



Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol : application à la modélisation des ouvrages de soutènement

Nasser Arafati

► To cite this version:

Nasser Arafati. Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol : application à la modélisation des ouvrages de soutènement. Sciences de la Terre. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1996. Français. NNT : . tel-00523304

HAL Id: tel-00523304

<https://pastel.hal.science/tel-00523304>

Submitted on 4 Oct 2010

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

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

NS 19991 (4)

THESE DE DOCTORAT DE L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES

Spécialité : géotechnique

Présentée par

Nasser ARAFATI

X

sur le sujet

**Contribution à l'étude des problèmes de déchargement dans les massifs de sol :
Application à la modélisation des ouvrages de soutènement.**

Soutenue le 18 Avril 1996

devant le jury composé de

**M. Jean-Pierre MAGNAN
M. Claude PLUMELLE
M. Isam SHAHROUR
M. Henri JOSSEAUME
M. Richard KASTNER
M. Philippe MESTAT**

**Président
Rapporteur
Rapporteur
Examineur
Examineur
Examineur**

ENP.C.



INV03682

10

*A mes parents,
Khaanoomjoon
et Khaaljoon Tahereh*

Remerciements

Les travaux présentés dans ce mémoire ont été effectués au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Je remercie Monsieur Jean-François COSTE, Directeur du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Monsieur Alain BONNET, Directeur des Actions Scientifiques et Techniques, Madame Nicole TCHANG, Chef du bureau de la formation continue et Monsieur Jean-Louis DURVILLE, Chef de la division Mécanique des Sols et Géologie de l'Ingénieur, pour m'y avoir accueilli et avoir mis à ma disposition les moyens nécessaires à la préparation de cette thèse.

Je tiens à remercier Monsieur Jean-Pierre MAGNAN, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées et Directeur Technique au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées qui a bien voulu accepter de diriger cette thèse et de présider le jury.

Mes remerciements s'adressent ensuite à Monsieur Claude PLUMELLE, Professeur au Conservatoire National des Arts et Métiers et à Monsieur Isam SHAHROUR, Professeur à l'Ecole Centrale de Lille, qui ont aimablement accepté d'être les rapporteurs de cette thèse.

J'adresse également mes remerciements à Monsieur Henri JOSSEAUME, Professeur à l'Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat et Attaché de recherche au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées et à Monsieur Richard KASTNER, Professeur à l'Institut Nationale des Sciences Appliquées de Lyon qui ont bien voulu accepter d'examiner ce travail.

Mes vifs remerciements s'adressent à Monsieur Philippe MESTAT, Chef de la section Rhéologie et Modélisation des Sols au Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, pour ses conseils scientifiques, le suivi de mes travaux de recherche, sa disponibilité et la confiance qu'il m'a accordée.

Je présente également mes remerciements à Monsieur Jean-Claude BERCHE, Monsieur Jean LE GOUGUEC, Monsieur Jean-Louis SALHI et Monsieur Jacques OCZKOWSKI pour le support informatique qu'ils m'ont assuré.

Enfin, que toutes les personnes qui m'ont permis, de près ou de loin, de mener à bien cette thèse, trouvent ici l'expression de ma reconnaissance. En particulier, j'exprime mes chaleureux remerciements à Monsieur Samuel AMAR, Adjoint au Chef de la division Mécanique des Sols et Géologie de l'Ingénieur et à mes collègues Thésards dont le soutien, surtout pendant les derniers jours de mon travail, a rendu cette période plus agréable.

Résumé

Cette thèse examine la réponse de différents types de lois de comportement en chargement et en déchargement et modélise numériquement des problèmes du creusement dans un massif du sol.

Deux méthodes de la modélisation d'excavation par éléments finis, l'une proposée par Ghaboussi et Pecknold (1984) et Brown et Booker (1985) et l'autre par Borja et al. (1989) ont été programmées dans le code CESAR-LCPC. Ces deux méthodes ont été ensuite comparées pour la simulation par étapes de l'excavation de massifs de sol élastique et élastoplastique.

Nous avons également développé la notion de chargement-déchargement-rechargement multiaxial basée sur le signe du travail incrémental. L'application de ce principe (qui englobe le cas unidirectionnel), à une excavation pour différents types des lois de comportement, nous permet de connaître l'étendue des zones en chargement et/ou en déchargement autour de l'ouvrage.

Un modèle élastique non-linéaire (Wong et Duncan), un modèle élastoplastique parfait à critère de Mohr-Coulomb et un modèle élastoplastique avec écrouissage (Nova) ont été étudiés plus en détail dans cette étude. Ces modèles ont été d'abord appliqués à la simulation d'essais triaxiaux, puis à un problème d'excavation.

Ce travail s'achève par la modélisation d'un ouvrage réel : une excavation réalisée devant un rideau de palplanche butonné dans un milieu sableux (Université de Karlsruhe). Dans cette partie, nous avons comparé avec les observations sur site, les résultats des modélisations en éléments finis avec le modèle élastoplastique à critère de Mohr-Coulomb et avec le modèle de Nova.

Mots-clés : *Chargement, déchargement, excavation, loi de comportement, élasticité non-linéaire, élastoplasticité parfaite, élastoplasticité avec écrouissage, essai triaxial, sable, argile, modélisation, éléments finis, CESAR-LCPC (code d'éléments finis).*

Abstract

This work analyses the potentials of different types of constitutive laws on loading and unloading paths with applications to the numerical simulation of excavations in soil masses.

