

50376
1991
120

67 288

n° d'ordre : 732

50376
1991
120

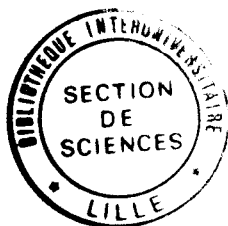
THESE de DOCTORAT
présentée à
l'Université des Sciences et Techniques de Lille

Spécialité
GENIE CIVIL

TITRE

**METHODOLOGIE POUR LA VALIDATION DES
MODELES DES GEOMATERIAUX - APPLICATION
AUX MODELES ELASTOPLASTIQUES DES SOLS**

par
CHEHADE Walid



Soutenu le 19 Juin 1991 devant le jury composé de :

MM. CAMBOU B.
HENRY J.P.
MEIMON Y.
NOVA R.
I. SHAHROUR

Ecole Centrale de Lyon
EUDIL - USTL
Institut Français du Pétrole
Politecnico-Milan
Institut Industriel du Nord

Rapporteur
Président

Rapporteur

Avant - propos

Le travail présenté dans cette thèse a été conduit au Laboratoire de Mécanique de Lille - Département Sols & Structures à l'I.D.N.

Il m'est difficile d'exprimer en quelques mots, ma profonde reconnaissance envers Monsieur I. Shahrour, professeur à l'Institut Industriel Du Nord et directeur du département Sols & Structures, qui a assuré la direction de cette thèse. Il a veillé en permanence à la cohérence et à la continuité du présent travail et m'a fait profiter avec patience de ses connaissances et ses expériences pour mettre à jour cette thèse.

Monsieur R. Nova, Professeur à " Politecnico di Milano " , a bien voulu accepter avec gentillesse, en dépit de ses charges multiples, d'être rapporteur de ce travail et de se déplacer de Milan pour participer à la soutenance de cette thèse. Qu'il trouve ici l'expression de ma grande gratitude.

Monsieur le professeur B. Cambou à l'Ecole Centrale de Lyon a accepté de participer au jury et d'en être rapporteur. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

Je remercie également Monsieur Y. Meimon, de l'Institut Français du Pétrole, qui a accepté de participer au jury et qui m'a fait profiter de ses expériences au cours de nos contacts dans le cadre du Greco-Géomatériaux.

Monsieur le professeur J.P. Henry m'a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury. Je lui en suis profondément reconnaissant.

Enfin ces remerciements ne sauraient être complets si je n'y incluais pas tous ceux, collègues et amis, qui m'ont apporté leur soutien au cours de ces années de thèse. Je citerai en particulier : L. Lancelot, B. Bencheikh, S. Khaddaj, H. Hocini, F. Eiselt, E. Pruchnicki. Qu'il me soit permis enfin d'adresser une pensée particulière à ma famille pour son affection et sa patience.

Je remercie également Madame F. Henry qui a assuré la frappe de ce mémoire.

SOMMAIRE

Résumé	
Abstract	
Notations	

CHAPITRE I : 1

Méthodologie et outils de validation des modèles

I Introduction	2
II Validation des modèles sur chemins homogènes	4
II.1 Démarche	4
II.1.1 Validation sur des essais	4
II.1.2 Validation théorique	5
II.2 "MICVAL" : Programme sur micro-ordinateur pour la validation sur chemins homogènes	8
II.2.1 Le logiciel de calcul et de traitement de données	8
II.2.2 La banque de données	8
II.2.3 La bibliothèque des modèles	13
III Validation des modèles sur ouvrages	14
III.1 Motivation	14
III.2 Validation sur fondation superficielle	15
III.3 Etude des effets numériques	19
III.4 Outils de validation	20

CHAPITRE II : 22

Application de la méthodologie de validation au modèle de Nova

I Introduction	23
II Présentation du modèle	24
II.1 L'élasticité dans le modèle	24
II.2 La plasticité dans le modèle	25
II.2.1 Potentiel de plasticité	25
II.2.2 Surface de charge	27
II.2.3 Fonction d'écroutissage	28
II.3 Détermination des paramètres du modèle	29
II.3.1 Paramètres élastiques (E_0 , n , ν)	29
II.3.2 Les paramètres plastiques	29

III Validation du modèle sur des chemins homogènes	32
III.1 Validation sur des essais	32
III.1.1 Essais de Mohkam	33
III.1.2 Essais de Chehade	36
III.1.3 Essais de Yamada et Ishihara	40
III.1.4 Essais du Workshop de Cleveland	43
III.2 Validation théorique du modèle de Nova	50
III.2.1 Etude de sensibilité du modèle	50
III.2.2 Etude du modèle sur des chemins particuliers	52
IV Validation du modèle sur des ouvrages	55
IV.1 Essais d'Al-Mukhtar	55
IV.1.1 Maillage et conditions aux limites	55
IV.1.2 Essais d'enfoncement après consolidation isotrope	56
IV.1.3 Essais d'enfoncement après un chemin triaxial	56
IV.1.4 Etude paramétrique	57
IV.2 Essais d'embase en centrifugeuse	60
IV.2.1 Essais sur sable moyen	60
IV.2.2 Essais sur sable dense	66
IV.3 Etude paramétrique	68
IV.3.1 Effet de la perturbation des paramètres	69
IV.3.2 Effet de l'ordre d'intégration numérique	70
IV.3.3 Effet de la discrétisation du domaine	72
IV.3.4 Effet de l'élasticité du sol	72
IV.3.5 Effet de la modélisation des conditions aux limites	72
IV.3.6 Effet du mode de chargement	72
V Conclusion	75

CHAPITRE III : 76

Développement et validation d'une loi de comportement simple pour les milieux granulaires sous chargement monotone

I Introduction	77
II Présentation du modèle	78
II.1 La partie élastique du comportement	80
II.2 Surface de charge	81
II.2.1 Méthode basée sur la théorie	81
II.2.2 Méthode basée sur l'expérience	81

II.2.3	Equation de la surface de charge	82
II.2.4	Règle d'érouissage	83
II.2.5	Modélisation du phénomène de radoucissement	84
II.2.6	L'angle de frottement	85
II.3	Relation d'écoulement	86
II.4	Recapitulatif des équations du modèle	87
II.5	Etude des paramètres du modèle	89
II.5.1	Détermination des paramètres	89
II.5.2	Etude de l'influence de l'incertitude sur les paramètres du modèle	92
III	Validation du modèle sur des essais homogènes	96
III.1	Essais de Yamada et Ishihara	96
III.2	Essais du Workshop de Cleveland	99
III.2.1	Sable d'Hostun	99
III.2.2	Sable de Reid Bedford	101
IV	Validation du modèle sur des ouvrages	106
IV.1	Essais d'Al-Mukhtar	106
IV.1.1	Essais d'enfoncement après consolidation isotrope	106
IV.1.2	Essais d'enfoncement après un chemin triaxial	107
IV.2	Essais d'embase en centrifugeuse	107
IV.2.1	Essais sur sable moyen	107
IV.2.2	Essais sur sable dense	109
IV.3	Etude paramétrique	109
IV.3.1	Effet de la perturbation des paramètres	112
IV.3.2	Effet de la discrétisation du domaine	114
IV.3.4	Effet de l'ordre d'intégration	114
V	Synthèse	116

CHAPITRE IV : 117

Etude des chemins de contraintes et de déformations parcourus sous fondation superficielle

I	Introduction	118
II	Etude de l'homogénéité des contraintes	119
III	Analyse des chemins dans le massif	121
III.1	Chemins parcourus sous la partie centrale de la fondation	121
III.2	Chemins parcourus sous le coin de la fondation	124
III.3	Chemins parcourus au voisinage du bord de la fondation	124
III.4	Chemins parcourus à l'intérieur du massif	124
IV	Conclusion	128

CONCLUSION	129
BIBLIOGRAPHIE	131

RESUME

Dans le calcul des grands ouvrages en géotechnique (barrages, tunnels, fondations des plates formes, fondations des ponts,...), les ingénieurs se trouvent confrontés à la difficulté du choix du modèle rhéologique "approprié" pour la prédiction du comportement des géomatériaux. En effet de nombreux modèles ont été proposés pour les géomatériaux, mais sans définition claire de leur domaine d'application ou de validité.

Le présent travail a été réalisé dans le cadre du groupe "validation sur ouvrages types" du Greco-Géomatériaux. Il a pour but de définir une méthodologie et de développer des outils pour définir le domaine de validité des modèles. Il comporte quatre chapitres:

Dans le premier, nous présentons, d'une part, la méthodologie suivie pour la validation des modèles, et, d'autre part, les outils informatiques développés et les essais en laboratoire et sur ouvrages recensés pour l'application de cette méthodologie.

Le deuxième chapitre porte sur l'application de la méthodologie proposée à la validation du modèle de Nova. Cette étude comporte des comparaisons avec des essais réalisés en laboratoire ou en centrifugeuse et des tests théoriques et de sensibilité.

Dans le troisième chapitre, nous proposons, à partir des observations en laboratoire, une formulation d'un modèle élastoplastique destiné aux milieux granulaires sous chargement monotone. La méthodologie de validation est appliquée pour l'étude du domaine de validité de ce modèle.

Dans le dernier chapitre, nous présentons une étude de la classification des chemins de contraintes et de déformations parcourus dans un massif de fondation.

Mots-clés : Validation, modèles rhéologiques, comportement, plasticité, éléments finis, matériaux granulaires, fondations.

ABSTRACT

A Methodology for the validation of geomaterial constitutive laws - Application to elastoplastic models for soils.

For the design of major geotechnical works such as dams, tunnels, platforms and bridge foundations, engineers often face problems in the choice of the appropriate rheological model for the prediction of the behaviour of geomaterials. Indeed, many models have been proposed without a clear definition of their domain of validity.

The present study has been carried out in the framework of the "validation sur ouvrages types" group of the "Greco-Géomatériaux". It aims at defining a methodology and at developing tools for the definition of the domain of validity of constitutive models. The study includes four chapters:

In the first chapter, the methodology is presented for the validation of models, together with the numerical and computing tools which were developed.

The second chapter deals with the application of this methodology to the validation of Nova's model.

In the third chapter, a new elasto-plastic model based upon experimentally observed phenomena is proposed for granular materials under monotonic loading.

In the last chapter, a classification of stress and strain paths under a foundation massif is presented.

NOTATION

σ_{ij}	- Composante du tenseur de contraintes
$P = (\sigma_{ij}) / 3$	- Premier invariant de contraintes
$S_{ij} = \sigma_{ij} - P \delta_{ij}$	- Composante du tenseur de contrainte déviatoire
$J_2 = (S_{ij} S_{ij}) / 2$	- Deuxième invariant de contraintes dévatoires
$J_3 = (S_{ij} S_{jk} S_{ki}) / 3$	- Troisième invariant de contraintes dévatoires
$\sigma_I, \sigma_{II}, \sigma_{III}$	- Contraintes principales
τ	- Contrainte de cisaillement
$q = \sigma_1 - \sigma_3$	- Déviateur de contrainte pour un essai triaxial
$Sd1$	- Premier invariant de contrainte
ϵ_{ij}	- Composante du tenseur des déformation
$Epsv = \epsilon_{ii}$	- Déformation volumique
$e_{ij} = \epsilon_{ij} - (Epsv * \delta_{ij}) / 3$	- Composante du tenseur de déformation déviatoire
$Epsd = \sqrt{2/3} (e_{ij} e_{ij})$	- Deuxième invariant de déformation déviatoire
$Epsa$	- déformation axiale
$b = (\sigma_2 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)$	- Rapport des contraintes ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$)

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_x)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2}$$

$$\sin(3\theta) = \frac{3\sqrt{3} J_3}{2 J_2^{1,5}} \quad - \frac{\pi}{6} < \theta < \frac{\pi}{6} \quad \theta \text{ est l'angle de Lode}$$

$$Sd2 = \sqrt{\frac{1}{3} [(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2]}$$

U
F
d
R
D
S

- Pression interstitielle
- Force résistante à l'enfoncement de la fondation
- Enfoncement de la fondation
- Rayon de la fondation
- Diamètre de la fondation
- Aire de la fondation

INTRODUCTION GENERALE

De nombreux travaux de recherche ont été consacrés, ces dernières années, à la formulation des modèles rhéologiques pour les géomatériaux. Ils ont permis l'élaboration, à partir de différents concepts, d'un grand nombre de modèles dont certains ont été introduits dans des codes de calcul et utilisés pour le dimensionnement d'ouvrages. Cependant, compte tenu du nombre important de modèles proposés, les ingénieurs se trouvent confrontés à un délicat problème: celui du choix du " modèle approprié " pour la prédiction du comportement des grands ouvrages. Ce problème se complique davantage par le fait que les modèles proposés sont souvent présentés avec un nombre limité de tests de vérification.

Si l'on admet qu'idéalement, une bonne loi de comportement devrait être capable de décrire tous les chemins de sollicitations que l'on peut rencontrer dans la réalité, il faut bien reconnaître que, dans la pratique, seuls quelques uns de ces chemins sont inventoriés et seuls les chemins les plus simples ont pu être reproduits en laboratoire jusqu'à maintenant. Il est donc nécessaire de compléter la validation sur des essais homogènes réalisables en laboratoire par une validation sur ouvrages types (fondation, pieux, mur de soutènement,...). Cette validation doit conduire à la réalisation d'un dossier qui permette de connaître les capacités et les limites des modèles dans le calcul d'un ouvrage donné.

Conscient de cette nécessité de la validation des modèles sur ouvrages types, le Gréco-géomatériaux a créé le groupe " Validation des modèles sur ouvrages types ". Ce groupe s'est fixé comme objectif la détermination d'une méthodologie pour la validation des modèles des sols et des roches, le développement des outils nécessaires à la validation (logiciels de validation et d'identification des paramètres) et le recensement ou la réalisation des essais de bonne qualité (en laboratoire, en cuve, ou en centrifugeuse,...). Le groupe validation sur ouvrage est constitué des:

- Laboratoires universitaires français ou européen (Ecole Centrale de Lyon (ECL), Ecole Centrale de Paris (ECP), Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat (ENTPE), Institut de Mécanique de Grenoble (IMG), Insa Lyon, Laboratoire de Mécanique de Lille (LML), et Politecnico di Milano).
- Centres techniques et industriels (EDF/Real, EDF/Septen, Institut Français du Pétrole (IFP) et Laboratoire Central des Ponts et Chaussées).

Le présent travail a été réalisé dans le cadre de ce groupe, il a pu ainsi bénéficier des essais réalisés dans différents centres et des nombreux échanges avec des collègues du groupe. Il comporte quatre chapitres:

- Dans le premier, une méthodologie pour l'établissement des dossiers de validation des modèles est définie. Elle comporte deux phases: une validation sur chemins homogènes et une validation sur ouvrages. Les outils développés et adaptés pendant ce travail (le système "Micval" pour la validation automatique des modèles sur micro-ordinateur et le code de calcul par éléments finis "Pecplas") sont également présentés.

- Dans le deuxième chapitre, nous présentons l'application de la méthodologie proposée dans le premier chapitre à la validation du modèle de Nova. Le modèle est ainsi testé sur chemins homogènes et sur ouvrages. Les tests comportent des comparaisons avec des essais réalisés en laboratoire ou en centrifugeuse et une étude théorique et de sensibilité.

- Dans le troisième chapitre, nous proposons une formulation d'un modèle élastoplastique destiné aux milieux granulaires sous chargement monotones. Le développement de ce modèle est basé sur des observations en laboratoire, il intègre les concepts connus en mécanique des sols. La méthodologie de validation est appliquée pour l'étude du domaine de validité de ce modèle.

- Dans le dernier chapitre, nous présentons une étude de classification des chemins de contraintes et de déformations parcourus dans un massif de fondation.

CHAPITRE I
METHODOLOGIE ET OUTILS DE VALIDATION DES MODELES

I. INTRODUCTION

Le comportement particulier des géomatériaux nécessite l'élaboration de modèles rhéologiques complexes et comportant un nombre élevé de paramètres. L'utilisation de ces modèles dans le dimensionnement des grands ouvrages (plates-formes, centrales nucléaires, barrages, etc. ...) se heurte à un problème délicat, celui de leur fiabilité. En effet, les modèles rhéologiques sont généralement présentés avec un nombre limité de tests qui ne permettent pas de déterminer d'une façon précise leur domaine de validité, leur performance et, éventuellement, leurs défauts.

Un modèle rhéologique, pour pouvoir être utilisé, doit être accompagné d'un dossier de validation définissant son domaine d'application, et d'une méthodologie pour la détermination de ses paramètres. La figure I.1 représente, d'une manière simplifiée, les différentes étapes de l'établissement d'un tel dossier (Meimon, 1987, Shahrour, 1987). Il doit comporter :

- l'écriture du modèle,
- la validation du modèle sur des chemins homogènes,
- la validation du modèle sur des problèmes aux limites,
- des applications industrielles du modèle.

L'établissement de tels dossiers est complexe. Il nécessite des connaissances théoriques sur le comportement des géomatériaux, des essais représentatifs en laboratoire et sur ouvrages, et des programmes de calcul pour l'intégration des modèles sur chemins homogènes et pour la résolution des problèmes aux limites.

Dans ce chapitre, nous présentons une méthodologie générale pour la validation des modèles des géomatériaux. Elle comporte deux phases : une validation sur chemins homogènes, et une validation sur ouvrages. Chacune de ces phases comporte des tests sur des essais réalisés dans différents laboratoires et des tests théoriques et de sensibilité. En outre, nous présentons brièvement les outils qui ont été mis au point pour assurer une validation de bonne qualité.

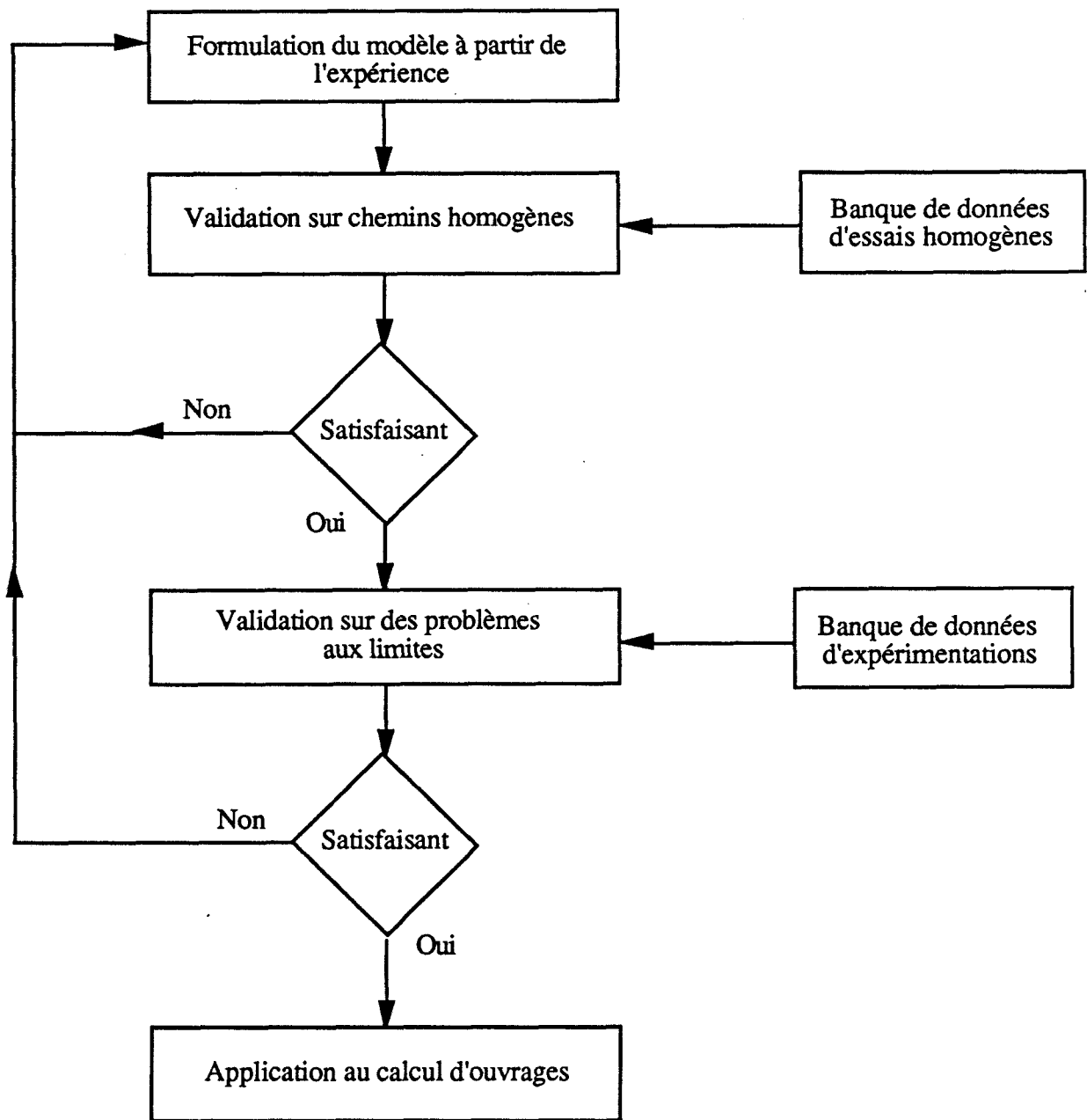


Figure I.1

Méthodologie de la construction d'un dossier de validation

II. VALIDATION DES MODELES SUR CHEMINS HOMOGENES

II.1 DEMARCHE

Après la formulation mathématique d'un modèle rhéologique, il faut le soumettre au processus de vérification. La première phase de vérification porte sur les chemins homogènes car il est facile de réaliser de bons essais sur ce type de chemins, et d'y intégrer les modèles.

Cette phase comporte, d'une part, des tests sur des essais réalisés en laboratoire, et d'autre part, des tests théoriques comportant une étude qualitative sur des chemins particuliers (proportionnels, circulaires, cycliques, ...), et une étude de sensibilité par rapport aux sources d'erreurs pouvant intervenir lors de l'intégration des modèles.

Une automatisation de cette étape a été réalisée par la construction d'un logiciel de validation automatique des modèles sur chemins homogènes. En s'inspirant du logiciel de validation automatique "Valois", réalisé à l'Institut Français du Pétrole (Shahrour 1987, Shahrour et Meimon 1987), nous avons construit le logiciel "Micval" (Chehade et al 1989) qui permet une validation automatique des modèles sur micro-ordinateur.

II.1.1 Validation sur des essais

Les essais destinés à la validation des modèles rhéologiques sur des chemins homogènes doivent vérifier les conditions d'homogénéité et de fiabilité.

Dans les expérimentations à l'appareil triaxial cylindrique ou cubique, l'opérateur ne contrôle que les conditions aux limites en forces et en déplacements. La définition d'une contrainte et d'une déformation à partir de ces grandeurs n'est possible que si les échantillons sont homogènes. L'homogénéité de l'échantillon, au cours de l'essai, est difficile à assurer, en particulier pour les grandes déformations. Or, certains appareillages, comme le triaxial de révolution, le véritable triaxial et le cylindre creux, permettent, moyennant des précautions particulières, de limiter les hétérogénéités générées au cours des essais. Ils peuvent ainsi être utilisés pour la validation.

La fiabilité des essais dépend essentiellement de deux facteurs:

- l'expérimentateur et les soins qu'il apporte aux essais,
- l'appareillage et les systèmes de contrôle et d'acquisition utilisés.

La méthodologie suivie dans cette validation consiste à déterminer un jeu de paramètres unique à partir des chemins de sollicitations simples, généralement des chemins isotropes et triaxiaux de compression, et à vérifier les modèles sur des chemins de sollicitations plus complexes (essais triaxiaux de compression non drainée, d'extension drainée et non drainée, essais en déformations planes ou de torsion, proportionnels dans le plan triaxial ou déviatorique, cycliques, ...).

II.1.2 Validation théorique :

La validation théorique comporte deux types de tests :

- tests de sensibilité,
- tests sur des chemins particuliers.

II.1.2.a Tests de sensibilité :

L'application d'un modèle rhéologique au calcul des ouvrages nécessite la détermination de ses paramètres à partir des essais en laboratoire ou in-situ, et une résolution d'un problème aux limites à l'aide d'un outil de calcul intégrant ce modèle. Au cours de la première phase, des erreurs peuvent être commises sur les valeurs des paramètres (incertitudes sur les essais, dispersion des résultats, ...). Au cours de la seconde phase, les erreurs proviennent essentiellement de la discrétisation du chargement et du domaine, et de la méthode d'intégration utilisée.

Dans cette partie, la sensibilité du modèle est étudiée par rapport à ses paramètres, à la discrétisation du chargement et à la perturbation des chemins de sollicitation.

Sensibilité des modèles par rapport à ses paramètres :

Ces tests consistent à analyser la sensibilité du modèle par rapport à ses paramètres. Ils permettent, en isolant les fonctions de chaque paramètre, de mettre en évidence son effet, et éventuellement, d'évaluer la marge d'erreur acceptable dans sa détermination.

Sensibilité des modèles par rapport aux chemins de sollicitation :

Le but de ces tests est d'étudier l'effet, sur les réponses des modèles, de la perturbation des chemins de sollicitations. En effet, dans la résolution des problèmes aux limites et suite aux

différentes approximations, les modèles sont intégrés sur des chemins qui peuvent être différents de ceux réellement suivis par les matériaux. L'utilisation d'un modèle très sensible à la perturbation des chemins de sollicitations peut donc accentuer les erreurs de prédiction. La figure I.2 montre les perturbations des chemins triaxiaux drainés ou non drainés retenues dans nos tests.

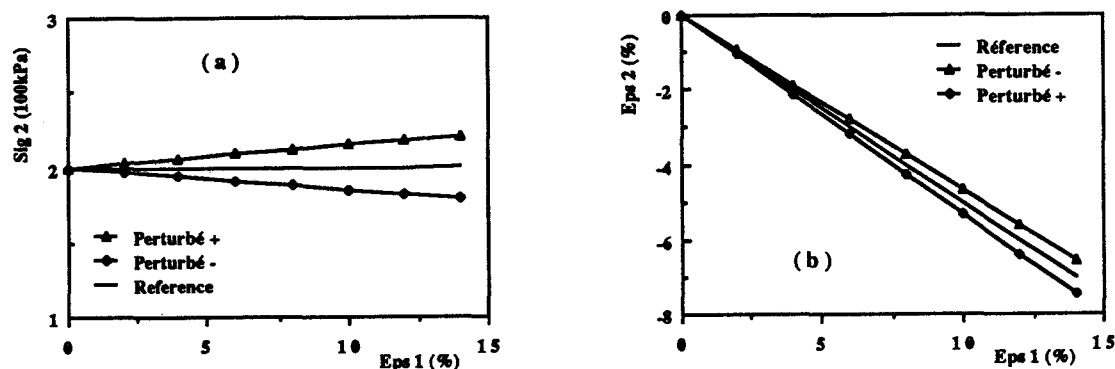


Fig I.2 :

Perturbation des chemins triaxiaux

(a) : compression drainée (b) : compression non drainée

Sensibilité des modèles à la discrétisation du chargement :

Il s'agit d'étudier la sensibilité des modèles par rapport à la discrétisation du chargement utilisé dans l'intégration des modèles. Cette étude est importante car lors de l'intégration des modèles, à l'aide d'un logiciel de calcul, la charge est discrétisée en un certain nombre d'incrément. Les chemins triaxiaux de compression et d'extension en conditions drainée et non drainée ont été retenus pour effectuer ces tests.

II.1.2.b Tests sur des chemins particuliers

Ces tests ont pour but d'étudier les modèles sur des chemins particuliers sur lesquels on connaît qualitativement le comportement des géomatériaux. Parmi ces chemins, nous avons retenu des chemins de type proportionnel et circulaire.

Loret (1981), en se basant sur les essais de Gudehus et al (1977) et Gudehus (1980), fait la remarque suivante à propos des chemins proportionnels : "A des trajets radiaux en déformation correspondent des trajets radiaux en contraintes pourvu que la contrainte initiale soit nulle ou appartienne à la droite partant de l'origine qui correspond au trajet de déformation radial". Si l'état

de contrainte initiale ne respecte pas les conditions précédentes nous pouvons, à un trajet radial en déformation, associer un trajet asymptotiquement radial en contrainte.

Les résultats des essais triaxiaux sur du sable (Goldsheider et Gudehus (1973), Gudehus (1985)) ont montré que des chemins proportionnels en déformation, ($\epsilon_1 = \lambda \epsilon_3$) donnent des réponses en contraintes qui, au-delà d'un certain niveau, deviennent aussi proportionnelles.

Les tests sur des chemins circulaires permettent d'étudier l'effet de la direction et de l'histoire des sollicitations sur la réponse des modèles. Les essais réalisés par Doanh (1984-1986) à l'appareil triaxial ont montré que la direction des incréments de sollicitation affecte d'une manière sensible la réponse des sols (fig. I.3)

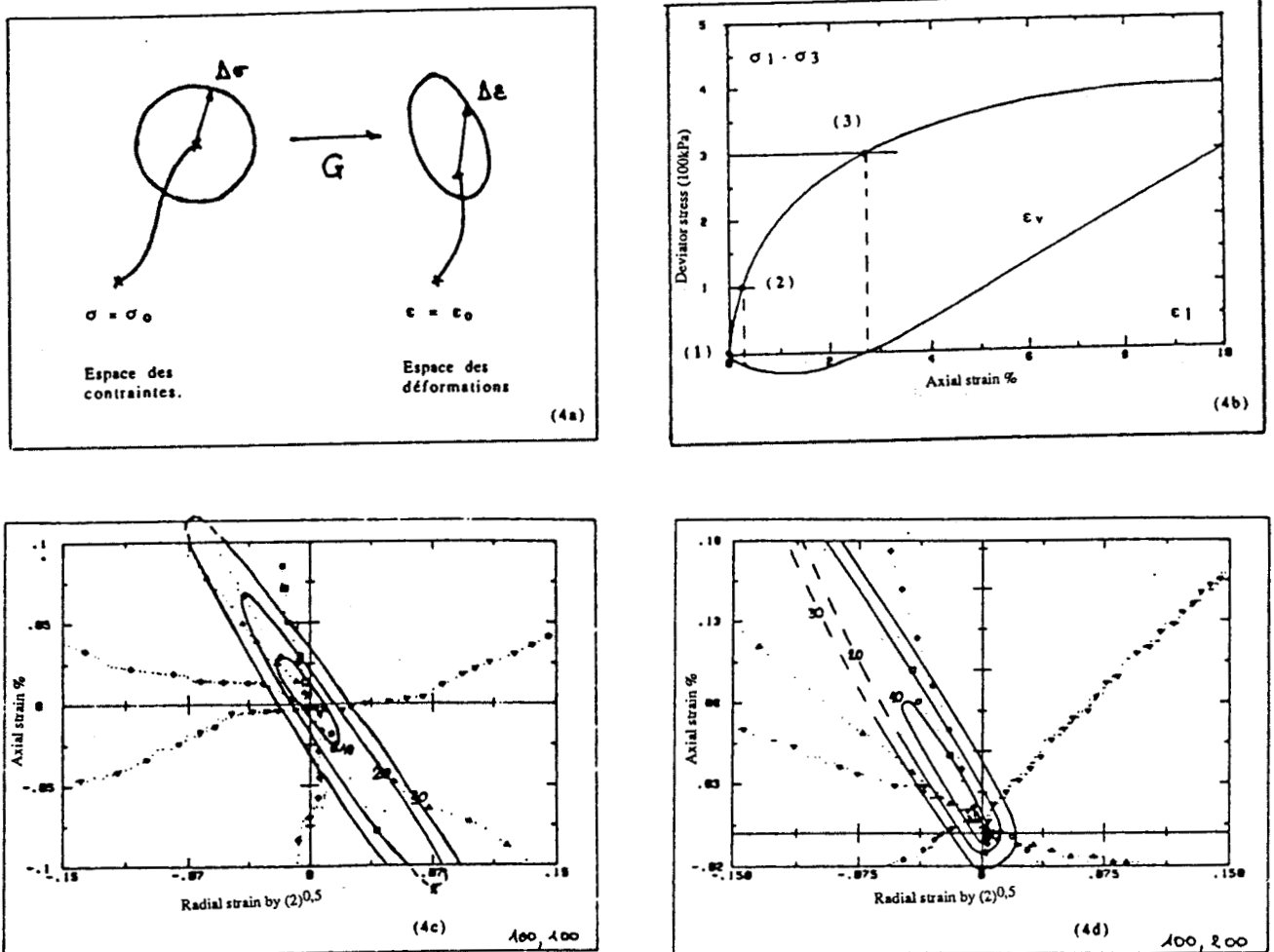


Fig I-3 :

Etude de l'effet de la direction et de l'histoire de sollicitation (sable d'Hostun)

(a) : Chemins de sollicitation ; (b) : Cas étudiés

(c) : Réponse du sable au premier cas ; (d) : Réponse du sable au deuxième cas

(Doanh 1987 - 1988)

II.2 "MICVAL" : PROGRAMME SUR MICRO-ORDINATEUR POUR LA VALIDATION SUR CHEMINS HOMOGENES

La mise en oeuvre de la procédure présentée ci-dessus nécessite le développement de logiciels de calcul. Au stade de l'écriture des modèles, il est difficile à l'état actuel de formuler une loi de comportement à l'aide d'un code de calcul. Pour la deuxième étape, un logiciel nommé "Valois" a été mis au point à l'Institut Français du Pétrole pour la validation automatique des modèles sur chemins homogènes (Shahrour, 1987, Shahrour et Meimon, 1987). Parallèlement, nous avons développé sur micro-ordinateur le logiciel "Micval" (Chehade et al 1989) conçu dans la perspective d'y implanter un grand nombre de modèles rhéologiques pour différents matériaux (sables, argiles, roches, etc. ...).

Le système Micval comporte :

- un logiciel de calcul et de traitement de données,
- une banque de données,
- une bibliothèque des modèles rhéologiques proposés pour les sols.

II.2.1 Le logiciel de calcul et de traitement de données :

Le logiciel "Micval" effectue dans l'ordre les opérations suivantes:

- la création des jeux de données,
- l'intégration des modèles sur chemins homogènes,
- le dépouillement des résultats.

La création de données s'effectue à l'aide de menus en utilisant des chemins de sollicitations types, stockés dans la banque de données. L'utilisation d'un programme spécial permet l'intégration des modèles sur les chemins types existant dans la banque de données. En sortie, le système donne une illustration des résultats obtenus, selon un format pré-établi, en fonction des tests choisis. Il donne également une évaluation de l'écart entre les grandeurs calculées et mesurées à partir de l'aire comprise entre les courbes représentant ces quantités.

II.2.2 La banque de données :

La banque de données comporte des données expérimentales et des chemins de sollicitations types.

II.2.2.a) *Données expérimentales :*

La banque de données expérimentales a pour objectif le regroupement des essais homogènes de bonne qualité pour la validation des modèles rhéologiques et la détermination de leurs paramètres.

Des essais réalisés dans différents laboratoires sur trois types de sables (Hostun, Reid Bedford, Fuji River) ont été stockés dans la banque de données. Actuellement, elle comporte les essais suivants :

* *Essais de Mohkam*

Ces essais ont été réalisés à l'appareil triaxial de révolution (Mohkam, 1983) sur le sable d'Hostun, à différentes densités (lâche, moyenne, dense). Ils comportent des chemins monotones et cycliques en conditions drainée ou non drainée.

* *Essais de Chehade*

Ces essais ont été réalisés à l'appareil de torsion sur le sable d'Hostun lâche (Chehade, 1989). Ils comportent des chemins triaxiaux monotones et cycliques en conditions drainée et non drainée, des chemins de torsion monotones et cycliques à déformation ou à contrainte axiale imposées en conditions drainée ou non drainée.

* *Essais de Yamada et Ishihara*

Ils ont été réalisés à l'appareil véritable triaxial sur le sable de Fuji-River (Yamada et Ishihara, 1979). Ces essais sont caractérisés par un chargement radial dans le plan déviatorique et avec une pression moyenne constante. Treize essais ont été réalisés ($\theta (^\circ) = 15 j, j = 0 \text{ à } 12$).

$$\Theta = \arctan \left(\frac{\sqrt{3} (\sigma_y - \sigma_x)}{2\sigma_z - \sigma_x - \sigma_y} \right)$$

La figure (I.5) montre les essais réalisés. Ils constituent un test intéressant des modèles sur des chemins tridimensionnels.

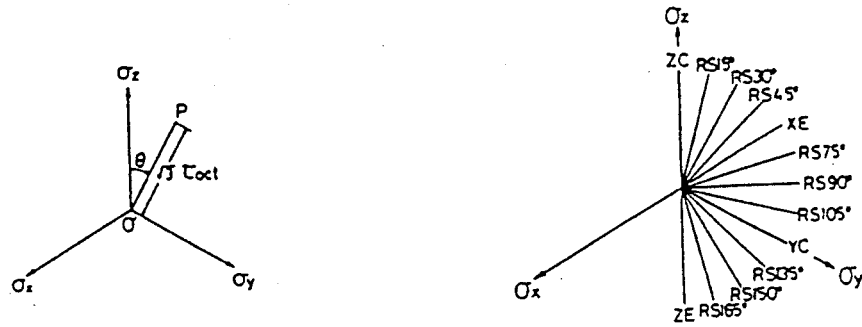


Fig I-5

Chemins de chargement dans le plan déviatorique (Yamada et Ishihara 1979)

* *Essais du Workshop de Cleveland*

Un programme d'essais a été réalisé en 1987 au Workshop de Cleveland dans le cadre d'une coopération franco-américaine. Ces essais ont été réalisés sur deux matériaux (le sable dense d'Hostun R_F et le sable de Reid Bedford) avec deux appareils :

- le véritable triaxial de l'Institut Mécanique de Grenoble a été utilisé pour des essais triaxiaux de compression et d'extension en condition drainée, radiaux dans le plan déviatorique ($b = \text{constante}$) et cycliques avec des chemins circulaires dans le plan déviatorique (Lanier et Zitouni, 1987). Les tableaux I.1 et I.2 donnent une description de ces essais.
- l'appareil de torsion au cylindre creux de Case Western Reserve University a été utilisé pour la réalisation des essais triaxiaux en condition drainée, de torsion avec rotation constante des axes principaux des contraintes et de torsion drainée cyclique (Puccini et Saada, 1987). Les tableaux I.3 et I.4 donnent une description de ces essais.

II.2.2.b. Chemins de sollicitation

L'automatisation de la construction des données pour la validation des modèles sur chemins homogènes nous a conduit à la création de chemins de sollicitations types. De nombreux chemins ont été créés, en particulier :

Tableau I-1 CUBE TESTS

SAND	DENSITY (gr/cc)	$\bar{\sigma}_0$ (kPa)	NAME	TYPE OF TEST
HOSTUN	1.65 (Dense)	200	CH1	Compression
		500	CH2	Compression
		200	CH3	Tension
		500	CH4	Tension
		350	CH5	Compression with unload- reload part.
		100	CH6	Hydrostatic
REID	1.58 (Medium)	345	CR1	Compression
BEDFORD		483	CR2	Compression
		345	CR3	Tension
		483	CR4	Tension
		207	CR5	Compression with unload- reload part.
		100	CR6	Hydrostatic

Tableau I-2 CUBE TESTS

SAND	DENSITY (gr/cc)	$\bar{\sigma}_0$ (kPa)	NAME	TYPE OF TEST
HOSTUN	1.65 (DENSE)	500	CH1	B = 0.286
		500	CH2	b = 0.666
		500	CHC	Circular Path
REID	1.58 (Medium)	345	CR1	b = 0.27
BEDFORD		345	CR2	b = 0.72
		345	CRC	Circular Path

Tableau I-3 HOLLOW CYLINDER TESTS

SAND	DENSITY (gr/cc)	$\bar{\sigma}_0$ (kPa)	NAME	TYPE OF TEST
HOSTUN	1.65 (Dense)	203	HH1	Compression
		500	HH2	Compression
		203	HH3	Tension
		500	HH4	Tension
		350	HH5	Compression with unload- reload part.
		69	HH6	Hydrostatic
REID	1.58 (Medium)	345	HR1	Compression
BEDFORD		483	HR2	Compression
		345	HR3	Tension
		483	HR4	Tension
		207	HR5	Compression with unload- reload part.
		103	HR6	Hydrostatic

Tableau I-4 HOLLOW CYLINDER TESTS

SAND	DENSITY (gr/cc)	$\bar{\sigma}_0$ (kPa)	NAME	TYPE OF TEST
HOSTUN	1.65 (Dense)	500	HH1	Comp.-Torsion $\beta = 32.3$ $b = 0.286$
		500	HH2	Tension-Torsion $\beta = 54.7$ $b = 0.666$
		500	HH3B	Cyclic Torsion $\beta = \text{Variable}$ $b = \text{Variable}$
		500	HH3C	Torsion
REID	1.58 (Medium)	345	HR1	Comp.-Torsion $\beta = 31.8$ $b = 0.277$
BEDFORD		345	HR2	Tension-Torsion $\beta = 58.2$ $b = 0.723$
		345	HR3B	Cyclic Torsion $\beta = \text{Variable}$ $b = \text{Variable}$
		345	HR3C	Torsion

- triaxiaux monotones de compression ou d'extension en conditions drainée ou non drainée,
- triaxiaux cycliques en conditions drainée ou non drainée,
- déformations planes, oedométriques,
- torsion monotone ou cyclique à contrainte ou à déformation axiale imposée en conditions drainée ou non drainée,
- radiaux dans le plan triaxial,
- radiaux dans le plan déviatorique ($b = \text{constante}$),
- circulaires dans le plan triaxial,
- proportionnels en déformations ou en contraintes.

Le logiciel offre des facilités pour enrichir cette banque par des nouveaux chemins de sollicitations.

II.2.3 La bibliothèque des modèles :

Une bibliothèque de modèles rhéologiques a été créée pour :

- comparer le modèle testé à d'autres modèles connus et plus ou moins sophistiqués,
- étudier l'effet, sur les réponses du modèle, d'une modification dans sa formulation.

Nous avons doté la bibliothèque de modèles élastoplastiques à un seul mécanisme, Cam-Clay (Roscoe et al, 1958), Drucker-Prager (1952), et sa version modifiée (Hage-Chehade, 1988), de Mohr-Coulomb généralisé, Lade (1975), Nova (1982), le modèle présenté au chapitre III. Cette bibliothèque contient également un modèle élastoplastique à deux mécanismes développé pour les poudres (Lancelot, 1990), et une version modifiée du modèle incrémental de Duncan.

III VALIDATION DES MODELES SUR OUVRAGES

III.1 MOTIVATION

* *Insuffisance de la validation sur chemins homogènes*

Lors de l'application d'un modèle au calcul d'ouvrages, il est intégré sur des chemins hétérogènes et généralement différents de ceux testés en laboratoire. Il est alors nécessaire pour compléter la validation des modèles de les tester sur des problèmes aux limites.

* *Tests sur des problèmes ayant des solutions analytiques*

Pour juger de la validité des programmes d'intégration numérique, il est intéressant de les tester sur des problèmes aux limites ayant des solutions analytiques. Or, de telles solutions pour les problèmes d'évolution élastoplastique avec des lois de comportement complexes ne sont généralement pas disponibles. Elles sont pratiquement inexistantes mis à part quelques problèmes d'élasticité ou de plasticité simple (Krieg et al 1977, Yoder et al 1984, Loret 1986, ...).

* *Recours aux expérimentations sur ouvrages types*

Pour compléter la validation des modèles rhéologiques, il faut les tester sur des ouvrages réels instrumentés ; cependant, ce type de validation nécessite une connaissance parfaite du comportement mécanique des géomatériaux entourant l'ouvrage, ce qu'il est difficile d'obtenir.

Les simulations sur des ouvrages en modèle réduit permettent de bien contrôler les caractéristiques géométriques et mécaniques et les conditions aux limites à des coûts beaucoup moins onéreux. La transposition des résultats obtenus aux ouvrages réels nécessite alors une analyse approfondie. Habib (1988) attire l'attention sur les effets d'échelles, notamment ceux qui sont liés à la localisation des déformations et à la formation des surfaces de glissement.

* *Etude des effets de certains paramètres*

Les résultats obtenus par des méthodes numériques dépendent non seulement des modèles rhéologiques mais aussi des algorithmes d'intégration. En effet, lors de la validation des modèles sur ouvrages, on teste l'ensemble formé par la loi de comportement, le choix de ses

paramètres, la méthode d'intégration numérique, la discrétisation géométrique et la modélisation des conditions aux limites. Il est alors nécessaire d'étudier l'effet de ces paramètres dans tout processus de validation.

* *Travaux dans le cadre du Greco*

Conscient de la nécessité de la validation des modèles sur ouvrages-types, le groupe "Validation des modèles sur ouvrages types " du Greco-Géomatériaux a fixé trois ouvrages types pour la validation des modèles : fondations superficielles, barrages, ouvrages souterrains (tunnels, puits). Au cours de la période (1985 - 1990), le travail du groupe a porté essentiellement sur les fondations superficielles. Dans ce cadre, différents essais ont été réalisés pour la validation des modèles des sols. Le travail de validation a comporté des tests sur les essais réalisés et une étude de l'effet de certains paramètres sur la prédiction des modèles.

III.2 VALIDATION SUR FONDATION SUPERFICIELLE

La validation des modèles sur ouvrage nécessite une bonne connaissance des conditions aux limites de l'ouvrage et des matériaux utilisés. Les données expérimentales peuvent être obtenues par :

- L'instrumentation des ouvrages réels comme celui de St André de Culzac (LCPC) concernant l'étude du comportement au fluage d'un sol argileux sous des remblais, ou encore comme la fondation superficielle de Jossigny concernant l'étude du comportement des fondations superficielles sur des limons (LCPC).
- Des expérimentations sur des prototypes réduits comme les essais de fondation en chambre de calibration (Al Mukhtar, 1987), les essais de fondation circulaire dans une cuve (Berriche, 1987, Labanieh, (Greco 1990)), les essais de fondations au renversement sur sable, limon argileux, argile saturée (Dunand, 1981)
- Des expérimentations sur des prototypes réduits en centrifugeuse et qui permettent de reproduire le comportement des ouvrages réels : comportement des fondations circulaires et filantes en centrifugeuse du LCPC (Fargeix, 1988-1990) (Greco 1988-1990), essais de vibration sur pieux avec la centrifugeuse du CESTA (Bourdin et al, 1989).

Expérimentations retenues :

Les expérimentations retenues sont celles effectuées sur fondation superficielle dans le cadre du Greco-Géomatériaux. La fiabilité de ces expérimentations a été prouvée à travers des essais de répétabilité dans différents laboratoires.

Le matériau utilisé comme sol de fondation est le sable d'Hostun qui est largement étudié dans le cadre du Greco à travers différents types d'essais homogènes (Mohkam 1983, Doanh 1986-1987, Chehade 1989, Lanier et Zitouni 1987, Puccini et Saada 1987, ...). Nous allons, ci-après, décrire brièvement les essais utilisés pour la validation.

- Expérimentation de fondation en cuve :

L'expérimentation a été réalisée à l'INSA de Lyon (Berriche 1988) en 1987, et à l'Institut de Mécanique de Grenoble (Labanieh, (Greco 1990)) avec quelques différences au niveau de l'acquisition des données et du mode de chargement (essais de longue durée à l'INSA et courte durée à l'IMG). Malgré ces différences, les mesures des forces et des déplacements étaient très proches, ce qui minimise l'effet laboratoire. L'expérimentation consiste à enfoncer une semelle circulaire de 0,4 m de diamètre dans du sable lâche disposé dans une cuve cylindrique de 1,5 m de diamètre et de 0,6 m de profondeur. Les essais triaxiaux disponibles pour la calibration de la loi de comportement sont ceux réalisés par Doanh (ENTPE). Ils comportent des essais drainés à pressions de confinement de 100 et 400 kPa, l'indice des vides initial e_0 étant de 0,78. L'enfoncement de la semelle est réalisé dans un sable à densité initiale de 1,4 (0,87 d'indice des vides initial). Le chargement appliqué est vertical et centré, effectué par paliers avec un nombre limité de cycles. Au cours de ces essais les contraintes dans le massif du sol sont faibles (de l'ordre de 10 kPa) ce qui pose un problème pour la validation des modèles. En effet, il est difficile de trouver des essais homogènes réalisés à ce niveau de contraintes pour la détermination des paramètres des modèles.

- Expérimentation d'une embase dans une chambre de calibration

Al Mukhtar (1987) (Greco 1987) a effectué des essais d'enfoncement d'une embase circulaire de 50 mm de diamètre dans un échantillon de sable de 180 mm de diamètre, placé dans une cellule triaxiale (fig. I.6). De nombreux chemins de sollicitations ont été appliqués (fig. I.7) : essais sur échantillon soumis initialement à un confinement isotrope ou anisotrope, monotones ou cycliques, en conditions drainée ou non drainée. Les essais disponibles pour la calibration de la loi de comportement sont ceux réalisés par Mohkam (1983) à l'appareil triaxial. Ces expérimentations permettent de valider les modèles sur une gamme de contraintes assez élevée (de l'ordre de 6 000 kPa).

