. 535-547 .
- Symes J.P., Gens A., Hight D.W., (1984)**, " Undrained anisotropy and principal stress rotation", Geot. 34, no. 1, pp. 11-27 .
- Tadjbakhsh S., (1984)**, " Etude par la méthode des éléments finis du comportement élastoplastique de sols dilatants. Application aux pieux sous charge axiale", Thèse de D.I., Ecole Nationale des Ponts et Chaussées .
- Tatsuoka F., Ishihara F., (1974)**, " Drained deformation of sand under cyclic stress reversing direction", Jap. Soc. of Soil Mecha. and Foud. Eng., Soils and Found. Vol 14 no3

- Terzaghi K., (1943)**, " Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons Comp., New York .
- Toki Shosuke, Kitago Shigeru, (1974)**, " Strenght- characteristics of dry sand subjected to repeated loading", Soils and Foundations Vol. 14, no. 3, Jap. Sc. of Mec. and Found. Eng
- Tratapol G. (1977)**, " Contribution à l'étude du comportement mécanique d'un milieu analogique bidimensionnel ", Thèse de D.I., Univ. Sc. et Med. de Grenoble .
- Truong D.M., Magnam JP., (1977)**, " Application des modèles élastoplastiques de l'Université de Cambridge au calcul du comportement d'un remblai expérimental sur sols mous", rapport de recherche LPC no. 74 .
- Tschebotariouff G.P., (1951)**, " Soil Mechanics, foundations and earth structures", Inter. Student Edition , Mac. Graw-Hill Book Com. New-York .
- Vermeer P.A., (1978)**, " A double hardening model for sand", Geot. 28, no. 4, pp.413-433 .
- Vésic A.S., (1969)**, " Effects of scale and compressibility on bearing capacity of surface foundations", 7th Int. Conf. on Soil Mecha. and Found. Eng., Mexico City, Vol 3, pp 270 272
- Vésic A.S. (1975)**, " Bearing capacity of shallow foundations", Foundation Engineering Handbook, pp. 121-147 .
- Veismanis A., (1974)**, " Laboratory Investigation of electrical friction cone penetrometers in sand", ESOPT, Vol. 22, Stockholm .
- Woods R., Henke R., (1981)**, " Seismic Techniques in the laboratory", Jour. of the Geot. Eng., GT. 10, pp. 1309-1325 .
- Young A.G., Kraft L.M., Focht J.A., (1976)**, " Geotechnical considerations in foundation design of ohshore gravity structures", Jour. of Petroleum Technology .
- Young R.R.,(1982)**, " A three-dimensional effective stress model for cyclicly loaded granular soils", Thèse PH.D. Univ. of California, Berkeley, USA
- Zienkiewicz O.C., (1971)**, " The finite element method in engineering science", Ed. Mac Graw-Hill .
- Zienkiewicz O.C., Humpheson C., Lewis R.W., (1975)**, " Associated and non-associated viscoplasticity and plasticity in soils mechanics", Geot. 25, no. 4, pp. 671-689 .
- Zienkiewicz O.C., (1980)**, " Constitutives laws and numerical analysis for soil foundations under static, transient or cyclic loads", Depart. of Civ. Eng., Univ. of Swansea, Swansea' SA 2 8 PP, UK .
- Zienkiewicz O.C., Pastor M., (1987)**, " A general model for sand / soil Behaviour", Constit. Laws for Eng. Mater. Theory and Application, C.S. Desai et al. Editors, pp. 261-273 .



**ETUDE EXPERIMENTALE ET MODELISATION DU COMPORTEMENT
DES FONDATIONS SUPERFICIELLES SOUS SOLLICITATIONS MONOTONES ET CYCLIQUES**

Muzahim AL-MUKHTAR

RESUME

Le développement de nombreux modèles rhéologiques ces dernières années, ajouté au fait que ces modèles ont surtout été validés sur des essais homogènes nous a amenés à proposer un outil de validation à partir d'essais réalisés sur des chemins de sollicitation complexe.

La partie expérimentale de cette étude présente les différentes composantes de l'appareillage d'essais conçu et mis au point, ainsi que le mode opératoire et les mesures effectuées. Des essais d'enfoncement monotone et cyclique, avec une histoire antérieure variée (monotone ou cyclique), dans les deux conditions drainée et non drainée ont été réalisés. Ces essais font l'objet d'une description, d'une analyse et les capacités portantes limites obtenues sont comparées avec celles des fondations superficielles calculées grâce aux méthodes analytiques. Les essais d'enfoncement cyclique nous ont permis de mettre en évidence le type d'écrouissage le plus significatif : l'écrouissage isotrope.

La partie modélisation décrit le modèle élasto-plastique choisi en fonction des résultats expérimentaux obtenus et de l'étude menée sur les modèles rhéologiques élasto-plastiques : le modèle de Lade. La méthodologie de détermination des paramètres et le rôle de ceux-ci sur la simulation sont également présentés. Le modèle est ensuite introduit dans un code de calcul par éléments finis. L'analyse des résultats de la simulation et de ceux des membres du groupe " Validation sur ouvrage type" du GRECO - Géomatériaux pour qui nos essais servent d'outil de validation, a montré notamment que les modèles rhéologiques actuels devraient prendre en compte les phénomènes de ruptures localisées et que leur domaine d'application devrait être défini.

Mots Clés

Essais, Sable, Fondation superficielle, Sollicitation monotone, Sollicitation cyclique, Simulation, Modèle rhéologique