Two finite element procedures were used to simulate the excavation process, one proposed by Ghaboussi and Pecknold (1984) and Brown and Booker (1985) and the other by Borja and al. (1989). These methods were implemented in the finite element code CESAR-LCPC, and were compared to each other, in the case of multi-stage excavation in elastic and elastoplastic soils.

A multiaxial loading-unloading criterion was also developed on the basis of the sign of work rate. This criterion, which includes the one directional case, allows to identify the extension of the loading and/or unloading areas around an excavation, for a given constitutive model.

A nonlinear elastic model (Wong and Duncan), an elastic-perfectly plastic model with Mohr-Coulomb criterion and a work hardening model (Nova) were analysed with more detail. These models were first calibrated on triaxial test results, and then applied to the excavation problem.

This approach was finally used to analyse a case study of excavation supported by a single braced sheetpile wall in sandy soil (university of Karlsruhe). The field measurements were compared with the finite element results obtained, using the both elastic-perfectly plastic model with Mohr-Coulomb criterion and Nova's work hardening model.

Key words : *Loading, unloading, excavation, constitutive law, nonlinear elasticity, elastic-perfectly plasticity, work hardening, triaxial test, sand, clay, modeling, finite element, CESAR-LCPC code.*

Sommaire

Pages

Introduction générale.....	1
-----------------------------------	----------

Chapitre 1 : Données expérimentales sur l'effet du déchargement dans les massifs de sol (Synthèse bibliographique)

1.1 - Introduction.....	3
1.2 - Description des principales techniques de construction des soutènements	3
1.2.1 - Mur en maçonnerie ou en béton	4
1.2.2 - Caissons.....	4
1.2.3 - Rideau de palplanches.....	5
1.2.4 - Paroi berlinoise	6
1.2.5 - Paroi moulée	6
1.2.6 - Tirants d'ancrage.....	8
1.2.7 - Butons.....	9
1.2.8 - Mur en sol cloué.....	10
1.3 - Observations sur ouvrages réels	11
1.3.1 - Mouvements verticaux	11
1.3.2 - Mouvements horizontaux	14
1.3.3 - Mesures effectuées lors de l'excavation d'une paroi clouée	17
1.4 - Conclusions.....	18

Chapitre 2 : Modélisation par éléments finis des systèmes de soutènement (Synthèse bibliographique)

2.1 - Introduction.....	19
2.2 - Modélisation du sol autour d'une excavation.....	20
2.2.1 - Comportement élastique linéaire isotrope.....	20
2.2.2 - Comportement élastique linéaire orthotrope de révolution	22
2.2.3 - Remarques tirées de différentes études numériques.....	28
2.3 - Effet du coefficient K_0 sur la modélisation d'une excavation.....	31
2.3.1 - Données expérimentales sur le coefficient K_0	31
2.3.2 - Effet de K_0 sur les résultats des calculs en éléments finis	34
2.4 - L'effet de l'eau dans les massifs de sol.....	38
2.5 - Modélisations de l'écran de soutènement.....	39
2.5.1 - Modélisation avec des éléments de massif	39
2.5.2 - Modélisation avec des éléments de poutres	39
2.5.3 - Comparaison entre les éléments de massif et les éléments de poutre	39
2.5.4 - Effet de la rigidité de l'écran de soutènement.....	43
2.5.5 - Modélisation de l'installation d'un rideau de palplanches.....	46
2.5.6 - Modélisation de l'installation d'une paroi moulée	51
2.6 - Modélisation des interfaces.....	55
2.7 - Modélisation des butons et des tirants d'ancrages.....	62
2.7.1 - Modélisation des butons	62
2.7.2 - Modélisation des tirants d'ancrage.....	63
2.7.3 - Remarques tirées de différentes études numériques.....	64
2.8 - Modélisation des murs en sol cloué.....	65
2.9 - Modélisation tridimensionnelle.....	68
2.10 - Stabilité d'une excavation soutenue.....	71
2.10.1 - Détermination de la profondeur limite d'une excavation par la méthode des éléments finis.....	71

2.10.2 - Détermination de l'effondrement d'une excavation en terme de soulèvement du fond de fouille par la méthode des éléments finis.....	72
2.11 - Influence des conditions aux limites	74
2.12 - Conclusions.....	76

Chapitre 3 : Aspects techniques de la modélisation des excavations en éléments finis

3.1 - Introduction.....	78
3.2 - Modélisation d'une excavation par la méthode des éléments finis.....	78
3.2.1 - Calcul des forces équivalentes à partir des contraintes	79
3.2.2 - Calcul des forces équivalentes à partir de l'équilibre global.....	81
3.3 - Présentation du module LAMBDA-LCPC	83
3.4 - Présentation du module de calcul EXCAVE-LCPC.....	84
3.5 - Exemples de validation du module de calcul EXCAVE-LCPC.....	85
3.5.1 - Calcul manuel de la modélisation de l'excavation.....	85
3.5.2 - Excavation dans un milieu élastique linéaire	90
3.5.3 - Excavation dans un milieu élastoplastique parfait.....	94
3.5.4 - Excavation dans un milieu élastoplastique avec écrouissage	99
3.5.5 - Excavation tridimensionnelle dans un milieu élastoplastique parfait.....	102
3.6 - Comparaison entre les différentes modélisations d'une excavation	106
3.7 - Conclusions.....	106