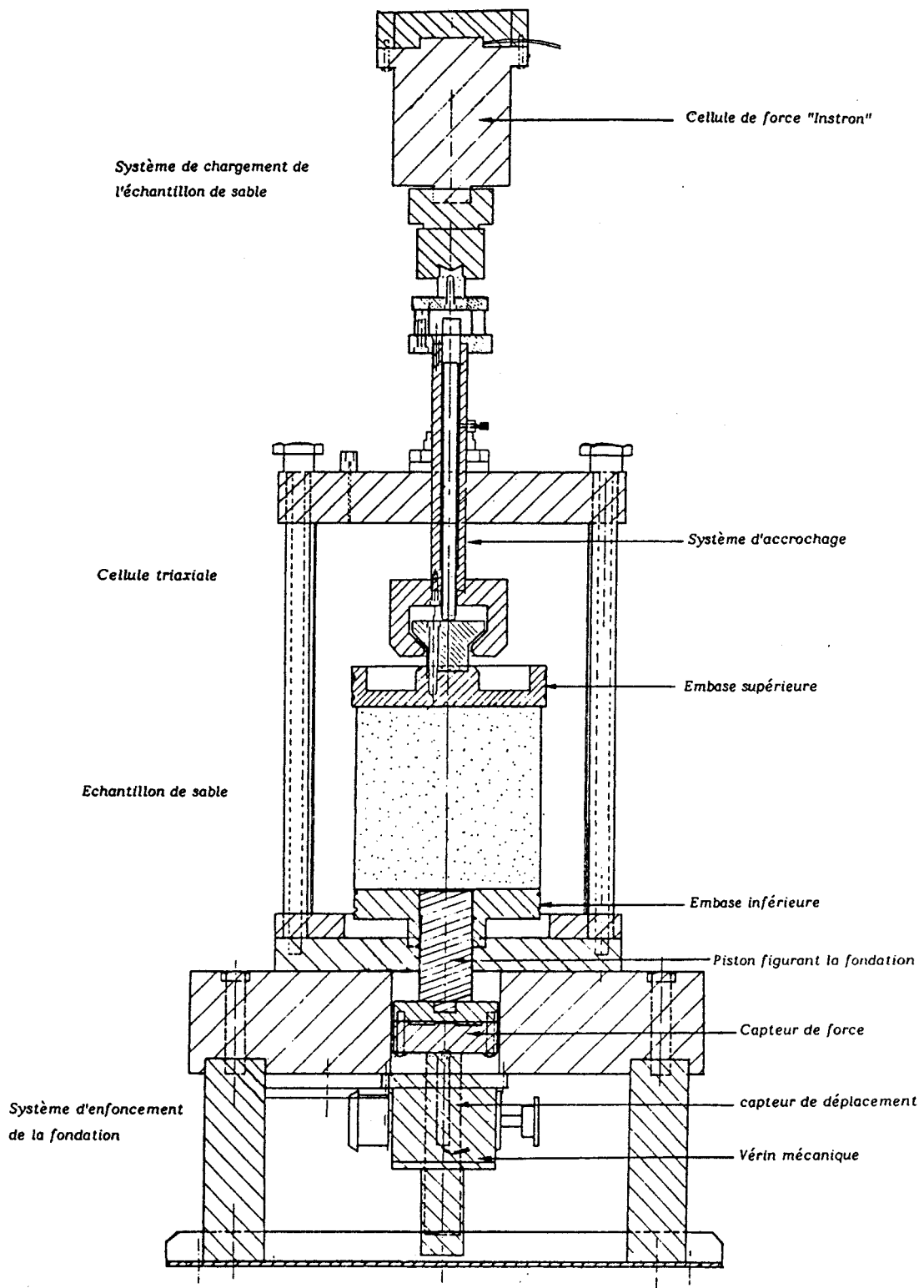


fig I-6 : Appareillage utilisé pour les essais d'enfoncement d'une fondation en cellule triaxiale (Al-Moukhtar 1987)

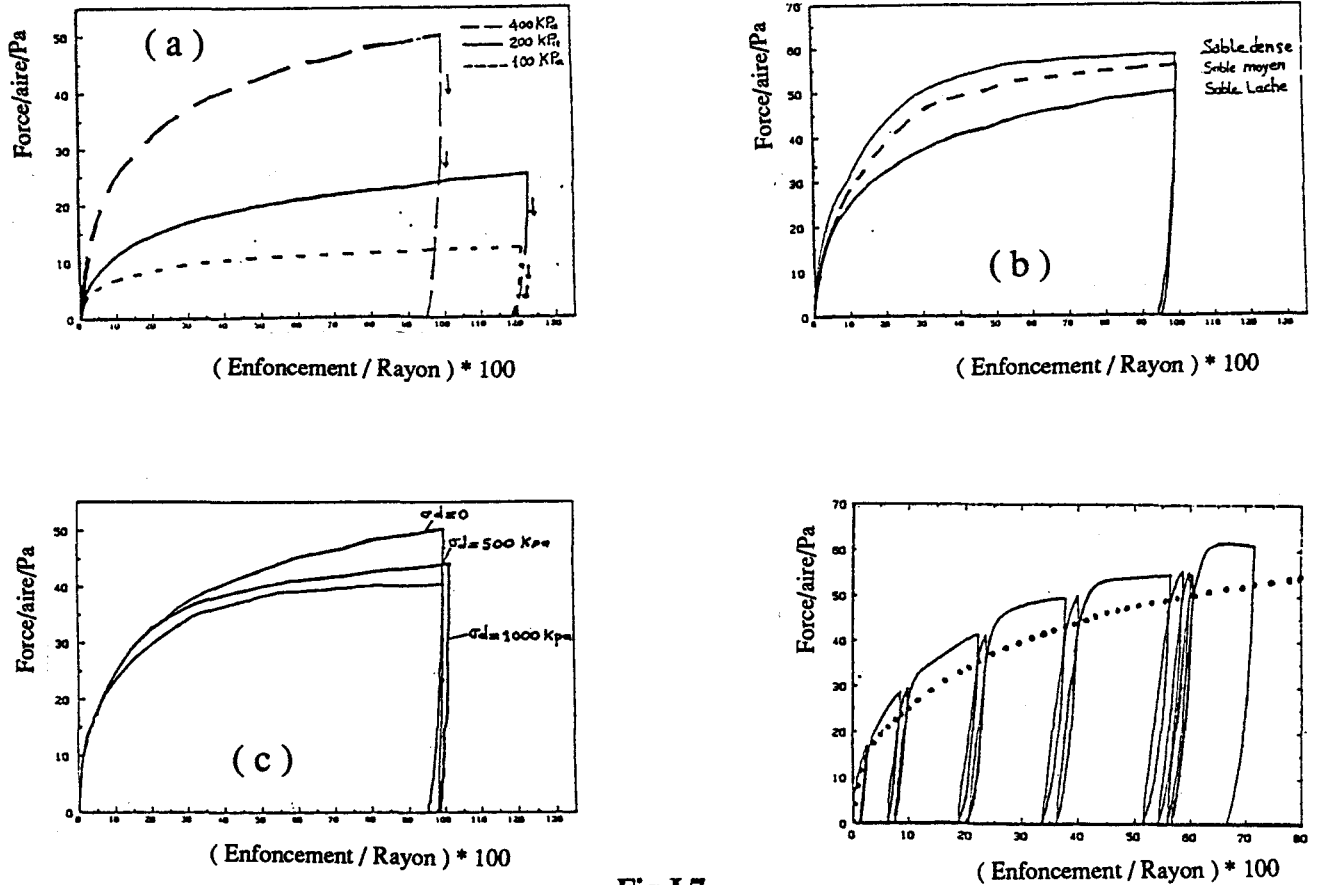


Fig I.7

Les chemins de sollicitation appliqués lors des essais d'enfoncement :

(a): Essais à différentes contraintes de confinement ; (b): essais à différentes densités

(c): essais à déviateur de contrainte non nul ; (d): essais cycliques

(Al-Moukhtar 1987)

- Expérimentations en centrifugeuse

Ces essais ont été réalisés au LCPC de Nantes (Fargeix 1988-1990) (Greco 1988-1990) sur le sable d'Hostun. Il s'agit d'essais d'enfoncement d'une semelle dans un massif de sable placé dans un container de 31,5 cm de hauteur et soumis à une accélération centrifuge permettant ainsi de reproduire le comportement d'un ouvrage à une échelle de similitude de 63,6 g. La gamme des contraintes correspond au domaine de fonctionnement des fondations superficielles (de 100 à 1 000 kPa). Les dimensions du container (0,8 x 1,20 m) permettent la réalisation simultanée de plusieurs essais (fig. I.8). Le massif est préparé à l'aide d'une trémie garantissant son homogénéité. Plusieurs essais ont été réalisés en faisant varier la densité du sable (moyenne, dense), les dimensions de l'embase (56,6 et 80 mm de diamètre), l'interface semelle-sol (lisse, rugueuse), la forme de l'embase (circulaire, filante), la nature du chargement (centré ou excentré, monotone ou cyclique). On note que les essais de répétabilité ont donné des résultats satisfaisants (fig. I.9).

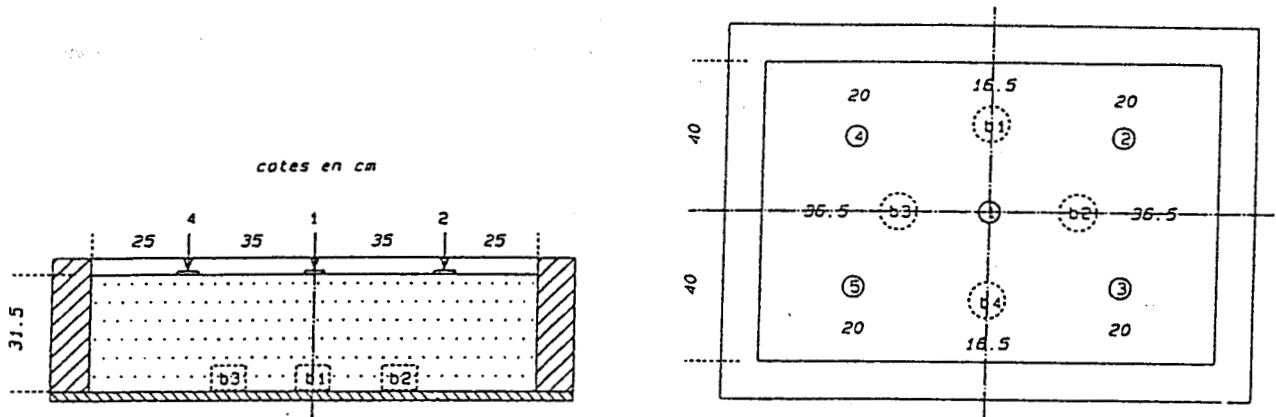


Fig I-8

Emplacements des essais et des boîtes calibrées dans le conteneur du centrifugeuse

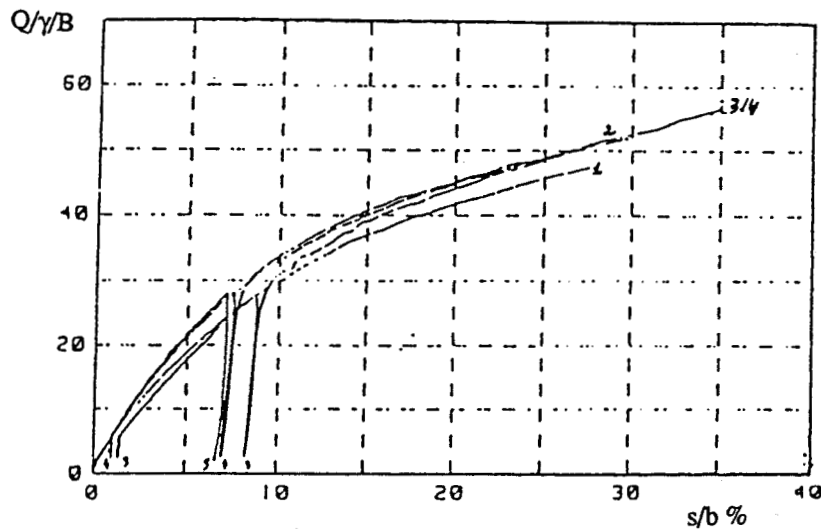


Fig I-9

Répétabilité des essais sur embase circulaire en centrifugeuse (Fargeix 1988)

III.3 ETUDE DES EFFETS NUMERIQUES

Les résultats obtenus à partir de calcul par la méthode des éléments finis dépendent non seulement de la qualité des modèles rhéologiques, mais aussi de celle des algorithmes d'intégrations. En effet, un calcul par la méthode des éléments finis comporte généralement :

- une détermination des paramètres du modèle utilisé,
- une fixation des frontières du domaine,
- une modélisation des conditions aux limites,

- une discrétisation du domaine géométrique,
- un schéma d'intégration de la loi de comportement,
- un processus de résolution d'un système non linéaire.

Deux types de convergence doivent être assurés : la convergence au sens du maillage et la convergence du processus itératif dans la résolution du système non linéaire.

** Convergence au sens du maillage*

Humbert et Mestat (Greco 1988), d'après une étude effectuée sur la convergence au sens du maillage, ont montré la nécessité de raffiner à l'extrême le maillage pour obtenir un résultat satisfaisant surtout lorsque la valeur du module de cisaillement est faible. La variation de ce paramètre modifie complètement la réponse du milieu pourtant élastique et linéaire. Ils montrent l'intérêt de disposer d'une méthode de contrôle de la convergence au sens du maillage. Ce type de convergence peut être contrôlé par le calcul des sauts de contraintes en chaque noeud. Ceci conduit à des procédés automatiques de raffinement local du maillage dès que le saut de contraintes n'est plus admissible. Cette méthode a été introduite dans un programme de calcul par éléments finis par Aubry et Adjedj (1987).

** Convergence du processus itératif*

La résolution d'un problème non linéaire par la méthode des éléments finis consiste à résoudre une suite de systèmes linéaires jusqu'à l'obtention d'une convergence avec une certaine tolérance. Un degré minimal de convergence est alors nécessaire pour assurer la représentativité des réponses numériques obtenues. Meimon (Greco 1987) a montré que les résultats sont largement influencés par la tolérance de convergence.

III.4 OUTILS DE VALIDATION

La formulation des problèmes aux limites conduit à un système d'équations aux dérivées partielles qui, sauf cas particuliers, ne possèdent pas de solutions analytiques. La méthode des éléments finis est alors utilisée pour obtenir des solutions approchées. Le principe de cette méthode consiste à effectuer une approximation des inconnues pour transformer les systèmes d'équations aux dérivées partielles en systèmes d'équations algébriques.

Le programme d'éléments finis "PECPLAS" (Shahrour 1984-1988) a été utilisé pour la validation des modèles sur ouvrages. Le comportement des matériaux utilisés peut être décrit par

l'une des lois de comportement disponibles dans le logiciel :

- élastique-parfaitement plastique comme le modèle de Drucker-Prager (1952), de Mohr-Coulomb,
- élastoplastique à un seul mécanisme comme le modèle de Nova (1982), de Lade (1975), et de sa version modifiée (Shao 1987), et, enfin, le modèle présenté au chapitre III,
- élastoplastique à deux mécanismes pour les poudres (Lancelot 1990), et enfin,
- des modèles incrémentaux comme celui de Duncan, et sa version modifiée (Shahrour, 1984).

Le milieu peut recevoir des éléments joints du type Mohr-Coulomb ou avec écrouissage (Bencheikh 1991).

Le programme utilise la méthode de Newton-Raphson modifiée pour la résolution numérique. D'autres méthodes d'accélération de la convergence ont été implantées:

- la méthode de Line-Search
- la méthode sécante
- la méthode D.F.P.
- la méthode Line-Search + D.F.P.
- la méthode Line-Search + sécante.

Au cours de ce travail, on a effectué l'implantation des modèles de Drucker-Prager, de Nova, de Lade, le modèle proposé, une version modifiée du modèle de Duncan, ainsi que les méthodes d'accélération de la convergence présentées plus haut.

CHAPITRE II
APPLICATION DE LA METHODOLOGIE DE VALIDATION
AU MODELE DE NOVA

I. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous présentons l'application de la méthodologie présentée au chapitre précédent à la validation du modèle de NOVA (1982). Dans un premier temps, le modèle est testé sur des chemins homogènes. Ensuite il est testé sur ouvrages. Chaque phase de validation comporte des tests sur des expérimentations et des tests théoriques et de sensibilités.

II. PRESENTATION DU MODELE

Le modèle de NOVA et al a été développé initialement à l'Université de Cambridge (Nova 1977, Nova et Wood 1979) à partir des essais à l'appareil triaxial. Hueckel et Nova (1979) ont généralisé le modèle aux chemins tridimensionnels et cycliques (Nova et Hueckel, 1981). L'effet de la température et de l'anisotropie ont été également introduits dans le modèle (Nova, 1986).

Cette étude porte sur le modèle élastoplastique à un seul mécanisme proposé pour les sols isotropes et non visqueux (Nova, 1982). L'érouissage dans le modèle est isotrope; il peut être positif ou négatif.

II.1 L'ELASTICITE DANS LE MODELE

Le comportement élastique dans le modèle de NOVA est non linéaire. Il s'écrit sous la forme :

$$\dot{\varepsilon}_v^e = B_o \frac{\dot{p}}{p} \quad (\text{II.1})$$

$$\dot{\varepsilon}_d^e = \frac{2}{3} L_o \dot{\eta} \quad (\text{II.2})$$

B_o , L_o sont des paramètres du modèle.

Du fait que le matériau utilisé est le sable, nous avons utilisé une élasticité non linéaire qui fait intervenir trois paramètres (E_o , n , ν). Le module de Young et le coefficient de Poisson sont donnés par :

$$E = E_o \left(\frac{P}{P_o} \right)^n \quad (\text{II.3})$$

$$\nu = \nu_o$$

P , P_o représentent respectivement la pression moyenne et une pression de référence.

II.2 LA PLASTICITE DANS LE MODELE

La partie plastique de l'incrément de déformation est donnée par :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^P = \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma_{hk}} \quad \dot{\sigma}_{hk} \quad \frac{\partial g}{\partial \sigma_{ij}} \right) / H \quad (II.4)$$

H est le module d'écroutissage

f et g représentent respectivement la fonction de charge et le potentiel plastique.

II.2.1) Potentiel de plasticité

Nova et Wood (1979) définissent la dilatance par le rapport :

$$d = \frac{\dot{\epsilon}_v^P}{\dot{\epsilon}_d^P} \quad (II.5)$$

Ils supposent que la relation contrainte dilatance issue des essais de Stroud (1971) et Smith sur du sable en déformation plane reste valable pour l'essai triaxial. Dans ce cas, la relation de dilatance s'écrit sous la forme :

$$\eta = M - \mu d \quad (II.6)$$

μ et M sont deux paramètres du modèle.

La projection du potentiel plastique dans le plan (p, q) est une courbe telle que pour chacun de ses points, on a :

$$\frac{\partial q}{\partial p} = - \frac{\dot{\epsilon}_v^P}{\dot{\epsilon}_d^P} \quad (II.7)$$

En combinant (II.5), (II.6) et (II.7), on obtient :

$$\frac{\partial q}{\partial p} = \frac{q}{\mu p} - \frac{M}{\mu} \quad (II.8)$$

et après intégration :

$$g = \eta - \frac{M}{1-\mu} \left[1 - \mu \left(\frac{P}{P_{ug}} \right)^{\frac{1-\mu}{\mu}} \right] \quad (II.9)$$

où P_{ug} est la valeur de la pression isotrope pour $\eta = M$ (fig. II-1).

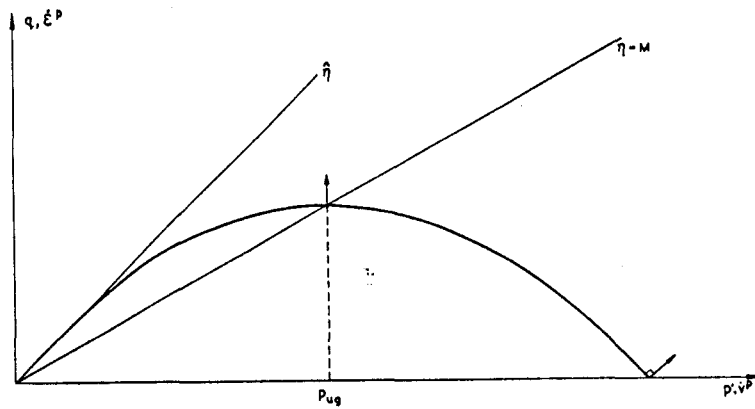


Figure II.1
Potentiel plastique (Nova et Wood) 1979)

Pour des chemins isotropes ($q = 0$), et d'après le potentiel retenu, le modèle peut générer des déformations déviatoriques, ce qui constitue un défaut de ce potentiel. Il est en effet difficile d'évaluer correctement les résultats expérimentaux quand η est très petit. Pour ce domaine, les auteurs proposent à la place de la relation linéaire (II.6) une relation hyperbolique. Leur choix se justifie, d'une part par les essais de Namy (1970) qui donne une hyperbole dans le plan (η , d), et par le fait qu'une hyperbole est une fonction simple qui donne une dilatance infinie quand η tend vers zéro. Les auteurs proposent pour les faibles valeurs de η la relation :

$$\eta d = a \quad (\text{II.10})$$

a est déterminé par continuité (pour $\eta = M/2$) entre (II.6) et (II.10), ce qui donne :

$$a = \frac{M^2}{4\mu} \quad (\text{II.11})$$

Le potentiel plastique se met sous la forme (fig. II.2) :

$$g = \frac{4\mu}{M^2} \eta^2 + 1 - \left(\frac{P_c}{P}\right)^2 \quad \text{pour } \eta < \frac{M}{2} \quad (\text{II.12})$$

La continuité entre (II.9) et (II.12) pour $\eta = M/2$ donne :

$$P_{ug} = \frac{P_c}{\sqrt{1+\mu}} \left(\frac{2\mu}{1+\mu}\right)^{\frac{\mu}{1-\mu}}$$

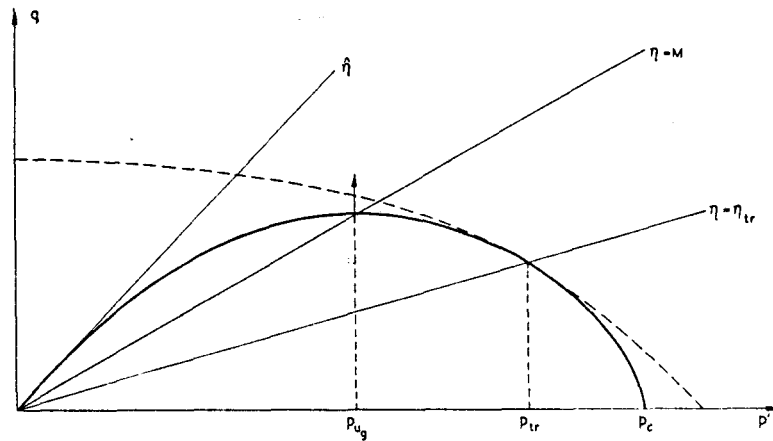


Figure II.2
Potentiel plastique final

II.2.2) Surface de charge

La surface de charge est définie à partir de l'expression proposée par Poorooshab (1971), et confirmée par Tatsuoka et Ishihara (1974) :

$$\eta + m \ln P = \text{const.} \quad (\text{II.13})$$

où m est une constante dépendant de la densité du sable.

Si P_u est le point d'intersection entre la droite $\eta = M$ et la fonction de charge f , on obtient :

$$f = \eta - M + m \ln \frac{P}{P_u} \quad (\text{II.14})$$

expression identique à celle du modèle de Cam-Clay où $m = M$.

Nova et Wood (1979) remarquent que l'équation (II.13) ne peut pas être confirmée avec précision pour les faibles valeurs de η . Par ailleurs, l'expression proposée pour le potentiel plastique a été fondée sur le fait que le comportement plastique du sable pour les basses valeurs de η est conditionné plus par l'écrasement des contacts entre grains que par un glissement macroscopique. Cette considération concerne les métaux et les sables, et par conséquent, on peut les traiter d'une façon analogue. Pour $\eta < M/2$, on peut appliquer la loi de normalité ($f = g$).

La figure (II.3) donne la forme finale de la surface de charge.

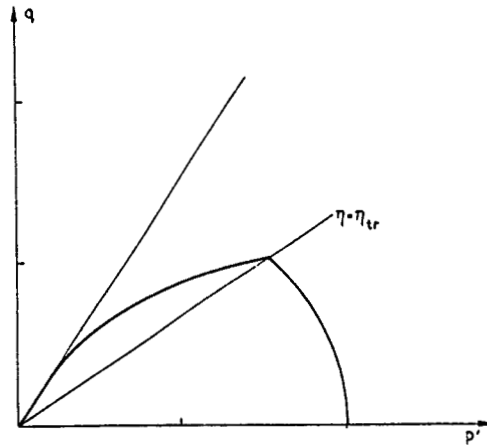


Figure II.3
Critère de plasticité (Nova et Wood (1979))

L'égalité entre (II.12) et (II.14) pour $\eta = M/2$ donne :

$$P_u = \frac{P_c}{\sqrt{1+\mu}} e^{\frac{M}{2m}} \quad (\text{II.15})$$

Nova (1982) propose une généralisation du critère dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) en prenant un critère homothétique à celui de Mohr-Coulomb :

$$M = M(\alpha_\sigma) = \frac{3(N-1)}{(2N+1)\cos\alpha_\sigma + \sqrt{3}\sin\alpha_\sigma} \quad (\text{II.16})$$

α_σ est identique à l'angle de Lode $0 < \alpha_\sigma < \frac{\pi}{3}$

et
$$N = \frac{1 + \sin\phi_{cv}}{1 - \sin\phi_{cv}}$$

ϕ_{cv} est l'angle caractéristique du sable

II.2.3) Fonction d'écroissage

L'évolution de l'écroissage dans le modèle est fonction des déformations volumiques et déviatoriques plastiques. La fonction d'écroissage est donnée par:

$$P_c = P_{co} \exp\left(\frac{\epsilon_v^p + D \epsilon_d^p}{\lambda_1}\right) \quad (\text{II.17})$$

λ_1 et D sont des paramètres du modèle.

II.3 DETERMINATION DES PARAMETRES DU MODELE

Le modèle présenté ci-dessus comporte neuf paramètres qui peuvent être déterminés à partir d'essais triaxiaux :

II.3.1) Paramètres élastiques (E_o , n , ν) :

Les paramètres E_o et n sont définis par la relation (II.3). En l'absence des essais de déchargement, le module d'Young peut être déterminé par la pente à l'origine de la courbe déviateur déformation axiale de l'essai triaxial drainé de compression à plusieurs pressions de confinement (P_i). Donc E_o (resp. n) sera déterminé par la valeur à l'origine (resp. par la pente) de la droite de régression linéaire dans le plan ($\ln E$, $\ln P_i$).

- Le paramètre ν est supposé constant, il est également déterminé à partir de la pente à l'origine de la courbe $(\dot{\epsilon}_v, \dot{\epsilon}_1)$ lors des essais triaxiaux drainés de compression.

II.3.2) Les paramètres plastiques

- Le paramètre M est déterminé par régression linéaire sur les points (p, q) correspondant au passage du domaine contractant au domaine dilatant (fig. II.4). Pour l'essai triaxial :

$$M = \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 - \sin \phi_{cv}} \quad \text{en compression}$$

$$M = \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 + \sin \phi_{cv}} \quad \text{en extension}$$

ϕ_{cv} est l'angle caractéristique correspondant à $\dot{\epsilon}_v^P = 0$. On le détermine en négligeant le taux des déformations élastiques, soit pour $\dot{\epsilon}_v^P = \dot{\epsilon}_v = 0$.

- Le paramètre λ_1 règle le taux d'écrouissage. Il est obtenu par la différence des pentes de charge et de décharge de la courbe contrainte-déformation volumique dans un essai de compression isotrope :

$$\dot{\epsilon}_v^P = \lambda_1 \frac{p}{p}$$

- Le paramètre D règle la dilatance de la courbe déformation volumique-déformation déviatorique. Il est déterminé par la valeur de la dilatance à la rupture lors de l'essai triaxial à pression moyenne constante (fig. II.5) :

$$D = \left(\frac{\dot{\epsilon}_v}{\dot{\epsilon}_d} \right)_f = d_f$$

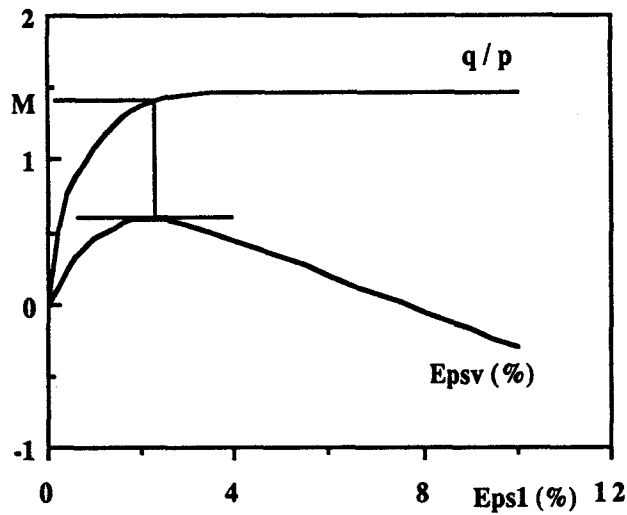


Figure II.4

Détermination de M à partir de l'essai triaxial de compression drainé

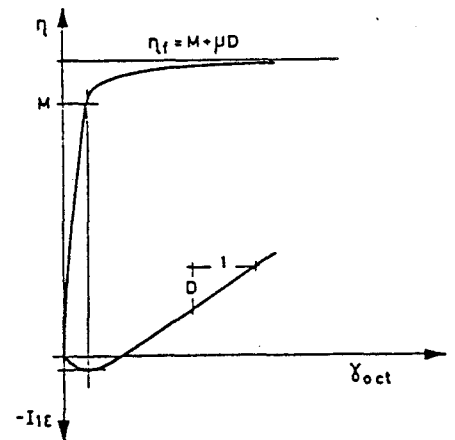


Figure II.5

Détermination des paramètres D , μ et M à partir de l'essai triaxial à pression moyenne constante

- Le paramètre μ sera déterminé à partir de la valeur à la rupture $\eta_f = M + \mu D$ de l'essai triaxial à pression moyenne constante ; ceci après avoir déterminé M et D (fig. II.5).
- m est déterminé à partir des essais triaxiaux sur échantillons surconsolidés (fig. II.6).
- P_{co} : Nova ne donne pas de précision sur la détermination de ce paramètre. L'étude paramétrique effectuée montre que ce paramètre a beaucoup d'influence sur les prédictions du modèle. Dans ce travail, P_{co} est déterminé en supposant que l'état de contraintes initiales se trouve sur la surface de charge.

Le tableau (II.1) donne les valeurs des paramètres pour des matériaux types (Nova, 1982).

Soil type	M	λ_1	B0	L0	μ	m	D	comments
Fuji River med. dense sand (Tatsuoka (1972))	1.34	.01275	.00544	.00715	.7	.55	.561	Various triaxial tests see Nova & Wood (1979) - drained tests should be corrected
Ham River loose sand (Castro (1969))	1.32	.00807	.00151	.00818	1.0	.35	0	only one undrained triaxial test
Grenoble Work-shop medium dense sand	1.35	.00406	.00168	.00248	.73	.45	.522	Wide range of tests
Ticino dense sand (Baldi & Nova (1981))	1.2	.0042	.0021	.0032	1.0	1.2	1.1	Various triaxial tests
Remoulded Kaolin (Walker (1969))	.9	.113	.022	.0397	.67	.7	0.	only drained triaxial tests
Remoulded Kaolin (Wroth & Loudon (1967))	.96	.113	.022	.0397	.36	1.0	0.	only effective stress path in undr. triax. compressio.
Remoulded Fiumicino clay (Burghignoli (1982))	1.1	.136	.023	.036	.36	1.0	0.	Only drained tests
Remoulded Kaolin (Grenoble Work-shop)	.9	.13	.0253	.021	.371	.3	0.	wide range of tests. Data somewhat in contrast with other published data in similar tests
Newfield silty clay (Sangrey (1967))	1.0	.0292	.00875	.0116	1.0	1.0	.733	only one undrained triaxial test
N.C. Porto Tolle (Jamiolkowski et al (1980))	1.1	.0769	.0092	.0042	.33	.98	0.	parameters determined from in situ tests to reproduce pressuremeter curve

Tableau II.1
 Paramètres du modèle de Nova
 pour des matériaux types (Nova & al (1982))

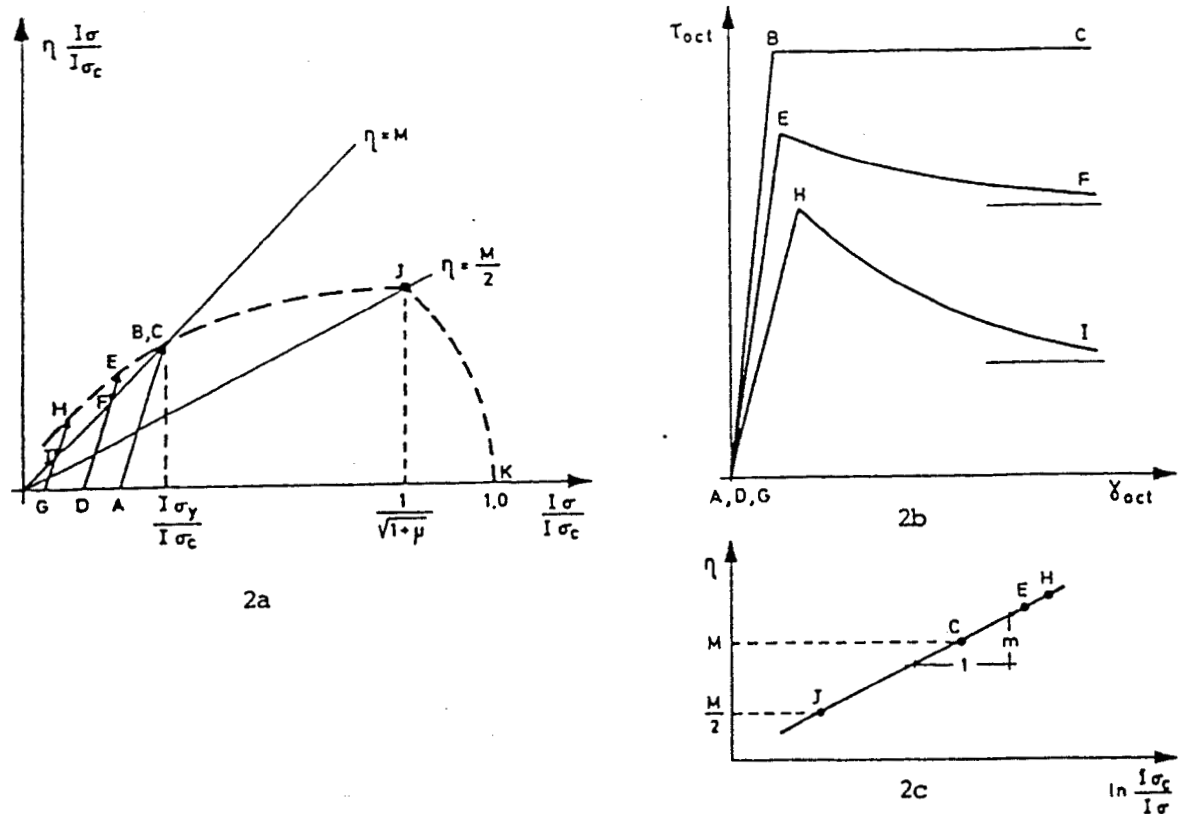


Figure II.6

Détermination de m à partir des essais triaxiaux sur échantillons surconsolidés

III VALIDATION DU MODELE SUR DES CHEMINS HOMOGENES

Dans cette partie, on teste la capacité du modèle à reproduire le comportement du sol sur chemins homogènes. Les tests effectués dans cette partie peuvent être classés en deux catégories :

- tests réalisés sur des essais en laboratoire,
- tests de la théorie.

III.1 Validation sur des essais

Le modèle a été validé sur les essais de :

- Mohkam à l'appareil triaxial sur le sable d'Hostun (Mohkam, 1983),
- Chehade à l'appareil de torsion sur le sable d'Hostun fin (Chehade 1989),
- Yamada et Ishihara au véritable triaxial sur le sable de Fuji River (Yamada et Ishihara, 1979),
- Lanier et Zitouni au véritable triaxial sur le sable d'Hostun R_F (France) et le sable de Reid Bedford (U.S.A.) (Lanier et Zitouni, 1987),
- Puccini et Saada à l'appareil de torsion sur le sable d'Hostun R_F et le sable de Reid Bedford (U.S.A.) (Puccini et Saada, 1987).

III.1.1 Essais de Mohkam

Dans cette partie, nous ne présentons que les résultats de validation sur les essais réalisés à densité lâche et en chargement monotone.

III.1.1.a) Détermination du jeu de paramètres

Les paramètres (E_0 , n , ν , ϕ et D) ont été déterminés directement à partir des essais triaxiaux drainés de compression avec des confinements de 100, 200 et 400 kPa. En l'absence d'essais isotropes, à pression moyenne constante, et sur échantillons surconsolidés, les paramètres m , λ_1 et μ ont été déterminés par calage. Le tableau (II.2) récapitule les paramètres trouvés.

E_0 (kPa)	n	ν	ϕ	λ_1	μ	m	D
560	0,5	0,3	33,5 °	0,008	0,99	1,2	0,08

Tableau II.2
Jeu de paramètres (essais de Mohkam)

La figure (II.7) présente la reproduction des essais de calage :

- Sur le plan qualitatif, le modèle décrit bien les aspects de base observés expérimentalement :
 - en déviateur : après une montée élastique, le déviateur continue à croître jusqu'à atteindre un palier (fig. II.7.a),
 - en déformation volumique : le modèle décrit bien les phases de contractance-dilatance (fig. II.7.b).
- Quantitativement, on note des points de désaccord entre la simulation et les résultats expérimentaux :
 - le déviateur, bien qu'ayant une pente initiale faible, croît rapidement par rapport aux essais,
 - le déviateur à la rupture est légèrement surestimé pour les fortes pressions de confinement,
 - la déformation volumique est peu sensible à la pression de confinement : le modèle reproduit mal l'amplification de la contractance et l'évolution de la dilatance lorsque la pression de confinement croît.

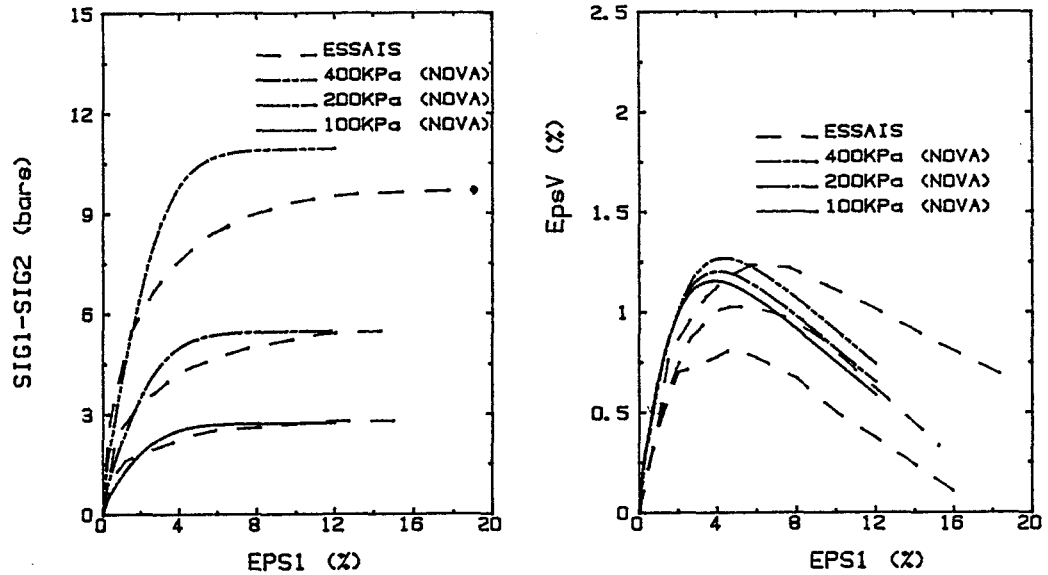


Figure II.7

Essais triaxiaux en compression drainée sur le sable d'Hostun (Mohkam1983) utilisés pour l'identification des paramètres du modèle de Nova

III.1.1.b) Essais de vérification

Avec le jeu de paramètres précédent, le modèle a été testé sur les essais suivants :

- triaxiaux de compression non drainée,
- triaxiaux d'extension drainée,
- triaxiaux d'extension non drainée.

Les résultats obtenus sont donnés sur les figures II.8 à II.10. On peut constater que :

- Pour les essais triaxiaux de compression non drainée, le modèle prédit bien l'évolution du déviateur, mais il donne une augmentation rapide de la pression interstitielle au début de l'essai (fig. II.8).
- Pour les essais triaxiaux d'extension drainée, le modèle prédit correctement le déviateur à la rupture, mais il donne une évolution rapide de l'écrouissage, et il prédit mal l'évolution des déformations volumiques (fig. II.9).
- Pour les essais d'extension non drainée, le modèle prédit moyennement l'essai à 100 kPa, et mal l'essai à 200 kPa (fig. II.10).

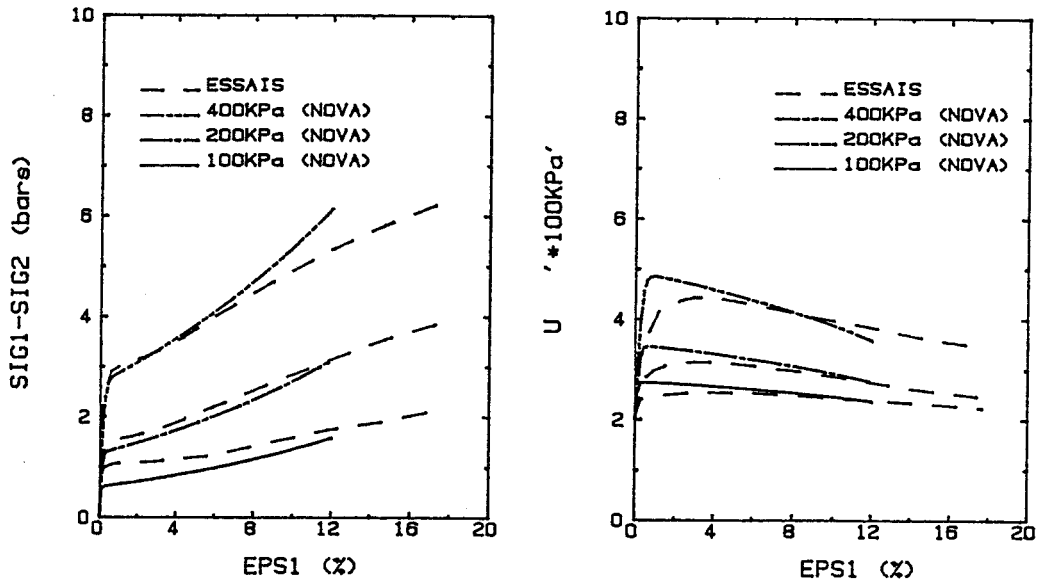


Figure II.8

Essais triaxiaux en compression non drainée sur le sable lâche d'Hostun
(modèle de Nova, essais de Mohkam, 1983)

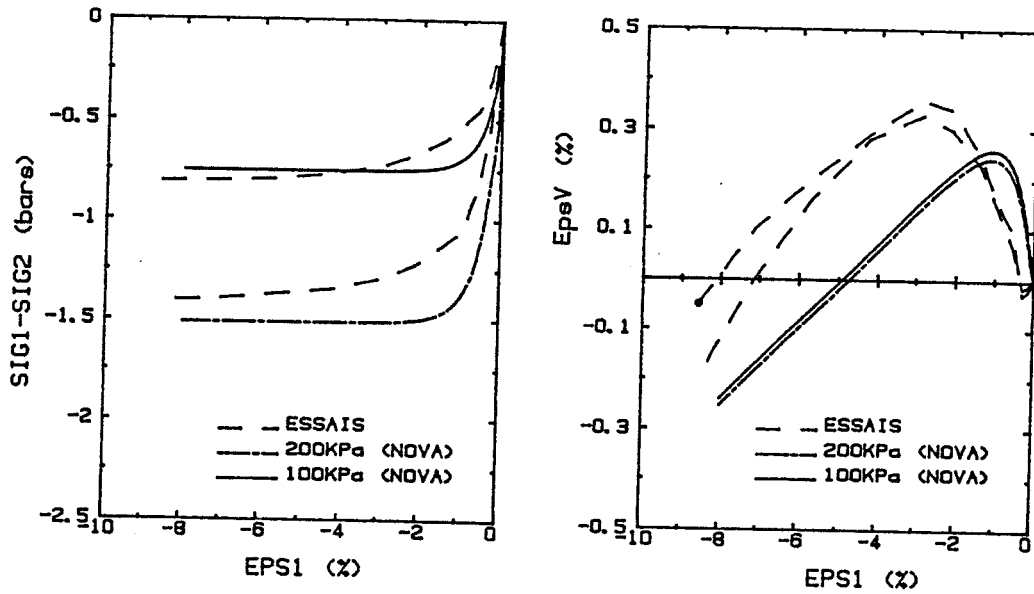


Figure II.9

Essais triaxiaux en extension drainée sur le sable lâche d'Hostun
(modèle de Nova, essais de Mokham, 1983)

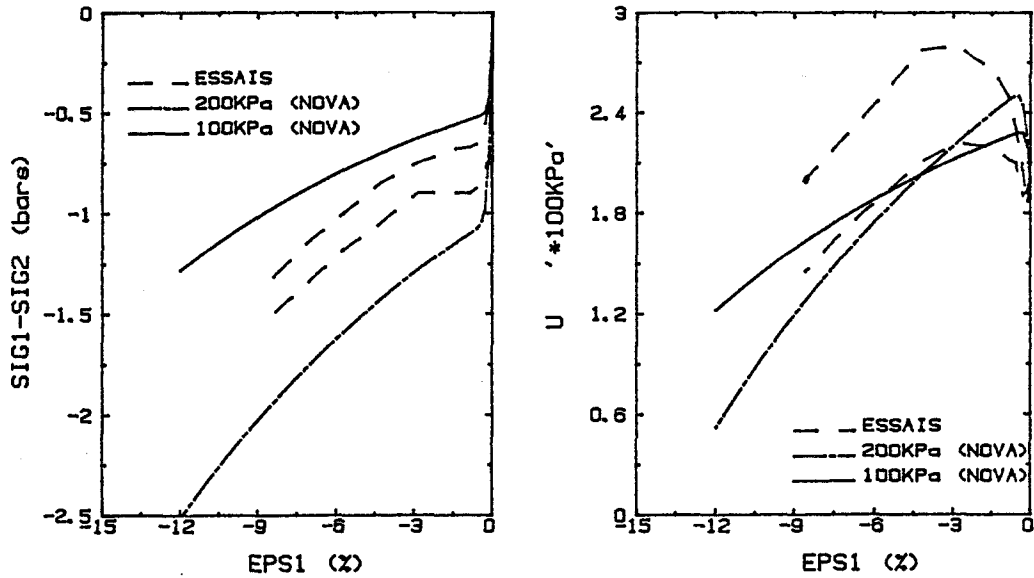


Figure II.10

Essais triaxiaux en extension non drainée sur le sable lâche d'Hostun
(modèle de Nova, essais de Mohkam, 1983)

III.1.2 Essais de Chehade

III.1.2.a) Essais de calage

Comme pour les essais de Mohkam, en l'absence d'essais isotropes, à pression moyenne constante, et d'essais sur échantillons surconsolidés, les paramètres m , λ_1 , μ ont été déterminés par calage. Les autres paramètres ont été déterminés à partir des essais triaxiaux drainés de compression avec des confinements de 100, 200 et 400 kPa. Le tableau (II.3) récapitule le jeu de paramètres trouvés.

E0 (kPa)	n	v	ϕ	λ_1	μ	m	D
600	0,5	0,25	33°	0,004	0,7	0,9	0,08

Tableau (II.3)

Jeu de paramètres (essais de Chehade)

La figure (II.11) donne la reproduction des essais de calage. On peut noter les mêmes remarques présentées au paragraphe précédent :

- Sur le plan qualitatif, le modèle décrit bien l'évolution du déviateur et la transition contractance-dilatance.