Chapitre 4 : Lois de comportement et modélisation du déchargement

4.1 - Introduction.....	108
4.2 - Essais de laboratoire et comportement au déchargement.....	108
4.3 - Généralités sur les lois de comportement	111
4.3.1 - Comportement élastique.....	111
4.3.2 - Comportement hyperélastique	111
4.3.3 - Comportement hypoélastique	112
4.3.4 - Comportement plastique.....	113
4.4 - Comportement d'une éprouvette de sol.....	117
4.4.1 - Notion de déchargement en sollicitation uniaxiale.....	117
4.4.2 - Comportement élastique linéaire isotrope (loi de Hooke)	119
4.4.3 - Modèle élastoplastique parfait avec critère de Mohr-Coulomb	120
4.4.4 - Modèle élastique quasi-linéaire (hyperbolique) de Wong et Duncan	122
4.4.5 - Modèle élastoplastique avec écrouissage de Nova (version 1982).....	126
4.5 - Comparaison quantitative de la réponse des lois de comportement.....	130
4.5.1 - Détermination des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb.....	132
4.5.2 - Détermination des paramètres du modèle de Wong et Duncan.....	133
4.5.2.1 - Détermination des paramètres K_h , n et R_f	133
4.5.2.2 - Détermination des paramètres A , B et d	136
4.5.3 - Détermination des paramètres du modèle de Nova.....	137
4.5.3.1 - Détermination du paramètre B_0	139
4.5.3.2 - Détermination des paramètres B_0 , L_0 et I	140
4.5.3.3 - Calcul des tangentes au cours d'un déchargement et détermination des paramètres L_0 et B_0	141
4.5.3.4 - Calcul des tangentes au cours d'un chargement et détermination des paramètres et L_0	141
4.5.3.5 - Calcul de la charge de rupture de l'échantillon	142
4.5.3.6 - Calcul de la pente de dilatance et détermination du paramètre D	142
4.5.3.7 - Calcul de l'extremum de déformation volumique et détermination des paramètres M , μ et m	143
4.5.3.8 - Principe d'ajustement pour le modèle de Nova.....	145
4.5.4 - Comparaison de la réponse des lois de comportement avec les résultats des essais	148
4.6 - Notion de déchargement en sollicitation multiaxiale.....	156

4.6.1 - Comportement à modules variables et modélisation du déchargement	156
4.6.2 - Comportement hypoélastique et modélisation du déchargement.....	158
4.6.3 - Comportement élastoplastique et modélisation du déchargement.....	160
4.7 - Programmation dans le code de calcul CESAR-LCPC	163
4.7.1 - Exemple de validation pour un comportement élastoplastique parfait	164
4.7.2 - Exemple de validation pour un comportement élastoplastique parfait avec deux modules différents en chargement et en déchargement	167
4.8 - Comportement d'un massif de sol en déchargement	170
4.8.1 - Stabilité d'un talus vertical	171
4.8.2 - Cas d'une modélisation avec la loi de comportement élastique linéaire	172
4.8.3 - Cas d'une modélisation avec la loi de Wong et Duncan	173
4.8.4 - Cas d'une modélisation avec une loi de comportement élastoplastique parfait.....	174
4.8.5 - Cas d'une modélisation avec la loi de comportement de Nova.....	175
4.9 - Réponse des lois de comportement aux mouvements autour d'une excavation non soutenue	177
4.10 - Influence du module d'élasticité sur les mouvements autour de l'excavation	180
4.11 - Conclusions.....	183

Chapitre 5 : Simulation de l'excavation devant un rideau de palplanches : modélisation et validation

5.1 - Introduction.....	185
5.2 - Présentation de l'expérimentation	185
5.3 - Caractéristiques du massif de sol et modélisation.....	196
5.3.1 - Caractérisation mécanique du sol	196
5.3.2 - Modélisation du comportement du massif de sable	196
5.4 - Description de la modélisation en élément finis	197
5.5 - Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux	200
5.5.1 - Forces dans le buton.....	200
5.5.2 - Déplacement horizontal du rideau de palplanches	200
5.5.3 - Déplacement vertical du rideau de palplanches.....	200
5.5.4 - Mouvements verticaux du sol en surface.....	201
5.5.5 - Moments fléchissants	201
5.5.6 - Pressions des terres	201
5.6 - Comparaison entre diverses modélisations.....	208
5.6.1 - Forces dans le buton.....	209
5.6.2 - Déplacement horizontal du rideau de palplanches	209
5.6.3 - Déplacement vertical du rideau de palplanches.....	217
5.6.4 - Mouvements verticaux du sol en surface.....	217
5.6.5 - Moments fléchissants	217
5.6.6 - Pressions des terres	218
5.6.7 - Soulèvement du fond de fouille	218
5.7 - Conclusions.....	219

Conclusions générales.....	220
-----------------------------------	------------

Références bibliographiques.....	223
---	------------

Introduction générale

Le comportement des massifs de sol soumis à un déchargement constitue un problème important en géotechnique, car il intervient dans de nombreux domaines. On peut citer notamment la construction d'ouvrages souterrains (tunnels, lieux de stockage), la réalisation d'excavations à ciel ouvert (bassins, excavations temporaires, ouvrages de soutènement) ou encore l'effet des cycles de chargement-déchargement-rechargement sur les structures (séisme, houle).

Cette étude a pour objet d'examiner la réponse des différents types de lois de comportement des sols en chargement et en déchargement et d'étudier l'extension des régions de sol en chargement et en déchargement mécanique dans la modélisation du processus d'excavation, afin d'améliorer la prévision des mouvements des sols au cours des travaux.

L'accumulation d'observations sur des ouvrages instrumentés, avec si possible des mesures au sein du sol même, s'avère un élément essentiel pour accroître nos connaissances sur l'allure et l'amplitude des mouvements. Ce travail débute donc par une synthèse bibliographique des observations sur des ouvrages réels.

Un autre élément important est constitué par le développement de méthodes d'analyse numérique (notamment, la méthode des éléments finis) fiables c'est-à-dire dont les résultats ont été validés par un nombre suffisant d'observations sur ouvrages réels.

Pour modéliser un ouvrage de soutènement, une bonne connaissance des facteurs affectant les mouvements du sol, des systèmes de soutènement et des différents mécanismes engendrés est indispensable. Nous présentons dans le chapitre deux les techniques utilisées dans la littérature pour la modélisation en éléments finis des ouvrages de soutènement.

Dans la grande majorité des cas, une modélisation réaliste par éléments finis doit tenir compte des étapes de la construction de l'ouvrage. Le chapitre trois comprend une synthèse sur les différentes méthodes de simulation numérique d'une excavation, la méthode choisie et sa programmation dans le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC et les tests de validation correspondants.

Les résultats d'essais de laboratoire et en place montrent que le comportement du sol en déchargement est différent de son comportement en chargement. De nombreux chercheurs, après avoir défini la notion de déchargement dans le cas de l'hypoélasticité et de l'élastoplasticité, ont étudié le problème du déchargement dans des cas particuliers de sollicitations et ont quantifié les relations entre les contraintes, les déformations et leurs incréments. Dans le chapitre quatre, nous examinons la réponse de trois modèles (Chang-Duncan, Mohr-Coulomb et Nova) au déchargement d'une éprouvette de sol.

La notion de chargement-déchargement-rechargement multiaxial basée sur le signe du travail incrémental est également développée dans le quatrième chapitre. L'application de ce principe (qui englobe le cas unidirectionnel), à une excavation verticale non-soutenue et à différents types de lois de comportement, nous permet de connaître l'étendue des zones en

chargement et/ou en déchargement autour de l'ouvrage. La réponse des différentes lois de comportement aux mouvements autour de l'excavation est ensuite étudiée.

Ce travail s'achève par la modélisation d'un ouvrage réel : une excavation expérimentale dans du sable, au pied d'un rideau de palplanches butonné (Université de Karlsruhe). La quantité et la qualité des mesures réalisées en laboratoire et in situ en font un bon exemple pour l'étude et la vérification de la procédure de modélisation en éléments finis.

Après la présentation de la procédure de détermination des paramètres du calcul, nous examinons la réponse du modèle élastoplastique avec écrouissage de Nova et du modèle élastoplastique parfait avec critère Mohr-Coulomb, et nous démontrons les avantages du modèle de Nova en comparant les résultats des calculs avec les observations sur site.

Chapitre 1

Données expérimentales sur l'effet du déchargement dans les massifs de sol (Synthèse bibliographique)

1.1 - Introduction

La construction de nombreux ouvrages de génie civil nécessite l'ouverture de fouilles dans les massifs de sol. Ces fouilles peuvent être effectuées sans soutènement lorsqu'elles sont peu profondes ou lorsque les dimensions du chantier sont suffisantes pour réaliser un talus de faible pente.

Toutefois, certains types d'ouvrages requièrent des excavations quasiment verticales à cause d'une technique particulière d'exécution ou à cause de la faible emprise du chantier. C'est notamment le cas dans les zones fortement urbanisées (construction de métro, de parking, d'immeubles de grande hauteur, etc.).

L'influence des travaux d'excavation sur les structures existantes constitue un autre aspect important pour l'étude d'un projet d'ouvrage. En effet, les mouvements de sol induits par le creusement peuvent, selon leur direction et leur intensité, provoquer des désordres majeurs dans les structures voisines.

Les travaux d'excavation sont en général associés à des ouvrages de soutènement provisoires ou définitifs dont la nature et le comportement peuvent être très différents. Les principales techniques utilisées, en commençant par les plus anciennes, sont les suivantes :

- mur en maçonnerie ou en béton ;
- caissons ;
- blindage simple d'une fouille avec butonnage ;
- rideau de palplanches foncées au préalable, puis ancrées ou butonnées au cours de l'excavation ;
- paroi préfabriquée de type berlinois butonnée ou ancrée ;
- paroi moulée butonnée ou ancrée ;
- mur en sol cloué.

1.2 - Description des principales techniques de construction des soutènements

Il s'agit ici de décrire brièvement les principales techniques de construction des ouvrages de soutènement en fournissant des indications sur la technologie utilisée, sur les perturbations et les mouvements du sol générés par les excavations.

La description de ces aspects est nécessaire pour proposer par la suite des modélisations réalistes de la construction d'un ouvrage de soutènement.

1.2.1 - Mur en maçonnerie ou en béton

Le type d'ouvrage le plus classique et le plus ancien est le mur en maçonnerie ou en béton (armé ou non). Ce sont des ouvrages rigides qui ne peuvent supporter sans dommages des tassements différentiels supérieur à quelques pour-mille. L'excavation se fait la plus part du temps subverticalement. Ensuite le mur est construit devant l'excavation.