- Sur le plan quantitatif :
 - le déviateur croît rapidement par rapport aux essais malgré la faible valeur de la pente initiale,
 - le déviateur à la rupture est légèrement surestimé pour les fortes pressions de confinement,
 - l'évolution de la déformation volumique est peu sensible à la pression de confinement. le modèle reproduit mal l'amplification de la contractance et la variation de la dilatance en fonction de la pression de confinement.

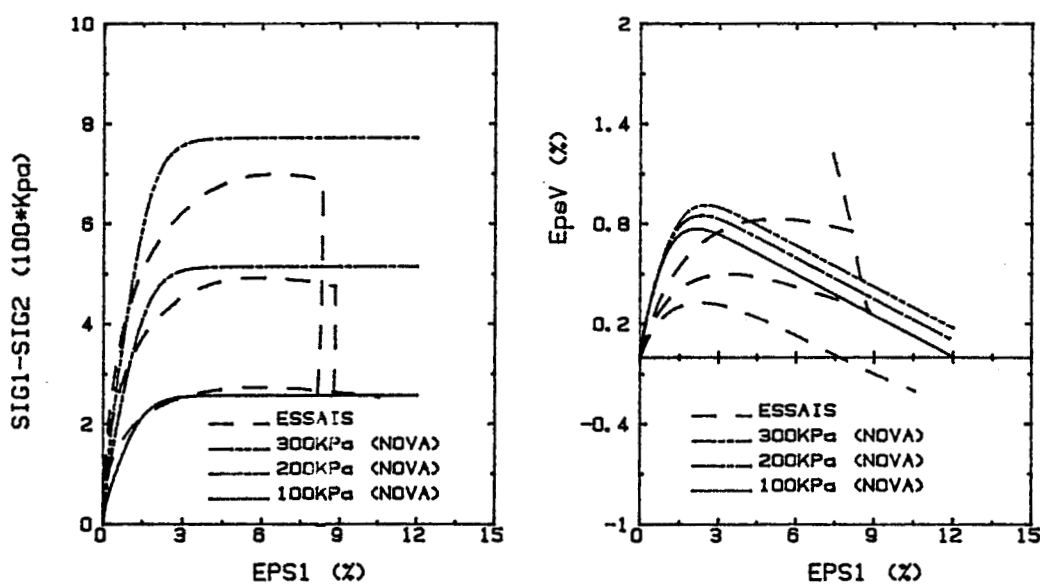


Figure II.11

Essais triaxiaux en compression drainée sur le sable d'Hostun (Chehade 1989) utilisés pour l'identification des paramètres du modèle de Nova

III.1.2.b) Essais de vérification

Avec le jeu de paramètres déterminé, le modèle a été testé sur les essais suivants :

- triaxiaux de compression non drainée,
- triaxiaux d'extension drainée et non drainée,
- torsion à contrainte axiale imposée en condition drainée,
- torsion à déformation axiale imposée en condition drainée et non drainée.

Les résultats de vérification sont donnés sur les figures II.12 à II.16. On constate :

- Pour les essais triaxiaux de compression non drainée, le modèle prédit bien l'évolution du déviateur jusqu'à 8 % de la déformation axiale, mais il ne prédit pas la phase de stabilisation observée expérimentalement. En ce qui concerne la pression interstitielle, le modèle prédit une augmentation rapide de celle-ci au début de l'essai (fig. II.12).
- Pour les essais triaxiaux d'extension drainée, le modèle prédit correctement le déviateur à la rupture, mais il donne une évolution rapide de l'écroutissage et il prédit mal l'évolution des déformations volumiques (fig. II.13).
- Le modèle prédit bien l'évolution du déviateur des contraintes lors des essais triaxiaux d'extension non drainées, mais il décrit mal l'évolution de la pression interstitielle (fig. II.14).
- Le modèle prédit bien le déviateur à la rupture des essais de torsion en condition drainée à déformation ou à contrainte axiale imposée, mais il donne une évolution rapide de l'écroutissage et une mauvaise prédiction des déformations volumiques (fig. II.15).
- Le modèle donne une surestimation du déviateur des contraintes pour les essais de torsion à contraintes imposées en condition non drainée, et une mauvaise prédiction de la pression interstitielle (fig. II.16).

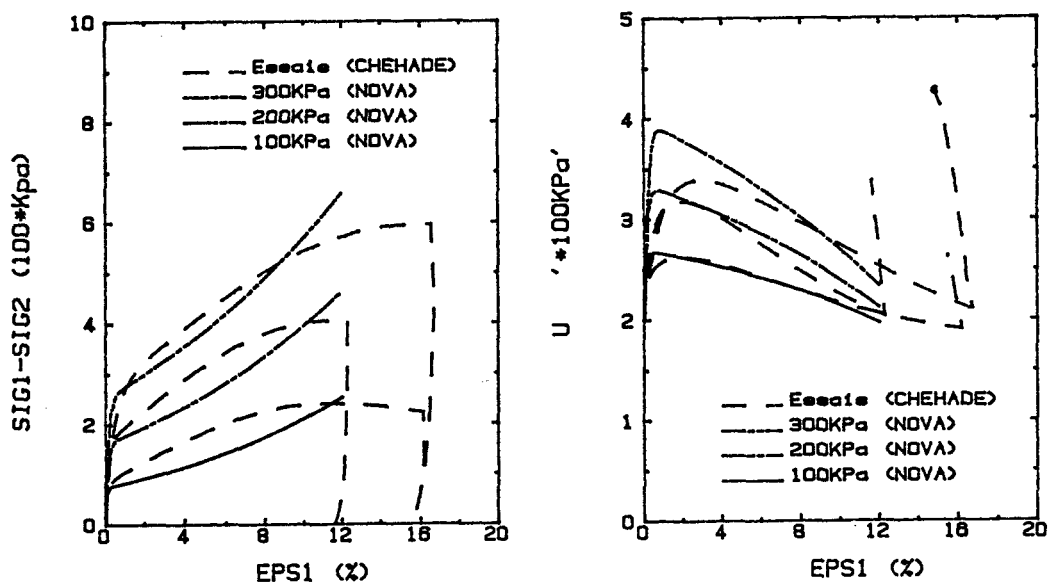


Figure II.12

Essais triaxiaux en compression non drainée sur le sable lâche d'Hostun
(modèle de Nova, essais de Chehade, 1989)

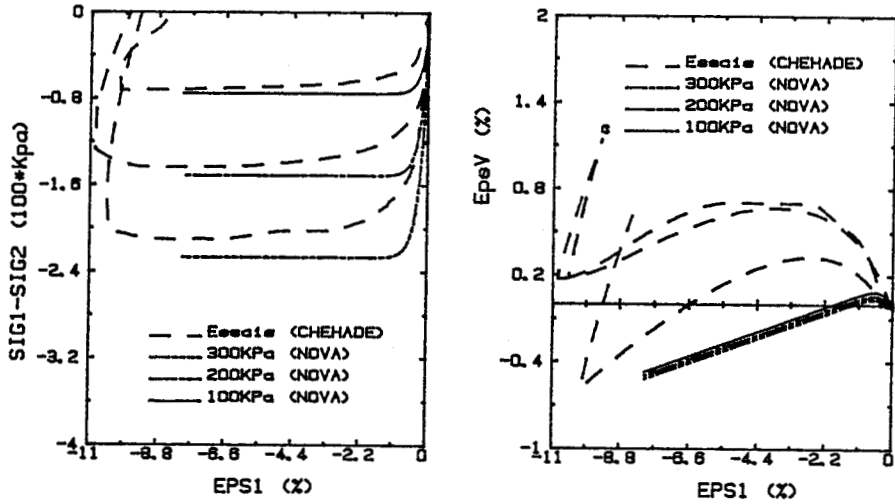


Figure II.13 : Essais triaxiaux en extension drainée sur le sable lâche d'Hostun (modèle de Nova, essais de Chehade, 1989)

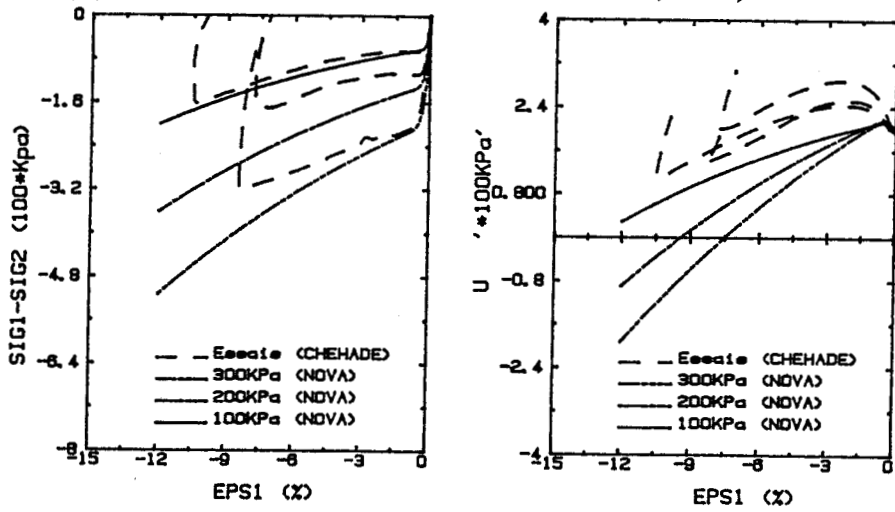


Figure II.14 : Essais triaxiaux en extension non drainée sur le sable lâche d'Hostun (modèle de Nova, essais de Chehade, 1989)

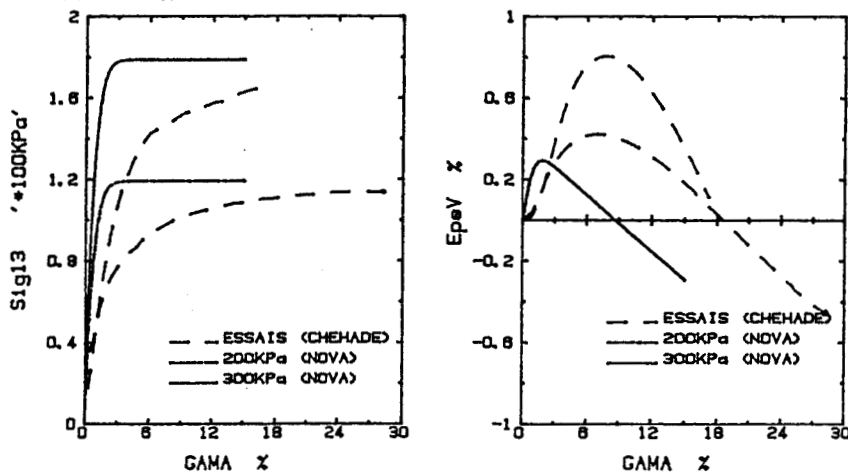


Figure II.15 : Essais de torsion drainé à contrainte axiale imposé sur le sable d'Hostun (modèle de Nova, essais de Chehade, 1989)

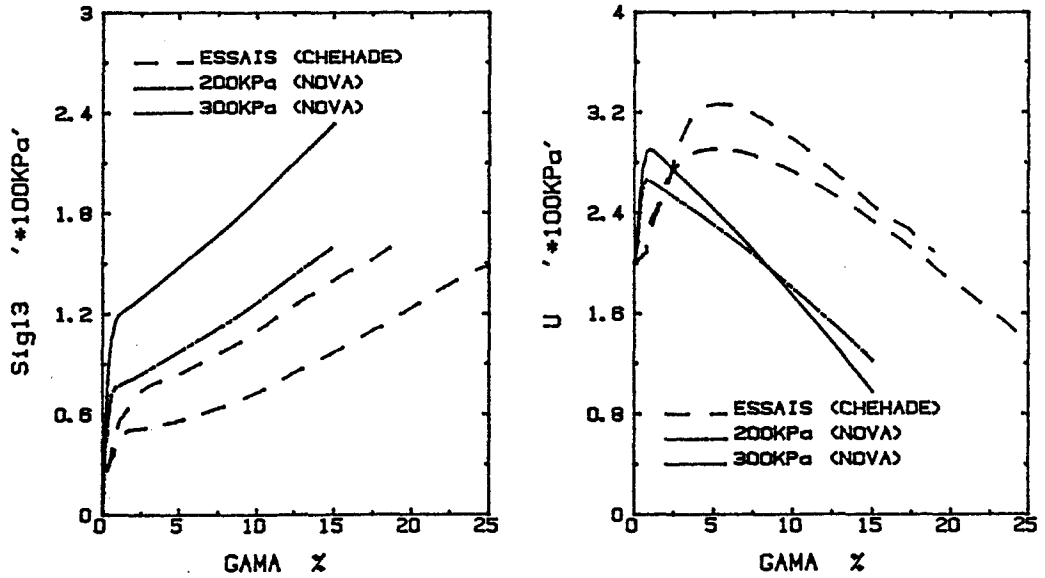


Figure II.16 : Essais de torsion non drainé à contraintes imposées sur le sable d'Hostun (modèle de Nova, essais de Chehade, 1989)

III.1.3 Essais de Yamada et Ishihara sur le sable de Fuji River

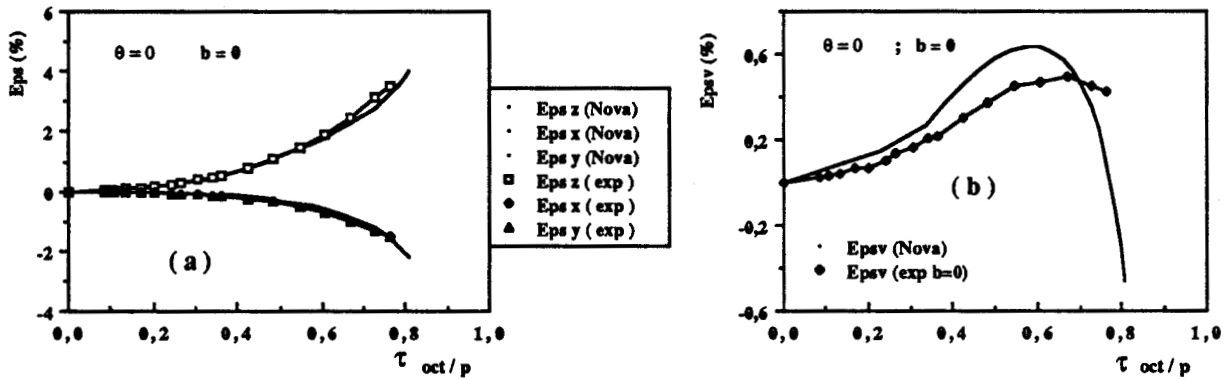
Du fait que le modèle est isotrope, il a été testé sur cinq essais ($\theta = 0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$) (Yamada et Ishihara, 1979).

III.1.3.a) Essai de calage :

Un jeu de paramètres a été déterminé à partir de l'essai triaxial ($\phi_\sigma = 0^\circ$) (tableau II.4). La reproduction de l'essai de calage est donnée sur la figure (II.17) où on représente les déformations principales $\epsilon_1, \epsilon_2, \epsilon_3$ et les déformations volumiques en fonction du rapport τ_{ocf}/p . On peut noter que le modèle décrit bien cet essai.

E0 (kPa)	n	v	ϕ	λ_1	μ	m	D
600	0,5	0,3	35°	0,0012	0,85	0,5	0,85

Tableau II.4 :
Jeu de paramètres (essais de Yamada et Ishihara, 1979)

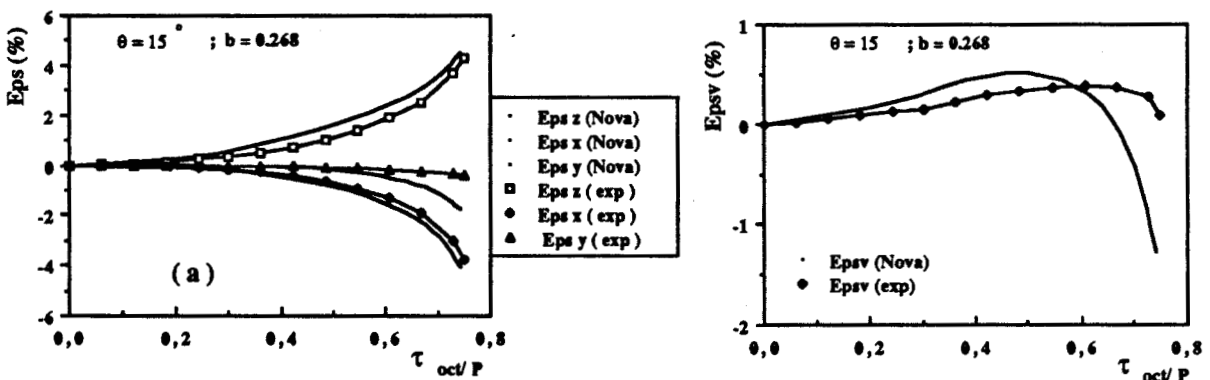


Figures II.17 a et b

Essai drainé ($\theta = 0$) utilisé pour l'identification des paramètres du modèle de Nova (1982) sur le sable de Fuji-River (Yamada et Ishihara, 1979)

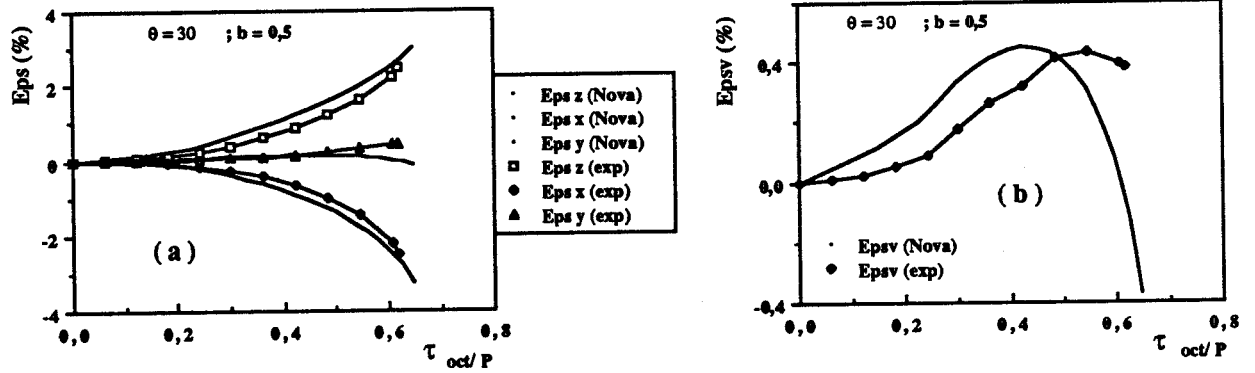
III.1.3.b) Essais de vérification

La vérification du modèle a porté sur les essais avec des angles $\theta = 15^\circ$ ($j = 1$ à 4). Les résultats de simulations sont donnés sur les figures II.18 à II.21. On note que le modèle reproduit bien ces essais, en particulier l'évolution des déformations ϵ_1 et ϵ_2 et les contraintes τ/p , sauf pour l'essai à $\theta = 60^\circ$ où la contrainte à la rupture est surestimée (fig. II.21).



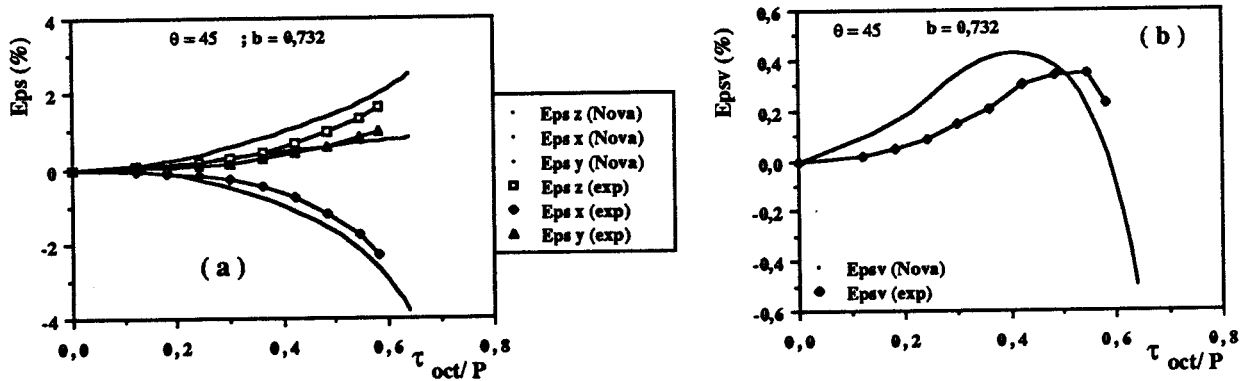
Figures II.18 a et b

Essai drainé ($\theta = 15^\circ$) sur le sable lâche de Fuji-River (modèle de Nova, 1982 ; Yamada et Ishihara, 1979)



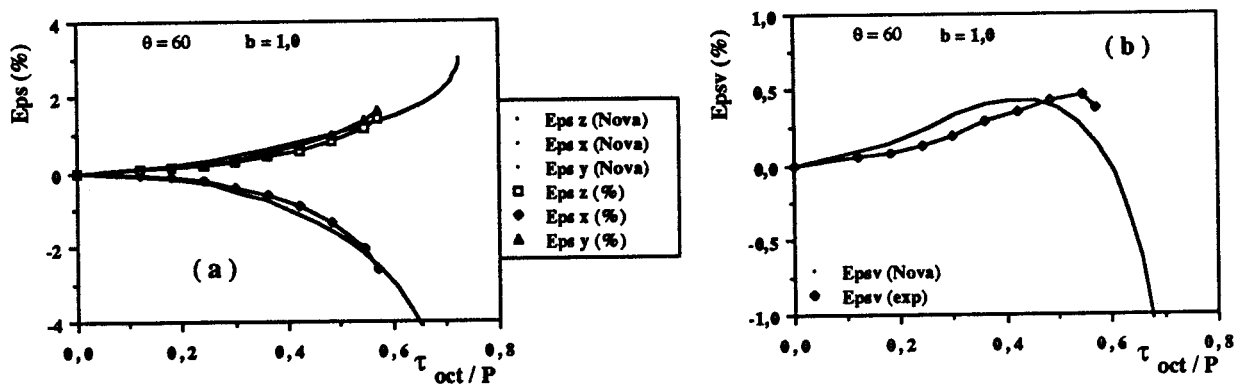
Figures II.19 a et b

Essai drainé ($\theta = 30^\circ$) sur le sable lâche de Fuji-River
(modèle de Nova, 1982 ; Yamada et Ishihara, 1979)



Figures II.20 a et b

Essai drainé ($\theta = 45^\circ$) sur le sable lâche de Fuji-River
(modèle de Nova, 1982 ; Yamada et Ishihara, 1979)



Figures II.21 a et b

Essai drainé ($\theta = 60^\circ$) sur le sable lâche de Fuji-River
(modèle de Nova, 1982 ; Yamada et Ishihara, 1979)

III.1.4 Essais du Workshop de Cleveland

La validation du modèle a porté sur les deux matériaux (le sable dense d'Hostun et le sable de Reid Bedford) utilisés lors des essais présentés au Workshop de Cleveland.

III.1.4.a) Sable d'Hostun

* *Essais à l'appareil de torsion (Puccini et Saada, 1987) :*

L'essai isotrope et les essais triaxiaux de compression ont été utilisés pour la détermination des paramètres du modèle (tableau II.5). La figure (II.22) représente la reproduction des essais de calage, on note :

- le déviateur croît trop rapidement par rapport aux essais,
- le déviateur à la rupture est correctement décrit malgré une légère sous-estimation de celui de l'essai à 200 kPa
- l'évolution de la déformation volumique est peu sensible à la pression de confinement ; le modèle reproduit mal l'amplification de la contractance en fonction de la pression de confinement.

Le modèle a été ensuite testé sur les :

- essais triaxiaux d'extension,
- essais à $b = \text{Cst}$ ($b = 0,286$ et $0,666$) avec une inclinaison de la contrainte majeure par rapport à l'axe vertical de l'échantillon de $32,3^\circ$ (resp $54,7^\circ$).

Les résultats de prédiction sont donnés sur les figures II.23 et II.24, on note :

- Le modèle estime bien le déviateur à la rupture de l'essai d'extension à 200 kPa, et il surestime légèrement celui de l'essai d'extension à 500 kPa. Les prédictions des déformations volumiques sont moyennes (fig. II.23).
- Le modèle sous-estime de 15 % le cisaillement à la rupture de l'essai de compression axiale ($b = 0,286$) (fig II.24 a), et il surestime de 15 % celui de l'essai d'extension ($b = 0,666$) (fig II.24 b). Les prédictions des déformations volumiques restent moyennes (fig. II.24 a et II.24 b).

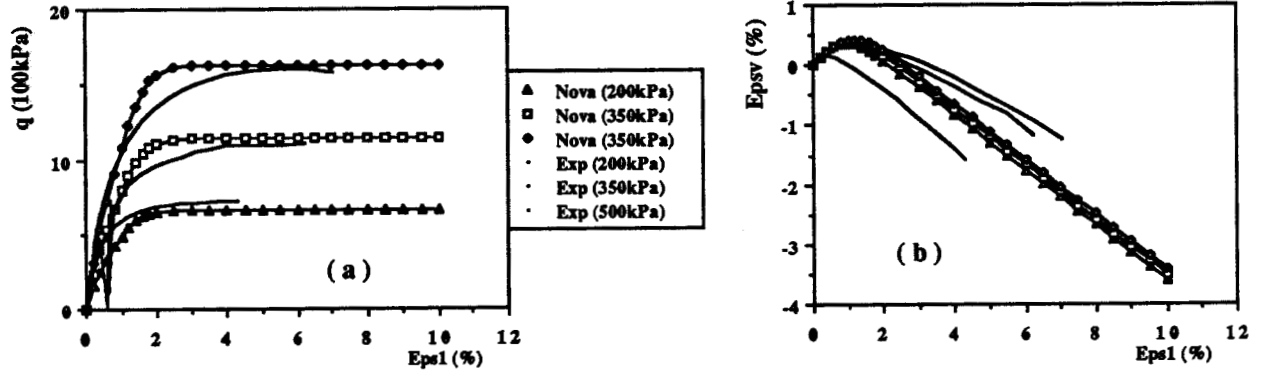


Figure II.22 a et b

Essais triaxiaux en compression sur le sable dense d'Hostun au cylindre creux utilisés pour l'identification des paramètres du modèle de Nova (Workshop de Cleveland, Puccini et Saada, 1987)

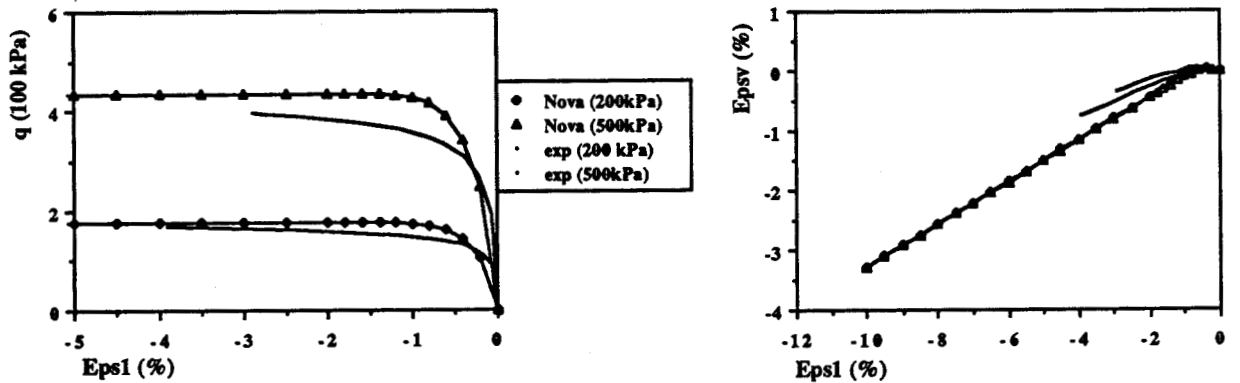
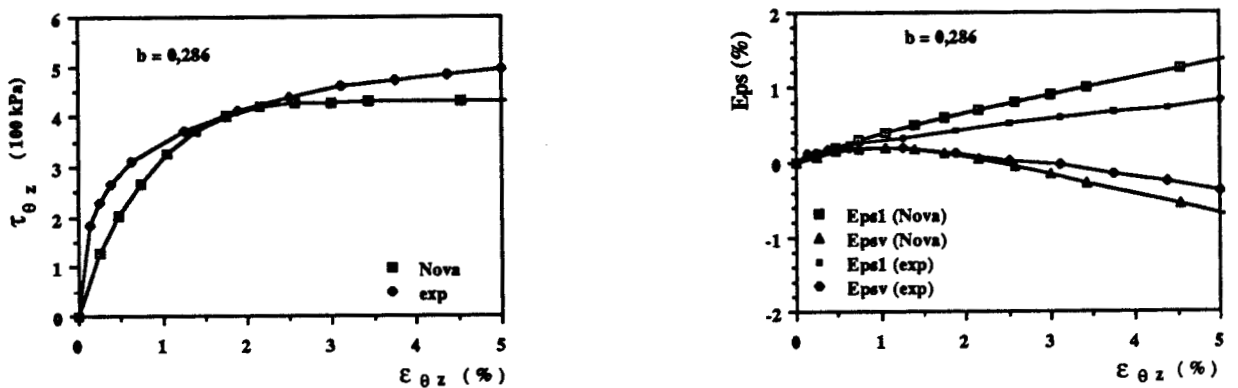


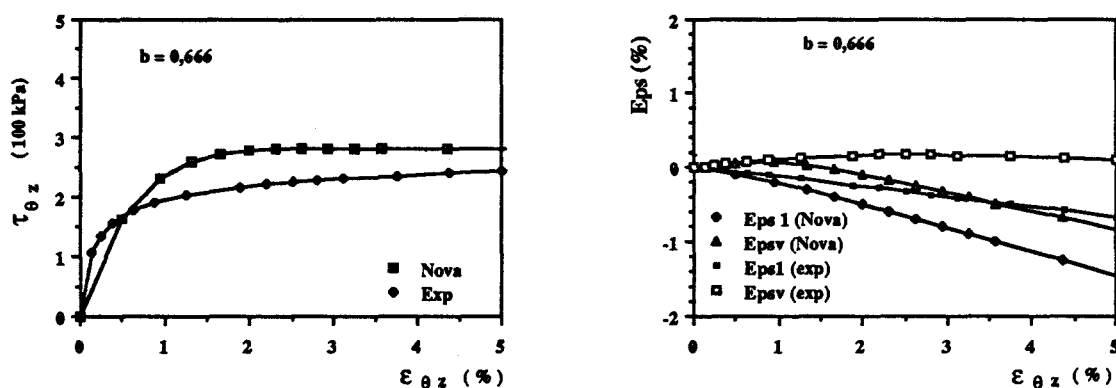
Figure II.23 a et b

Essais triaxiaux en extension sur le sable dense d'Hostun au cylindre creux (Workshop de Cleveland, Puccini et Saada, 1987)



Figures II.24 a

Essai radial sur le sable dense d'Hostun au cylindre creux ($b = 0,286$) (Workshop de Cleveland, Puccini et Saada, 1987)



Figures II.24 b

Essai radial sur le sable dense d'Hostun au cylindre creux ($b = 0,666$)
(Workshop de Cleveland, Puccini et Saada, 1987)

* *Essais au véritable triaxial (Lanier et Zitouni, 1987) :*

Les paramètres du modèle ont été déterminés à partir de l'essai isotrope et des essais triaxiaux de compression drainée. Les paramètres m et μ ont été déterminés par calage. La reproduction des essais de calage est montrée sur la figure II.25 où on peut noter les mêmes constatations qu'au paragraphe précédent : évolution rapide de l'écroutissage, bonne prédiction du déviateur à la rupture et la faible influence de la pression de confinement sur les déformations volumiques.

Le modèle a été testé sur les essais suivants :

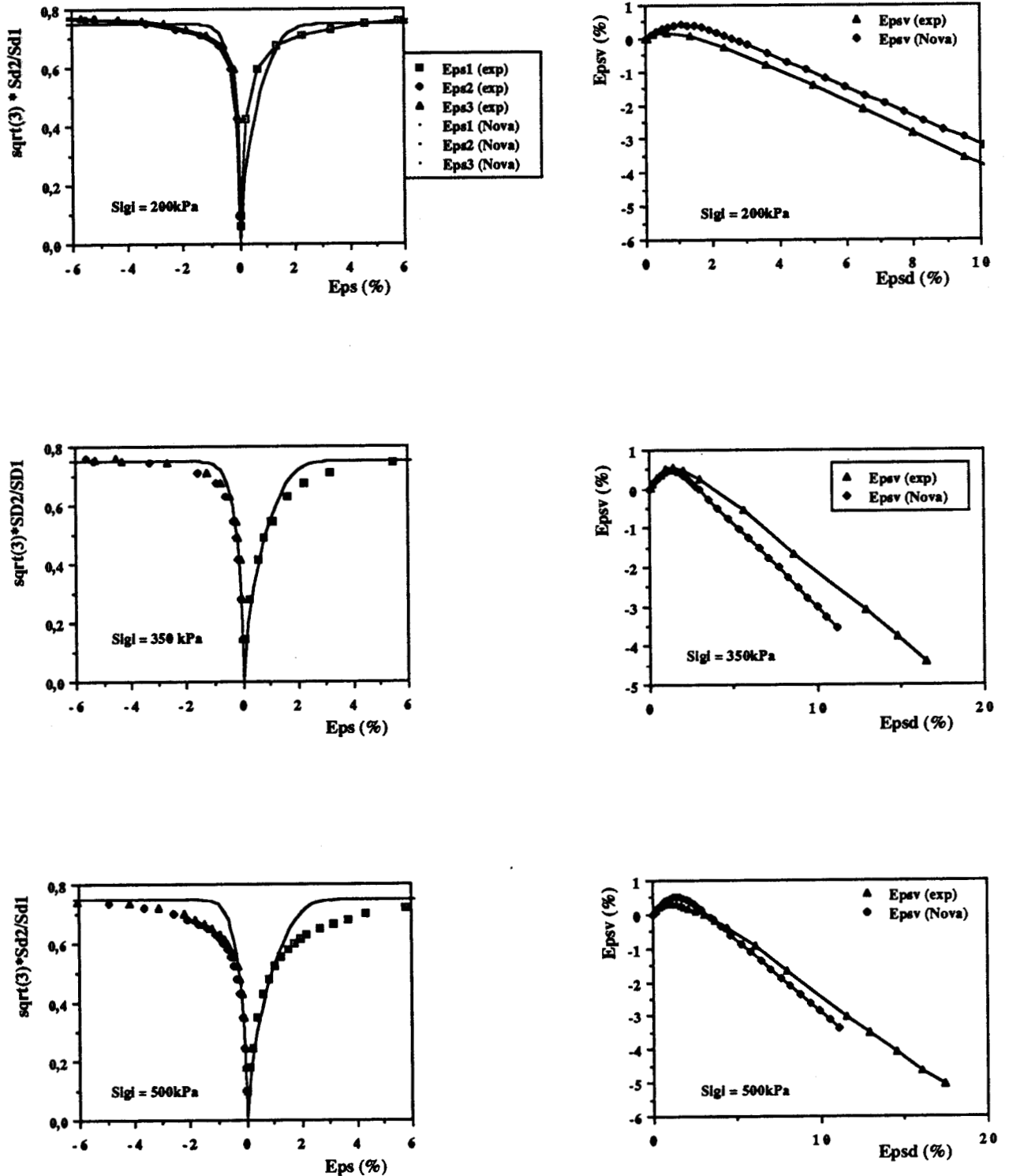
- triaxiaux d'extension drainée,
- chemins radiaux à $b = 0,286$ et $b = 0,667$ où la contrainte intermédiaire est maintenue constante.

Les résultats de prédictions sont donnés sur les figures II.26 à II.28 ; on note que :

- le déviateur des contraintes à la rupture et les déformations volumiques sont correctement décrits pour les essais d'extension ; mais le modèle présente toujours une évolution rapide de l'écroutissage (fig. II.26),
- le modèle donne une surestimation de 10 % du rapport des contraintes à la rupture $SD2/SD1$ et présente une évolution rapide de l'écroutissage pour les essais à $b = cte$ (fig. II.27).

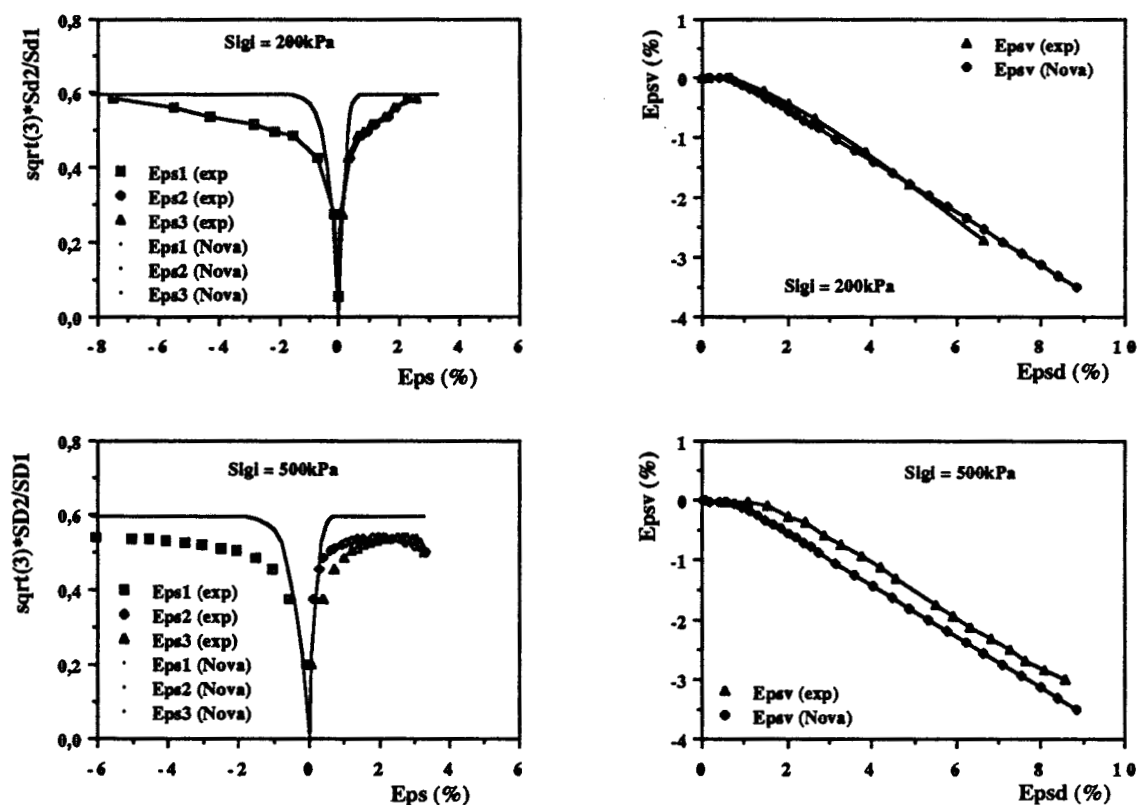
III.1.4.b) Sable de Reid Bedford

* *Essais à l'appareil de torsion (Puccini et Saada, 1987) :*

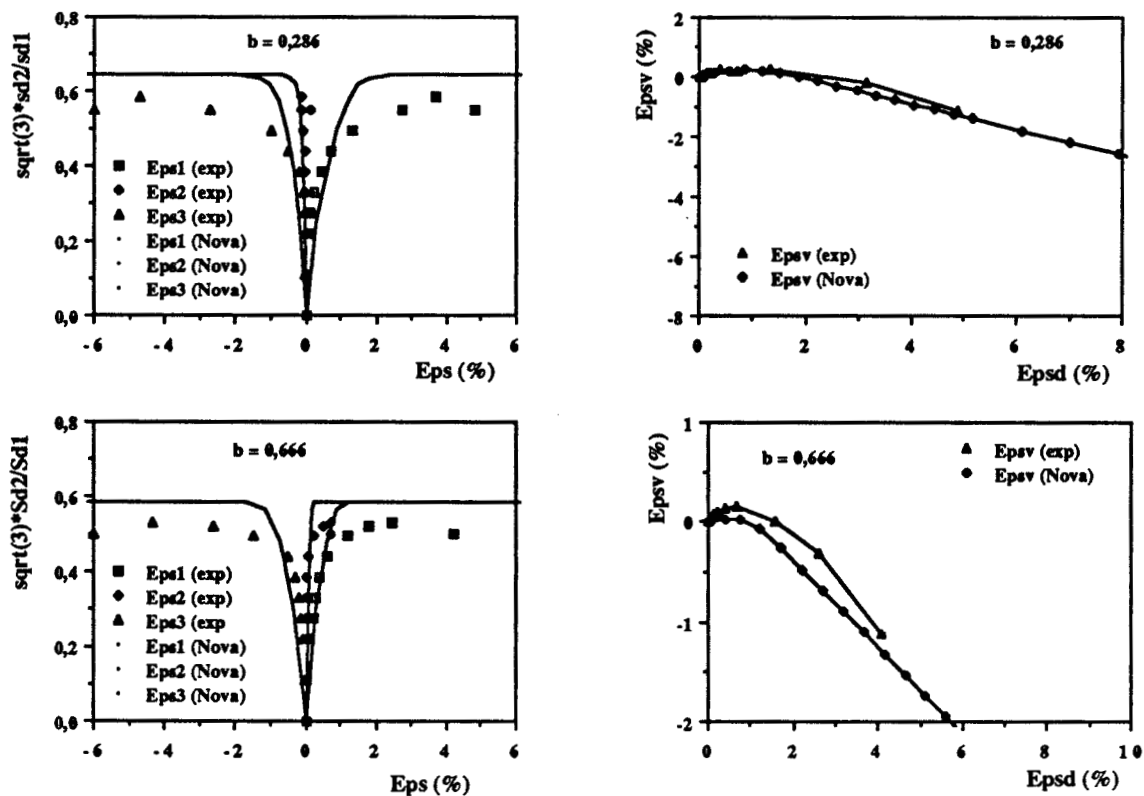


Figures II.25

Essais triaxiaux en compression sur le sable dense d'Hostun à la presse 3D
utilisés pour l'identification des paramètres du modèle de Nova
(Workshop de Cleveland - Lanier et Zitouni, 1987)



Figures II.26 : Essais triaxiaux en extension sur le sable dense d'Hostun à la presse 3D (Workshop de Cleveland - Lanier et Zitouni, 1987)



Figures II.27 : Essais radiaux sur le sable d'Hostun à la presse 3D (Workshop de Cleveland Lanier et Zitouni, 1987)

L'essai isotrope et les essais triaxiaux de compression drainée ont été utilisés pour la détermination des paramètres du modèle ; m et μ ont été déterminés par calage. La reproduction des essais de calage est donnée sur la figure II.28. La qualité des prédictions est semblable à celle obtenue sur le sable d'Hostun.

Le modèle a été testé sur les essais suivants :

- triaxiaux d'extension drainée,
- chemins à $b_{\sigma} = 0,277$ (resp 0,723) avec un angle d'inclinaison de la contrainte principale majeure par rapport à l'axe vertical $\beta = 31,7^{\circ}$ (resp $58,25^{\circ}$).

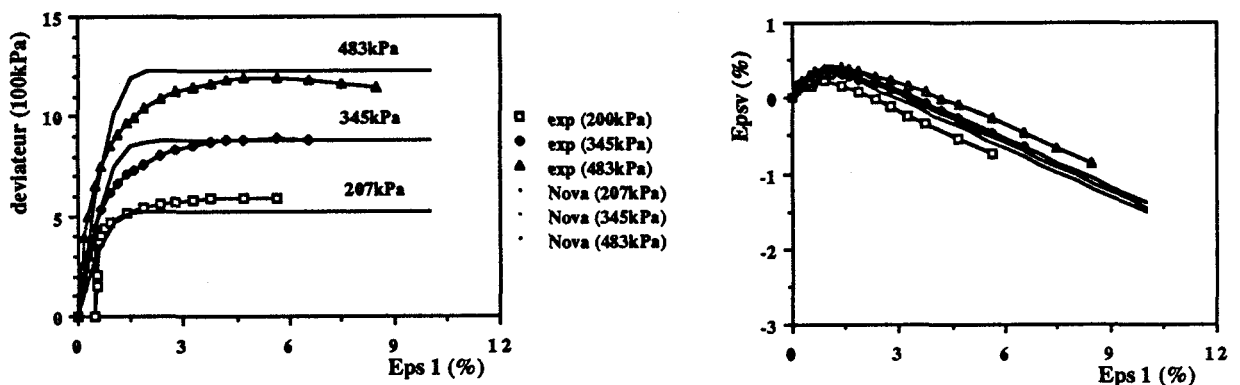
Les résultats obtenus permettent de noter :

En extension :

- Le modèle décrit bien le déviateur à la rupture, mais il présente une évolution rapide de l'écroutissage. Il décrit mal les déformations volumiques (fig. II.29).

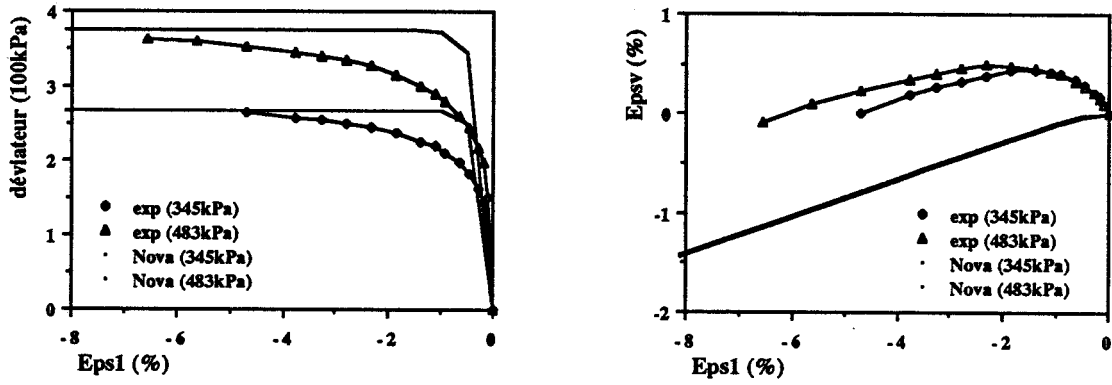
Essais à $b = cte$

- Le modèle décrit bien les contraintes à la rupture de l'essai à $b=0.723$ mais il surestime celles de l'essai à $b=0,277$. Les déformations volumiques sont mal décrites (fig. II.30).