La figure 1.1 représente quelques profils simplifiés de murs en maçonnerie ou en béton.

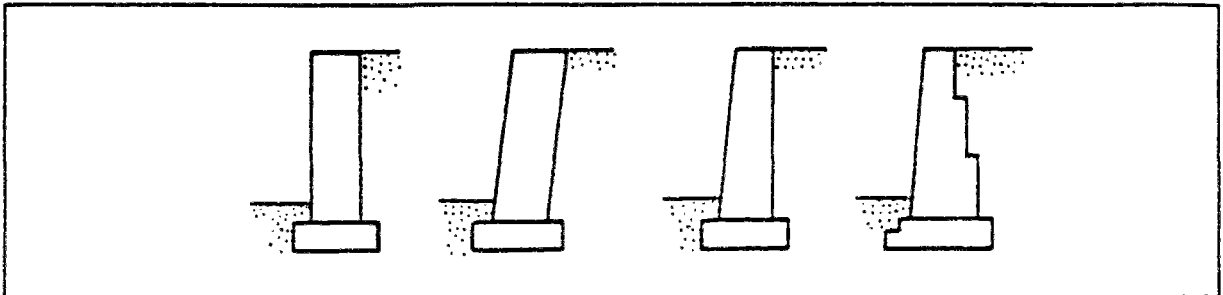


Figure 1.1 - Exemples de mur en maçonnerie ou en béton.

1.2.2 - Caissons

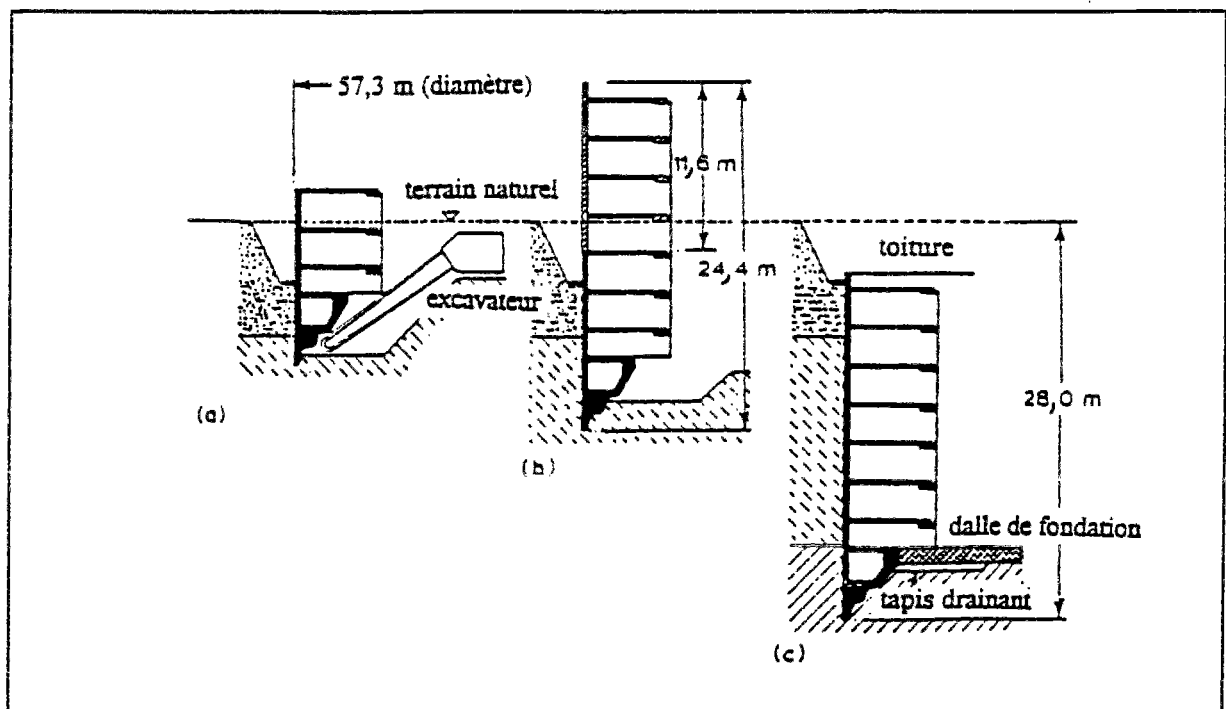


Figure 1.2 - Etapes de fonçage d'un caisson sous son propre poids (a) trousse coupante et trois étages de soubassement en place (b) bétonnage, excavation et fonçage continuent simultanément (c) dalle de fondation placée (Henry, 1986).

Le caisson est un cuvelage à l'intérieur duquel on extrait le sol. Le cuvelage descend dans le sol jusqu'au niveau de la couche porteuse. Le type de caisson le plus ancien est le caisson ouvert. Le cuvelage descend sous son propre poids au fur et à mesure qu'on extrait le

sol sur lequel il prend appui. Lorsque le fond du cuvelage est situé au-dessus de la nappe, ou lorsque l'eau est évacuée par pompage dans des puisards, on peut exécuter les fouilles à la main. Dans le cas contraire, il faut extraire le sol par dragage et sceller le fond du caisson en coulant du béton sous l'eau lorsque le niveau définitif est atteint. On peut aussi employer le fonçage à l'air comprimé au lieu de procéder à des épuisements (Terzaghi et Peck, 1965). La figure 1.2 représente un exemple de caisson. Cette technique est rarement utilisée à l'heure actuelle.

1.2.3 - Rideau de palplanches

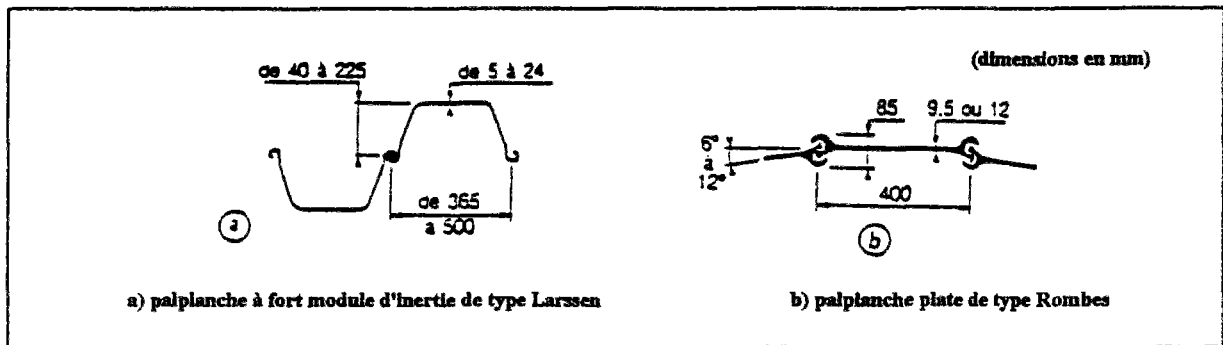


Figure 1.3 - Exemples de palplanches (Balay, 1988).

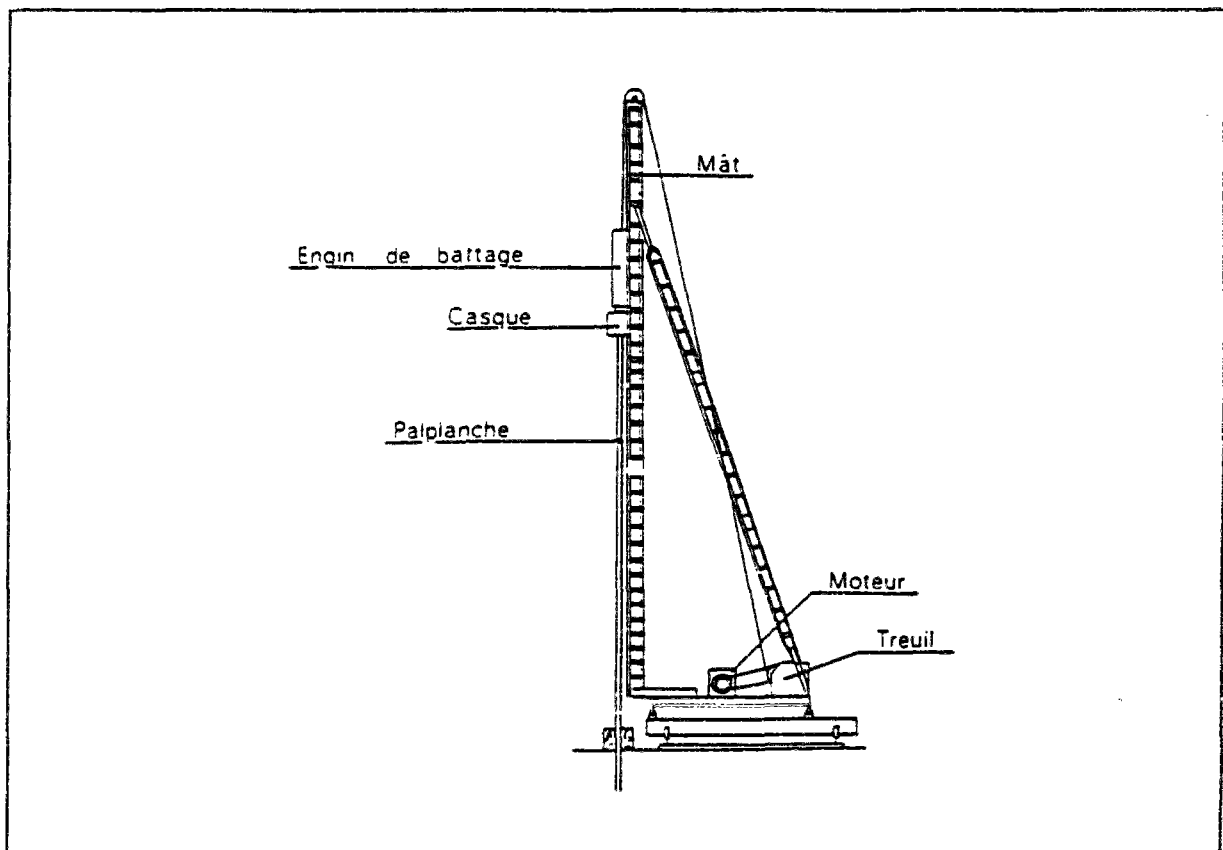


Figure 1.4 - Exemple de battage de palplanche (Haiun et Cornet, 1983).

Les palplanches en bois ou en béton sont devenues d'utilisation très rare. Les palplanches sont aujourd'hui généralement en acier. Une gamme étendue de profils est offerte aux projeteurs. On distingue des palplanches à fort module d'inertie (figure 1.3.a), des palplanches plates à faible inertie (figure 1.3.b). Les palplanches sont généralement disponibles par longueur maximale laminée de 27m : elles sont mises en oeuvre par des techniques de battage classiques, mais aussi par vibration, ou lançage dans les terrains pulvérulents et elles forment un rideau par raccord des palplanches entre elles. Un rideau de palplanches est tenu par des butons ou des tirants (Balay, 1988).