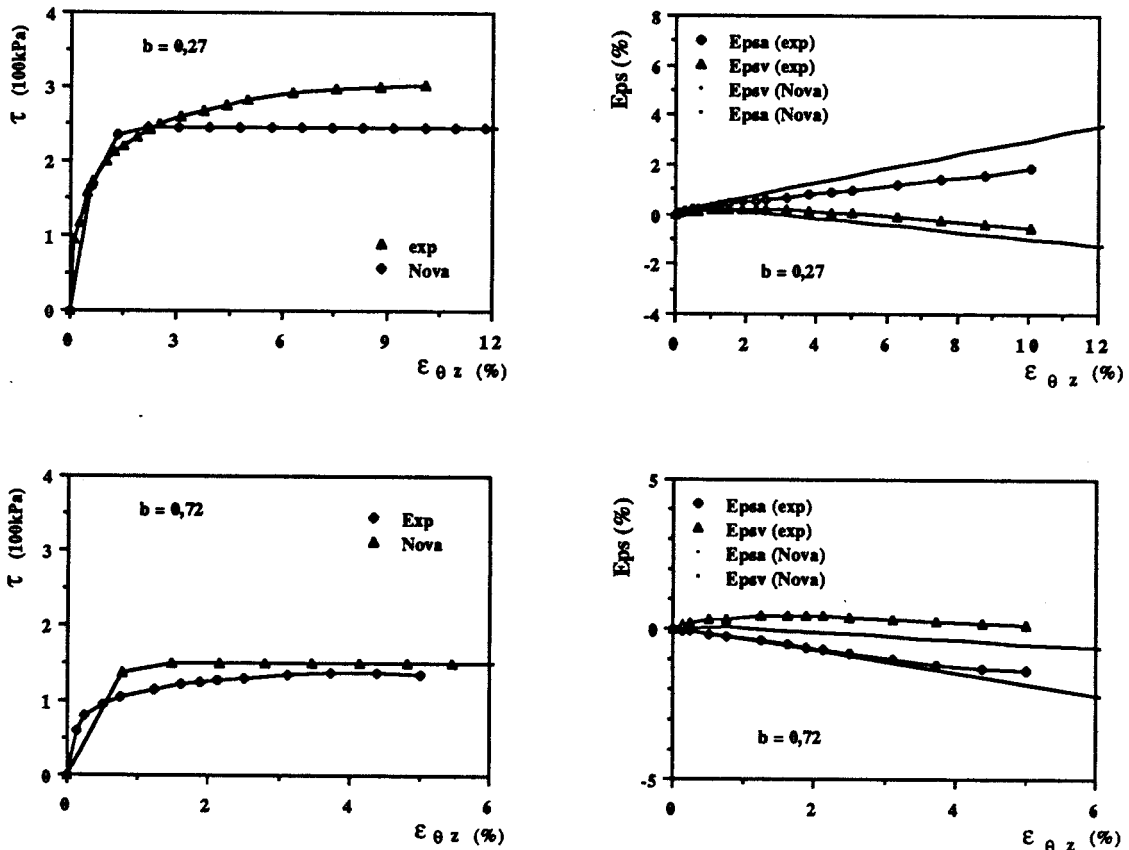
Figures II.28

Essais triaxiaux en compression sur le sable de Reid Bedford au cylindre creux utilisés pour l'identification des paramètres du modèle de Nova (Workshop de Cleveland - Puccini et Saada, 1987)



Figures II.29

Essais triaxiaux en extension sur le sable de Reid Bedford au cylindre creux
(Workshop de Cleveland - Puccini et Saada, 1987)



Figures II.30

Essais radiaux sur le sable de Reid Bedford au cylindre creux (b = cst)
(Workshop de Cleveland - Puccini et Saada, 1987)

III.2 Validation théorique du modèle de Nova

L'étude théorique comporte deux types de tests :

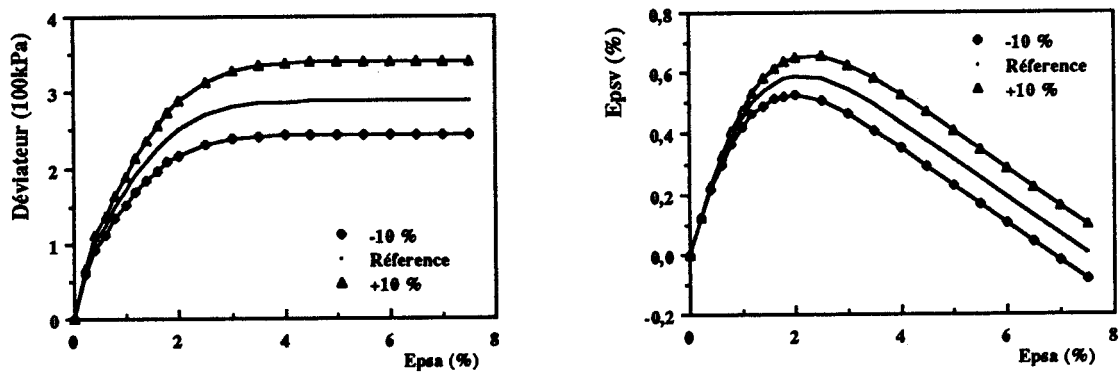
- tests de sensibilité,
- tests sur des chemins particuliers.

III.2.1 Etude de sensibilité du modèle de Nova

III.2.1.a) sensibilité du modèle par rapport à ses paramètres :

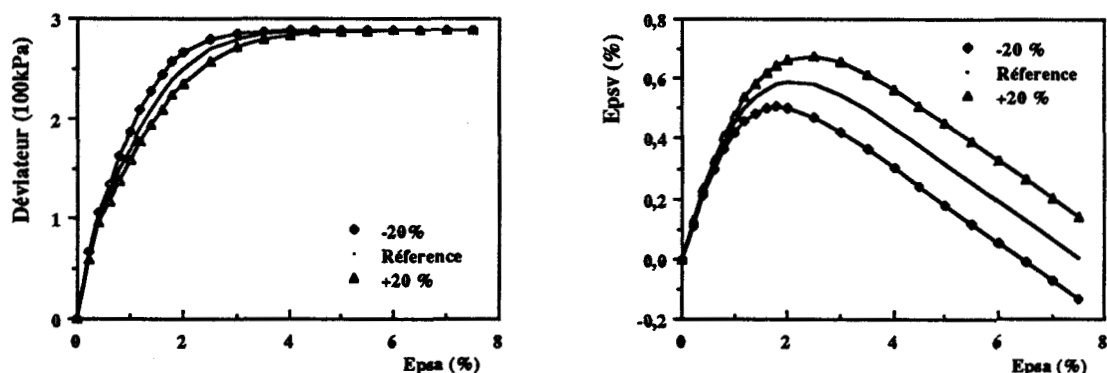
L'étude de la sensibilité du modèle par rapport aux perturbations de ses paramètres a été effectuée sur les chemins triaxiaux de compression drainée ou non drainée, et sur des chemins de torsion. Les résultats de ces tests sont donnés en Annexe 1. Les différents tests effectués montrent que le modèle est particulièrement sensible aux paramètres M et λ_1 (fig. II.31 et II.32).

Au paragraphe (II.3), nous avons montré que M peut être déterminé avec une bonne précision à partir des essais triaxiaux. En l'absence d'essais isotropes, λ_1 est déterminé par calage donc sa détermination doit être effectuée avec soin.



Figures II.31

Effet de la perturbation du paramètre M sur un chemin triaxial drainé (Modèle de Nova)

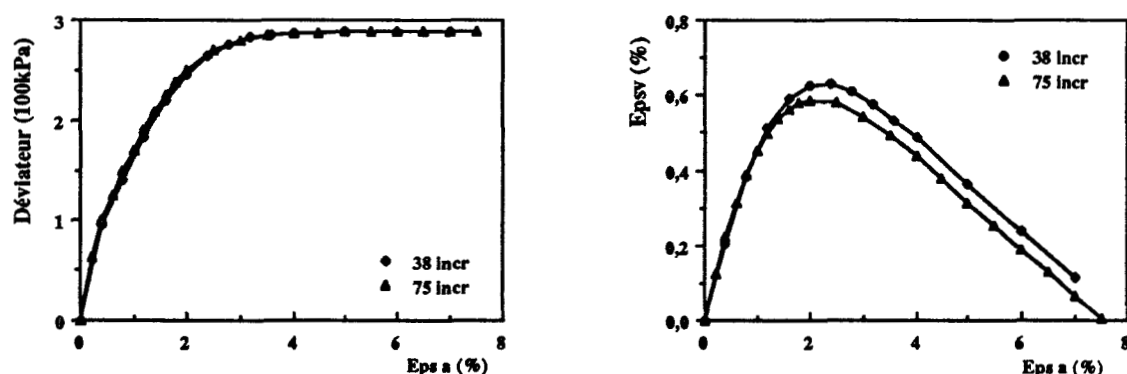


Figures II.32

Effet de la perturbation du paramètre λ sur un chemin triaxial drainé

III.2.1.b) Tests sur l'effet du nombre d'incrémentes

L'étude de la sensibilité du modèle de Nova par rapport au nombre d'incrémentes utilisé dans l'intégration du modèle a été effectuée sur des chemins triaxiaux de compression en condition drainée ou non drainée. Ils ont montré que la méthode d'intégration adoptée n'est pas sensible au nombre d'incrémentes (fig. II.33).

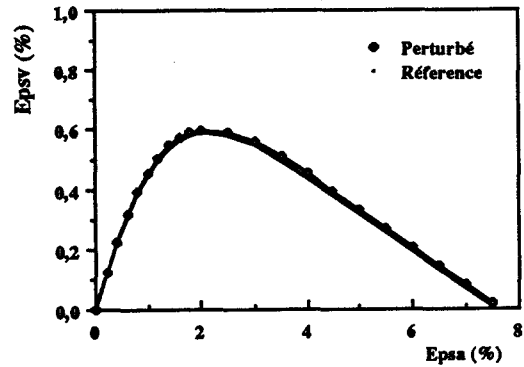
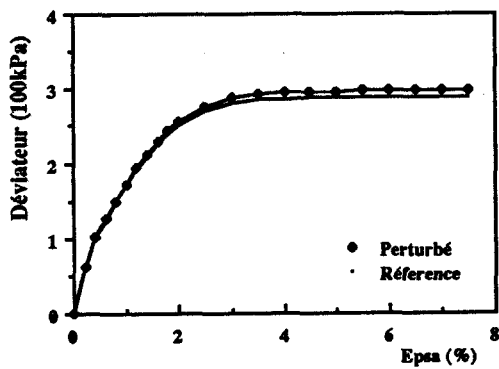


Figures II.33

Effet du nombre d'incrémentes sur un chemin de compression drainé

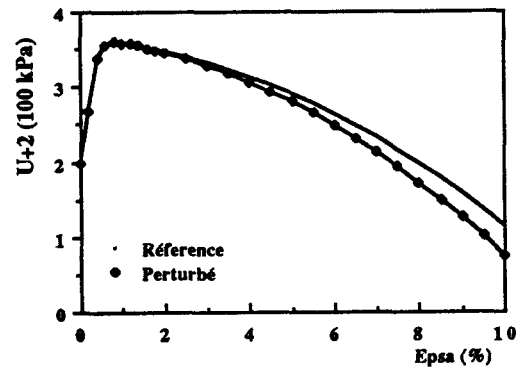
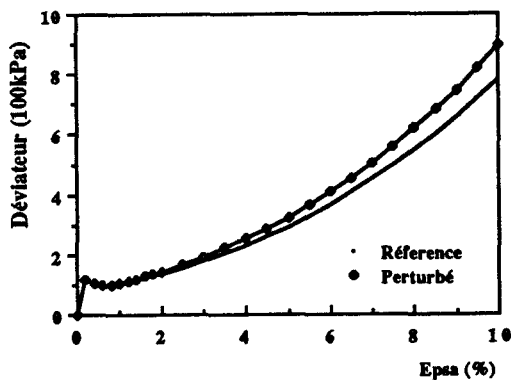
III.2.1.c) Tests de sensibilité du modèle sur des chemins voisins

Les figures II.34 et II.35 montrent l'effet de la perturbation des chemins triaxiaux drainé et non drainé. On peut constater que ces perturbations influent faiblement les réponses du modèle.



Figures II.34

Effet de la perturbation du chemin triaxial de compression drainé



Figures II.35

Effet de la perturbation du chemin triaxial de compression non drainé

III.2.2 Etude du modèle de Nova sur des chemins particuliers

III.2.2.a) Tests sur des chemins proportionnels

Le modèle a été testé sur les chemins suivants :

- chemin proportionnel contrançant $de_v > 0$;
- chemin non drainé en compression $de_v = 0$;
- chemin proportionnel dilatant $de_v < 0$.

Les simulations (fig. II.36) montrent que la réponse du modèle à ces chemins est du type proportionnel dans le plan triaxial à partir d'un certain niveau de chargement. Une dilatance proportionnelle conduit à une décroissance des contraintes, tandis qu'une contractance produit une augmentation des contraintes.

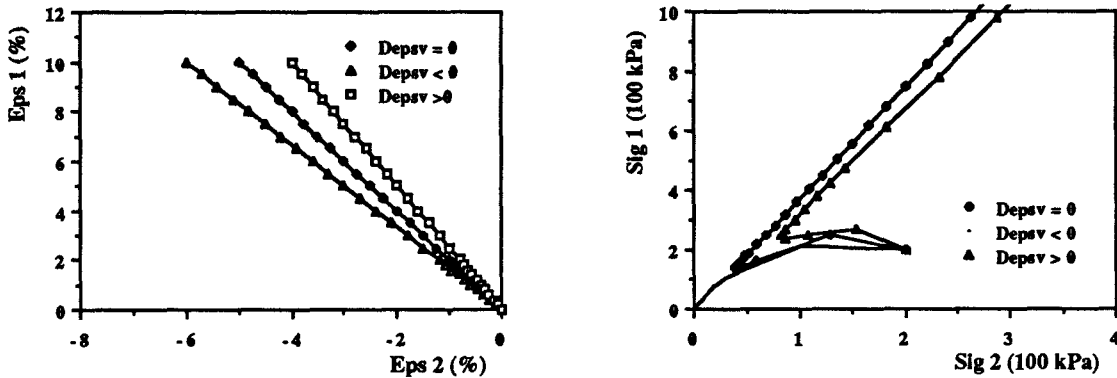


Figure II.36

Test du modèle de Nova sur les chemins proportionnels en déformation

III.2.2.b) Tests sur des chemins circulaires

Ces tests consistent à imposer, après un essai triaxial drainé ou non drainé, dans le plan $(\epsilon_1, \sqrt{2} \epsilon_2)$ un chemin de sollicitation circulaire de faible rayon ($r = 0,01$) parcouru dans le sens trigonométrique ou rétrograde (fig. II.37). L'analyse des résultats obtenus montre :

* Effet de la direction des incréments de sollicitations

Les quatre tests effectués donnent des réponses avec des points anguleux dans le plan $(\sigma_1, \sqrt{2} \sigma_2)$. Ceci montre que la réponse du modèle présente une discontinuité par rapport à la direction des incréments de sollicitations en ces points (fig. II.38). Ces mêmes constatations ont été remarquées avec les modèles de Vermeer et Cyclade (Shahrour, 1987).

* Effet de l'histoire du chargement

En comparant les réponses obtenues après un chemin triaxial drainé et un chemin non drainé, on peut constater que la condition de drainage de l'essai triaxial précédent le chemin circulaire n'influe pas sur la forme de l'enveloppe de la réponse, mais qu'elle influe sur son amplitude (fig. II.39). Ces mêmes constatations ont été remarquées avec les modèles de Vermeer et Cyclade (Shahrour, 1987).

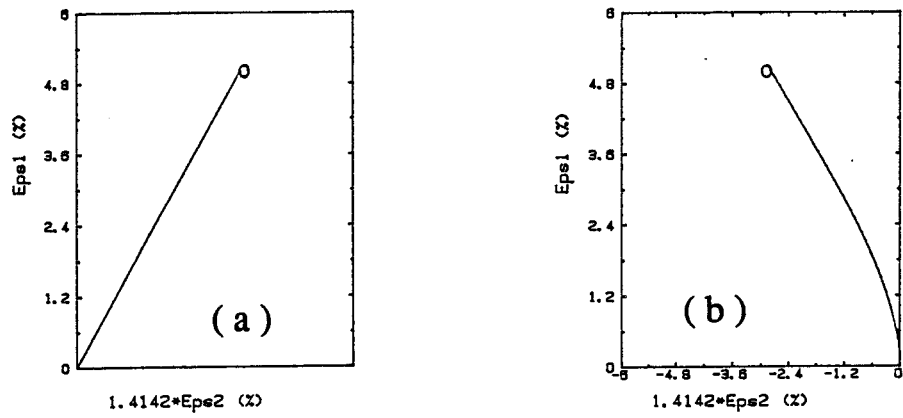


Figure II.37: Chemins de sollicitation circulaire dans le plan $(\epsilon_1, \sqrt{2}\epsilon_2)$
 (a): après un triaxial drainé ; (b): après un triaxial non drainé

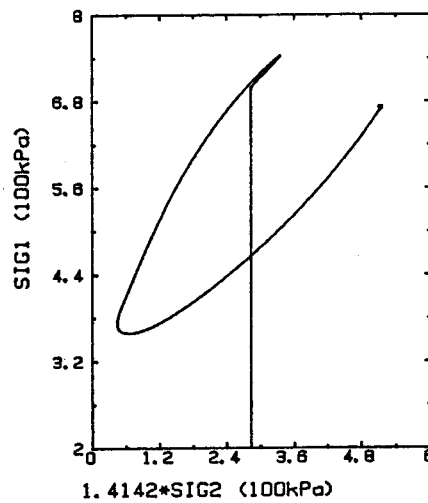


Figure II.38: Réponse du modèle de Nova à un chemin circulaire retrograde après un triaxial drainé

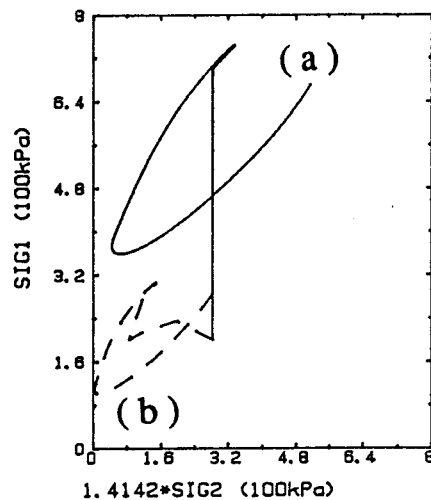


Figure II.39 : Réponse du modèle de Nova à un chemin circulaire retrograde après un chemin triaxial : (a) : drainé ; (b) : non drainé

IV VALIDATION DU MODELE SUR DES OUVRAGES

L'introduction du modèle dans un code de calcul par éléments finis et sa validation sur des problèmes aux limites constituent une étape très importante de sa procédure de validation. Le modèle a été introduit dans le code d'éléments finis "Pecplas" (Shahrour, 1984-1988).

Le modèle a été validé sur des essais retenus dans le cadre du Greco Géomatériaux :

- Les essais d'enfoncement d'une embase dans un échantillon placé dans une cellule triaxiale et soumis à une pression de confinement (Al-Mukhtar 1987, Greco 1987),
- Les expérimentations d'embase en centrifugeuse (Fargeix, 1988-1989).

Le sable utilisé lors de ces expérimentations est le sable d'Hostun, largement étudié dans le cadre du Greco. Les paramètres du modèle ont été déterminés à partir des essais triaxiaux réalisés sur des échantillons à des densités relatives voisines de celles utilisées dans les essais sur ouvrages.

IV.1 Essais d'Al-Mukhtar

La validation a porté sur les essais d'enfoncement effectués sur des échantillons soumis à des contraintes initiales isotropes ($q = 0$) ou anisotropes ($q \neq 0$).

Les essais ont été réalisés sur le sable d'Hostun étudié par Mohkam (1983) (cf § II.3.1.1). Les paramètres du modèle ainsi que sa validation sur ces essais sont donnés dans la même section.

IV.1.1 Maillage et conditions aux limites

L'échantillon est discrétisé en 49 éléments (Q 8 isoparamétrique à 8 noeuds) (fig. II.41). Les conditions aux limites sont :

- déplacement vertical bloqué sur AB,
- déplacement horizontal bloqué sur AE,
- force de surface imposée sur BC et CD.

Le chargement est appliqué en imposant un déplacement sur le côté DE qui représente la fondation rigide. Le calcul a été effectué avec (2 x 2) points d'intégration.

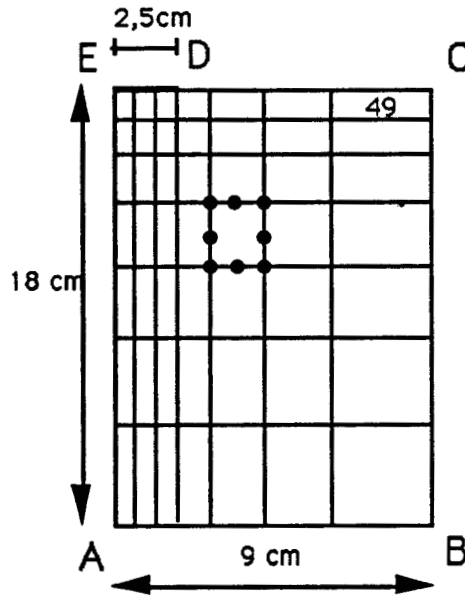


Fig II-41 : Maillage utilisé pour les essais d'Al-Moukhtar

IV.1.2 Essais d'enfoncement après consolidation isotrope

Le modèle est testé sur les essais réalisés sur le sable lâche en condition drainée avec 200 et 400 kPa de pression de confinement. Le chargement a été appliqué en 30 incréments de déplacement. La figure II.42 montre l'évolution de l'enfoncement de la fondation au cours du chargement. On constate que le modèle traduit bien l'augmentation de la capacité portante de la fondation en fonction de la contrainte de confinement, mais il surestime la force d'enfoncement en fin du chargement ; l'écart entre les essais et les prédictions atteint 30 %, ceci peut être attribué à la forte gamme des contraintes atteintes sous la fondation (3 000 à 5 000 kPa) car les paramètres du modèle ont été déterminés sur de faibles niveaux de contraintes (inférieures à 700 kPa).

IV.1.3 Essais d'enfoncement après un chemin triaxial

Afin d'examiner l'effet de l'histoire de préchargement sur le comportement de la fondation, on a simulé deux essais d'enfoncement sur le sable lâche à pression de confinement de 400 kPa (resp 200 kPa), et à déviateur initial de l'ordre de 500 kPa (resp 150 kPa).

Les résultats obtenus sont montrés dans les figures II.43 et II.44. On constate que le modèle prend en compte l'effet de l'histoire de chargement, en particulier la diminution de la capacité portante induite par le préchargement triaxial.

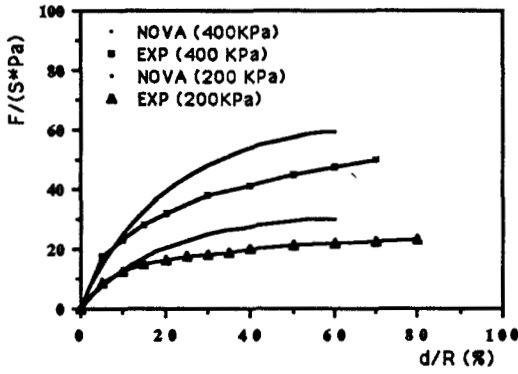


Figure II.42

Simulation des essais d'enfoncement dans le sable d'Hostun après des consolidations isotropes (modèle de Nova - Essais d'Al-Mukhtar, 1987)

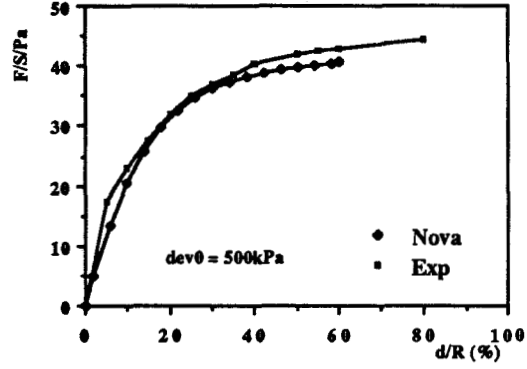


Figure II.43

Simulation d'un essai d'enfoncement dans le sable d'Hostun sur échantillon initialement anisotrope ($q = 500 \text{ kPa}$) (modèle de Nova - Essais d'Al-Mukhtar, 1987)

IV.1.4 Etude paramétrique

Dans ce paragraphe, nous présentons l'étude de l'effet de :

- la discrétisation du chargement,
- la tolérance de convergence,
- l'ordre d'intégration numérique avec la méthode de Gauss,
- la forme du critère de rupture dans le plan déviatorique.

IV.1.4.a) Effet de la discrétisation du chargement

Le chargement a été imposé en appliquant des incréments de déplacement. L'effet de la discrétisation du chargement a été étudié en prenant des incréments de 1 % et de 2 % du rayon de l'embase. La figure II.45 montre les résultats obtenus. On constate un faible écart entre les deux calculs.

IV.1.4.b) Effet de la tolérance de convergence

L'intérêt de cette étude est de déterminer l'effet de la tolérance de la convergence sur la prédiction du modèle. Deux simulations de l'essai d'enfoncement à 200 kPa ont été effectués avec

des critères de convergence sur la norme de déplacements $\left(\frac{\Delta U_r^i}{\Delta U_t^i} \right)$ de 10^{-3} et de 10^{-5} (ΔU_r^i et ΔU_t^i représentent respectivement la norme des déplacements résiduels et imposés). Le résultat de

ces simulations est donné sur la figure II.46. On constate que l'écart entre les deux calculs est de l'ordre de 10 %.

IV.1.4.c) Effet de l'ordre d'intégration numérique

L'effet de l'ordre d'intégration numérique est étudié à l'aide de deux calculs effectués avec (2 x 2) et (3 x 3) points d'intégration. La figure II.47 donne les résultats obtenus. On constate que ce paramètre a une faible influence sur les réponses du modèle (inférieur à 5 %).

IV.1.4.d) Effet de la forme du critère de rupture dans le plan déviatorique

Des études antérieures (Zienkiewicz et al 1978) ont montré l'importance du critère de rupture utilisé dans le plan déviatorique sur la prédiction de la capacité portante de la fondation (fig. II.48). Deux calculs ont été effectués, le premier avec un critère de type Von-Mises ($M = cte$), le second avec un critère de type Mohr - Coulomb retenu par Nova ($M = M(\alpha_\sigma)$) (fig. II.49). Les calculs effectués montrent que le modèle avec un critère de type Von - Mises surestime la force d'enfoncement de 30 % par rapport au critère proposé par Nova (fig. II.50). Ceci montre que le critère circulaire dans le plan déviatorique est mal adapté aux sables car il surestime sensiblement la résistance dans les zones d'extension.

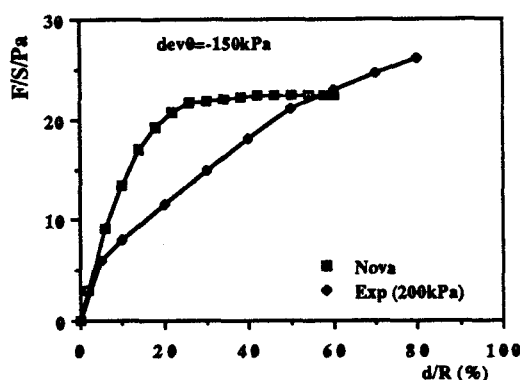


Figure II.44

Simulation d'un essai d'enfoncement sur échantillon initialement anisotrope ($q = 150 \text{ kPa}$) (modèle de Nova - Essais d'Al-Mukhtar, 1987)

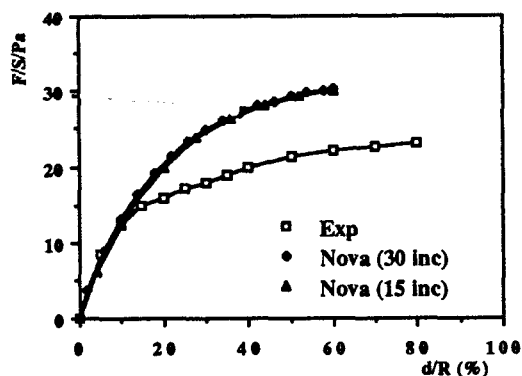


Figure II.45

Effet de la discrétisation du chargement

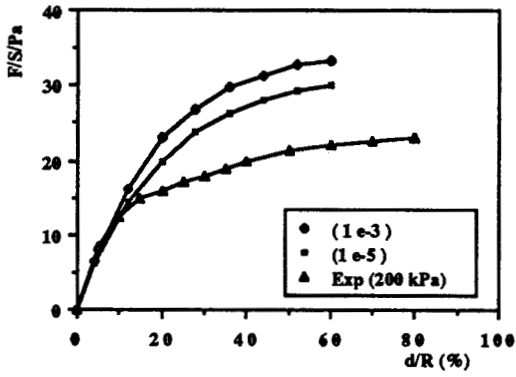


Figure II. 46

Effet de la tolérance de convergence

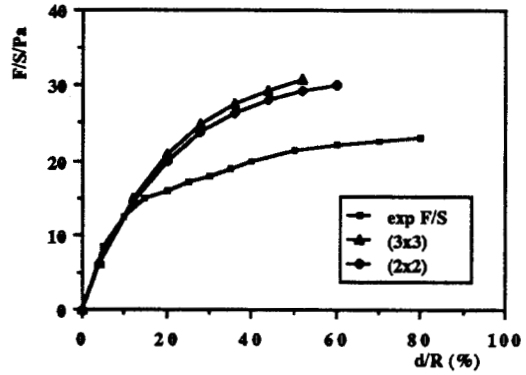


Figure II.47

Effet de l'ordre d'intégration numérique

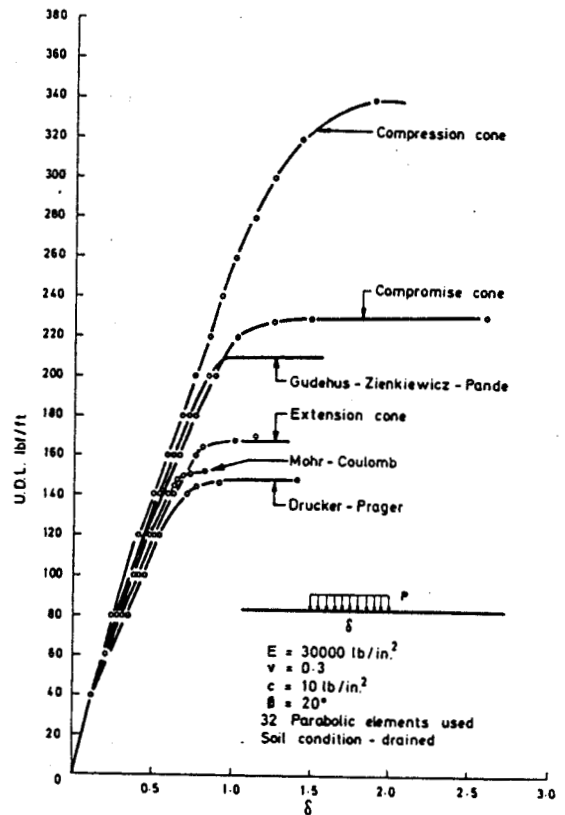
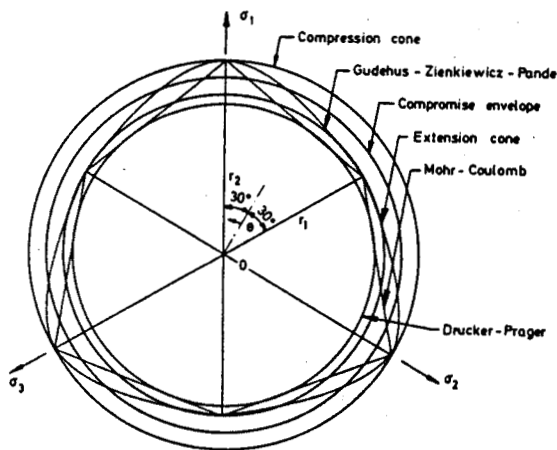


Figure II.48

Effet du critère de rupture dans le plan déviatorique
(Zienkiewicz et al, 1978)

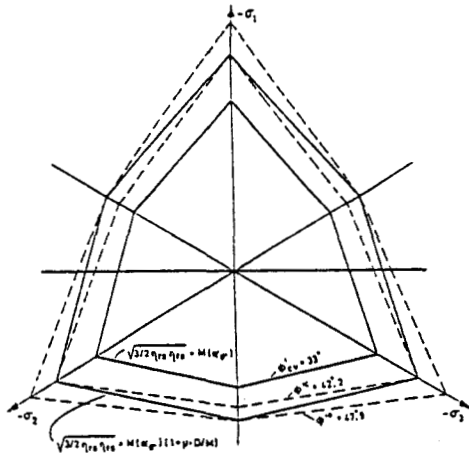


Figure II.49

Critère de rupture dans le plan déviatorique
(Nova, 1982)

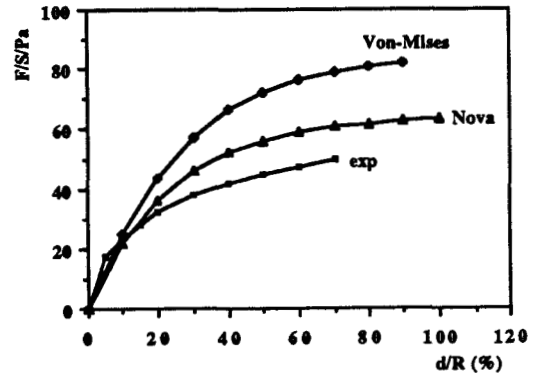


Figure II.50

Effet de la forme du critère de rupture dans le plan déviatorique

IV.2 Essais d'embase en centrifugeuse

La validation du modèle a porté sur les essais suivants :

- fondation circulaire en chargement centré sur sable moyen,
- • fondation circulaire en chargement centré sur sable dense, ?
- fondation filante en chargement centré sur sable moyen,
- fondation filante en chargement excentré sur sable moyen.

IV.2.1 Essais sur sable moyen

IV.2.1.a) Détermination des paramètres

Les paramètres du modèle (tableau II.6) ont été déterminés à partir des essais triaxiaux réalisés à l'I.M.G. sur des échantillons de sable avec une densité de $15,2 \text{ KN/m}^3$, voisine de celle dans le container de la centrifugeuse ($15,5 \text{ KN/m}^3$). La reproduction des essais de calage est donnée sur la figure II.51. Nous constatons à travers ces résultats les mêmes tendances que celles citées lors de la validation du modèle sur essais homogènes : une bonne reproduction du déviateur des contraintes, mais une évolution rapide de l'écroûissage et une mauvaise prédiction des déformations volumiques.

E0 (kPa)	n	v	ϕ (°)	λ_1	μ	m	D
450	0,5	0,35	33°	0,003	0,99	0,9	0,12

Tableau II.6

Paramètres du modèle (sable moyen)

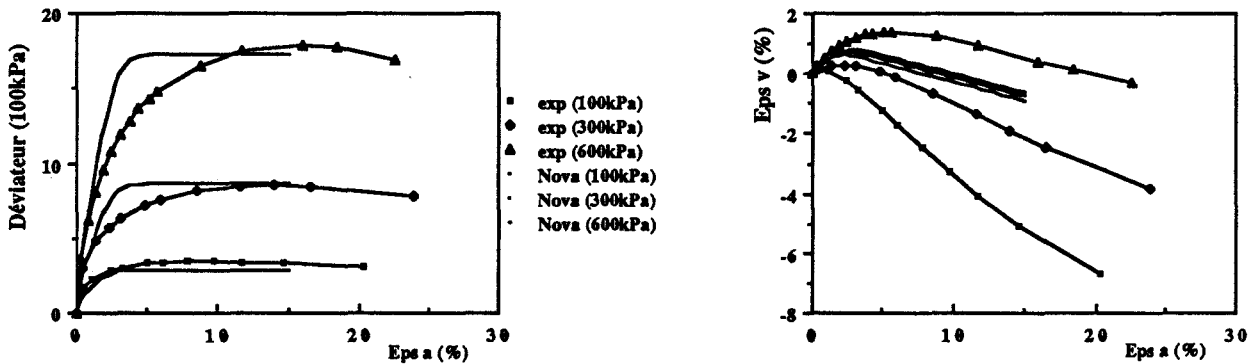


Figure II.51

Essais triaxiaux drainés utilisés pour la détermination des paramètres du modèle de Nova (Essais de Flavigny (Greco, 1988))

IV.2.1.b) *Fondation circulaire*

Maillage et conditions aux limites

Du fait de la symétrie du problème le calcul est effectué dans un plan méridien. Le domaine est discrétisé en 80 éléments (Q8), soit 288 noeuds (fig. II.52).

Les conditions aux limites sont :

- déplacement horizontal bloqué sur BC et AF
- déplacement vertical bloqué sur AB

L'état des contraintes initiales dans le massif est considéré comme oedométrique.

Programme de chargement et résultats des prédictions

Le chargement est appliqué avec des incréments de force appliqués dans l'axe de la fondation. Le calcul a été effectué avec (2 x 2) points d'intégration. Le tableau II.7 donne le programme du chargement et la convergence obtenue (rapport de la norme des forces résiduelles à celle des forces appliquées).

Incr. force (100kN)	1.5	1.0	0.5	0.25
N° incr	1 ==> 3	4 ==> 27	28	29 ==> 49
Précision de C.V.	10^{-3}	$0.5 \cdot 10^{-2}$	$0.5 \cdot 10^{-1}$	$0.45 \cdot 10^{-1}$

Tableau II.7 : Programme du chargement

L'analyse des résultats obtenus montre que :

- Le modèle sous-estime la rigidité initiale du massif ce qui induit une surestimation de l'enfoncement de 50 % au début du chargement. Ceci peut être attribué aux faibles niveaux du module de Young initial au voisinage de la fondation $E = E_o \left(\frac{P}{P_o} \right)^n$. On note également une sous-estimation de la résistance à la rupture du massif (fig. II.53).
- Le modèle donne des tassements à la surface du massif qui diminuent en s'éloignant du bord de la fondation. Le modèle ne décrit pas le soulèvement observé à un diamètre de l'axe de la fondation. Il surestime largement les tassements au voisinage de la fondation (fig. II.54).
- Le modèle décrit qualitativement les déplacements latéraux à un diamètre de l'axe de la fondation, mais il les sous-estime de l'ordre de 50 % (fig. II.55).

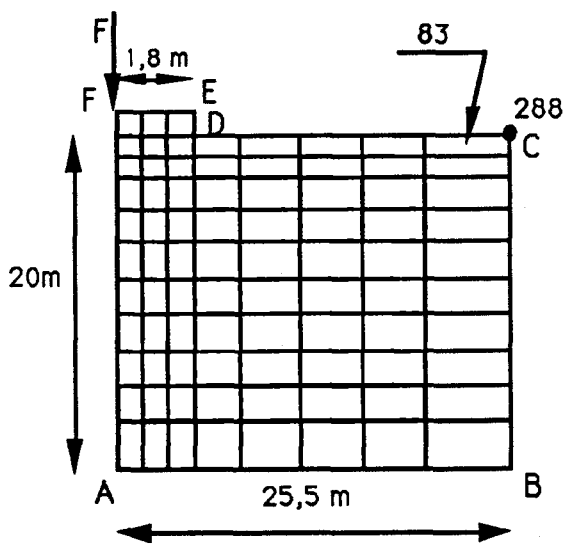


Figure II.52

Maillage utilisé pour la fondation circulaire en centrifugeuse

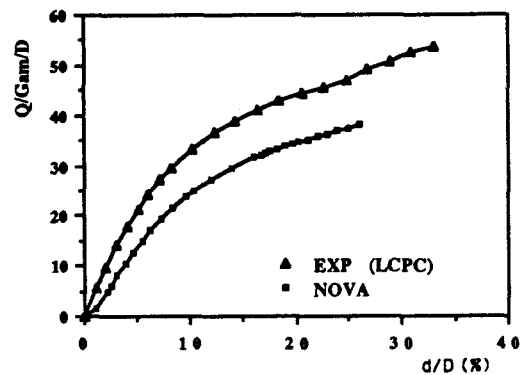


Figure II.53

Prédiction de l'essai d'embase sur sable moyen (Essais de Fargeix, 1988)

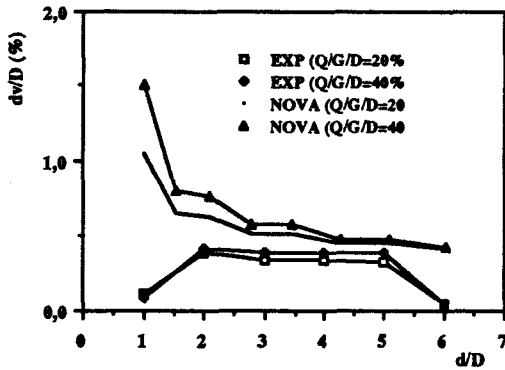


Figure II.54

Prédiction des tassements de la surface libre
(Fondation circulaire sur sable moyen -
Essai de Fargeix)

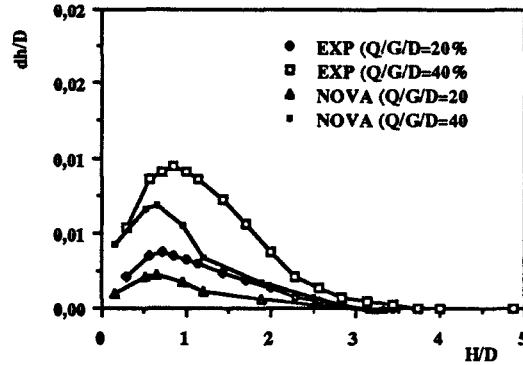


Figure II.55

Prédiction des déplacements latéraux mesurés
à 1D de l'axe (Fondation circulaire sur sable
moyen) (Essais de Fargeix, Greco1988)

IV.2.1.c) Fondation filante en chargement centré

Maillage et conditions aux limites

Le problème traité est en condition de déformation plane. Le massif du sol a été discrétisé en 100 éléments (Q 8) et 350 noeuds (fig. II.56). Le calcul a été réalisé avec (2 x 2) points d'intégrations de Gauss et 44 incréments de force. Les conditions aux limites sont identiques au problème précédent. La tolérance de convergence en fin du calcul a été de 4 % $\left(\frac{\|\Delta F_R\|}{\|F_a\|} \leq 4\% \right)$

Résultats obtenus

L'analyse des résultats obtenus montre que :

- Le modèle donne une sous-estimation de la rigidité du massif et une surestimation du tassement de la fondation (fig. II.57).
- Il surestime de l'ordre de 50 % les tassements en surface du massif (fig. II.58).

IV.2.1.d) Fondation filante en chargement excentré

Maillage et conditions aux limites

La validation du modèle a porté sur les essais effectués avec des excentrement de 7,5 % et 15% de la largeur de la fondation. Le massif a été discrétisé en 150 éléments (Q8) et 500 noeuds (fig. II.60). La tolérance de convergence en fin du calcul a été de 4 % $\left(\frac{\|\Delta F_R\|}{\|F_a\|} \leq 4\% \right)$

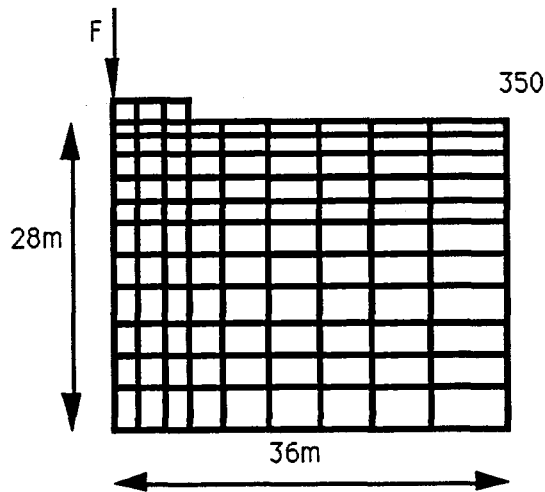


Figure II.56
Maillage utilisé pour la fondation filante
en centrifugeuse

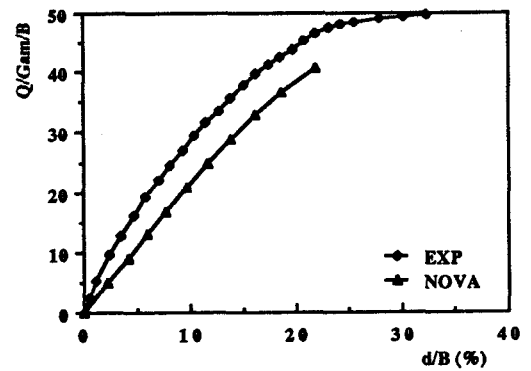


Figure II.57
Courbe force-enfoncement (Fondation en déformation plane sur sable moyen avec chargement centré) (Essais de Fargeix - Greco 1989-1990)

Résultats des prédictions

- Les figures II.60 et II.61 donnent la pression normalisée $Q/\gamma B$ en fonction de l'enfoncement dans l'axe de la fondation. On note que le modèle sousestime la rigidité du massif. La résistance à la rupture est bien estimée pour l'excentrement de 15 % (fig.II.60), mais elle est sous-estimée de 25 % pour l'excentrement de 7,5 % (fig. II.61).
- Les figures II.62 et II.63 donnent les tassements en surface en fonction de l'enfoncement dans l'axe de la fondation. On note que le modèle surestime largement ces tassements.
- Le modèle décrit bien la rotation transversale de la fondation jusqu'à un enfoncement au centre de la fondation de $0,1 B$ et il donne une surestimation de celle-ci de l'ordre de 30 % pour un enfoncement de $0,2 B$ (fig. II.64).

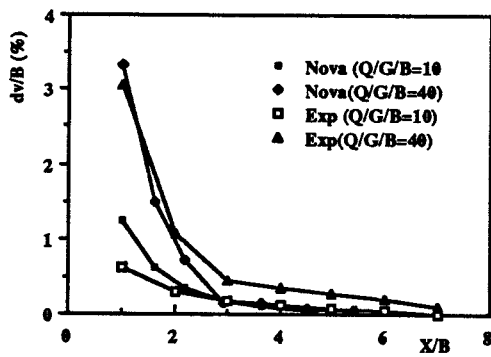


Figure II.58

Tassements du massif
(Fondation filante en chargement centré)

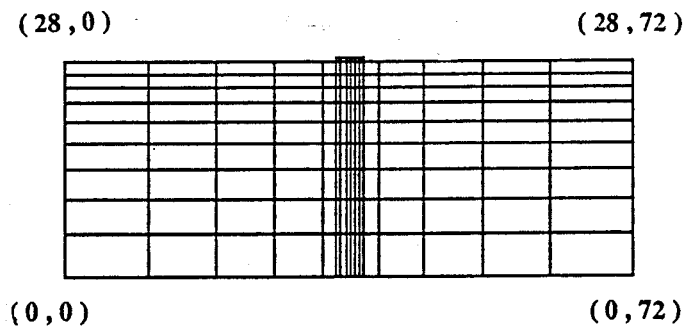


Figure II.59

Maillage utilisé pour l'essai en déformation plane
avec chargement excentré

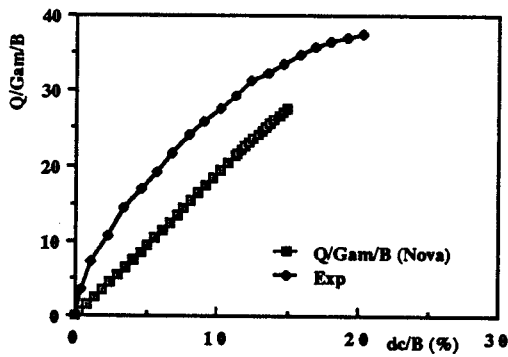


Figure II.60

Fondation en déformation plane avec charge-
ment excentré de 7,5 % de B

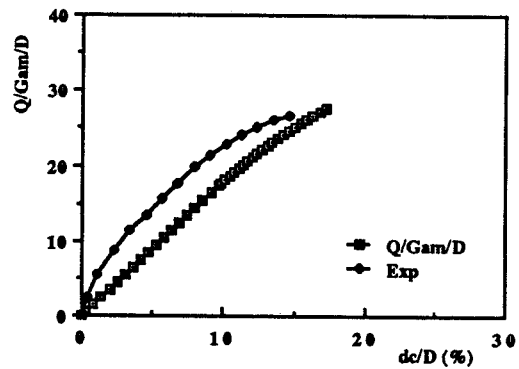


Figure II.61

Fondation en déformation plane avec charge-
ment excentré de 15 % de B

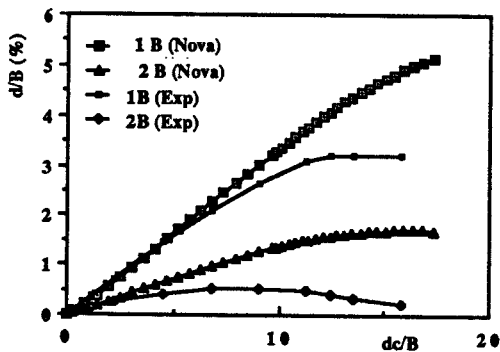


Figure II.62

Déplacements de la surface libre ($e = 15 \% B$)

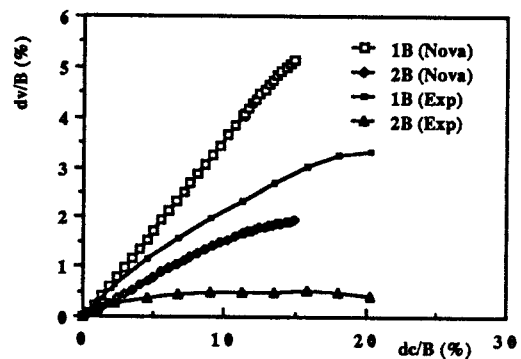


Figure II.63

Déplacements de la surface libre ($e = 7,5 \% B$)

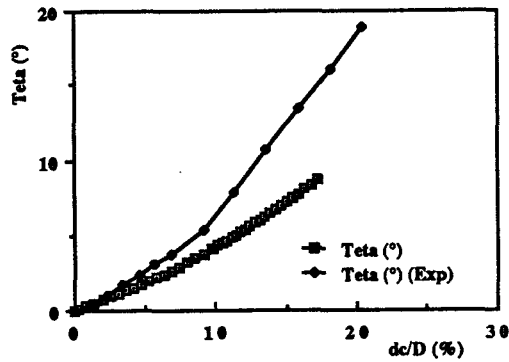


Figure II-64

Rotation de la fondation à excentrement de 15% de B

IV.2.2 Essais sur sable dense

IV.2.2.a) Détermination des paramètres

La détermination des paramètres du modèle est effectuée sur les essais triaxiaux drainés réalisés à l'I.M.G. (Lanier et Zitouni, 1987) sur des échantillons de sable de 15,2 kN/m³ de densité, (la densité lors des essais en centrifugeuse est 15,5 KN/m³). Le tableau (II.7) donne le jeu de paramètres trouvé.