La figure 1.4 représente une exemple de mise en place de rideau de palplanches.

1.2.4 - Paroi berlinoise

Une paroi de type berlinois est constituée de profilés métalliques fichés en profondeur, espacés de quelques mètres les uns des autres, entre lesquels s'intercalent des panneaux préfabriqués réalisés en bois, en acier ou en béton (figure 1.5). Les panneaux sont mis en place au fur et à mesure du terrassement et arrêtés peu en dessous du fond de fouille. Les poteaux sont tenus par des tirants ou des butons.

La méthode parisienne en constitue une variante : les éléments résistants sont ici constitués de poteaux préfabriqués en béton avec armatures en attente. On exécute entre les poteaux une dalle en béton armé, au fur et à mesure de l'excavation. Ces deux procédés supposent un terrain hors d'eau et possédant, de plus, une certaine cohésion (Balay, 1988).

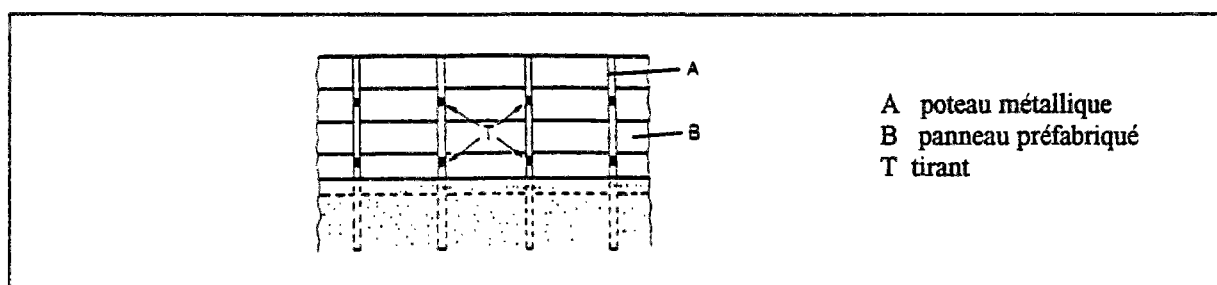


Figure 1.5 - Exemple de paroi de type berlinois : vue en élévation (Balay, 1988).

1.2.5 - Paroi moulée

L'ouvrage de soutènement est réalisé par le bétonnage d'une tranchée, forée à la boue, après descente d'une cage d'armatures. Une paroi moulée peut assurer également des fonctions d'étanchéité et de portance. La paroi est réalisée par panneaux juxtaposés (figure 1.6). La longueur d'un panneau élémentaire résulte d'un compromis entre le nombre de joints (points faibles), la maniabilité des cages d'armature, le volume de béton à couler pour chaque panneau, la tenue de la tranchée ouverte et les dimensions de la benne d'excavation. L'épaisseur des panneaux varie pratiquement de 0,50m à 1,60m. Moyennant un guidage approprié de l'outil, il est possible d'atteindre des profondeurs de paroi supérieures à 60m, avec très peu de déviations.

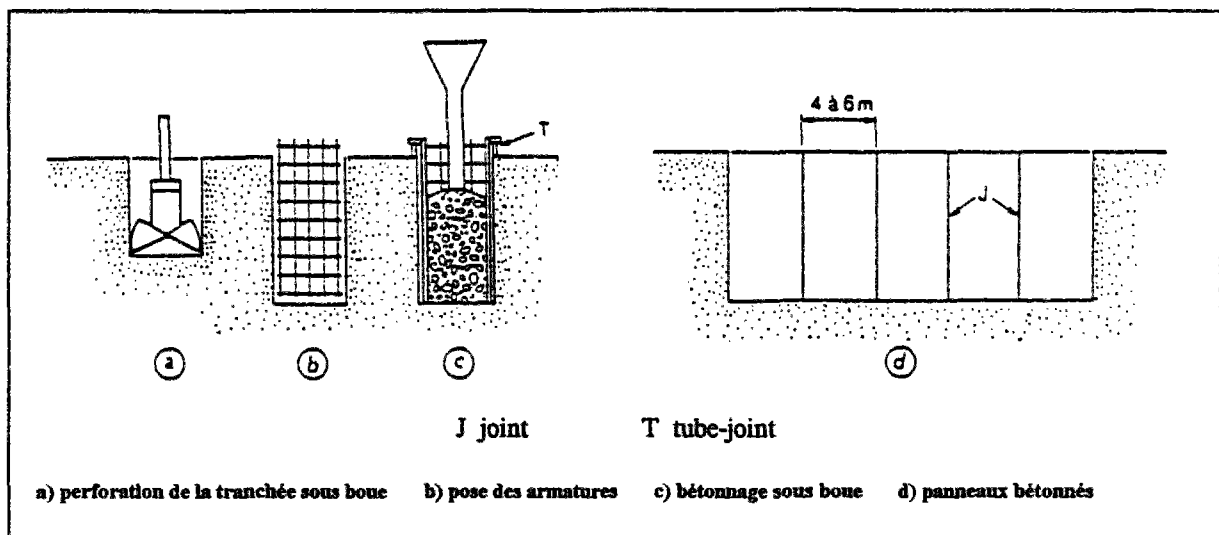


Figure 1.6 - Principe de construction d'une paroi moulée (Balay, 1988).