E0 (kPa)	n	v	ϕ (°)	λ_1	μ	m	D
520	0,5	0,35	35°	0,002	0,87	0,5	0,48

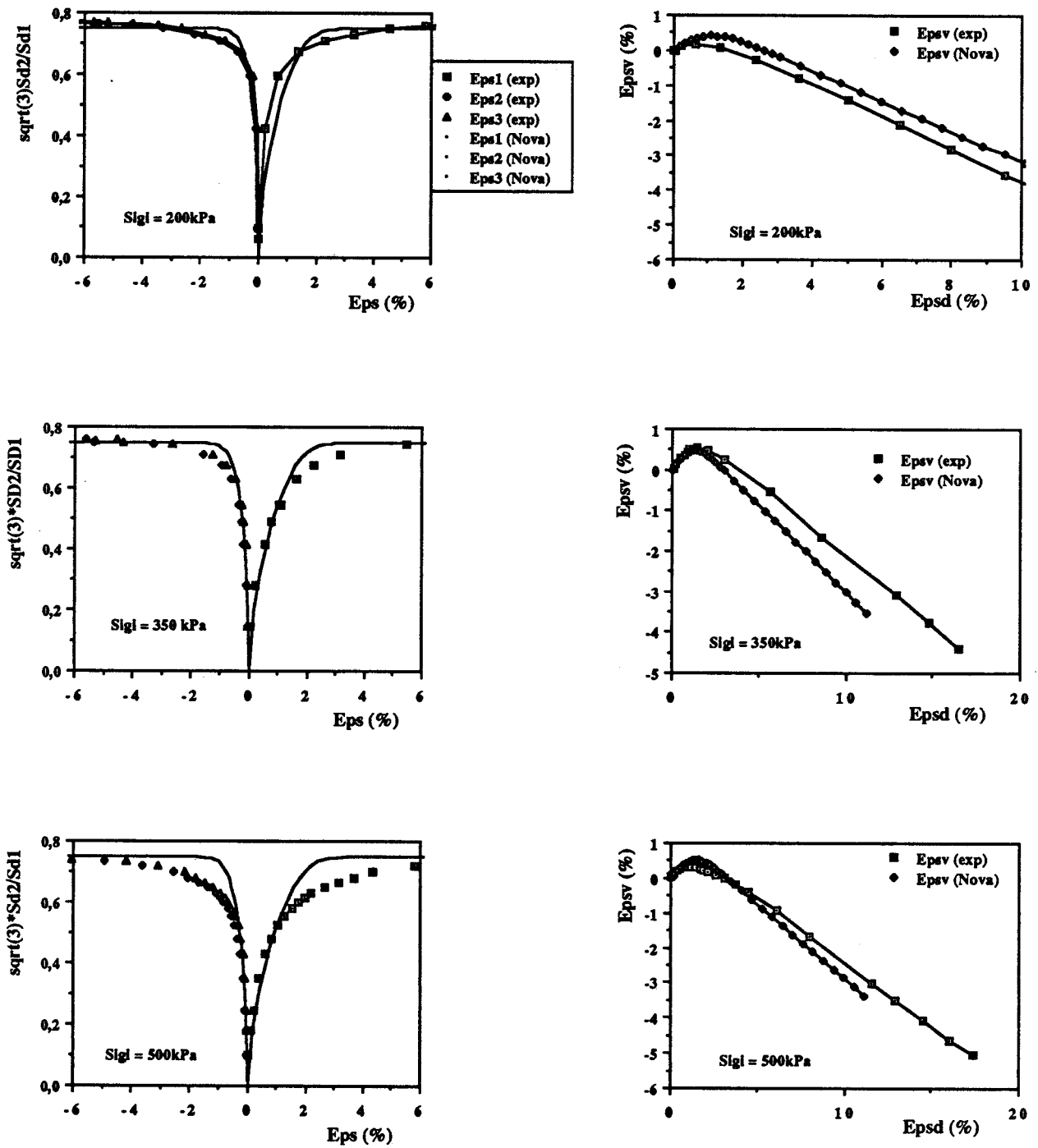
Tableau II.7

Paramètres du modèle (sable dense)

La figure (II.65) donne la reproduction des essais de calage. On note une bonne reproduction de ces essais.

IV.2.2.b) Résultats de la prédiction

Le massif du sol est discrétisé en 81 éléments (Q 8) et 291 noeuds. Comme précédemment, l'analyse des résultats obtenus montre une sous-estimation de la rigidité initiale du massif ceci est due au faible niveau du module de Young initial au voisinage de la fondation. On note également une surestimation de la capacité portante de la fondation (fig. II.66).



Figures IL65

Essais triaxiaux en compression sur le sable dense d'Hostun à la presse 3D
 utilisés pour l'identification des paramètres du modèle de Nova
 (Essais de Lanier et Zitouni, 1987)

Le modèle donne une bonne prédiction des déplacements latéraux mesurés à 1D de l'axe de la fondation au début du chargement, mais une sous-estimation de ceux-ci par la suite du chargement (fig. II.67).

La figure II.68 donne les tassements en surface pour deux niveaux du chargement (20 et 80 % de F_{max}). Ces tassements augmentent au cours du chargement et diminuent progressivement en s'éloignant du bord de la fondation. Ceci n'est pas en accord avec l'expérience qui donne un soulèvement du massif au cours du chargement (fig. II.68).

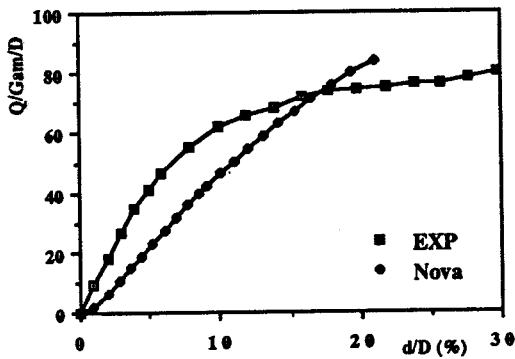


Figure II.66

Prédiction de l'enfoncement d'une fondation circulaire en centrifugeuse sur sable dense

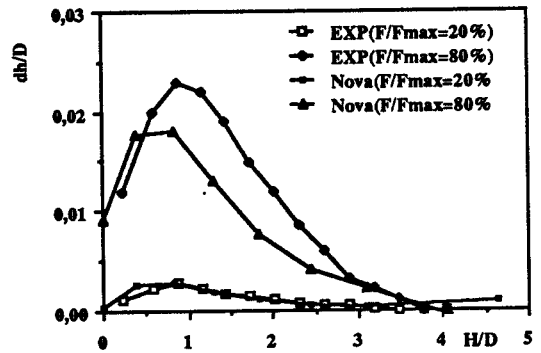


Figure II.67

Déplacements latéraux mesurés à 1D de l'axe de la fondation circulaire sur sable dense

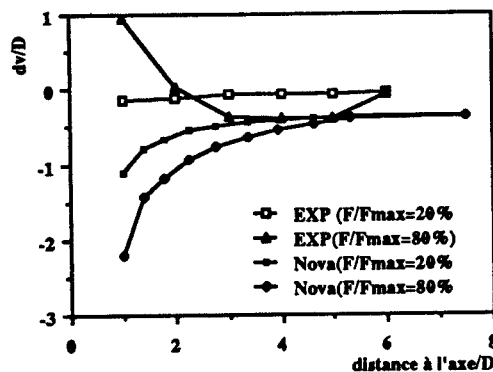


Figure II.68

Prédiction du tassement de la surface libre (fondation circulaire sur sable dense)

IV.3 ETUDE PARAMETRIQUE

Au chapitre précédent nous avons montré la nécessité d'effectuer une étude pour déterminer l'effet de certains paramètres intervenant dans l'application du modèle au calcul d'ouvrages.

Dans cette partie, nous complétons l'étude paramétrique présentée au paragraphe IV.1.4 en étudiant l'effet de :

- la perturbation des paramètres du modèle,
- l'ordre d'intégration numérique,
- la discrétisation du massif,
- l'élasticité du sol,
- la modélisation des conditions aux limites et,
- le mode du chargement.

IV.3.1 Effet de la perturbation des paramètres

Plusieurs difficultés peuvent être rencontrées lors de la détermination des paramètres:

- l'absence de certains essais d'identifications conduit à une procédure de calage ce qui induit une certaine marge d'incertitude,
- si la répétabilité d'un essai réalisé dans un laboratoire est bien établie, la reproductibilité du même essai dans un autre laboratoire pose encore quelques problèmes (Flavigny, Greco 1987).

Dans cette section on étudie l'effet de la perturbation de l'un des paramètres du modèle sur ses prédictions. Le choix des paramètres perturbés est effectué selon leurs fonctions. Une perturbation de 50 % a été retenue sur les paramètres suivants :

- le module de Young qui définit la rigidité initiale du sol,
- l'angle de frottement qui fixe le niveau à la rupture,
- le paramètre d'érouissage λ qui règle l'évolution de l'érouissage et
- le paramètre D qui règle la dilatance.

L'analyse des résultats obtenus montre :

IV.3.1.a) *Effet de la variation du module de Young*

Une augmentation de 50 % du module de Young se traduit par une augmentation de la raideur du matériau (fig. II.69.b). Cette perturbation a un effet négligeable sur l'essai homogène (fig. II.69.a). Or, il est intéressant de noter qu'une augmentation de 50 % se traduit par une diminution du tassement de l'ordre de 50 % pour la simulation de l'enfoncement de fondation. Ainsi, il est clair qu'un soin particulier doit être apporté à la détermination de ce paramètre pour le calcul de fondation.

IV.3.1.b) Effet de la perturbation de ϕ_{cv}

L'augmentation de l'angle ϕ_{cv} se traduit par une augmentation de la résistance à la rupture du massif, cet effet a été également observé sur chemins homogènes (fig. II.70.a et b).

IV.3.1.c) Effet de la perturbation de λ

On constate que la perturbation de ce paramètre influe sensiblement sur la prédiction des essais homogènes (fig. II.71.a), mais légèrement sur le comportement de la fondation (fig. II.71.b).

IV.3.1.d) Effet de la perturbation du paramètre D

Une perturbation de 50 % de ce paramètre donne une influence moyenne sur la déformation volumique et faible sur le déviateur des contraintes lors du chemin homogène (fig. II.72.a) et une variation moyenne de l'ordre de 20 % sur le comportement de la fondation (fig. II.72.b).

IV.3.2 Effet de l'ordre d'intégration numérique

Des calculs sur les fondations circulaire et filante ont été effectués avec (2 x 2) et (3 x 3) points d'intégration. L'analyse des résultats montre que l'ordre d'intégration affecte sensiblement le comportement de la fondation circulaire (fig. II.73), mais moyennement celui de la fondation filante (fig. II.74).

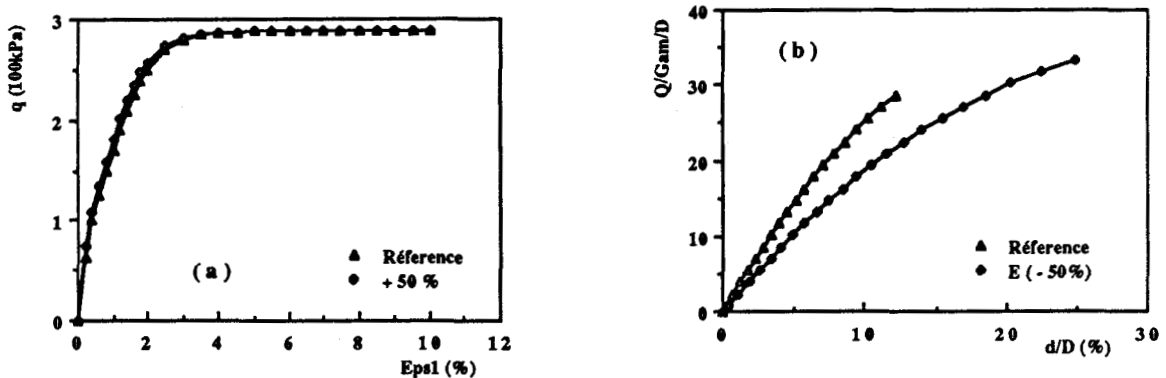


Figure II.69

Effet d'une perturbation de 50 % du module d'Young
(a) : chemin triaxial drainé ; (b) fondation circulaire

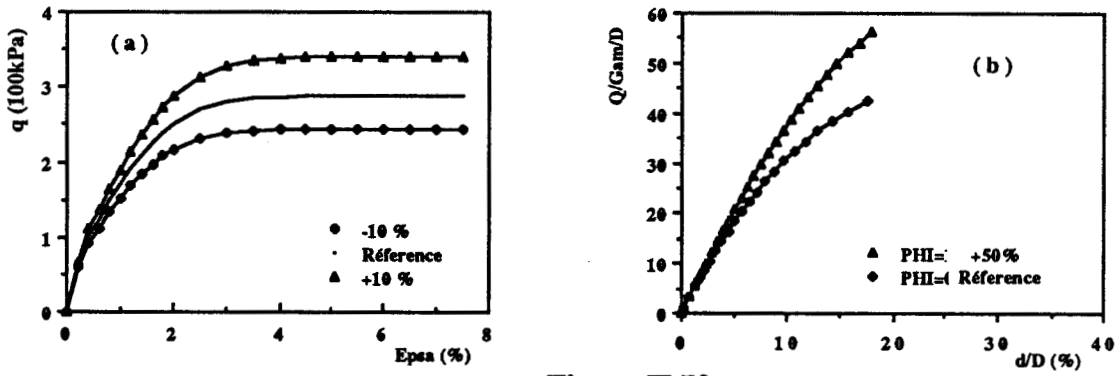


Figure II.70

Effet d'une perturbation de 10 % de l'angle caractéristique ϕ_{cv}
 (a) : chemin triaxial drainé - (b) fondation circulaire

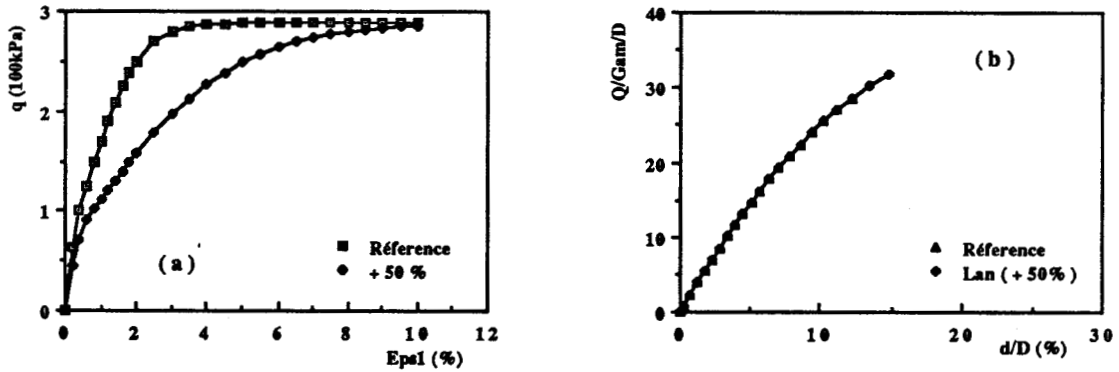


Figure II.71

Effet d'une perturbation de 50 % du paramètre λ
 (a) : chemin triaxial drainé - (b) fondation circulaire

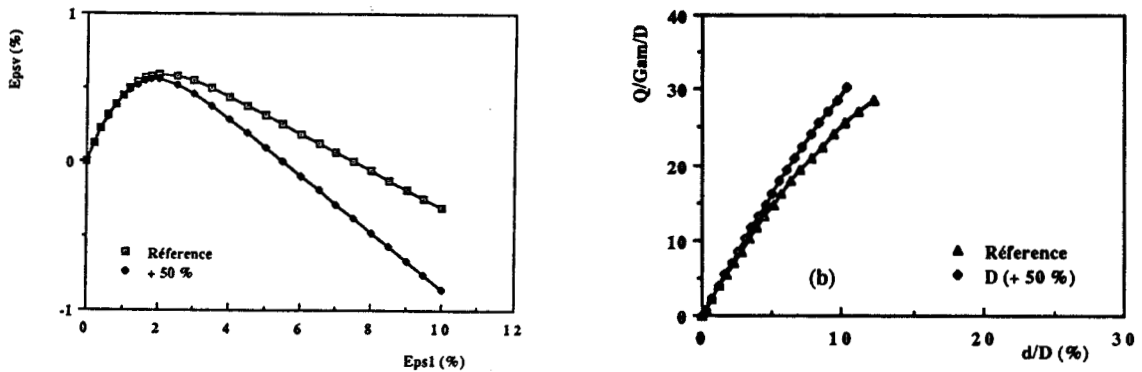


Figure II.72

Effet d'une perturbation de 50 % du paramètre D
 (a) : chemin triaxial drainé - (b) fondation circulaire

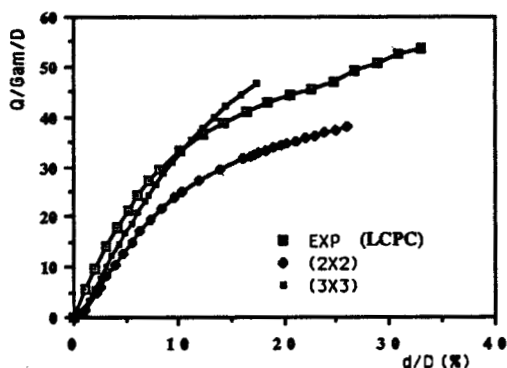


Figure II.73

Effet du nombre des points d'intégration sur le calcul d'une fondation circulaire sur sable moyen

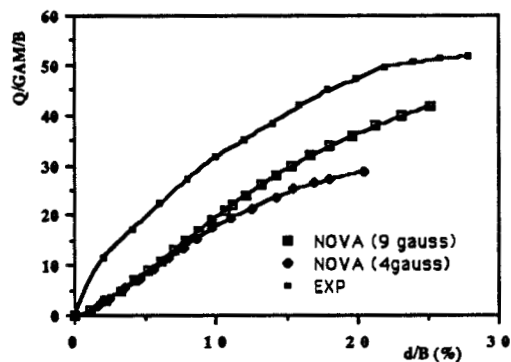


Figure II.74

Effet du nombre des points d'intégration sur le calcul d'une fondation filante sur sable moyen

IV.3.3 Effet de la discrétisation du domaine

L'étude de l'effet de la discrétisation a été effectuée sur le nombre d'éléments retenus dans le maillage et leur disposition.

L'étude de l'effet du nombre d'éléments a été effectuée avec deux maillages (80 et 40 éléments Q 8). L'analyse des résultats obtenus montre que la finesse de la discrétisation n'a pas beaucoup d'effet au début du chargement, et ceci jusqu'à 50 % de la charge de rupture ; le maillage avec 40 éléments donne plus de rigidité au massif (fig. II.75).

L'effet de la finesse de découpage est étudié en utilisant le même nombre d'éléments (80 éléments Q 8), mais en prenant un maillage moins serré sous l'embase. Les résultats de simulations sont donnés sur la figure (II.76). On note qu'un maillage moins serré sous l'embase donne plus de rigidité au massif et augmente l'écart entre l'expérience et le calcul. Ceci montre l'importance d'un maillage fin au voisinage de la fondation.

IV.3.4 Effet de l'élasticité du sol

Les calculs effectués dans les paragraphes précédents ont montré une sous-estimation de la rigidité initiale du massif qui peut être expliquée par le faible niveau du module de Young initial dans la zone proche de la fondation (faibles valeurs de la pression moyenne initiale $E = E_0 \left(\frac{P}{P_0} \right)^n$).

Les paramètres élastiques ont été déterminés à partir des essais triaxiaux effectués avec des pressions de confinement de 100, 300 et 600 kPa. Or, l'extrapolation de la relation liant le module de Young à la pression moyenne à faible niveau de contraintes est difficile à vérifier.

Dans cette partie, nous avons étudié l'effet d'une nouvelle expression de E (fig. II.77). Les résultats obtenus montrent une amélioration des prédictions de l'enfoncement, en particulier au début du chargement (fig. II.78). Par ailleurs, nous avons étudié l'effet d'une élasticité linéaire déterminée à partir de l'état des contraintes initiales dans le sol. L'analyse des résultats montre que l'élasticité linéaire sous-estime la rigidité initiale du massif (fig. II.79).

IV.3.5 Effet de la modélisation des conditions aux limites

Pour estimer les conséquences de la modélisation des conditions aux limites, on a effectué deux calculs : le premier avec des déplacements latéraux bloqués sur la face BC ($u_h = 0$) (fig. II.52), le second avec des forces de surface sur BC induites par la pression au repos. Les résultats obtenus montrent que le premier calcul donne une rigidité plus grande pour la fondation (fig. II.80). Il est à noter qu'avec le deuxième type de conditions aux limites, le modèle décrit mieux les résultats expérimentaux.

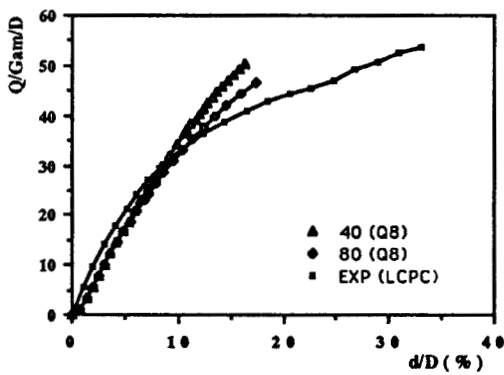


Figure II.75

Effet de la discrétisation sur le calcul d'une fondation circulaire

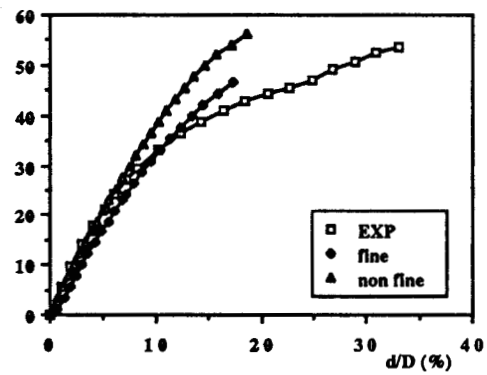


Figure II.76

Effet de la finesse de discrétisation sous une fondation circulaire

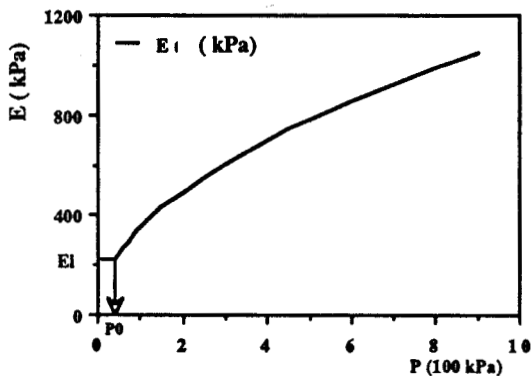


Figure II.77

Variation du module de Young en fonction de la pression moyenne

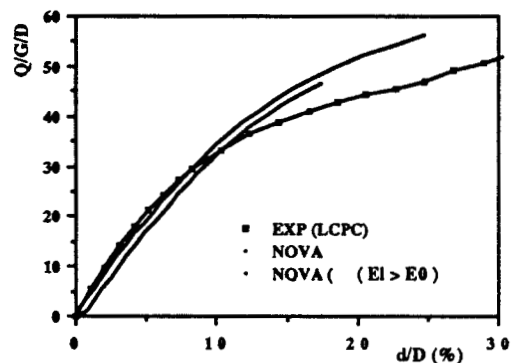


Figure II.78

Effet du module d'élasticité initial sur le calcul d'une fondation circulaire

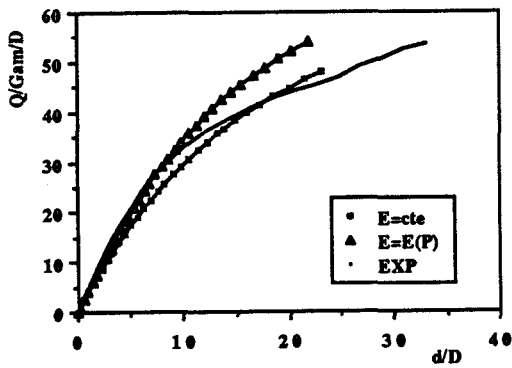


Figure II.79

Effet de l'élasticité dans le massif
(fondation circulaire)

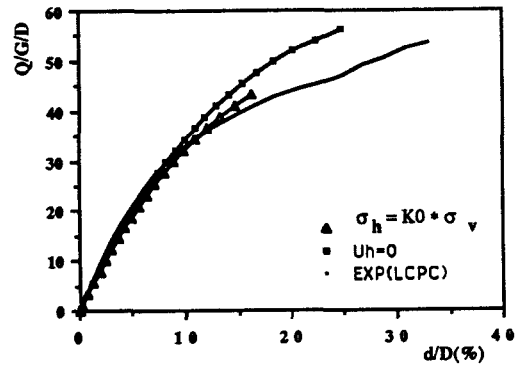


Figure II.80

Effet de la modélisation des conditions aux
limites (fondation circulaire)

IV.3.6 Effet du mode de chargement

Le chargement de la fondation peut être appliqué, soit par des incréments de déplacements (fondation rigide) ou de force. Ces deux types de chargement sont sensés représenter le même problème physique. Nous avons effectué deux calculs : le premier est mené avec des déplacements imposés et le second en force imposée. Les résultats obtenus montrent un écart très sensible entre les deux calculs : le premier donne un palier plus nuancé que le deuxième (fig. II.81). Cet écart peut être expliqué par la convergence obtenue ; celle-ci a été mieux assurée pour le premier calcul. En effet, la convergence sur la norme du déplacement résiduel est de 10^{-4} pour le premier calcul, mais de 10^{-2} pour le second.

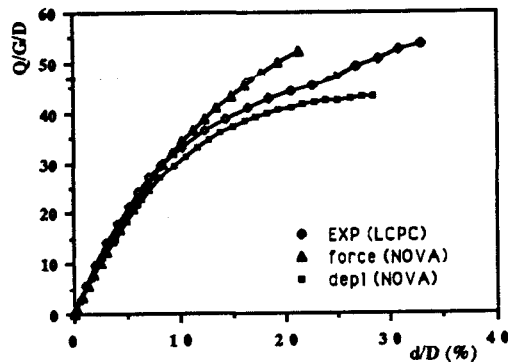


Figure II.81

Effet du mode de chargement d'une fondation circulaire

V. CONCLUSION

La validation du modèle de Nova sur chemins homogènes a montré que le modèle reproduit correctement les phénomènes physiques observés expérimentalement, mais il donne une évolution rapide de l'écroutissement et ne prend pas en compte la variation de l'angle de frottement et de la dilatance en fonction de la contrainte moyenne.

La validation du modèle sur des problèmes au limites (fondations superficielles) a montré que la détermination des paramètres élastiques de l'élasticité non linéaire à partir des essais triaxiaux donne une sous-estimation de la rigidité initiale du massif. Elle montre également la nécessité de définir une méthodologie de détermination des paramètres du modèle et d'automatiser cette procédure de façon qu'elle soit indépendante de l'utilisateur. Ceci permet de faciliter l'utilisation pratique du modèle et également de limiter les facteurs intervenant dans la procédure de validation.

L'étude effectuée sur le modèle de Nova montre la complexité de la procédure de validation. En effet, lors de cette procédure, on teste l'ensemble constitué du modèle, du choix de ses paramètres, de la méthode numérique d'intégration, de la discrétisation géométrique et le modélisation des conditions aux limites. Les calculs effectués montrent que certaines hypothèses sur la méthode d'intégration ou les conditions aux limites modifient sensiblement la réponse du modèle, d'où la nécessité de bien étudier leur effet dans tout travail de validation.

Il est encore prématuré de déterminer un domaine de validité du modèle qui nécessite d'autres tests de validation et surtout sur des essais en vraie grandeur et sur terrains naturels.

CHAPITRE III

DEVELOPPEMENT ET VALIDATION D'UNE LOI DE COMPORTEMENT SIMPLE POUR LES MILIEUX GRANULAIRES SOUS CHARGEMENT MONOTONE

I. INTRODUCTION

Un large effort de recherche a porté, ces dernières années, sur l'élaboration de modèles de comportement sophistiqués permettant de prendre en compte de nombreux aspects, parfois assez fins, observés au laboratoire, en dépit d'un nombre élevé des paramètres. La détermination de ces paramètres nécessite parfois des essais spéciaux difficilement envisageables dans un contexte industriel, ce qui rend difficile l'application pratique de ces modèles au calcul des ouvrages.

Dans ce chapitre, nous présentons une version simple du modèle qui englobera les concepts courants en rhéologie des géomatériaux, et qui permettra ainsi de décrire, au moins qualitativement, les principales caractéristiques du comportement du sable. Cette version comporte un nombre limité de paramètres ayant des significations physiques et facilement déterminables à partir d'essais de sol raisonnablement envisageables dans un contexte industriel (essais triaxiaux). Après la formulation de ce modèle, nous présentons sa validation d'après la méthodologie présentée au premier chapitre et déjà utilisée pour la validation du modèle de Nova.

II. PRESENTATION DU MODELE

Le modèle est basé sur la théorie de l'élastoplasticité selon laquelle tout incrément de déformation ε est la somme d'une contribution réversible ou élastique ε^e , et d'une contribution irréversible ou plastique ε^p . Le développement d'un modèle élastoplastique nécessite la formulation des expressions pour :

- la partie élastique du comportement,
- la surface de charge,
- la règle d'écrouissage, et
- le potentiel de plasticité.

Lors de la formulation du modèle, nous avons essayé de respecter comme objectif la simplicité, c'est-à-dire de décrire les observations expérimentales obtenues sur le comportement de matériaux avec un nombre raisonnable de paramètres ayant des significations physiques. Il est nécessaire de rappeler ici les hypothèses principales, à part les hypothèses de l'élastoplasticité sur lesquelles repose ce modèle :

- le comportement de matériau est décrit par une loi non associée à un seul mécanisme,
- les types de sollicitations examinés sont monotones. L'extension du modèle au chargement cyclique peut être envisagée, par la suite, par l'introduction de l'un des deux principes couramment utilisés : principe de "Bounding surface" (Mroz 1967, Mroz et al 1979, Zienkiewicz et al 1985, Pastor et al 1985), et le principe de l'écrouissage cinématique (Hujeux 1982 , Lassoudière 1984, Tan et Meimon 1990, Tan 1990).
- le sol est considéré comme un milieu isotrope. Ceci signifie que les dépôts des sables naturels in-situ ou reconstitués au laboratoire développent une anisotropie inhérente négligeable. La condition d'isotropie suppose que le critère est une fonction symétrique des contraintes principales ou des invariants de contraintes. Ceci est évidemment une hypothèse grossière ; le mode de dépôt des sols in-situ constitue très souvent des milieux dans lesquels la direction verticale joue un rôle privilégié. Il en est de même quant à la mise en place d'échantillons en laboratoire. Yamada et Ishihara (1974) ont constaté que l'échantillon de sable possède un comportement isotrope dans le plan horizontal perpendiculaire à la direction verticale de déposition, et qu'il est moins compressible dans la direction de sa déposition que dans les directions perpendiculaires à celle-ci (fig. III.1). Ils constatent également que les échantillons cessent de présenter une anisotropie inhérente à grandes déformations au voisinage de la rupture et que la rupture se produit dans l'échantillon toujours au

même niveau de contrainte indépendamment du secteur dans lequel se trouve l'angle de Lode, comme dans un échantillon isotrope (fig. III.2). Ceci permet de justifier l'utilisation d'un critère isotrope pour les matériaux granulaires à condition de prendre en compte l'effet cyclique qui crée une anisotropie induite dans les matériaux.

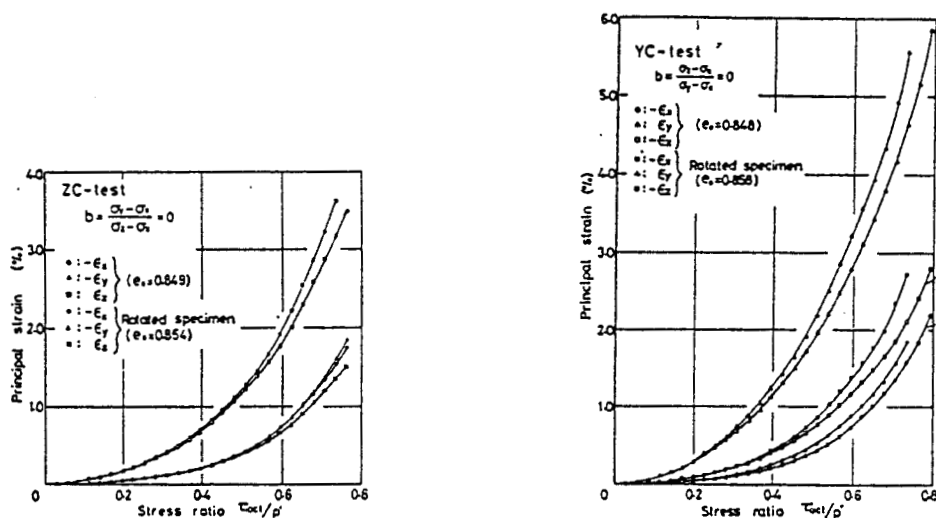


Figure III.1

Essais de Yamada et al (1979) sur des échantillons anisotropes: (a) chargement dans la direction de déposition ; (b) chargement dans la direction perpendiculaire à celle-ci

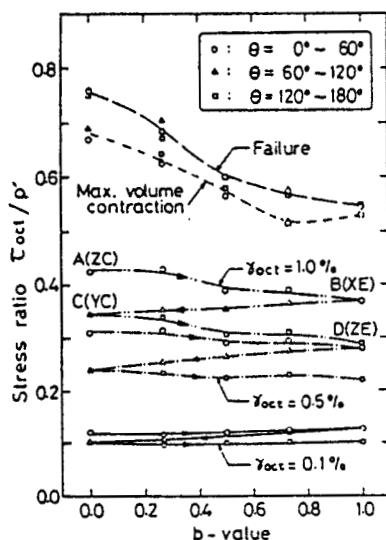


Figure III-2

Essais de Yamada et al (1979) sur échantillons anisotropes:
Niveau de contrainte à la contractance maximale et à la rupture

II.1 LA PARTIE ELASTIQUE DU COMPORTEMENT

Lorsque l'on considère les sols comme des matériaux élastoplastiques, la partie élastique de la déformation, quoique nettement plus faible que la partie irréversible, ne peut être négligée, en particulier dans le cas des essais non drainés.

La forme incrémentale d'une loi d'élasticité pour un matériau isotrope s'écrit d'une façon générale :

$$d\sigma_{ij} = \left(K - \frac{2}{3} G \right) d\varepsilon_v \delta_{ij} + 2 G d\varepsilon_{ij} \quad (\text{III.1})$$

où K est le module volumique et G est le module de cisaillement. Ces constantes sont données par les relations :

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad , \quad G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (\text{III.2})$$

où E est le module d'Young et ν est le coefficient de Poisson.

Les considérations théoriques et expérimentales montrent que les modules élastiques des sols sont dépendants de l'état de contraintes. Rappelons que pour un matériau isotrope, les modules élastiques ne dépendent que des invariants du tenseur des contraintes, ou des contraintes principales sous une forme symétrique (Lade 1977). Pour le module de Young, nous avons retenu l'expression suivante :

$$E = E_0 \left(\frac{P}{P_0} \right)^n \quad (\text{III.3})$$

E_0 et n sont deux paramètres du modèle, P_0 est une pression de référence. Lassoudière (1984) précise que l'exposant n est généralement compris entre 1 (qui correspond à une décharge rectiligne dans le diagramme oedométrique $e - \ln P$), et 0,33 qui est la valeur donnée par la théorie de Hertz pour un assemblage régulier de sphères élastiques.

Pour le coefficient de Poisson, nous avons retenu un coefficient constant indépendant des contraintes.

Cependant, cette approche ne satisfait pas les principes de la thermodynamique pour certains chemins de contraintes (Loret, 1986). Mais le principal avantage de la formulation adoptée réside dans sa simplicité.

II.2 SURFACE DE CHARGE

La surface de charge délimite, dans l'espace des contraintes, le domaine où tout état peut être atteint sans génération de déformations irréversibles.

Les méthodes utilisées pour déterminer la surface de charge dans le cadre de l'élastoplasticité sont basées sur la théorie ou l'expérience.

II.2.1 Méthodes basées sur la théorie

Ces méthodes consistent à faire des hypothèses sur l'énergie dissipée desquelles est déduite, à l'aide de la règle de normalité et de la condition de stabilité, l'équation de la surface de charge. La détermination de telles surfaces est donc purement théorique : telle est la démarche des modèles de Cam-Clay (Roscoe et al, 1958) et Cam-Clay modifié (Roscoe et Burland, 1968).

Quelques auteurs utilisent la notion de surface de rupture pour définir une surface de charge : celle-ci a la même forme que la surface de rupture, et durant le chargement son amplitude croît selon une loi d'écrouissage (Lade, 1977).

II.2.2 Méthodes basées sur l'expérience

La détermination expérimentale de la surface de charge est basée essentiellement sur deux techniques proposées par Porooshasb et al (1967) et Tatsuoka et Ishihara (1974, 1975), à partir des essais effectués à l'appareil triaxial classique. La première technique qui a été reprise par Tatsuoka et Ishihara (1974) est basée sur une succession de chemins triaxiaux à contrainte déviatorique constante en condition drainée. Elle consiste à charger l'échantillon à un certain déviateur de contraintes, puis le décharger et recharger à différentes valeurs de la pression moyenne P ; le déchargement est supposé élastique, ainsi le point correspondant au début de déchargement et celui correspondant à une variation importante des déformations de cisaillement sont supposés appartenir à une même surface de charge, ce qui permet d'obtenir un certain nombre de couples de points de la surface de charge.

La deuxième technique consiste à effectuer des essais sur des échantillons intacts suivant différents chemins de sollicitation ; les déformations de cisaillement sont supposées indépendantes des chemins de sollicitations suivis, mais dépendantes de l'état de contraintes finales, ce qui permet de déterminer des isovaleurs des déformations de cisaillement qui peuvent être considérés comme des surfaces de charges successives (fig. III.3).

Tatsuoka et Ishihara (1974), en effectuant une succession de chemins triaxiaux en condition drainée pour déterminer les contours des surfaces de charge, ont montré que les surfaces de charge ont une forme incurvée dans le plan (p, q) qui s'approche des courbes d'isovaleurs de déformations déviatoriques (fig. III.3). Vermeer (1978) a noté que ces surfaces peuvent être approximées tout simplement par des droites à déformations déviatoriques constantes. Stroud (1971) avait obtenu la même conclusion en se basant sur les déformations déviatoriques totales ; or, les déformations totales ne peuvent pas être utilisées comme des paramètres d'écouissage à cause de la partie élastique qu'elles comportent. Mais dans le cas du sable, la différence entre les déformations totales et plastiques est faible.

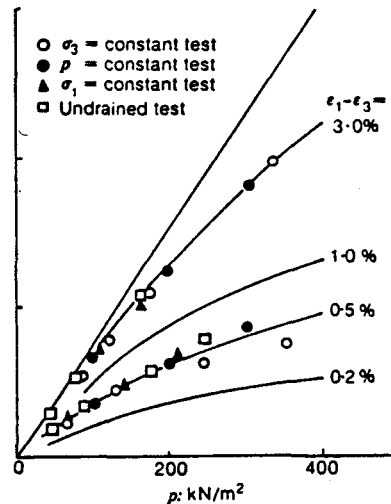


Figure III.3:

Courbes d'isovaleurs des déformations déviatoriques (Essais de Tatsuoka et Ishihara 1974)

II.2.3 Equation de la surface de charge

Pour l'écriture de la surface de charge, nous avons adopté la première approche utilisant la notion de surface de rupture. Cela nous permet donc de supposer que la surface de charge a une forme semblable à celle de la surface de rupture, et que cette surface évolue suivant un écouissage isotrope dû aux déformations plastiques. Le critère de Moh-Coulomb, introduit primitivement dans la théorie de la plasticité par Drucker et Prager (1952), apparaît le plus simple et le plus apte à décrire la rupture du matériau granulaire sur chemin de contrainte en compression triaxiale. En se basant sur ce critère de rupture, nous proposons l'expression analytique suivante de la surface de charge :

$$F = q - M_f P R \tag{III.4}$$

où R est une fonction dépendant des déformations plastiques et qui prend des valeurs comprises entre R_0 (domaine d'élasticité initiale) et l'unité (à la rupture).

M_f est une fonction donnant la liaison explicite entre l'angle de frottement et l'état de rupture du matériau :

$$M_f = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} \quad \text{en compression triaxiale}$$

$$M_f = \frac{6 \sin \phi}{3 + \sin \phi} \quad \text{en extension triaxiale}$$

ϕ étant l'angle de frottement interne du matériau.

La projection de cette surface dans le plan triaxial donne une droite qui évolue vers la surface de rupture (fig. III.4).

La généralisation de la surface de charge dans le plan déviatorique est obtenue à l'aide de la formulation proposée par Zienkiewicz (1985), ainsi la fonction M_f s'écrit :

$$M_f = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi \sin 3\theta} \quad (\text{III.5})$$

$$\text{avec } -\frac{\pi}{6} < \theta < \frac{\pi}{6}.$$

Il est à noter que cette surface de charge donne un comportement élastique lors des essais à très faible rapport de contraintes η (q/p), ce qui présente un défaut dans sa formulation. Ce défaut peut être surmonté en ajoutant un deuxième mécanisme volumique (Vermeer 1978, Lancelot 1990, Tan 1990 ...), mais ceci fait augmenter le nombre de paramètres du modèle et complique la procédure de leur détermination. Pour cette raison, nous avons gardé cette première formulation tout en connaissant ses limites.

II.2.4 Règle d'écrouissage

C'est par le choix des paramètres d'écrouissage que l'on décrit plus ou moins bien les phénomènes physiques observés. Le choix de ces paramètres n'est pas facile dans la mesure où les résultats expérimentaux usuels en terme de déformations-contraintes ne les révèlent pas de manière directe. Il est plutôt dicté par l'intuition et l'expérience.

Les modèles de l'école de Cambridge considèrent les déformations volumiques comme paramètre d'écouissage (Roscoe et al 1958), Lade (1977) prend une fonction hyperbolique du travail plastique, Tatsuoka et Ishihara (1974), Hujeux (1979) adoptent une fonction des déformations volumique et déviatorique plastiques, Vermeer (1979 - 1982) prend une fonction exponentielle de la déformation déviatorique plastique.

L'examen des essais de Tatsuoka et Ishihara (1974) montre que la déformation déviatorique plastique a une importance prédominante pour déterminer la réponse des matériaux granulaires sous chargement monotone (fig. III.3). Pour cela, nous avons choisi la déformation déviatorique plastique comme paramètre d'écouissage; ainsi la fonction d'écouissage R est donnée par :

$$R = \frac{a \varepsilon_d^p}{b + \varepsilon_d^p} \quad (III.6)$$

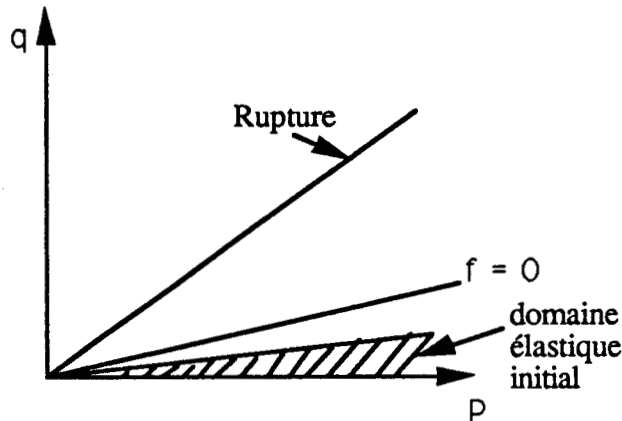


Figure III.4
Surface de charge dans le plan triaxial

II.2.5 Modélisation du phénomène de radoucissement

Nous constatons que, grâce à cette fonction, l'écouissage sera en conséquence toujours positif, et que la surface de charge peut approcher asymptotiquement, sans jamais la dépasser, la surface de rupture de sorte qu'un radoucissement est exclu de la modélisation.

En fait, on sait que les matériaux granulaires peuvent exhiber un comportement de radoucissement très net pour les sables denses. Les modèles de l'école de Cambridge supposent l'existence d'un indice des vides critique. Loret (1986) considère que les pics dans les courbes déviateur des contraintes-déformations sont accompagnés d'inhomogénéités naissantes dans l'échantillon. Cette question ne semble pas être définitivement élucidée, et elle fait l'objet de

recherche surtout dans l'étude de la localisation de la déformation (Desrues, 1984).

Pour notre part, en se basant sur les observations expérimentales, la modélisation du phénomène de radoucissement est faite à partir de l'addition d'un nouveau terme à la fonction d'écroutissage R ; ainsi, l'évolution de la surface de charge s'écrit :

$$R = \frac{a \varepsilon_d^p}{b + \varepsilon_d^p} + c (\varepsilon_d^p)^2 \exp(-d \cdot \varepsilon_d^p) \quad (\text{III.7})$$

Ainsi la fonction R aura sa valeur maximale égale à l'unité au pic. Il est à noter que cette expression fait intervenir deux nouveaux paramètres (c et d).

II.2.6 L'angle de frottement

Plusieurs expérimentations ont montré que l'angle de frottement est une fonction croissante de la densité initiale et décroissante de la contrainte moyenne. Plusieurs relations empiriques ont été proposées pour décrire la dépendance de l'angle de frottement en fonction de la contrainte moyenne. Vésic et Clough (1968) constatent l'existence d'une contrainte moyenne P_B appelée "break-down stress", telle que pour toute contrainte moyenne P supérieure ou égale à P_B l'angle de frottement est constant, et ils proposent ainsi une relation liant l'angle de frottement à la rupture à la contrainte moyenne ; leur formule dépend de la position de la contrainte moyenne par rapport à P_B . Maksimovic (1979 - 1988) constate qu'une fonction de type hyperbolique offre une possibilité simple pour la description de la non linéarité de l'enveloppe de rupture qui couvre un domaine très large de contraintes allant du zéro à l'infini.

Dans le modèle nous avons adopté la relation hyperbolique proposée par Maksimovic (1989) (fig. III.5):

$$\phi = \phi_B + \frac{\Delta \phi}{1 + \frac{P}{P_N}} \quad (\text{III.8})$$

Cette relation fait intervenir trois paramètres :

- ϕ_B représente l'angle de frottement quand la contrainte moyenne tend à l'infini,
- $\Delta \phi$ représente la variation de l'angle de frottement quand P passe de 0 à l'infini,
- P_N est un paramètre du modèle.

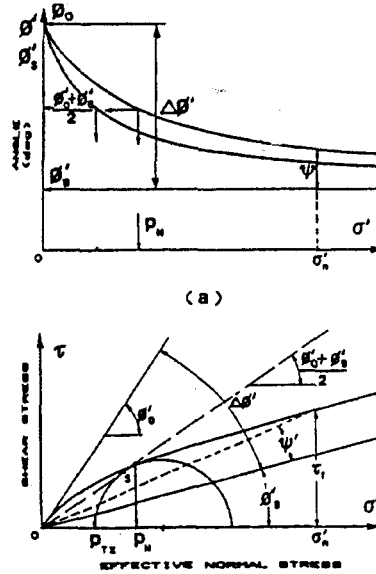


Figure III.5

Variation de l'angle de frottement interne ϕ en fonction de la contrainte (Maksimovic 1989)

II.3 RELATION D'ECOULEMENT

Pour déterminer la direction des incréments de déformations plastiques, on admet qu'elles dérivent d'un potentiel plastique $g(\sigma, K)$:

$$\dot{\varepsilon}^P = \dot{\lambda} \frac{\partial g}{\partial \sigma} \quad (\text{III.9})$$

$\dot{\lambda}$ scalaire positif calculé à partir de la condition de consistance.

En ce qui concerne la détermination de g , il est clair que l'hypothèse d'associativité $g = f$ se traduirait, avec l'expression de f retenue, par un comportement trop dilatant, puisque d'après les équations (III.4) et (III.9), on aurait :

$$\dot{\varepsilon}_v^P = - \dot{\lambda} M_f R \leq 0 \quad (\text{III.10})$$

Or, les expériences effectuées en condition drainée et non drainée sur les sables font apparaître l'existence dans le plan (p, q) d'une ligne passant par l'origine qui sépare le domaine des contraintes admissibles en deux domaines correspondant à deux types de comportement : contractant et dilatant. Ces domaines sont séparés par la droite d'état caractéristique qui marque le passage du comportement contractant au comportement dilatant (Habib et Luong, 1978).

Une des lois d'écoulement permettant de décrire cette observation est la loi d'écoulement du modèle de Cam-Clay (Schofield et al, 1968).

Partant de ce modèle, nous avons retenu l'expression suivante du gradient de g :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\partial g}{\partial p} = \frac{\alpha}{M_c p} \left(M_c - \frac{q}{p} \right) \\ \frac{\partial g}{\partial q} = \frac{1}{M_c p} \end{array} \right. \quad (\text{III.11})$$

Ainsi pour $\alpha = 1$, on retrouve la relation d'écoulement du modèle de Cam-Clay.

Cette relation d'écoulement introduit deux paramètres α et M_c . Le paramètre α permet de contrôler la dilatance. Cependant la loi d'écoulement retenue ne permet pas de décrire la dépendance de l'angle caractéristique de la contrainte intermédiaire. En effet, les essais de Yamada et Ishihara (1979) ont montré que le paramètre M_c (appelée la contractance maximale) dépend largement de la contrainte intermédiaire au moyen du rapport de contrainte b (fig. III.2). Pour tenir compte de ce phénomène nous considérons que M_c est une fonction de l'angle de Lode, semblable à celle du paramètre M_f . Ainsi, on a :

$$M_c = \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 - \sin \phi_{cv} \sin 3 \theta} \quad (\text{III.12})$$

où ϕ_{cv} est l'angle de frottement à volume constant de l'essai triaxial de compression.

II.4 RECAPITULATIF DES EQUATIONS DU MODELE

Nous récapitulons ci-dessous les équations définissant le modèle :

- *L'élasticité non linéaire :*

$$E = E_o \left(\frac{P}{P_o} \right)^n$$

$$v = \text{constante}$$

Donc, le modèle fait intervenir trois paramètres élastiques.

- *Plasticité* :
- *Surface de charge* :

La fonction de charge est donnée par :

$$f = q - M_f P R$$

avec :

$$R = \frac{a \varepsilon_d^p}{b + \varepsilon_d} + c (\varepsilon_d^p)^2 \exp(-d \varepsilon_d^p)$$

et M_f dépend de l'angle de frottement et de l'angle de Lode :

$$M_f = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi \sin 3\theta} \quad -\frac{\pi}{6} < \theta < \frac{\pi}{6}$$

- *Relation d'écoulement non associée* :

$$\begin{cases} \frac{\partial g}{\partial p} = \frac{\alpha}{M_c p} \left(M_c - \frac{q}{p} \right) \\ \frac{\partial g}{\partial q} = \frac{1}{M_c p} \end{cases}$$

$$\text{et } M_c = \frac{6 \sin \phi_{cv}}{3 - \sin \phi_{cv} \sin 3\theta}$$

Ainsi le modèle dans sa version de base comporte 8 paramètres ($E_0, n, \nu, \phi, \alpha, \phi_v, a,$
 b). La description des phénomènes observés fait augmenter ce nombre : de deux (c et d), si on veut décrire le phénomène de radoucissement, et de deux autres, si on veut décrire la variation de l'angle de frottement en fonction de la contrainte moyenne. Ainsi, la version complète du modèle comporte douze paramètres.

II.5 ETUDE DES PARAMETRES DU MODELE

II.5.1 Détermination des paramètres du modèle :

La version complète du modèle comporte 12 paramètres dont trois élastiques. Ces paramètres peuvent être, en majorité, déterminés à partir de trois essais triaxiaux conventionnels.

II.5.1.a Paramètres élastiques :

La procédure de détermination des paramètres élastiques est la même que celle exposée au chapitre II lors de la présentation de la méthode de détermination des paramètres du modèle de Nova.

II.5.1.b Paramètres plastiques :

* Paramètres intervenant dans la fonction d'écrouissage (a, b, c, d) :

Ces quatre paramètres intervenant dans la fonction d'écrouissage R , règlent le taux de l'écrouissage isotrope. En effet, b et a affectent principalement la vitesse d'évolution et l'amplitude du pic. Par contre, l'effet de c et d se manifeste essentiellement dans la phase post-pic. Il est, donc, possible d'évaluer ces paramètres à partir de l'état des contraintes au pic et à l'état limite.

Ainsi, le paramètre a est déterminé à partir de la valeur du rapport de contrainte limite et au pic. En effet, la fonction R atteint sa valeur maximum au pic, égale à l'unité, et possède une valeur limite égale à a quand la déformation déviatorique devient très grande. D'après III.4 et III.7, on a :

$$a = \frac{\left(\frac{q}{p}\right)_{\text{lim}}}{\left(\frac{q}{p}\right)_{\text{pic}}} \quad (\text{III.13})$$

La détermination de b à partir des essais triaxiaux conventionnels est effectuée par calage. Cependant, dans le cas de l'existence d'un essai à pression moyenne constante, ce paramètre peut être déterminé à partir de la continuité de la courbe contrainte-déformation après le passage dans la phase élastoplastique, en faisant l'hypothèse que l'évolution initiale de la fonction R est égale à l'évolution du déviateur des contraintes (éq. III.4). Ainsi la valeur de la tangente initiale de la fonction R est égale à E .

$$\left. \frac{dR}{d\varepsilon_d^p} \right|_{\varepsilon_d^p=0} = \frac{a}{b} = E \quad (\text{III.14})$$

ce qui permet de déterminer la valeur de b .

Les paramètres c et d sont déterminés à partir de l'essai triaxial en considérant la condition de l'extrémum de la fonction R au pic. Ainsi, si on appelle γ la valeur de la déformation déviatorique plastique au pic, on aura :

$$\left. \begin{array}{l} R = 1 \quad \text{pour} \quad \varepsilon_d^p = \gamma \\ \dot{R} = 0 \quad \text{pour} \quad \varepsilon_d^p = \gamma \end{array} \right\} \quad (\text{III.15})$$

La résolution de ce système permet d'obtenir c et d :

$$\left\{ \begin{array}{l} d = \frac{2}{\gamma} + \frac{a b \gamma}{(b + \gamma)^2 \left(1 - \frac{a \gamma}{b + \gamma}\right)} \\ c = \frac{a b e^{d\gamma}}{(d\gamma - 2) \gamma (b + \gamma)^2} \end{array} \right. \quad (\text{III.16})$$

*** Paramètres intervenant dans la relation d'écoulement (M_c et α)**

Ces paramètres interviennent dans le potentiel plastique par l'intermédiaire de l'équation (III.11). M_c représente le rapport q/p au changement de phase. La valeur de M_c sera donc déterminée par régression linéaire sur les points (p, q) correspondant au changement de phase (on néglige le taux de déformations élastiques). Quant à α , il est obtenu par calage sur les courbes expérimentales.

*** Paramètres intervenant dans l'expression de l'angle de frottement (ϕ_B , $\Delta\phi$, et P_N)**

La détermination de ces trois paramètres est effectuée selon la méthode proposée par Maksimovic (Maksimovic, 1989). Elle consiste à :

- rapporter les points (minimum 3) sur le diagramme de ϕ en fonction de P ,
- tracer une courbe approximant ces points (fig. III.6),
- approximer la valeur de ϕ_0 en extrapolant cette courbe à contrainte nulle,
- prendre le couple (ϕ_1, P_1) correspondant au plus grand niveau de contrainte moyenne P_1 disponible,
- prendre le couple (ϕ_2, P_2) où $\phi_2 = (\phi_0 + \phi_1) / 2$

$\Delta\phi$ et P_N sont alors donnés par :

$$\left. \begin{aligned} \Delta\phi &= \frac{P_1 - P_2}{\frac{P_1}{\Delta\phi_1} - \frac{P_2}{\Delta\phi_2}} \\ P_N &= \frac{P_1 P_2 \left(\frac{1}{\Delta\phi_2} - \frac{1}{\Delta\phi_1} \right)}{\frac{P_1}{\Delta\phi_1} - \frac{P_2}{\Delta\phi_2}} \end{aligned} \right\} \quad (\text{III.19})$$

avec $\begin{cases} \Delta\phi_1 = \phi_0 - \phi_1 \\ \Delta\phi_2 = \phi_0 - \phi_2 \end{cases}$

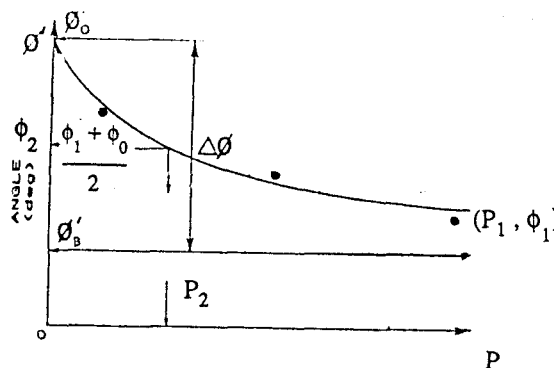


Figure III.6

Détermination des paramètres de l'angle de frottement (Maksimovic, 1989)

II.5.2 Etude de l'influence de l'incertitude sur les paramètres du modèle

L'objectif de cette étude est d'analyser la sensibilité du modèle à la variabilité de ses paramètres. Ceci permet en isolant les fonctions du modèle contrôlées par chaque paramètre, de mieux comprendre son fonctionnement, et de déterminer l'incertitude acceptable dans la détermination de ses paramètres. On étudiera à partir d'un jeu de paramètres donné, l'effet de la perturbation de chaque paramètre sur la prédiction d'un chemin triaxial.

Le tableau (III.1) donne les paramètres de référence.

E_0 (100 KPA)	n	ν	ϕ_b	$\Delta\phi$	P_n	ϕ_v	α	a	b	c	d
580	0,5	0,25	33°	16°	3,0	30°	1	0,9	,00095	90	22

Tableau III.1
Jeu de paramètres de référence

II.5.2.1 Influence des paramètres élastiques :

La détermination de E_0 et ν à partir des essais triaxiaux peut comporter une grande incertitude; une perturbation de $\pm 50 \%$ sur ces deux paramètres a été retenue, mais en limitant ν à 0,5.

La figure III.7 montre que la perturbation de E_0 se traduit par une influence modérée sur le déviateur et sur la déformation volumique.

L'effet de la perturbation du coefficient de Poisson est modéré et limité à la déformation volumique (fig. III.8).

II.5.2.2 Influence de l'angle de frottement :

La valeur de la rupture pouvant être définie de façon précise d'après les essais, la perturbation de ϕ_b a été fixé à 10 %. On constate que cette perturbation se traduit par un effet marqué sur la valeur du palier de la coudre (q, ϵ_1) (fig. III.9). L'effet est également

important sur la déformation volumique ; l'augmentation de ϕ se traduit par une augmentation de la dilataance (fig. III.9 b).

II.5.2.3 Influence des paramètres (a, b, c, d) régissant l'érouissage :

Leur évaluation fait intervenir certaines approximations qui ont une influence sur la précision des valeurs obtenues. Par ordre d'incertitude dans l'évaluation de ces paramètres, nous étudierons l'effet d'une perturbation de 10 % sur le paramètre a et de 50 % sur les autres paramètres.

- L'influence du paramètre a porte essentiellement sur la valeur du déviateur au pic. L'augmentation de a se traduit également par une augmentation de la dilataance (fig. III.10 a et III.10.b).
- L'influence du paramètre b marque essentiellement l'évolution du déviateur de contrainte, et par conséquent sur la contractance de la déformation volumique ; mais l'effet de ce paramètre reste modéré tant sur l'évolution du déviateur que sur la déformation volumique (fig. III.11).
- Les paramètres c et d influent essentiellement sur le pic et la phase de radoucissement du déviateur de contrainte. Le paramètre c influe sur l'amplitude du radoucissement du déviateur (fig. III.12). L'effet du paramètre d porte sur le pic et l'amplitude du radoucissement (fig. III.13).

II.5.2.4 Influence des paramètres ϕ_{cv} et α :

La détermination de ϕ_{cv} fait intervenir certaines approximations sur la déformation volumique plastique. Nous examinerons ici l'effet d'une perturbation de 10 % de ce paramètre. Quant au paramètre de calage α , nous examinons l'effet de sa perturbation de 50 %.

On constate que l'effet de ces deux paramètres porte essentiellement sur la déformation volumique. Leurs effets sur le déviateur des contraintes sont négligeables (fig. III.14 a et III.15 a). L'augmentation de ϕ_{cv} fait augmenter la contractance dans le modèle (fig. III.14b). La variation de α porte essentiellement sur la dilataance ; son augmentation amplifie la dilataance (fig. III.15 b).

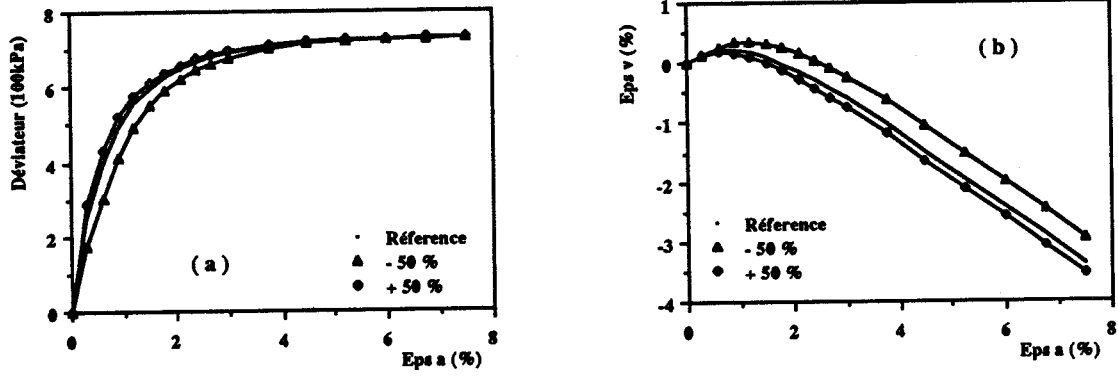


Figure III.7: Effet d'une perturbation de 50% du module d'Young

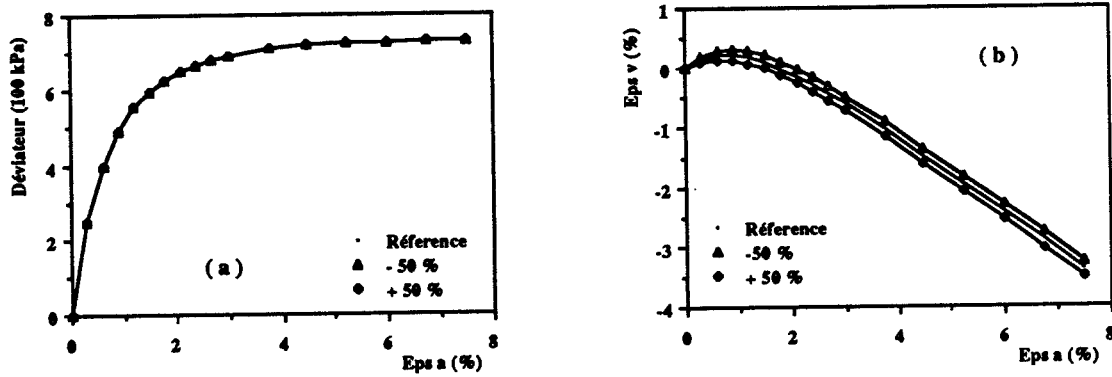


Figure III.8: Effet d'une perturbation de 50% du coefficient de Poisson

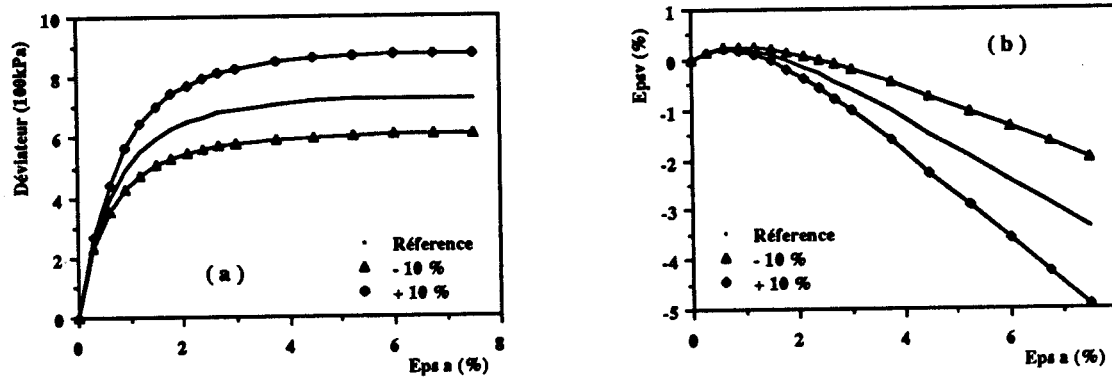


Figure III-9: Effet d'une perturbation de 10% de l'angle ϕ_D sur un chemin triaxial drainé

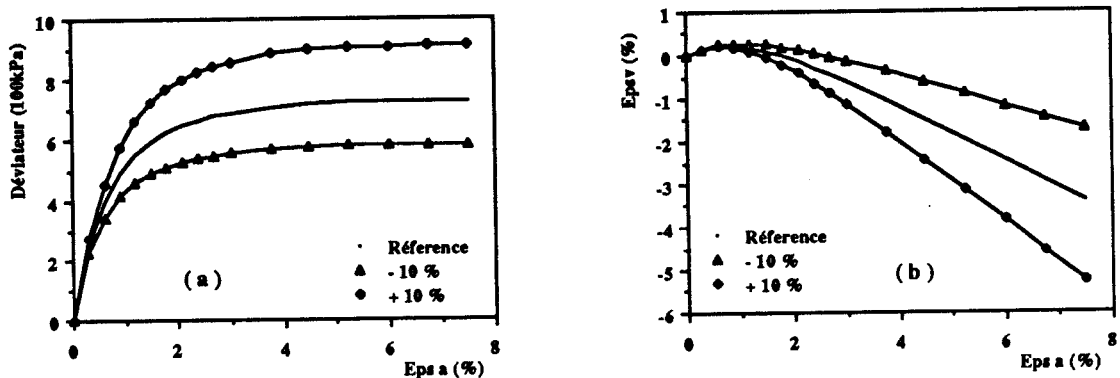


Figure III-10: Effet d'une perturbation de 10% de a sur un chemin triaxial drainé

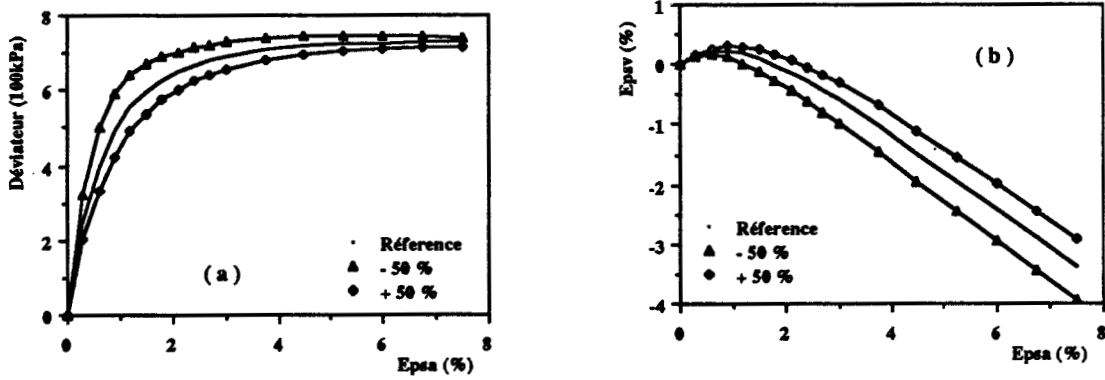


Figure III-11: Effet d'une perturbation de 50% de b sur un chemin triaxial drainé

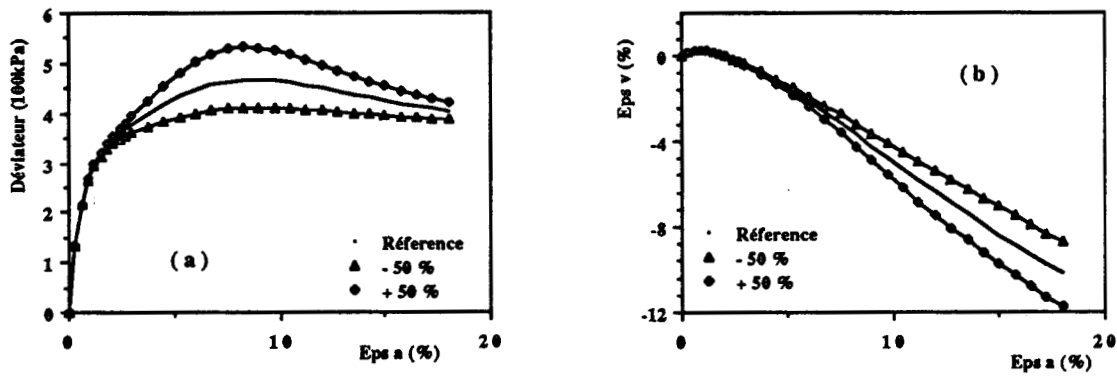


Figure III-12: Effet d'une perturbation de 50% de c sur un chemin triaxial drainé

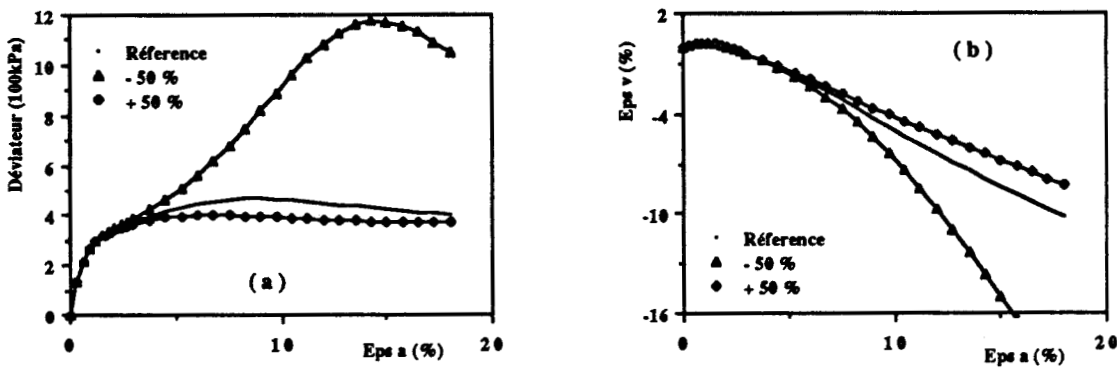


Figure III-13: Effet d'une perturbation de 50% de d sur un chemin triaxial drainé

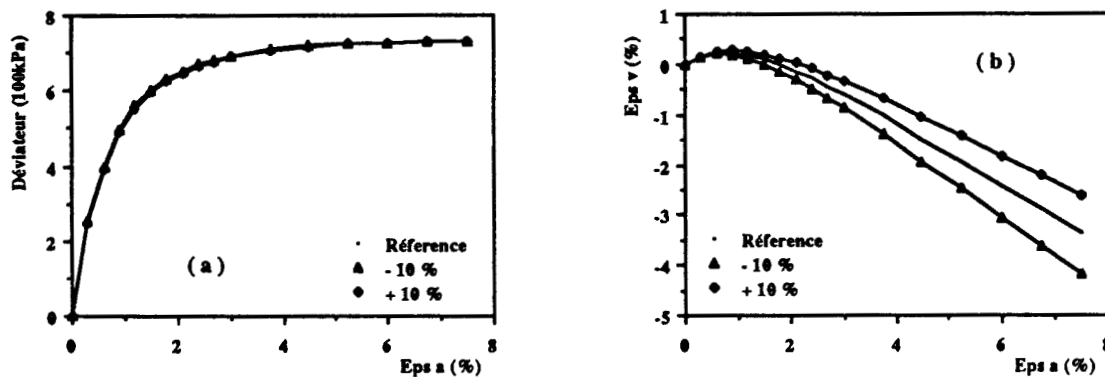


Figure III-14: Effet d'une perturbation de 10% de l'angle caractéristique ϕ_{cv} sur un chemin triaxial drainé

III. VALIDATION DU MODELE SUR DES ESSAIS HOMOGENES

Les tests de validation du modèle ont été effectués sur les essais suivants:

- essais de Yamada et Ishihara au véritable triaxial sur le sable de Fuji River (Yamada et Ishihara, 1979),
- essais de Lanier et Zitouni au véritable triaxial sur le sable d'Hostun R_F et le sable de Reid Bedford (Lanier et Zitouni, 1987),
- essais de Puccini et Saada à l'appareil de torsion sur le sable d'Hostun R_F et le sable de Reid Bedford (Puccini et Saada, 1987),
- essais de Mohkam à l'appareil triaxial de révolution sur le sable d'Hostun à différentes densités (Mohkam, 1983).

III.1 Essais de Yamada et Ishihara sur le sable de Fuji River :

Le jeu de paramètres du modèle (tableau III.2) a été déterminé à partir de l'essai triaxial de compression ($\theta = 0$) à contrainte moyenne constante. Puisque tous les essais ont été effectués à contrainte moyenne constante, l'angle de frottement à la rupture est pris constant.

La figure III.16 montre la reproduction de l'essai de calage. On constate que le modèle reproduit bien cet essai.

E_0 (100 KPA)	n	ν	ϕ_b	$\Delta\phi$	P_n	ϕ_v	α	a	b	c	d
650	0,5	0,3	48°	0°	1,0	32°	0,85	1,0	,008	0	0

Tableau III.2

Paramètres du modèle pour les essais de Yamada et Ishihara (1979)

Du fait de la structure isotrope du modèle, la vérification a porté sur les essais ($\theta = 15^\circ$, 30° , 45° et 60°). Les figures III.17 à III.20 donnent les résultats obtenus. On constate que le modèle reproduit bien les essais à $\theta = 15^\circ$ et 30° mais mal les essais à $\theta = 45^\circ$ et 60° , ceci peut être dû au fait que les paramètres du modèle n'ont été déterminés qu'à partir d'un seul essai.

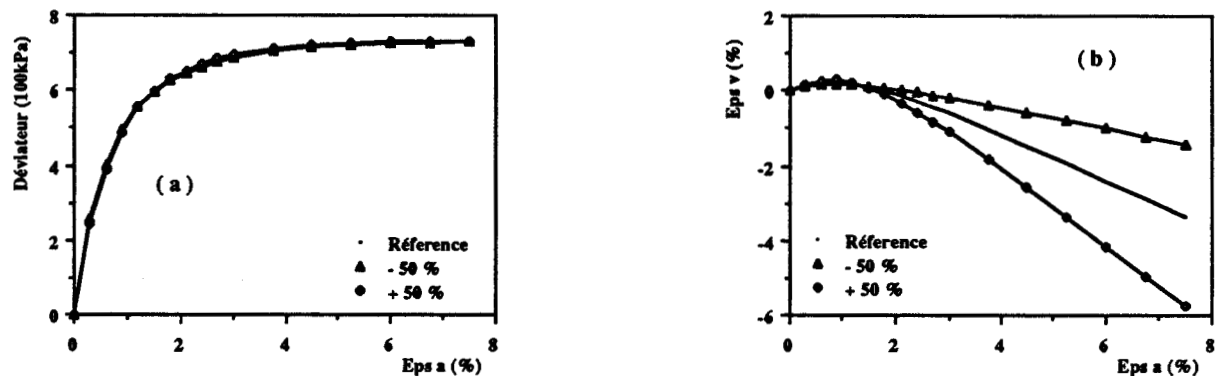


Figure III-15

Effet d'une perturbation de 50% du paramètre α sur un chemin triaxial drainé

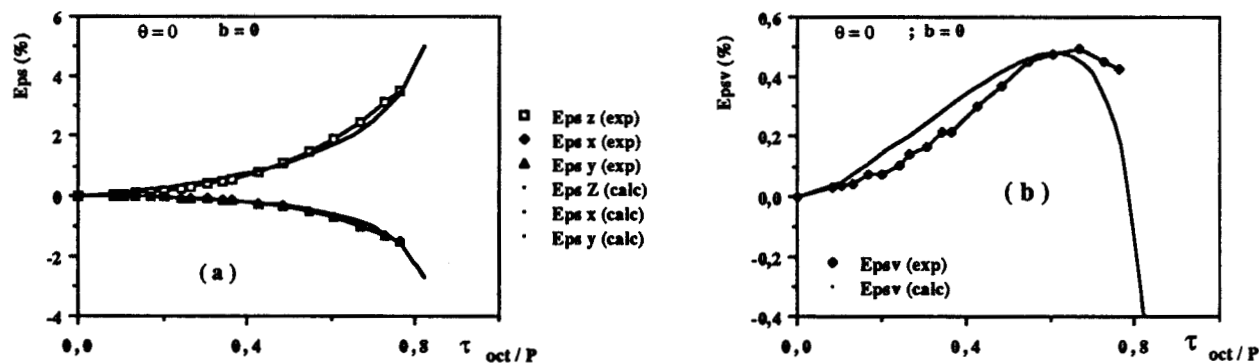


Figure III-16

Essai radial ($\theta = 0$) utilisé pour la détermination des paramètres du modèle sur le sable de Fuji-River (Yamada et Ishihara, 1979)

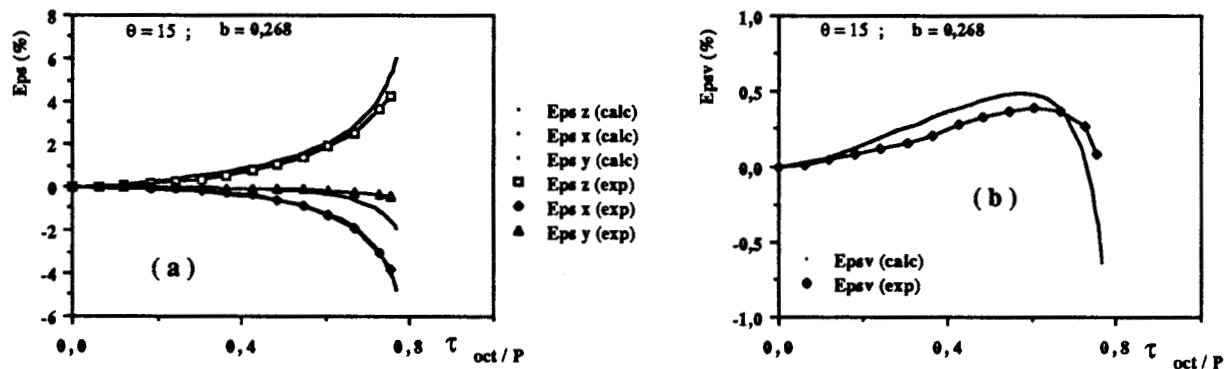


Figure III-17:

Essai radial ($\theta = 15^\circ$) sur le sable de Fuji-River (Yamada et Ishihara, 1979)

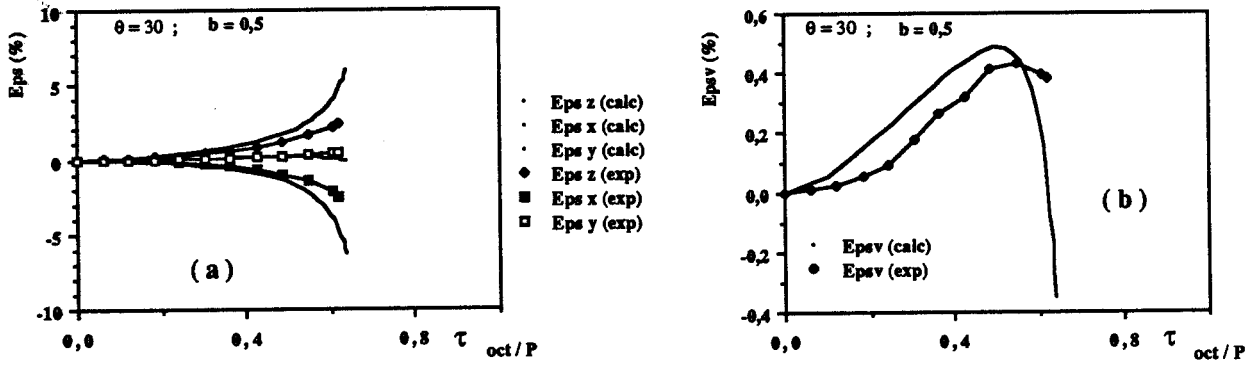


Figure III-18:

Essai radial ($\theta = 30^\circ$) sur le sable de Fuji-River (Yamada et Ishihara, 1979)

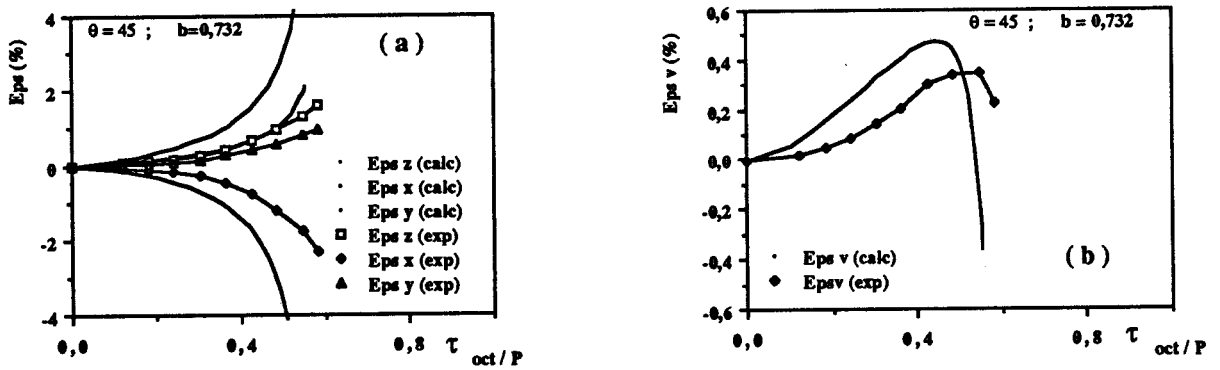


Figure III-19:

Essai radial ($\theta = 45^\circ$) sur le sable de Fuji-River (Yamada et Ishihara, 1979)

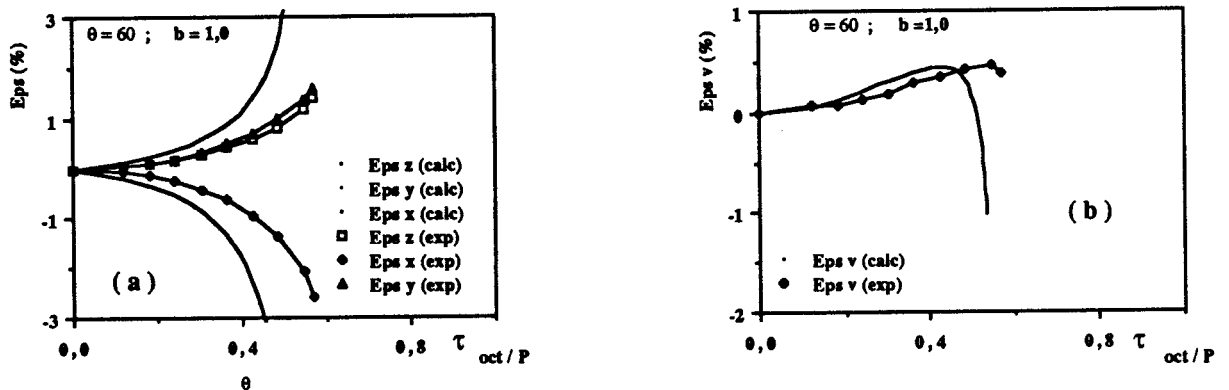


Figure III-20:

Essai radial ($\theta = 60^\circ$) sur le sable de Fuji-River (Yamada et Ishihara, 1979)



III.2 ESSAIS DU WORKSHOP DE CLEVELAND

La validation du modèle est effectuée sur les deux matériaux (sable dense d'Hostun et le sable de Reid Bedford) utilisés lors des essais présentés au Workshop de Cleveland.

III.2.1 Sable d'Hostun

III.2.1.1 Essais à l'appareil de torsion (Puccini et Saada, 1987) :

Les paramètres du modèle (tableau III.3) ont été déterminés à partir de trois essais triaxiaux de compression drainés. La figure III.21 montre la reproduction des essais de calage. On note que:

- Le modèle prédit bien l'évolution du déviateur de contrainte et en particulier sa valeur à la rupture (fig. III.21),
- Le modèle prédit correctement l'évolution de la déformation volumique, il donne un angle de dilatance qui dépend de la pression de confinement.

E0 (100 KPA)	n	v	ϕ_b	$\Delta\phi$	P_n	ϕ_v	α	a	b	c	d
1000	0,5	0,3	32°	12°	6,0	29°	1,2	0,99	,0014	0	0

Tableau III.3

Paramètres du modèle déterminés à partir des essais triaxiaux drainés sur le sable d'Hostun (Puccini et Saada, 1987)

La validation du modèle a été effectuée sur deux types d'essais :

- * triaxiaux d'extension drainée,
- * triaxiaux à $b = \text{cste}$.

Les résultats des prédictions sont donnés sur les figures III-22 à III-24. On note que :

- Le modèle apporte une bonne estimation du déviateur de contrainte dans le cas des essais d'extension drainée. La prédiction des déformations volumiques est également satisfaisante (fig. III.22 a et b).
- Pour les essais à $b = \text{constante}$, le modèle donne une bonne prédiction de l'évolution du cisaillement (fig. III.23 a et III.24 a). Mais, il prédit moins bien les déformations (fig. III.23 b et III.24 b).

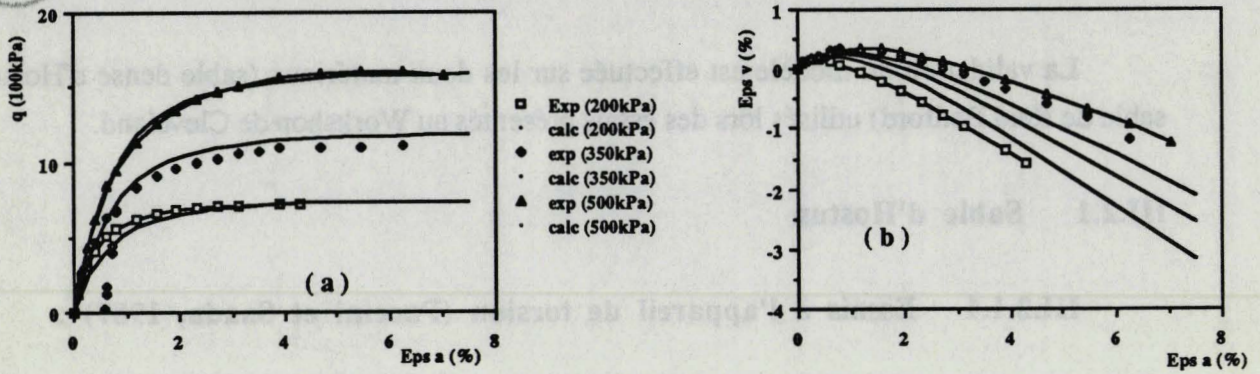


Figure III.21

Essais triaxiaux en compression drainée sur le sable d'Hostun au cylindre creux utilisés pour la détermination des paramètres du modèle (essais de Puccini et saada 1987)

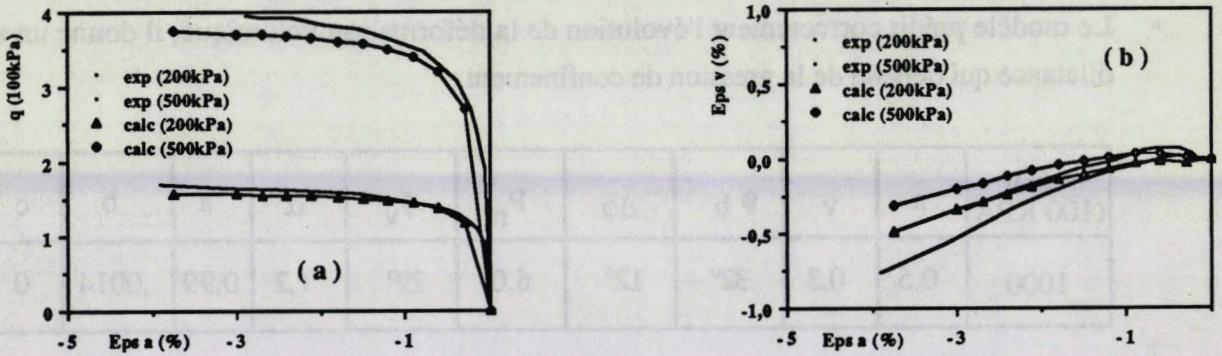


Figure III.22

Essais triaxiaux en extension sur le sable d'Hostun au cylindre creux (essais de Puccini et Saada 1987)

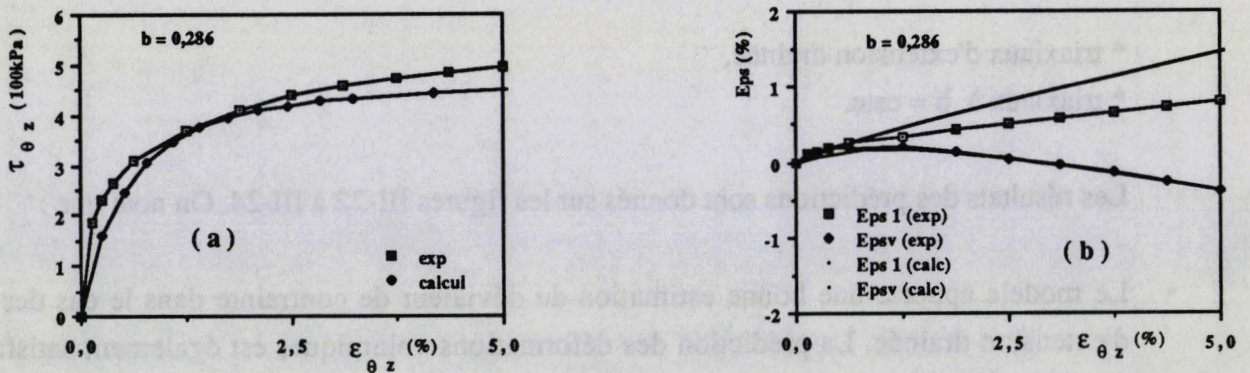


Figure III.23

Essai radial ($b=0,286$) sur le sable d'Hostun au cylindre creux (essais de Puccini et Saada 1987)

III.2.1.2 Essais au véritable triaxial (Lanier et Zitouni, 1987)

Les paramètres du modèle (tableau III.4) ont été déterminés à partir des trois essais triaxiaux de compression drainée. La reproduction de ces essais montre une bonne prédiction de l'évolution du déviateur et des déformations volumiques (fig. III.25 a à III.25 e).

E0 (100 KPA)	n	v	ϕ_b	$\Delta\phi$	P_n	ϕ_v	α	a	b	c	d
600	0,5	0,3	29°	7,6°	1,5	30°	1,0	0,94	,0015	0	0

Tableau III.4

Paramètres du modèle déterminés à partir des essais de Lanier et Zitouni sur le sable d'Hostun au véritable triaxial

Les résultats de vérification du modèle montrent :

- sur les essais triaxiaux d'extension : le modèle prédit bien l'évolution des contraintes, mais avec une sous-estimation des contraintes à la rupture (fig. III.26 a et c). Les déformations volumiques sont correctement décrites (fig. III.26 b et d).
- pour les essais à $b = \text{cste}$:
 - le modèle donne une prédiction correcte du rapport de contraintes SD2/SD1 (fig. III.27 a et III.28 a), mais avec une surestimation de la résistance pour l'essai à $b = 0,286$
 - la déformation volumique est correctement décrite pour $b = 0,286$ mais incorrectement pour $b = 0,666$ (fig. III.27 b et III.28 b).

III.2.2 Sable de Reid Bedford

* Essais à l'appareil de torsion (Puccini et Saada)

Les paramètres du modèle (tableau III.5) sont déterminés à partir des trois essais triaxiaux de compression drainés. Les paramètres α et b ont été déterminés par calage. La reproduction des essais de calage confirme bien les résultats obtenus sur le sable d'Hostun. A noter : une bonne prédiction du déviateur des contraintes (fig. III.29 a) et de la déformation volumique (fig. III.29 b).

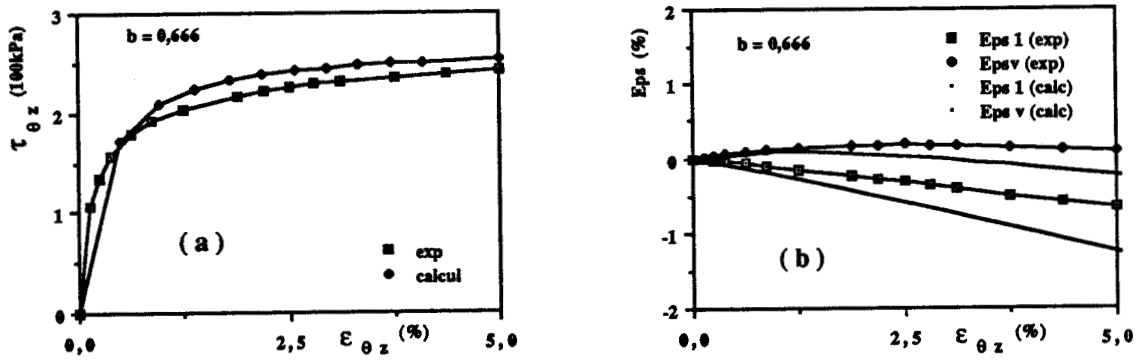


Figure III.24

*Essai radial ($b=0,666$) sur le sable d'Hostun au cylindre creux
(essais de Puccini et Saada 1987)*

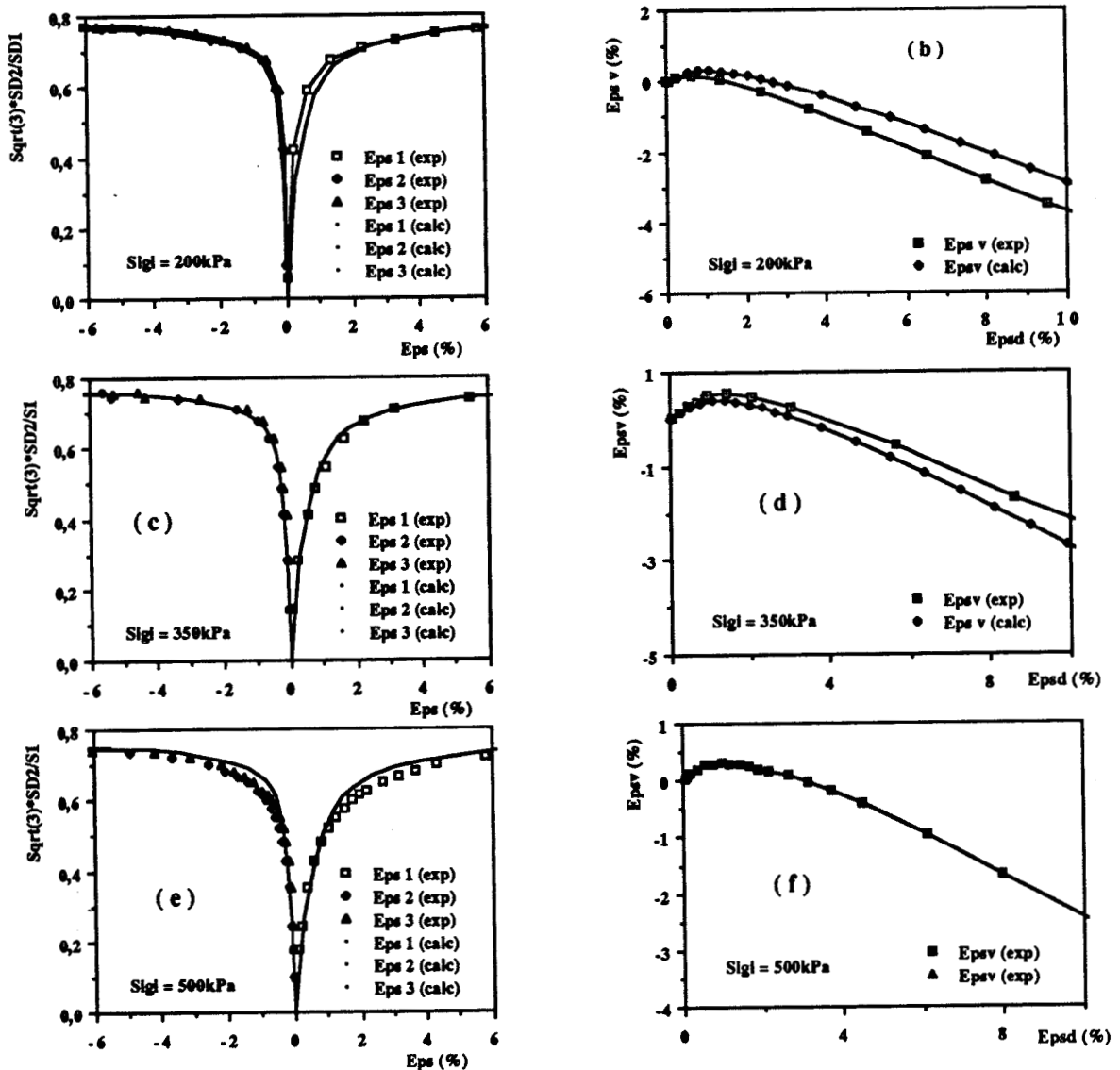


Figure III.25

*Essais triaxiaux en compression drainée sur le sable d'Hostun à la presse 3D utilisés
pour la détermination des paramètres du modèle (essais de Lanier et Zitouni 1987)*

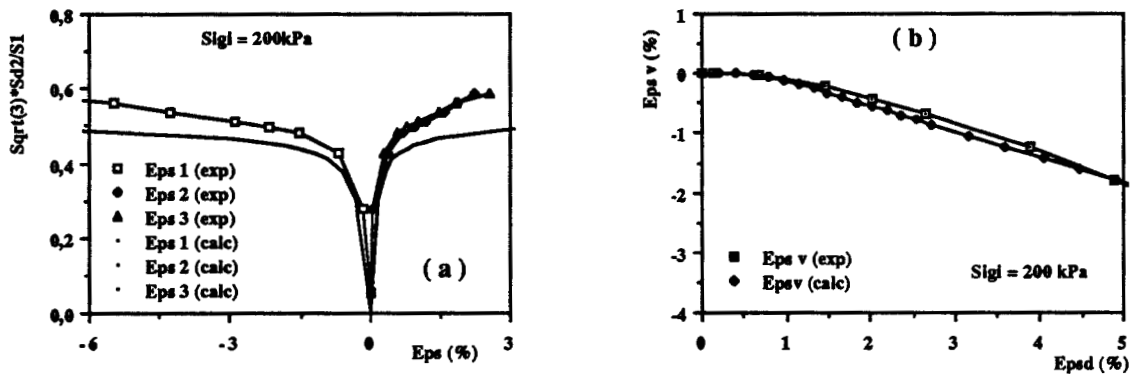


Figure III.26 Essais triaxiaux d'extension sur le sable dense d'Hostun à la presse 3D (Workshop de Cleveland - Lanier et Zitouni 1987)

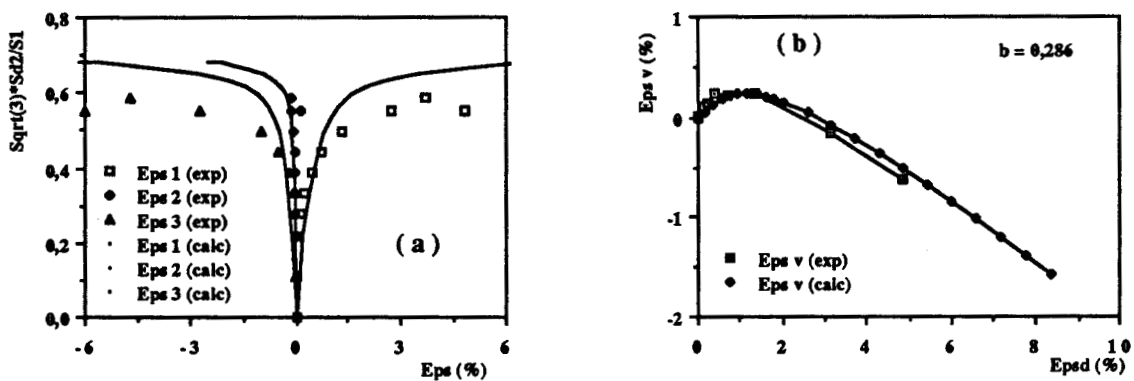


Figure III.27

Essai radial ($b=0,286$) sur le sable d'Hostun à la presse 3D (Essais de Lanier et Zitouni)

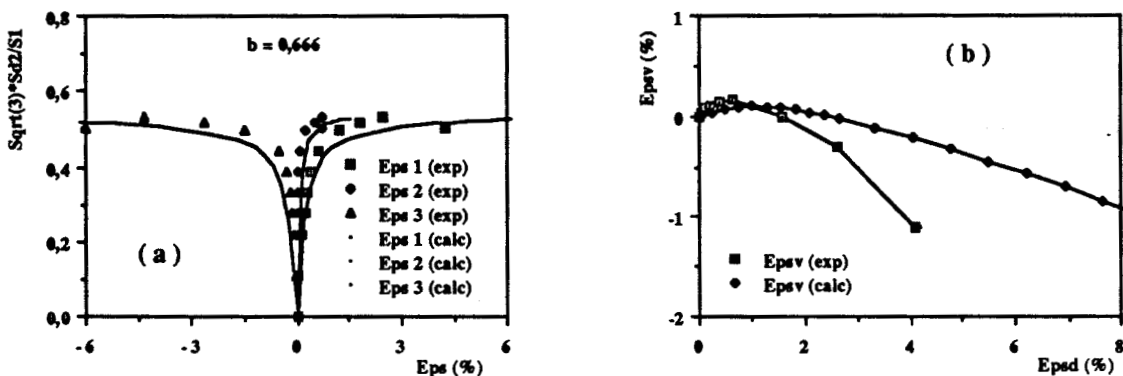


Figure III.28

Essai radial ($b=0,666$) sur le sable d'Hostun à la presse 3D (Essais de Lanier et Zitouni)

E0 (100 KPA)	n	v	ϕ_b	$\Delta\phi$	P_n	ϕ_v	α	a	b	c	d
1000	0,5	0,2	29°	13°	2,5	27°	0,8	1,0	8,0	0	0

Tableau III.5

Paramètres du modèle pour le sable de Reid Bedford à l'appareil de torsion

La validation du modèle sur les autres essais montre :

- Pour les essais triaxiaux d'extension : le modèle donne une bonne prédiction du déviateur de contrainte (fig. III.30 a), mais il donne une mauvaise estimation des déformations volumiques (fig. III.30 b),
- Pour les essais à chemins de contraintes à $b = \text{constante}$, le modèle donne une bonne prédiction des contraintes (fig. III.31 a et III.32 a) et des déformations volumiques (fig. III.31 b et III.32 b).

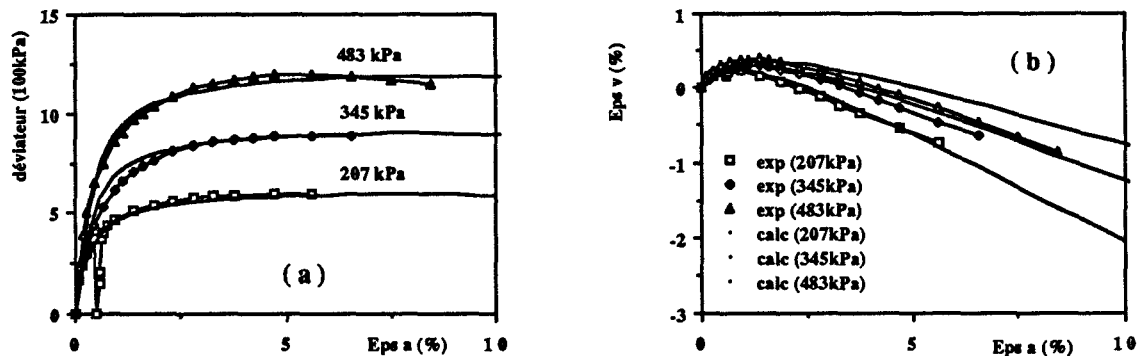


Figure III.29

Essais triaxiaux en compression sur le sable de Reid-Bedford au cylindre creux utilisés pour la détermination des paramètres du modèle (essais de Puccini et Saada 1987)

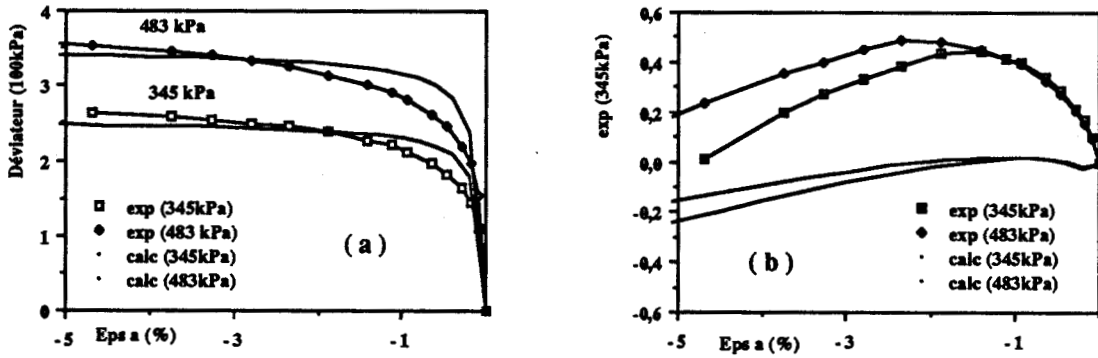


Figure III-30

Essais triaxiaux en extension sur le sable de Reid-Bedford au cylindre creux
 (Workshop de Cleveland, essais de Puccini et Saada, 1987)

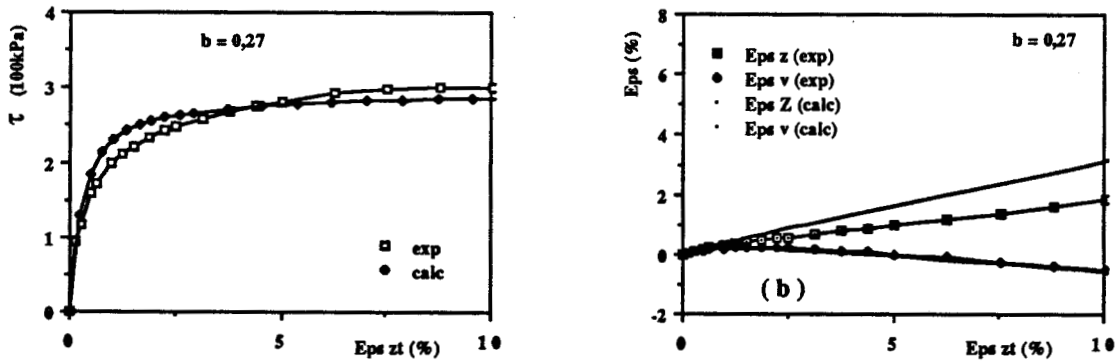


Figure III.31

Essai à $b=0,27$ sur le sable de Reid-Bedford au cylindre creux
 (Workshop de Cleveland, essais de Puccini et Saada, 1987)

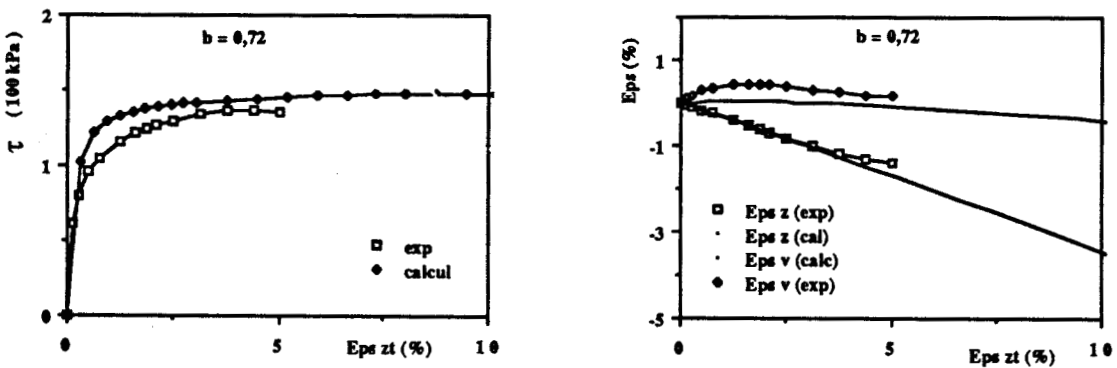


Figure III.32

Essai à $b=0,72$ sur le sable de Reid-Bedford au cylindre creux
 (Workshop de Cleveland, essais de Puccini et Saada, 1987)

IV. VALIDATION DU MODELE SUR OUVRAGES

La validation du modèle sur ouvrage est effectuée sur les essais d'Al-Mukhtar (1987) et les essais en centrifugeuse (Fargeix 1988-1990). Les maillages et les conditions aux limites sont les mêmes que ceux utilisés lors de la validation du modèle de Nova (chapitre II).

IV.1 ESSAIS D'AL MUKHTAR

La validation du modèle est effectuée sur les essais d'enfoncement à contraintes initiales isotrope ($q = 0$) ou anisotrope ($q \neq 0$). Les paramètres du modèle ont été déterminés à partir des essais triaxiaux drainés de Mohkam effectués sur le même sable (tableau III.6). La figure (III.33) montre une bonne reproduction des essais de calage.

E_0 (100 KPA)	n	v	ϕ_b	$\Delta\phi$	P_n	ϕ_v	α	a	b	c	d
400	0,5	0,2	31,5°	10°	1,4	31°	0,5	0,98	,0035	0	0

Tableau III.6

Paramètres du modèle déterminés à partir des essais triaxiaux drainés de Mohkam (Mohkam, 1983)

IV.1.1 Essais d'enfoncement après consolidation isotrope

Les résultats de validation du modèle sur les essais à 200 et 400 kPa de confinement réalisés sur le sable lâche en condition drainée sont donnés sur la figure (III.34). Cette figure montre que :

- le modèle traduit bien l'augmentation de la capacité portante de la fondation en fonction de la contrainte de confinement,
- le modèle surestime de 30 % la force d'enfoncement en fin du chargement. Ici encore, ceci peut être attribué à la forte gamme des contraintes atteintes sous la fondation (3 000 à 5 000 kPa) ; les paramètres du modèle étant déterminés sur des faibles niveaux de contraintes (inférieur à 700 kPa).
- il surestime les déformations volumiques en début du chargement, mais les sous-estime par la suite.

IV.1.2 Essais d'enfoncement après un chemin triaxial

Le modèle a été validé sur les essais d'enfoncement sur le sable lâche réalisés à pression de confinement de 400 kPa (resp 200 kPa) et à déviateur initial de l'ordre de 500 kPa (resp 150 kPa extension). Les résultats obtenus montrent que le modèle prend en compte l'effet de l'histoire du chargement, en particulier la diminution de la capacité portante induite par le préchargement triaxial. Il décrit bien le premier essai (fig. III.35a), mais mal le second (fig. III.35b).

IV.2 ESSAIS D'EMBASE EN CENTRIFUGEUSE

Le modèle a été validé sur les six essais réalisés en centrifugeuse sur le sable moyen et dense d'Hostun et utilisés pour la validation du modèle de Nova (cf. chap. II).

IV.2.1 Essais sur sable moyen

IV.2.1.1 Détermination des paramètres

Les paramètres du modèle (tableau III.7) sont déterminés à partir des essais triaxiaux réalisés à l'I.M.G. (GRECO, 1988). La figure III.36 montre que le modèle donne une bonne reproduction de ces essais.

E0 (100 KPA)	n	v	ϕ_b	$\Delta\phi$	P_n	ϕ_v	α	a	b	c	d
450	0,5	0,3	34°	6,5°	2,2	29°	0,6	0,99	,0025	0	0

Tableau III.7

Paramètres du modèle déterminés d'après les essais triaxiaux de Flavigny à l'I.M.G. (GRECO, 1988)

IV.2.1.2 Validation sur l'essai de fondation circulaire

Le calcul est effectué avec (2 x 2) points d'intégration. L'état des contraintes initiales dans le massif est considéré comme oedométrique. L'analyse des résultats obtenus montre que :

- le modèle décrit bien la courbe de la pression normalisée $Q/\gamma D$ en fonction de l'enfoncement de la fondation (fig. III.37 a).

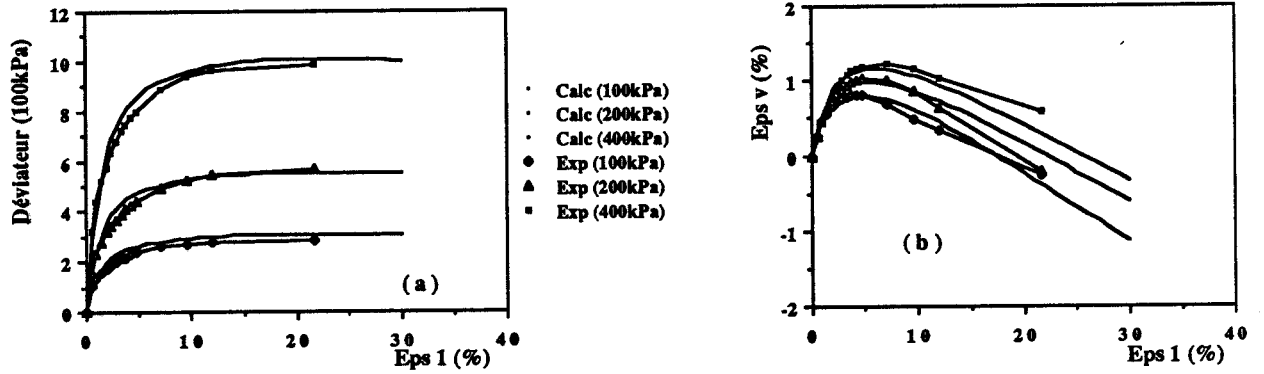


Figure III.33

Essais triaxiaux de compression drainée utilisés pour la détermination des paramètres du modèle (Mohkam 1983)

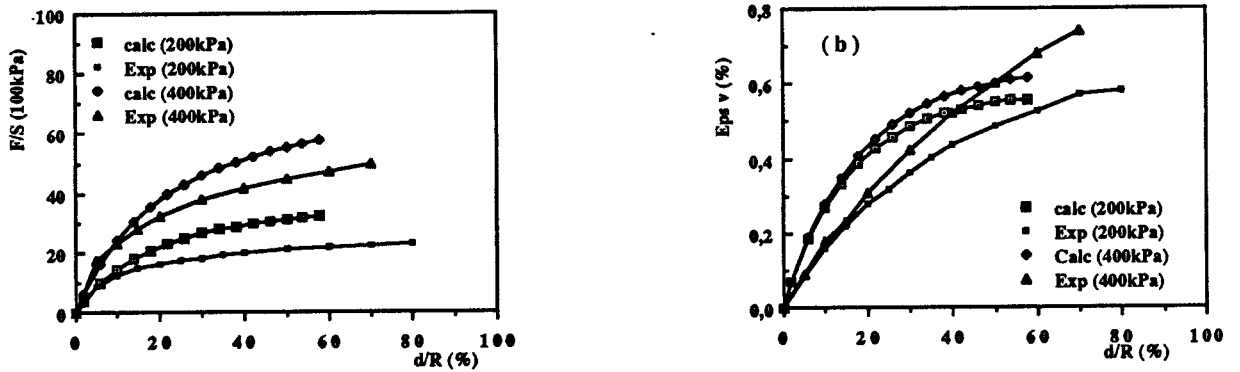


Figure III.34

Validation sur les essais d'enfoncement après une consolidation isotrope (essais d'Al-Mukhtar, 1987)

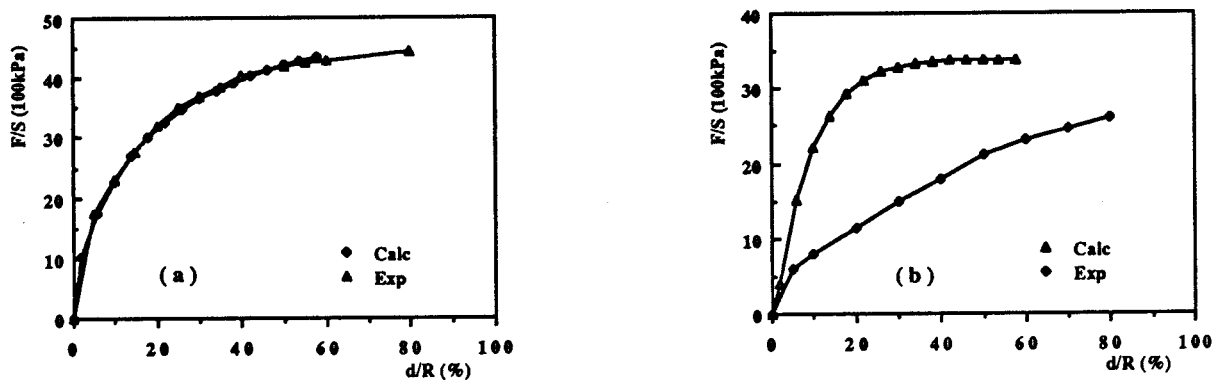


Figure III-35:

validation sur les essais d'enfoncement sur échantillon initialement anisotrope (a): $P_c = 400kPa$, $q_i = 500kPa$; (b): $P_c = 200kPa$, $q_i = 150kPa$ (extension)

- la prédiction des déplacements latéraux mesurés à un diamètre de l'axe de la fondation est correcte (fig. III.37 b).

IV.2.1.3 Validation sur l'essai de fondation filante en chargement centré

Les résultats de validation montrent que le modèle donne une sous estimation de la rigidité du massif et par conséquent une surestimation du tassement de la fondation (fig. III.38).

IV.2.1.4 Validation sur les essais de fondation filante en chargement excentré

Les résultats de validation montre que le modèle sous-estime la rigidité initiale du massif et prédit mal l'évolution de cette rigidité au cours du chargement (fig. III.39 a). On constate par contre que le modèle prédit correctement la rotation transversale de la fondation (fig. III.39 b).

IV.2.2 Validation sur les essais de fondation avec sable dense

Les paramètres du modèle sont déterminés à partir de trois essais triaxiaux drainés réalisés à l'I.M.G. (Lanier, 1987) (tableau III.4). La figure (III.25) montre une bonne reproduction de ces essais.

L'analyse des résultats du calcul de la fondation montre que le modèle sous-estime la rigidité du massif, ceci étant dû à une sous-estimation du module d'élasticité initiale (E_0) (fig. III.40a). Le modèle ne prédit pas le soulèvement observé à un diamètre de l'axe (fig. III.40 b). Les prédictions des déplacements latéraux mesurés à un diamètre de l'axe sont satisfaisantes (fig. III.40c).

IV.3 ETUDE PARAMETRIQUE

L'étude paramétrique a porté sur l'effet de :

- la perturbation des paramètres,
- l'ordre d'intégration numérique,
- la discrétisation du domaine,
- la méthode de détermination des contraintes initiales,

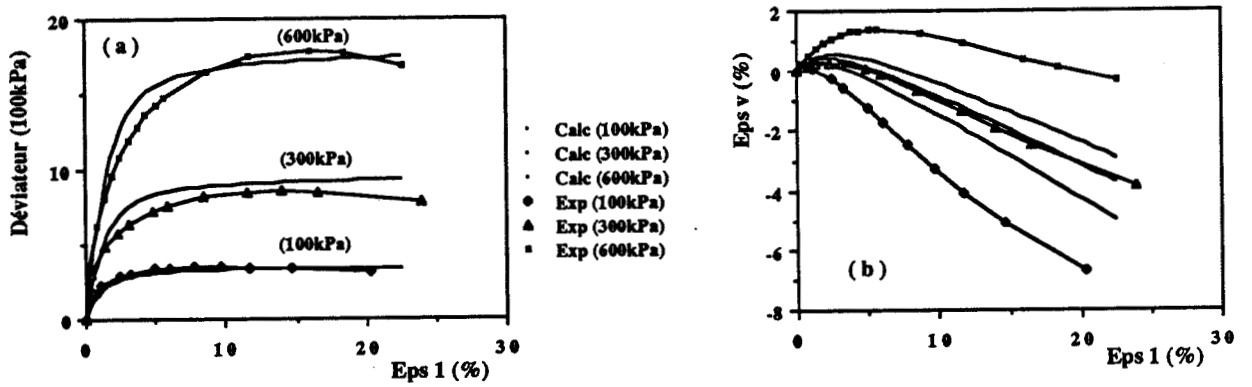


Figure III.36

Essais triaxiaux de compression drainée (Flafigny (I.M.G.)) utilisés pour la détermination des paramètres du modèle

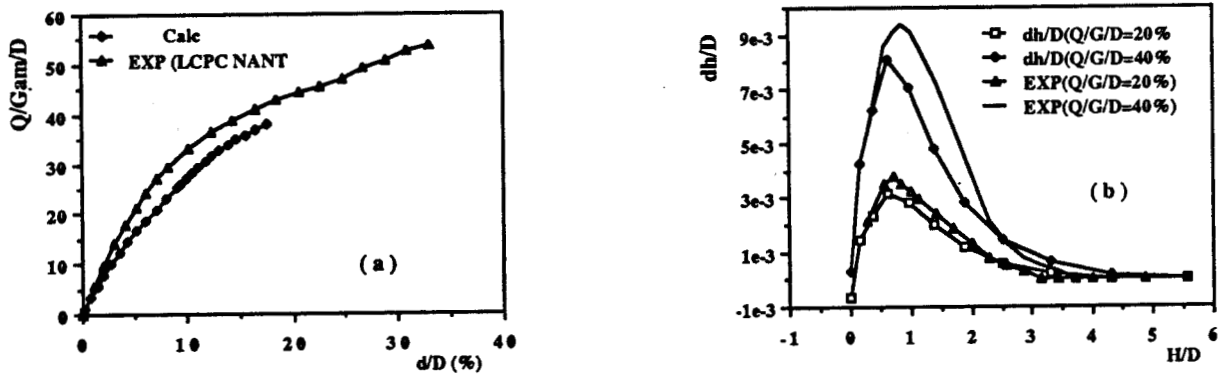


Figure III.37

Enfoncement d'une fondation circulaire en centrifugeuse sur sable moyen: a) : pression normalisée - enfoncement ; b) : déplacements latéraux à 1D de l'axe

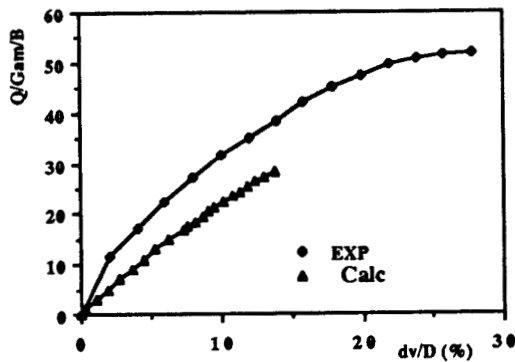


Figure III.38

Courbe pression normalisée - enfoncement d'une fondation filante sur sable moyen (chargement centré)

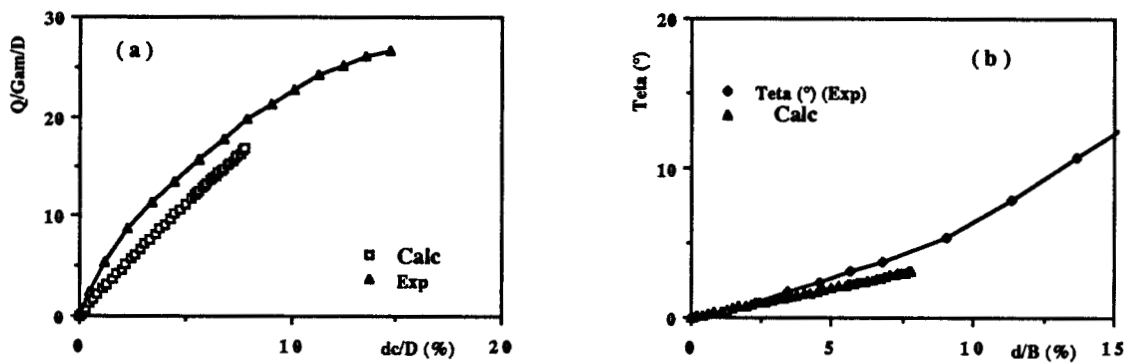


Figure III.39

*Enfoncement d'une fondation filante sur sable moyen en chargement excentré
 a) : Courbe pression normalisée - enfoncement ; b) : Rotation de la fondation*

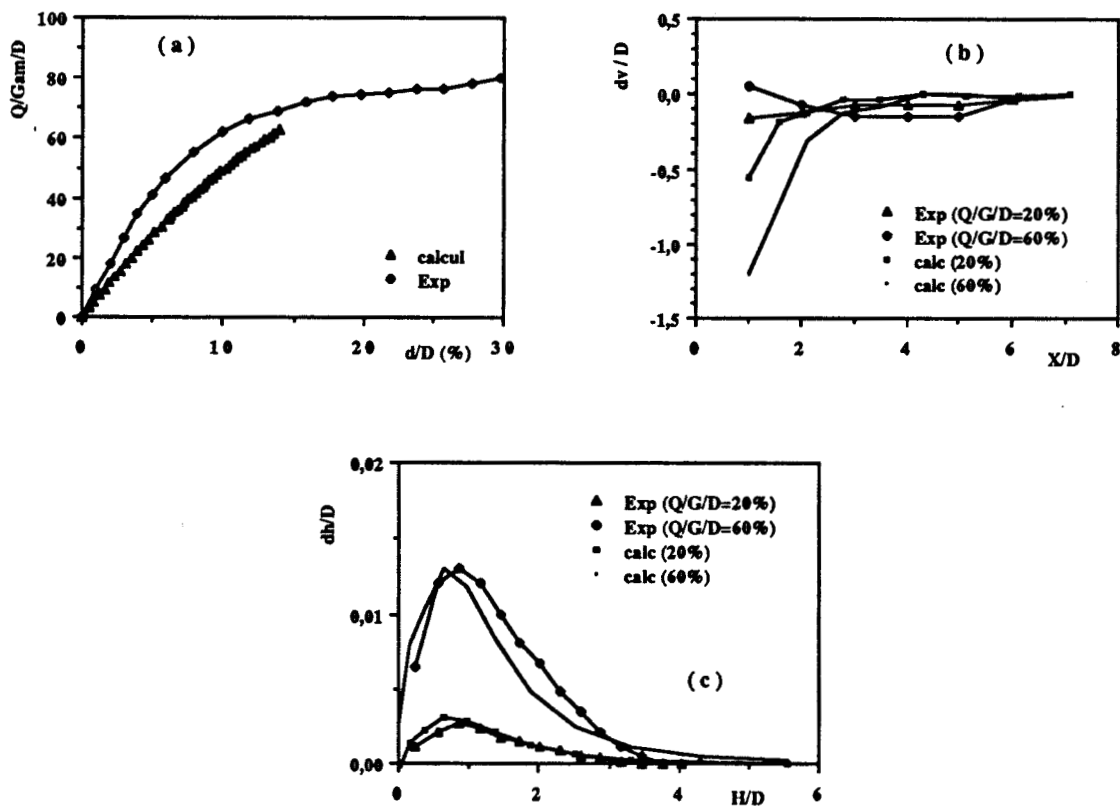


Figure III.40

*Enfoncement d'une fondation circulaire en centrifugeuse sur sable dense
 a) : Courbe pression normalisée - enfoncement ; b) : Tassements en surface
 c) : Déplacements latéraux à 1 diamètre de l'axe*

IV.3.1 Effet de la perturbation des paramètres

Nous avons examiné l'effet de la perturbation :

- de 50 % du module d'Young,
- de 50 % du paramètre d'érouissage b ,
- de 10 % de l'angle de frottement,
- de 20 % de l'angle caractéristique.

a) Perturbation du module d'Young

L'étude de l'effet de la perturbation de ce paramètre permet de tirer les mêmes conclusions que celles obtenues avec le modèle de Nova: l'effet de la perturbation est négligeable sur l'essai triaxial (fig. III.41 a) mais important sur l'essai de fondation (fig. III.41 b).

b) Perturbation du paramètre d'érouissage b

Nous avons vu, lors de la présentation du modèle, que l'évolution de l'érouissage est décrite par les quatre paramètres (a, b, c, d).

L'effet de la perturbation du paramètre a est identique à celui de l'angle du frottement parce qu'il est déterminé en fonction de celui-ci. Quant aux paramètres c et d , ils permettent une modélisation de la phase post-pic du déviateur des contraintes. Ils n'ont aucun effet significatif sur la phase pré-pic, par conséquent, seule l'influence du paramètre b sera analysée dans ce paragraphe.

La perturbation de b de 50 % influe sensiblement sur l'évolution de l'érouissage lors de l'essai triaxial (fig. III.42 a), mais son effet est négligeable sur le calcul de la fondation (fig. III.42 b).

c) Perturbation de l'angle de frottement

L'étude de l'effet de la perturbation de l'angle de frottement montre que ce paramètre influe sensiblement sur le calcul de l'essai triaxial et de fondation (fig. III.43 b).

d) Perturbation de l'angle caractéristique

La perturbation de l'angle caractéristique influe sur l'évolution de la déformation volumique lors de l'essai triaxial (fig. III.44 a). Il influe sur le calcul de la fondation en fin du chargement (fig. III.44 b).

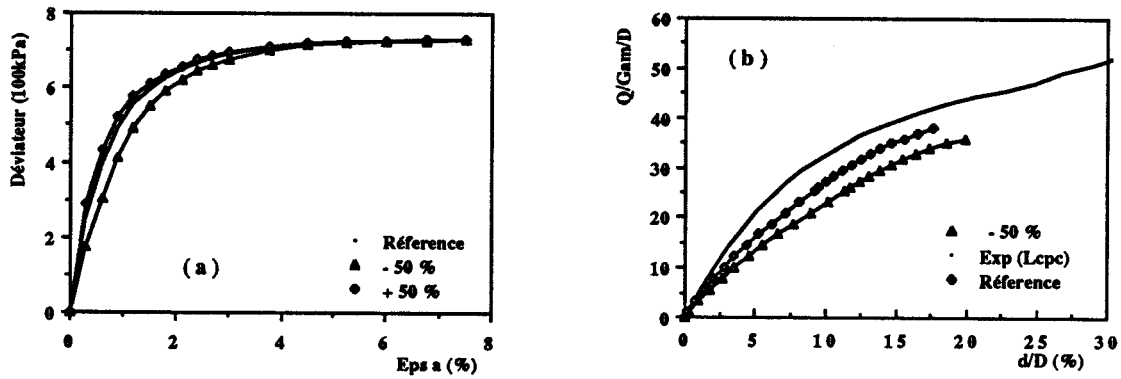


Figure III-41

Effet de la perturbation de 50% du module d'Young
 a : chemin triaxial ; b : fondation circulaire

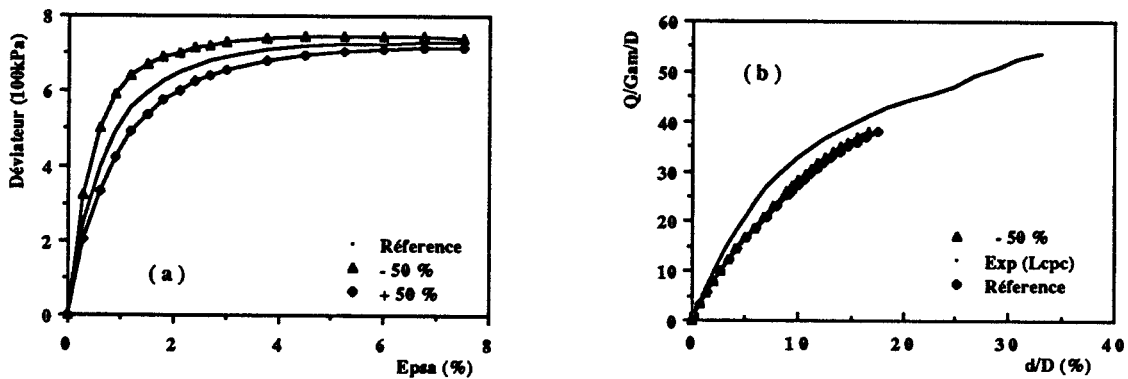


Figure III-42

Effet de la perturbation du paramètre d'écroutissage b
 a : chemin triaxial ; b : fondation circulaire

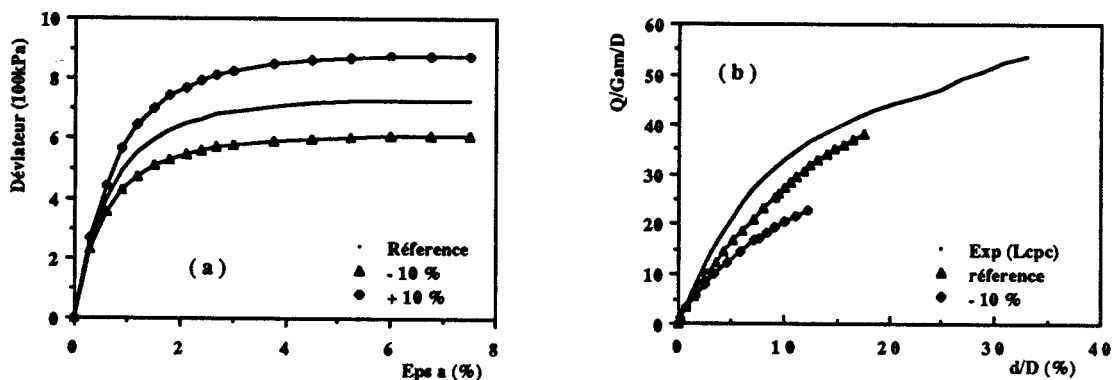


Figure III-43

Effet de la perturbation de l'angle de frottement
 a : chemin triaxial ; b : fondation circulaire

IV.3.2 Effet de la discrétisation du domaine

L'étude de l'effet de la finesse de la discrétisation montre que les résultats des calculs avec le modèle proposé ne sont pas sensibles à la finesse de la discrétisation (fig. III.45). Or l'étude effectuée avec le modèle de Nova a montré une sensibilité des résultats des calculs à la finesse du maillage. Cette différence peut être expliquée par la formulation du modèle qui prévoit une variation de l'angle de frottement en fonction de la contrainte moyenne initiale.

IV.3.3 Effet de l'ordre d'intégration

L'étude de l'effet de l'ordre d'intégration numérique montre que le calcul de la fondation est très sensible à ce paramètre (fig. III.46).

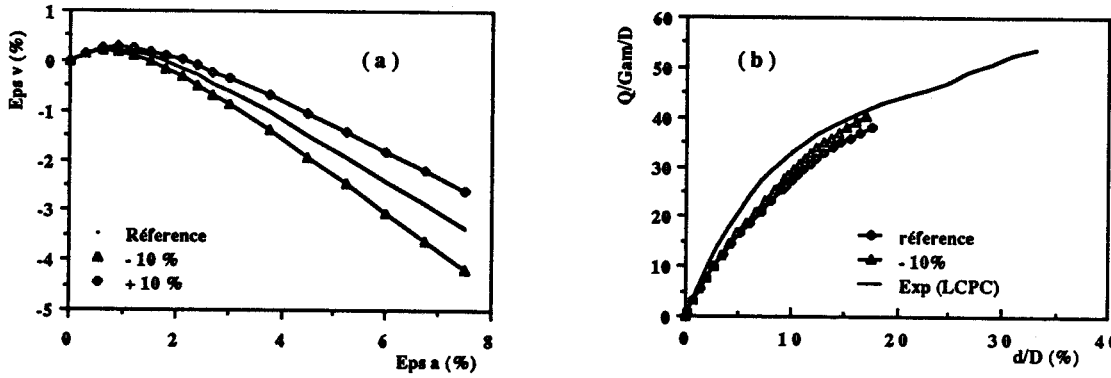


Figure III-44

Effet de la perturbation de l'angle caractéristique
 a : chemin triaxial ; b : fondation circulaire

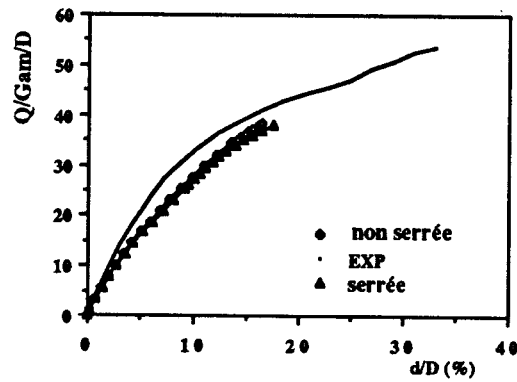


Figure III.45

Effet de la discrétisation du domaine

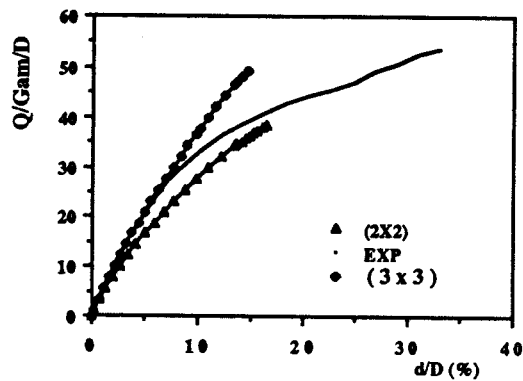


Figure III.46

Effet de l'ordre d'intégration numérique

V. SYNTHÈSE

Pour clore ce chapitre, nous allons faire la synthèse des principales qualités et principaux défauts du modèle.

D'abord, dans ce modèle, nous avons intégré différents concepts connus mais qui n'avaient jamais été unifiés dans un seul modèle. Les paramètres du modèle sont au nombre de douze (réduits à dix ou à huit selon la complexité recherchée) qui peuvent être déterminés directement à partir de trois essais triaxiaux, à l'exception de deux paramètres qui sont déterminés par calage. Dans le cas de l'existence d'un essai à pression moyenne constante, le nombre des paramètres de calage sera réduit à un. La structure du modèle permet de décrire les phénomènes essentiels observés sur les matériaux, à savoir :

- la variation de l'angle de frottement en fonction de la contrainte moyenne
- la phase de radoucissement du déviateur de contraintes
- l'état caractéristique
- l'élasticité non linéaire

La validation du modèle sur trois séries d'essais homogènes, effectuées sur différents matériaux, permet de noter une reproduction correcte de l'évolution des contraintes et des déformations volumiques, et surtout une bonne représentation de la variation de l'angle de frottement en fonction de la contrainte moyenne.

La validation du modèle sur les essais de fondation montre par ailleurs que la détermination des paramètres élastiques de l'élasticité non linéaire à partir des essais triaxiaux donne une sous-estimation de la rigidité du massif.

CHAPITRE IV

ETUDE DES CHEMINS DE CONTRAINTES ET DE DEFORMATIONS PARCOURUS SOUS FONDATION SUPERFICIELLE

I. INTRODUCTION

La validation des modèles sur chemins homogènes porte généralement sur des essais triaxiaux de compression drainée ou non drainée, et éventuellement sur des essais en extension. Des ateliers destinés à la validation des modèles (Grenoble, 1982, Cleveland, 1987) ont montré la nécessité de tester les modèles sur des chemins particuliers plus complexes que les chemins triaxiaux, et qui peuvent être réalisés à l'aide d'appareillages sophistiqués comme le triaxial vrai ou la machine de torsion.

Le choix des chemins homogènes pour la validation des modèles rhéologiques doit prendre en compte les chemins parcourus dans les ouvrages auxquels on souhaite appliquer le modèle. En effet, la validation doit être réalisée sur des chemins proches de ceux réellement parcourus dans l'ouvrage. Or, ces chemins dépendent sensiblement du type d'ouvrage et du chargement appliqué. On peut facilement concevoir que les chemins sous un remblai de grande dimension (où les chemins de type oedométrique prédominent) sont très différents de ceux induits par le creusement d'un ouvrage souterrain (prédominance des chemins en extension). Donc, il est nécessaire pour la validation des modèles de faire une étude de classification des chemins de sollicitations qui peuvent être parcourus dans les sols, sous l'effet des charges appliquées.

L'étude effectuée dans ce chapitre porte sur la fondation superficielle expérimentée en centrifugeuse, et utilisée pour la validation des modèles des sols. Elle a pour objectif de recenser les chemins parcourus dans l'ouvrage, et d'essayer de les reproduire en laboratoire en vue d'une validation complémentaire des modèles destinés au calcul des fondations superficielles.

Cette étude a été effectuée avec les deux modèles utilisés dans les chapitres précédents. L'analyse des résultats obtenus montre que les deux modèles donnent qualitativement des chemins identiques qui sont en accord avec les résultats obtenus avec d'autres modèles (Duncan, Cambou, 1988)(Shahrour et Chehade, 1990). Par conséquent, dans ce chapitre, nous ne présentons que les résultats obtenus avec le modèle de Nova.

II. ETUDE DE L'HOMOGENEITE DES CONTRAINTES

Puisqu'il est fastidieux d'étudier les chemins de contraintes dans tous les points du massif, une étude préliminaire a été effectuée pour la classification de ces chemins dans des zones représentatives du massif. Quatre zones au voisinage de la fondation ont été choisies ; elles sont situées (fig IV.1 à IV.4) :

- dans l'axe de la fondation (zone A)
- sous le bord (zone B)
- au voisinage du bord (zone C), et finalement
- à l'intérieur du massif (zone D).

L'analyse de l'évolution de la valeur moyenne et de l'écart-type du premier et deuxième invariants de contraintes parcourus dans ces zones montre que les chemins dans la zone (A) sont relativement homogènes (faible écart-type par rapport à la valeur moyenne) (fig. IV.1). Ils sont hétérogènes dans les autres zones (l'écart-type est de même ordre de grandeur que la valeur moyenne dans la zone (C) (fig. IV.2). Il est de l'ordre de 50 % de la valeur moyenne dans la zone (B) et (D) (fig. IV.3 et IV.4).

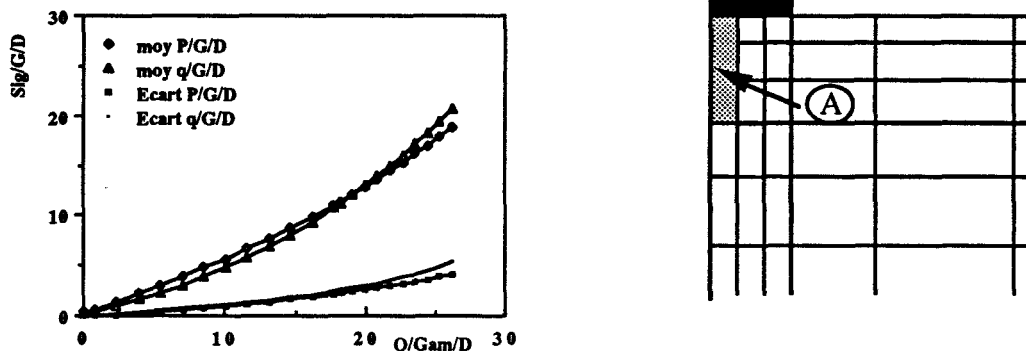


Figure IV.1

Etude de l'homogénéité des contraintes dans l'axe de la fondation (zone A)

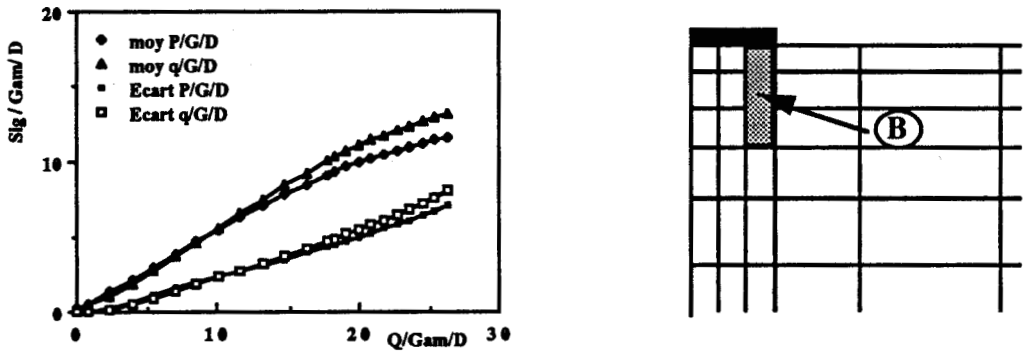


Figure IV.2

Etude de l'homogénéité des contraintes sous le bord de la fondation (zone B)

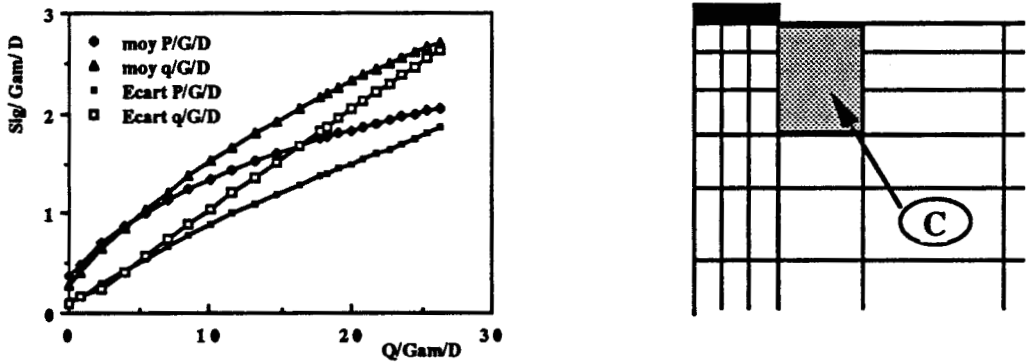


Figure IV.3

Etude de l'homogénéité des contraintes au voisinage du bord de la fondation (zone C)

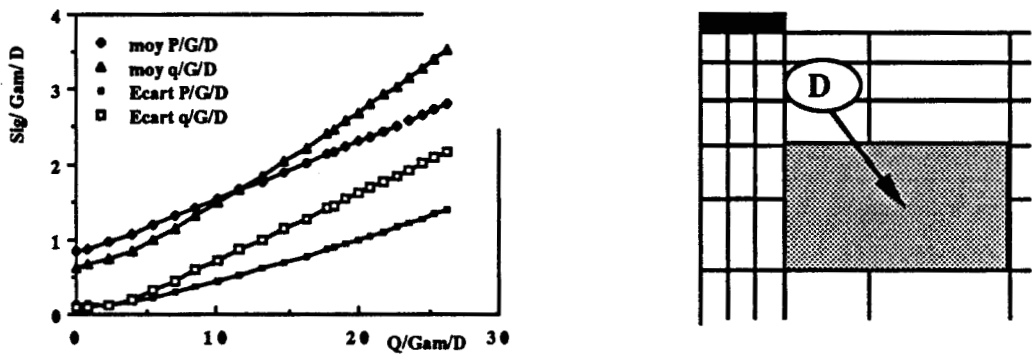


Figure IV.4

Etude de l'homogénéité des contraintes à l'intérieur du massif (zone D)

III. ANALYSE DES CHEMINS DANS LE MASSIF

L'étude de l'homogénéité des chemins de contrainte dans le massif du sol a montré que ces chemins sont homogènes dans la zone proche de l'axe de la fondation et qu'ils sont hétérogènes dans les autres zones. Le chemin de contrainte parcouru en un point quelconque dans la zone de l'axe peut donc être représentatif des chemins parcourus dans cette zone. Mais, vu la dispersion des chemins dans les autres zones, il est difficile de fixer des points représentatifs. Nous avons donc choisi quelques points dans ces zones afin d'illustrer qualitativement les chemins parcourus (figure IV.5).

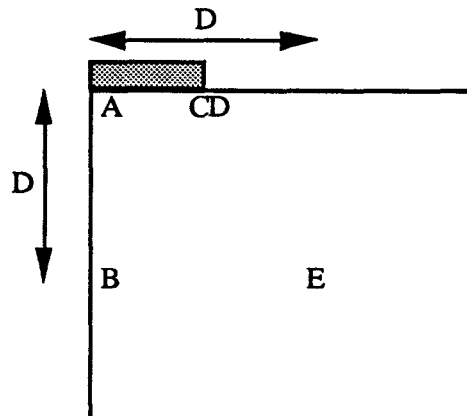


Figure IV.5

Représentation géométrique des points sélectionnés

III.1 CHEMINS PARCOURUS SOUS LA PARTIE CENTRALE DE LA FONDATION (POINTS A ET B)

Les points A et B dans l'axe de la fondation sont soumis à des chemins de contraintes axisymétriques qui comportent de très faibles cisaillements (fig. IV.6 a et IV.7 a). Les axes principaux de contrainte et de déformation peuvent être confondus avec les axes du massif (l'angle de rotations de ces axes est faible, de l'ordre de 5°) (fig. IV.6 e et IV.7 e). L'analyse des chemins de contrainte parcouru au point A et B montre que ces chemins sont du type triaxial proportionnel ($\sigma_1 = \sigma_3 = \alpha\sigma_2$, avec $\alpha = 0,5$ au point A et $0,25$ au point B) (fig. IV.6 c et IV.7 c). Les chemins de déformation peuvent être approchés par des chemins de type oedométrique au point A (déformations latérales faibles, mais différentes de zéro) (fig. IV.6 b et d) et proportionnels au point B (fig. IV.7 d). Ces chemins peuvent être reproduits à l'appareil triaxial asservi.

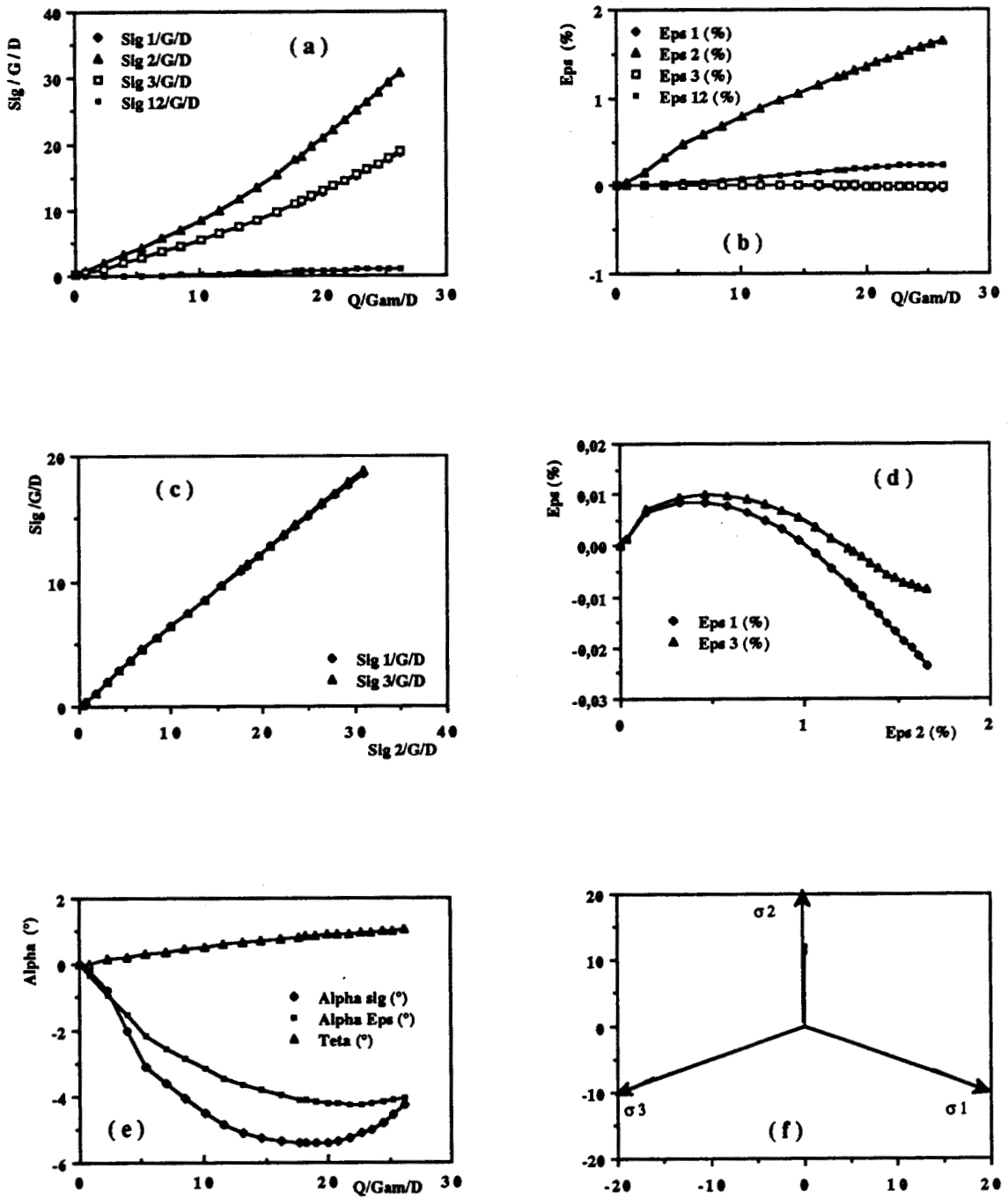


Figure IV.6

Chemins parcourus au point (A) dans l'axe de la fondation
 a : Evolution des contraintes ; b : Evolution des déformations
 c : Contraintes horizontales en fonction de la contrainte verticale
 d : Déformations horizontales en fonction de la déformation verticale
 e : Rotation des axes principaux et angle de Lode ; f : chemin dans le plan déviatorique

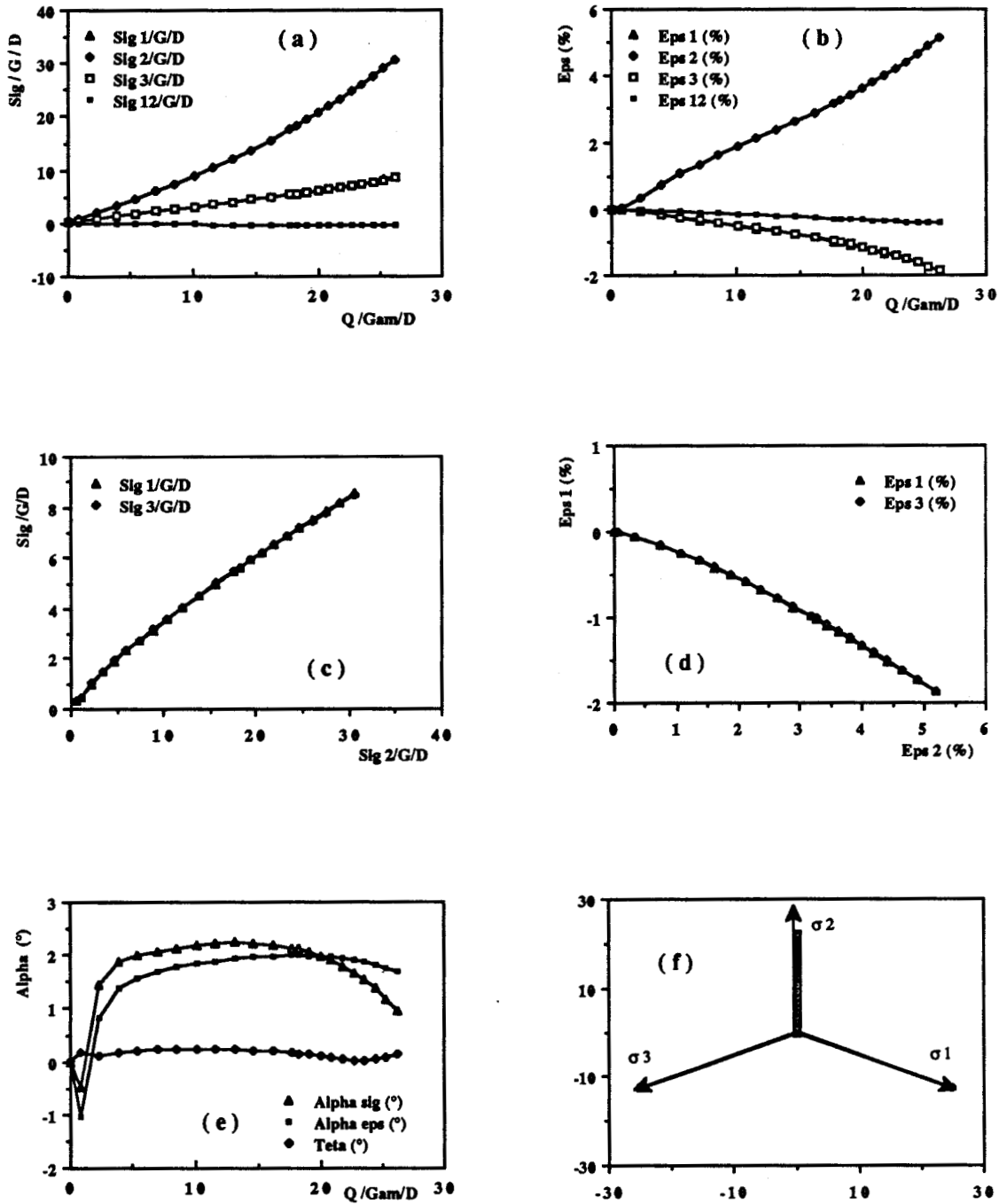


Figure IV.7

Chemins parcourus au point (B) dans l'axe de la fondation:

a : Evolution des contraintes ; b : Evolution des déformations

c : Contraintes horizontales en fonction de la contrainte verticale

d : Déformations horizontales en fonction de la déformation verticale

e : Rotation des axes principaux et angle de Lode ; f : chemin dans le plan déviatorique

III.2 CHEMINS PARCOURUS SOUS LE COIN DE LA FONDATION (POINT C)

L'analyse des chemins parcourus au point C montre que des cisaillements importants sont générés en ce point (fig. IV.8 a). Les rotations des axes principaux des contraintes et des déformations s'opèrent rapidement au début du chargement, ensuite elles tendent à se stabiliser à 20° . Le chemin de contrainte est du type proportionnel ou tend vers celui-ci (fig. IV.8 d). Il tend vers un chemin radial dans le plan déviatorique (fig. IV.8 f). Le rapport de contraintes b se stabilise à 0,35 (fig. IV.8 c). Le chemin en déformation est proche du chemin à déformation plane contractant ($\epsilon_v > 0$) (fig. IV.8 b).

III.3 CHEMINS PARCOURUS AU VOISINAGE DU BORD DE LA FONDATION (POINT D)

Le niveau de contrainte atteint au point (D) est très faible, de l'ordre de quelques dizaines de kPa (fig. IV.9 a). Le chemin de contrainte tend vers un chemin de type proportionnel (fig. IV.9 c). Le chemin en déformation est du type déformation plane non drainée ($\epsilon_v = 0, \epsilon_I = -\epsilon_{II}$) (fig. IV.9 d). Il comporte de très fortes distorsions (de l'ordre de 25 %) (fig. IV.9 b). Les rotations des axes principaux s'opèrent rapidement au début du chargement, puis elles se stabilisent à 45° (fig. IV.9 e). Le chemin dans le plan déviatorique tend vers un chemin radial d'angle $\theta = 30^\circ$ (fig. IV.9 e et f).

III. 4 CHEMINS PARCOURUS A L'INTERIEUR DU MASSIF (POINT E)

Les chemins parcourus au point E sont illustrés dans les figures IV-10 a à IV-10 d. On constate que le niveau de contrainte atteint est très faible, de l'ordre de quelques dizaines de kPa (fig. IV.10 a). L'analyse des chemins de déformation montre une génération importante de distorsion (fig. IV.10 b). La rotation des axes principaux des contraintes et des déformations s'opère au début du chargement, ensuite elle se stabilise à 45° (fig. IV.10 c). Le chemin de contrainte dans le plan déviatorique est proche du chemin de compression (θ de l'ordre de 5°) (fig. IV.10 c et d).

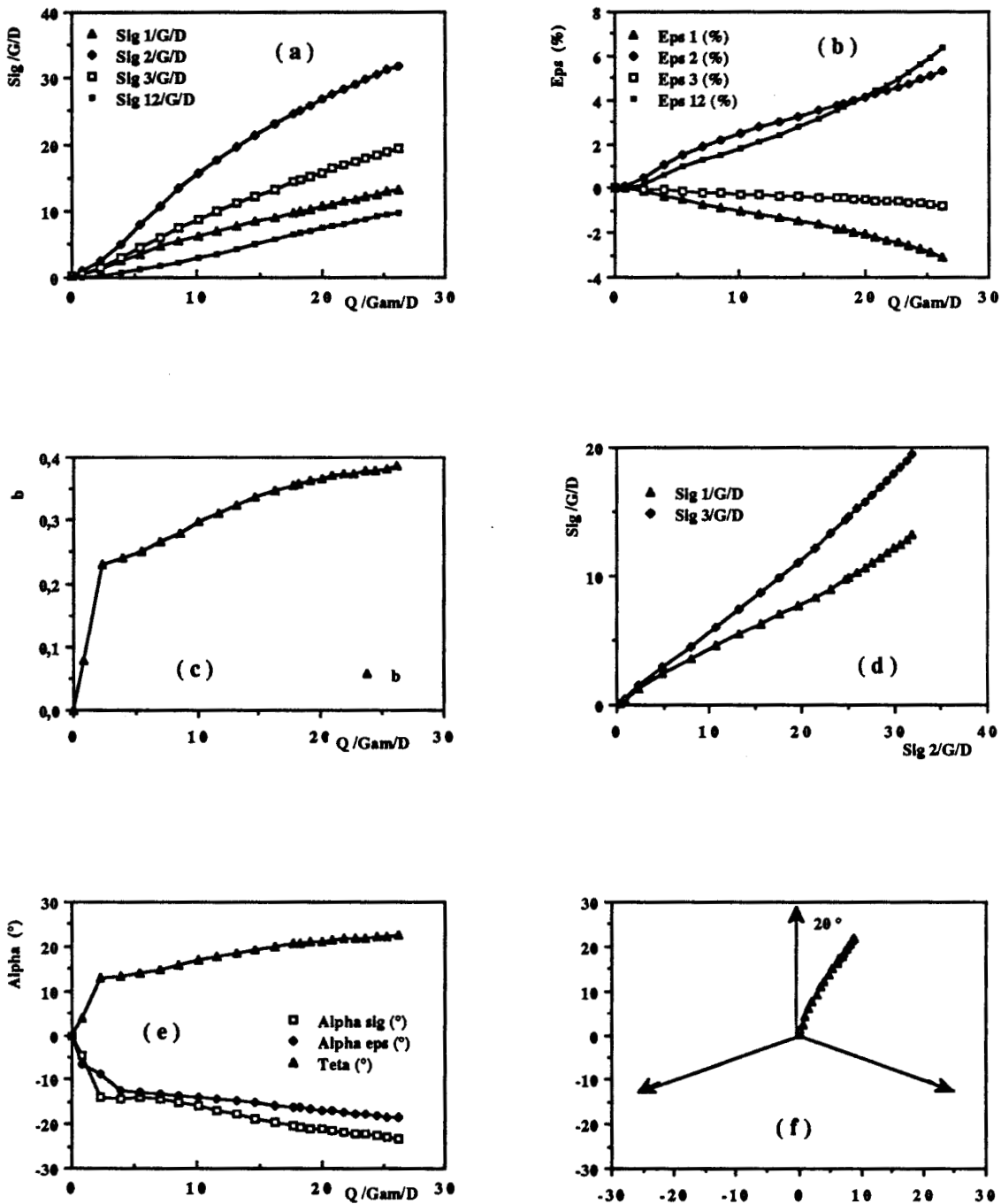


Figure IV.8

Chemins parcourus au point (C) sous le coin de la fondation

a : Evolution des contraintes ; b : Evolution des déformations

c : Evolution du rapport des contraintes (b)

d : Contraintes horizontales en fonction de la contrainte verticale

e : Rotation des axes principaux et angle de Lode ; f : chemin dans le plan déviatorique

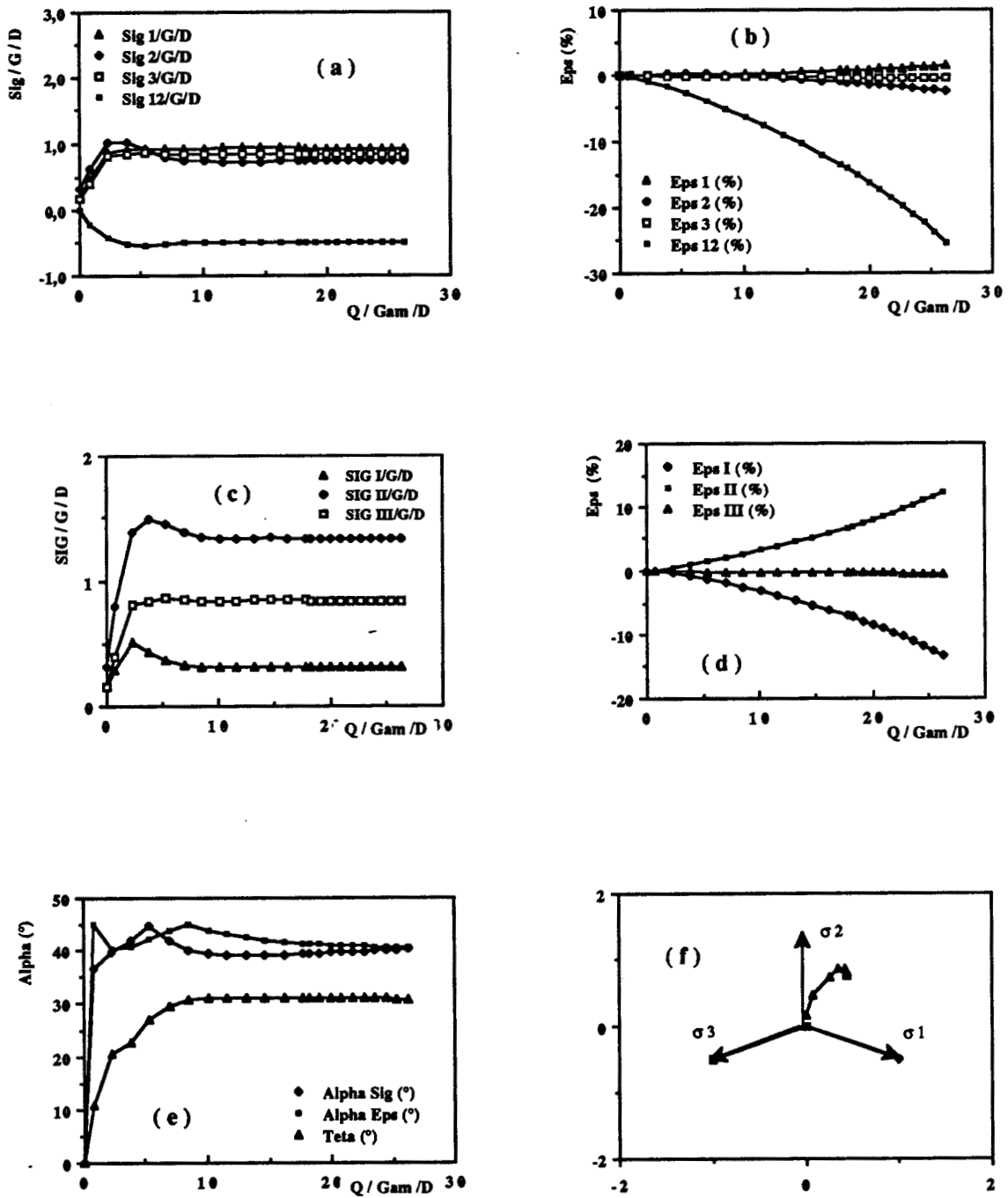


Figure IV.9

Chemins parcourus au point (D) au voisinage du bord de la fondation

a : Evolution des contraintes ; b : Evolution des déformations

c : Contraintes horizontales en fonction de la contrainte verticale

d : Déformations horizontales en fonction de la déformation verticale

e : Rotation des axes principaux et angle de Lode ; f : chemin dans le plan déviatorique

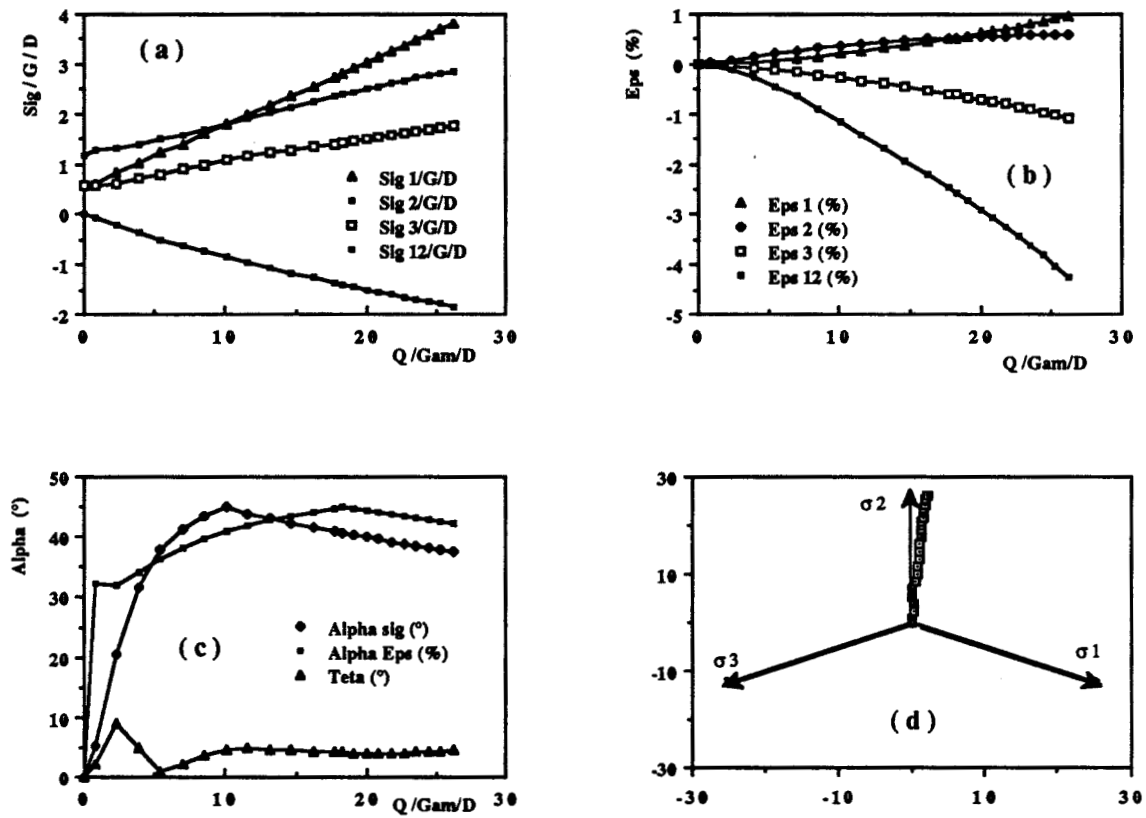


Figure IV.10

Chemins parcourus au point (E) à l'intérieur du massif

a : Evolution des contraintes ; b : Evolution des déformations

c : Rotation des axes principaux et angle de Lode ; d : chemin dans le plan déviatorique

IV. CONCLUSION

Cette étude montre que des chemins simples sont parcourus sous la fondation superficielle. Sous la partie centrale de la fondation, on note des chemins triaxiaux proportionnels avec une faible déformation latérale. Au voisinage du bord de la fondation, les chemins sont du type déformations planes. Ils comportent des cisaillements importants et une rotation des axes principaux qui a lieu au début du chargement. A l'intérieur du domaine, après une rotation des axes principaux, on note des chemins du type triaxial proportionnel dans le repère principal des contraintes.

Les chemins observés sous la fondation peuvent être reproduits à l'aide des appareillages sophistiqués comme le vrai triaxial ou la machine de torsion. La reproduction de ces chemins est envisageable dans le cadre du projet "Essais en Mécanique des Sols" du groupe "Validation des codes" du Greco-Géomatériaux ce qui permettrait d'effectuer des validations supplémentaires des modèles des sols destinés au calcul des fondations.

CONCLUSION

CONCLUSION

Rappel des objectifs visés :

Le présent travail constitue une contribution à la validation des modèles de sols. Il a été réalisé dans le but de définir une méthodologie pour la validation des modèles, développer des outils, recenser des essais nécessaires à la validation et appliquer la méthodologie à la validation de deux modèles.

Principaux résultats:

Au cours de ce travail, nous avons défini une méthodologie pour la validation des modèles rhéologiques. Elle est basée sur une validation des modèles sur des chemins homogènes et sur des problèmes aux limites. L'application de cette méthodologie a nécessité le développement d'outils informatiques (logiciel "Micval" pour la validation des modèles sur chemins homogènes sur micro ordinateur, amélioration du programme de calcul par éléments finis "Pecplas"), et le recensement des essais (cinq séries d'expérimentations sur trois matériaux ont été introduits dans le système de validation).

La méthodologie présentée a été appliquée à l'étude du modèle de Nova et à un modèle élastoplastique qui a été développé pour les chargements monotones à partir des concepts classiques du comportement des sols. La validation sur chemins homogènes a montré les difficultés de contrôler l'évolution de l'écroutissage avec un jeu de paramètre unique pour différentes pressions de confinement ou pour des chemins radiaux à différentes valeurs de b . La validation sur ouvrage a montré la complexité de la procédure de validation. En effet, la validation porte sur l'ensemble formé du modèle étudié, du choix de ses paramètres, de la méthode numérique d'intégration et de la discrétisation géométrique. Elle a montré également l'insuffisance des essais triaxiaux pour la détermination de certains paramètres comme les paramètres élastiques, et la nécessité d'avoir des essais in situ pour une meilleure détermination de ces paramètres qui jouent un rôle important sur le calcul des fondations.

Perspectives :

Il est nécessaire d'approfondir l'étude de l'influence de certains paramètres (intégration numérique, maillage, discrétisations,...) pour trouver des règles régissant ces paramètres; de compléter la validation sur fondation par des tests sur d'autres ouvrages réels (tunnels, fondations profondes, barrages,...) ce qui permettrait une validation plus réaliste des modèles.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] **Al Mukhtar M.** (1987) - "Etude expérimentale et modélisation du comportement des fondations superficielles sous sollicitations monotones et cycliques" - Thèse de Doctorat U.S.T.L.F.A.
- [2] **Adachi T., Oka F.** (1982) - "Constitutive equations for sands and over-consolidated clays, and assigned works for sand" Results of the Int. Workshop on Constitutive relations for soils. Grenoble, pp 141 - 156.
- [3] **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, n° 116, septembre
- [4] **Barlow J.** (1989) - "More on optimal stress points-reduced integration, element distortions and error estimation" Inter. Jour. for Numer. Meth. in Eng., Vol. 28, pp 1487 - 1504
- [5] **Berriche Y.** (1988) - "La mesure des pressions totales dans le sol" - Thèse de l'INSA de Lyon
- [6] **Bourdin B., Luong M.P., Morlier P.** (1989) - "Caractérisation des non-linéarités apparues lors des essais de vibrations forcées en centrifugeuse". Revue Française de Géotechnique, n° 47, pp. 39-59, Avril
- [7] **Cambou B., Boulanga A., Bozetto P., Haghgou M.** (1990) - "Determination of Constitutive Parameters for Pressuremeter Tests". 3rd, Int. Symp. on Pressuremeter test" to be held at Oxford University
- [8] **Cambou B., Jafari K.** (1988) - "Modèle de comportement des sols non cohérents". Revue Française de Géotechnique, n° 44, pp 43-55, juillet
- [9] **Chambon R.** (1975) - "Application de la méthode des éléments finis et d'une loi rhéologique incrémentale aux calculs de mécanique des sols" - Thèse de Docteur Ingénieur, Grenoble
- [10] **Chambon R.** (1981) - "Contribution à la modélisation numérique non linéaire des sols" - Thèse de Docteur ès-Sciences Physiques, Université Scientifique et Médicale et Institut National de Polytechnique de Grenoble
- [11] **Chan X.B.** (1989) - "Modélisation numérique du comportement des ouvrages en terre par la méthode des éléments finis" - Thèse de Doctorat à l'Institut National Polytechnique de Grenoble
- [12] **Cehade R.** (1989) - " Contribution à l'étude du comportement des géomatériaux pulvérulents sous des sollicitations rotationnelles - Réalisation d'un appareillage de torsion" - Thèse de Doctorat, Université des sciences et techniques de Lille USTLFA.
- [13] **Cehade W., Shahrour I.** (1989) - "Méthodologie de validation du modèle de Nova" Rencontre annuelle du Greco-CNRS Géomatériaux, Aussois - Décembre 1989.

- [14] **Cehade W., Cehade R., Shahrou I.** (1989) - "A micro-computer system for the verification of soils constitutive models" - Proceeding of Numog III Conference. Niagara Falls. Canada pp. 489-496, Pietruszchak and Pande Editors. Elsevier Publisher
- [15] **Cehade W., Shahrou I.** (1989) - "Application d'une méthodologie à la validation du modèle de Nova" 25^{ème} Cong. du Groupe Français de Rhéologie, Grenoble, Novembre 1990.
- [16] **Cehade W.** (1990) - "Méthodologie de validation du modèle de Nova" Huitième rencontre universitaire du Génie Civil, Cergy, Mai 1990.
- [17] **Cuellar V.** (1984) - "An endochronic model for dense sand" - Constitutive relations for soils pp. 357 - 367, Editions Gudehus - Darve, Vardoulakis, Publication Balkema.
- [18] **Dafalias I., Popov** (1976) - "Plastic Internal variables formalism of cyclic plasticity". Journal of Applied Mechanics, 98 (4), pp 645-650
- [19] **Darve F.** (1980) - "Une loi rhéologique incrémentale non linéaire pour les solides" - Mechanics Research Communication, Vol. 7, pp. 205 - 212
- [20] **Davidson H.L. & Chen W.F.** (1976) - "Non linear analysis in soils and solid Mechanics". Numerical methods in geomechanics, pp. 205 - 218 - Edition C.S. Desai, New York : American Society of Civil Engineers
- [21] **Desai C.S., Phan H.V. & Sture S.** (1981) - "Procedure, selection and application of plasticity models for a soil". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 5, pp. 295-311
- [22] **Desai C.S., Somasundaram S. Frantziskonis G.** (1986) " A hierarchical approach for constitutive modelling of geologic materials". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 10, pp. 225 - 257.
- [23] **Desai C.S., Hashmi Q.S.E.** (1989) - "Analysis, Evaluation and implementation of a non associative model for geologic materials". International Journal of Plasticity, Vol. 5, pp. 397-420 (U.S.A.)
- [24] **Di Benedetto H.** (1981) - "Etude du comportement cyclique des sables en cinématique rotationnelle" - Thèse de Docteur Ingénieur, INP Grenoble et E.N.T.P.E.
- [25] **Di Maggio, Sandler I.** (1971) - "Materials models for soils" - Journal of Engineering Mechanics, pp. 935 - 950
- [26] **Doanh T.** (1984) - "Contribution à l'étude de la kaolinite" - Thèse Docteur Ingénieur, Ecole Centrale de Paris
- [27] **Doanh T.** (1986) - "Behaviour of Hostun sand under drained circular stress paths" - 2nd International Symposium on Numerical Models in Geomechanics. Ghent (Belgique), pp. 205-212
- [28] **Drucker D.C. and Prager W.** (1952) - "Soil Mechanics and Plasticity analysis or limit design" - J. Appl. Math., Vol. 10, n° 2, 1952, pp. 157-165
- [29] **Dunand M.** (1981) - "Etude expérimentale du comportement des fondations soumises au renversement" - Thèse de Docteur Ingénieur à l'Université Scientifique et Médicale et l'Institut National Polytechnique de Grenoble (1981)

- [30] **Duncan J., Chang C.** (1970) - "Non linear analysis of stress and strain in soils" - Journal of the soils mechanics and foundation. Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers. Septembre 1970, Vol. 96, pp. 1629 - 1653
- [31] **Fargeix F.** (1989) - "Modélisation par centrifugation" - Greco : Compte-Rendu des essais de 1988. L.C.P.C. - MPC 89-2
- [32] **Goldscheider M.** (1982) - "True triaxial tests on dense sand" - Results of the International Workshop on Constitutive relations for soils. Grenoble
- [33] **Griffiths D.V.** (1982) - "Computation of bearing capacity factors using finite elements". Geotechnique 32, n° 3, pp 195-202
- [34] **Gudehus G., Goldscheider M., Winter H.** (1977) - "Mechanical properties of sand and clay". Finite element in geomechanics, Gudehus, Ed. J. Wiley and Sons Pub., pp 121 - 150
- [35] **Gudehus G.** (1979) - "A comparaison of some Constitutive laws for soils under radially symmetric loading and unloading" - 3rd Numer. Methods Geomech., Aachen, Vol. 4, pp. 1309 - 1323
- [36] **Gudehus G.** (1980) - "Material verhalten von sand" - Neuere Erkenntnisse Barringenieur, 55, pp 57 - 67
- [37] **Gudehus G.** (1984) - "Requirements to constitutive relations for soils" - IUTAM William Prager Symposium Volume on Mechanics of Geomaterials : Rocks, Concretes, Soils, Ed. by Z.P.
- [38] **Hage Chehade F.** (1988) - "Développement d'un modèle élastoplastique pour les sables". Mémoire de DEA en Génie Civil à l'Université USTLFA
- [39] **Henry J.P., Parsy F.** (1982) - "Cours d'élasticité". Dunod Université, Paris
- [40] **Hill R.** (1950) - "The mathematical theory of plasticity" - Clarendon Press. Oxford (G.B.)
- [41] **Hon Yim Ko and Luther W. Davidson** (1973) - "Bearing capacity of footings in plane strain". Journal of the soil mechanics and foundations Division, january
- [42] **Krieg R.D., Krieg D.B.** (1977) - "Accuracies of numerical solution methods for the elastic-perfectly plastic model". Journal of pressure Vessel technology, ASME, Vol. 99, pp 510 - 515
- [43] **Labanieh S.** (1984) - "Modélisation non linéaire de la rhéologie des sables et applications" - Thèse de Docteur ès Sciences USTM et INP Grenoble
- [44] **Lade P.V., Duncan J.M.** (1975) - "Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil" - Journ. of Geotech. Eng., ASCE, Vol. 102, GT1 pp 51-68
- [45] **Lade P.V., Duncan J.M.** (1975) - "Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil" - Journ. of Geotech. Eng., ASCE, Vol. 101, GT 10 pp 1037 - 1053
- [46] **Lade P.V., Duncan J.M.** (1976) - "Stress Path dependent behaviour of cohesionless soil". Journ. of the Geotech. Eng., ASCE, Vol. 102, GT1, pp 51 - 68
- [47] **Lade P.V.** (1977) - "Elastoplastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surface". Int. J. Solids Structures, Vol. 13, pp 1019 - 1035

- [48] **Lade P.V., Oner M.** (1982) - "Elasto-plastic stress-strain model, parameters Evaluation and Predictions for dense sand" - Results of the International Workshop on Constitutive Relations for soils. Grenoble
- [49] **Lancelot L.** (1990) - "Etude expérimentale et modélisation du comportement des poudres de l'industrie chimique" - Thèse de Doctorat en Génie Civil à l'Université des Sciences et Techniques de Lille - USTLFA, n° d'ordre 477
- [50] **Lanier J.** (1979) - "Etude d'une loi de comportement pour des matériaux non visqueux" - Journal de Mécanique 18, n° 1, pp. 175-195
- [51] **Lanier J., Zitouni Z.** (1987) - "Tests results and predictions" - International workshop on constitutive equations for Granular non cohésive soils at case western reserve university, 22 - 24 july
- [52] **Lassoudière F.** (1984) - "Modélisation du comportement des sols sous sollicitation cyclique". Thèse de Docteur Ingénieur à l'Ecole Centrale des Arts et Manufactures
- [53] **Loret B.** (1981) - "Formulation d'une loi de comportement élastoplastique des milieux granulaires" - Thèse de Docteur Ingénieur à E.N.P.C.
- [54] **Loret B.** (1986) - "Problèmes numériques et théoriques de la Géomécanique". Thèse de Doctorat d'Etat ès Sciences Physiques, Université Pierre et Marie Curie, Paris VI
- [55] **Maksimovic M.** (1989) - " Non linear failure for soils", Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, N° 4, April, 1989, pp 581 - 586.
- [56] **Mamba M.** (1989)- " Résistance au cisaillement des enrochements et matériaux grossiers - Applications aux calculs des barrages " Thèse de Doctorat U.S.T.L.F.A.
- [57] **Meimon Y., Lassoudière F.** (1985) - "Application to design of marine foundations of a complete model for cyclic behaviour of soils". 4 th Int. Conf. on Behaviour of offshore structures (Boss' 85). Delft, the Netherlands
- [58] **Meimon Y., Lassoudière F., Guermazi M., El Aiba S.** (1989) - "L'identification automatisée des paramètres de modèles rhéologiques dans la démarche de modélisation en Mécanique des Sols" - Revue Française de Géotechnique
- [59] **Meimon Y., Lassoudière F., Kodaissi E.** (1987) - "Fondof : a FEM Software for th calculation of offshore foundations" Int. Conf. of offshore Mechanics and Artic Eng. OMAG'87. Computer Book Houston
- [60] **Meimon Y., Lassoudière F., Kodaissi E.** (1987) - "Méthodologie pour le calcul des fondations superficielles marines par la méthode des éléments finis". Rapport I.F.P. réf. 35 196
- [61] **Mohkam M.** (1983) - " Contribution à l'étude expérimentale et théorique du comportement des sables sous chargement cycliques " - Thèse de Docteur Ingénieur, Université Scientifique et Medicale et Institut National Polytechnique, Grenoble.
- [62] **Mroz Z., Norris V.A., Zienkiewicz O.C.** (1978) - "An anisotropic hardening model for soils and its application to cyclic loading". International Journal on Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2, pp. 203-222
- [63] **Mroz Z., Norris V.A., Zienkiewicz O.C.** (1979) - "Application of an anisotropic hardening model in the analysis of elastoplastics deformation in soils" - Geotechnique 29, pp. 1 - 34

- [64] **Namy D.** (1970) - " An investigation of certain aspects of stress strain relationships for clays soils", Ph. D. Thesis, Cornell Univ.
- [65] **Nova R., Wood D.M.** (1979) : "A constitutive model for sand in triaxial compression" - International Journal for Numerical and analytical Methods in Geomechanics, Vol. 3, pp. 255-278
- [66] **Nova R., Hueckel T.** (1982) - "A model of soil behaviour in plastic and hysteretic ranges. Part I : monotonic loading" - Proceedings Int. work. Constitutive relations for soils, Gudehus, Darve, Vardoulakis Eds. Balkema (1984), 289 - 309
- [67] **Nova R.**(1985) - " Soil models as a basis for modelling the behaviour of geophysical materials" Acta Mechanica 64, pp 31 - 44, Milan - Italy.
- [68] **Nova R.**(1986) - " An extended cam clay model for soft anisotropic rocks" Computers and Geotechnics 2, pp 69 - 88.
- [69] **Owen D.R.J., Hinton E.** - "Finite Elements in Plasticity Theory and Practice". Pineridge Press limited Swansea U.K.
- [70] **Pastor M., Zienkiewicz O.C., Leung K.H.** (1985) - "Simple model for transient soil loading in Earthquake analysis II. Non associative models for sands". International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 9, pp 477 - 498
- [71] **Pecker A., Ropers F., Bozetto P.** (1989) - " Etude du tassement d'une fondation de grand diamètre sur argile surconsolidée" - Rev. Franç. Géotech. N° 47, PP 17 -28, Avril 1989.
- [72] **Poorooshasb H.B.** (1971) - "Deformation of sand in triaxial compression", 4th Asian Reg. Conf. on Soil Mech., Bangkok, 1, pp 63 - 66.
- [73] **Poorooshasb H.B.** (1971) - "Deformation of sand in triaxial compression", 4th Asian .Reg. Conf. on Soil Mech., Bangkok, 1, pp 63 - 66.
- [74] **Poorooshasb H.B., Holubec I., Sherbourne A.N.** (1966) - "Yielding and flow of sand in triaxial compression (Part I)". Can. Geotech.J., 3, 4, pp 179 - 190.
- [75] **Poorooshasb H.B., Raymond N. Yong** (1982) - "A model for prediction of sand deformation", Results of the International Workshop on Constitutive Relations for Soils, Grenoble, 6-8 Sept. pp 199 - 206.
- [76] **Prevost J.H.** (1979) - "Mathematical modelling of soil stress-strain strength behaviour". Numerical Methods in Geomechanics, Vol. I, pp 347-361, W. Wittke ed. A.A. Balkema, Rotterdam
- [77] **Prevost J.H., Hoeg K.** (1975) - "Effective stress-strain-strength model for soils". Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, 101 GT3
- [78] **Puccini P., Saada A.** - "Tests results and predictions" - International workshop on constitutive equations for Granular non cohésive soils at case western reserve university, 22 - 24 july
- [79] **Robinet J.C.** (1980) - "Loi rhéologique en écriture incrémentale - Application aux sols et au béton" - Thèse de Docteur d'Etat, Grenoble et E.N.T.P.E.

- [80] Roscoe K.H., Schoffield A.N., Wroth C.P. (1958) - "On the Yielding of soils". Geotechnique 8, pp 22 - 53
- [81] Roscoe K.H., Schoffield A.N., Wroth C.P. (1958) - "On the Yielding of soils". Geotechnique 9, pp 71 - 83
- [82] Roscoe K.H., Burland J.B. (1968) - "On the generalized stress-strain behaviour of "wet" clay" - Engineering plasticity, pp 535 - 569, Cambridge University Press, Heyman-Leckye Editors
- [83] Rowe P.W. (1971) - "Theoretical meaning and observed values of deformation parameters for soils. Stress-strain behaviour of soils". Proc. of the Roscoe Memorial Symposium, Cambridge, Parry ed., Foulis Publ. pp. 143-194
- [84] Royis P. (1986) - "Formulation mathématique de lois de comportement. Modélisation numérique de problèmes aux limites en Mécanique des solides déformables". Thèse de Docteur Ingénieur, Grenoble 1986
- [85] Schoffield A.N., Wroth C.P. (1968) - "Critical state soil mechanics" - Mac Graw Hill Ed., London
- [86] Shad M.S., Janardhanam R. (1988) - "Effect of soil strength on numerical simulation" in Numerical Methods in Geomechanics. Ed. Swoboda Innsbruck. Balkema, Rotterdam
- [87] Shahrou I. (1984) - "Contribution à l'élaboration d'un modèle rhéologique incrémental non linéaire et son introduction dans un programme de calcul par éléments finis" - Thèse de Docteur Ingénieur E.N.P.C.
- [88] Shahrou I. (1987) : "Valois : un système automatisé pour la validation des modèles rhéologiques de géomatériaux" - Rapport I.F.P., réf. 35 678
- [89] Shahrou I., Chehade W. (1990) : "Etude des chemins des contraintes et des déformations parcourus sous fondation superficielle". Rencontre annuel du Greco-CNRS Géomatériaux, Pradet, Décembre 1990.
- [90] Smith I.A.A. (1972) - "Stress and strain in a sand mass adjacent to a model wall", Ph. D. thesis, Univ. of Cambridge
- [91] Stroud M.A. (1971) - "The behaviour of sand at low stress levels in the simple shear apparatus" Ph.D. thesis, Univ. of Cambridge
- [92] Tatsuoka F., Ishihara K.(1974) - "Yielding of sand in triaxial compression", Soils and Foundations, 12, 2, pp 63-76.
- [93] Vermeer P.A. (1978) - "A double hardening model for sand" - Geotechnique 28, 4, pp. 413 - 433
- [94] Vermeer P.A. (1980) - "Formulation and analysis of sand deformation Problems". Report 195, Geotechnical Laboratory. Delft, University of Technology
- [95] Vermeer P.A. (1982) - "A five constant model inifying well established concepts". Results of the Int. Workshop on Constitutive relations for soils. Grenoble, pp 175 -197
- [96] Wood D.M. (1984) - " Choice of models for geotechnical predictions" - Mechanics of Engineering Materials, Edited by C.S. Desai & R.H. Gallagher, Chapter 32, pp 633 - 654.

- [97] Yamada Y., Ishihara K. (1979) - "Anisotropie deformation characteristics of sand under three dimensional stress conditions" - Soils and Foundations, Vol. 19, n° 2, June 1979, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering
- [98] Yamada Y., Ishihara K. (1981) - "Undrained deformation characteristics of loose sand under three dimensional stress conditions" - Soils and Foundations, Vol. 21, n° 1, March 1981, Japanese Society of soil Mechanics and foundation engineering
- [99] Yamada Y., Ishihara K. (1982) - "Yielding of loose sand in three-dimensional stress conditions" - Soils and Foundations, Vol. 22, n° 3, Sept. 1982, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering
- [100] Yoder P.J. and Whirley B.G. (1984) - "On the numerical implementation of elastoplastic models". J. of Appl. Mech., ASME, Vol. 51, pp 283 - 288
- [101] Zienkiewicz O.C., Humpheson C. & Lewis R.W. (1975) - "Associated and non associated viscoplasticity and plasticity in soils Mechanics". Géotechnique 25, n° 4, pp. 671-689
- [102] Zienkiewicz O.C., Norris V.A., Winnicki L.A., Naylor D.J. and Lewis R.W. (1978) - "A unified Approach to the soil mechanics problems of offshore foundations". Numerical Methods in offshore engineering, pp. 361 - 411, New York, Wiley
- [103] Zienkiewicz O.C. (1980) - "Constitutive laws and numerical analysis for soil foundations under static, transient or cyclic loads" Appl. Ocean Res., Vol 2, N° 1, pp 23-31
- [104] Zienkiewicz O.C., Leung K.H., Pastor M. (1985) - "Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. I. basic model and tis application". International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 9, pp. 453 - 476
- [105] Zytinski M., Randolph M.F., Nova R., Wroth C.P. (1978) - "On modelling the unloading-reloading behaviour of soils". Int. J. Num. Anal. Methods Geomech., Vol. 2, pp 87 - 94
- [106] Greco (1987 - 1988 - 1989 - 1990) : "Validation des modèles sur ouvrages types". Rapport scientifique MRES - CNRS