A la paroi moulée classique s'est adjoint, depuis les années 1970, le procédé de la paroi préfabriquée (figure 1.7). Dans ce procédé, l'excavation est conduite avec le même outillage que pour la paroi moulée classique. Les éléments préfabriqués en béton armé sont ensuite descendus dans la tranchée et maintenus jusqu'à la prise complète du mélange de remplissage qui est placé entre le béton et la surface de la tranchée. Ce mélange peut être constitué soit d'un coulis à base de ciment se substituant à la boue bentonitique, soit d'une boue-ciment, ou d'un coulis auto-durcissant, qui assure la double fonction de boue de forage et de coulis de scellement.

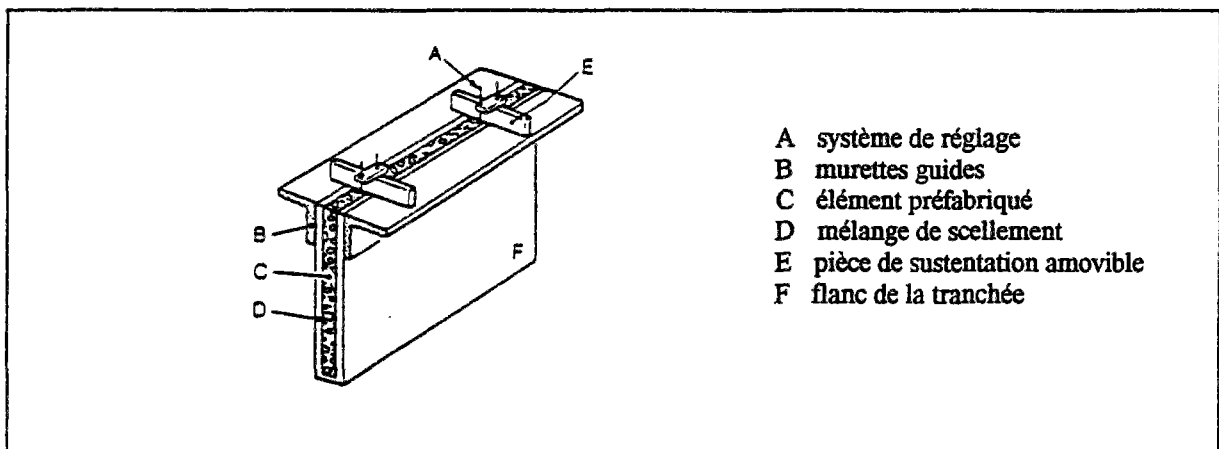


Figure 1.7 - Paroi préfabriquée (Balay, 1988).

La technique de la paroi préfabriquée se prête également à la réalisation de structures de type poteaux plus dalles (figure 1.8). Les joints entre les poteaux et les dalles, travaillant en compression assurent une bonne étanchéité.

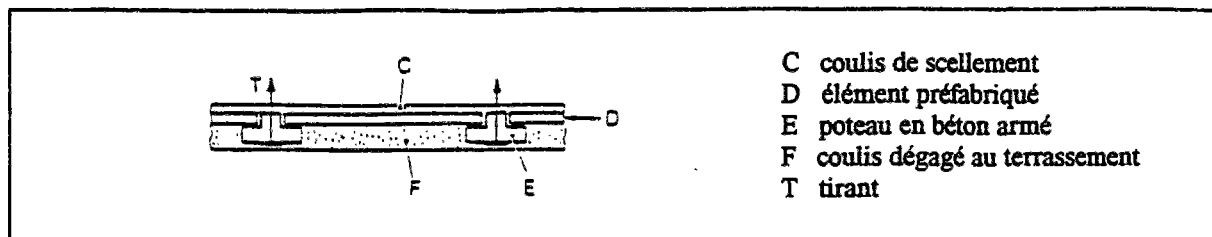


Figure 1.8 - Exemple de paroi préfabriquée de type poteaux + dalles : vue en plan (Balay, 1988).

Dans certains cas où les procédés de construction conduisent à des mouvements excessifs, il faut apporter des modifications aux méthodes d'excavation et de blindage. Ces modifications impliquent soit la construction complète du système de blindage avant d'excaver le sol à l'intérieur de l'enceinte, soit la diminution de la différence de contraintes qui va de paire avec l'excavation elle-même. Dans le premier cas, des étaçons doivent être placés entre les parois moulées de telle manière qu'elles soient complètement étayées sur toute leur profondeur avant de retirer un important volume de terre de l'intérieur de l'enceinte. Le deuxième procédé peut être réalisé par dragage sous l'eau et par excavation à l'air comprimé après avoir construit le toit permanent de l'ouvrage (Balay, 1988).

1.2.6 - Tirants d'ancrage

Le tirant d'ancrage permet d'assurer la stabilité d'un écran de soutènement et il est constitué d'armatures métalliques, ancrées dans le terrain à l'une de leurs extrémités, soit par l'intermédiaire d'une plaque d'ancrage, soit par une injection de scellement, et fixée à leur autre extrémité à l'ouvrage.

On distingue les tirants passifs, qui ne sont mis en traction que sous l'action des forces de poussées s'exerçant sur l'écran, et les tirants actifs ou précontraints. Pour ces derniers, la traction des armatures provient également de la force de précontrainte obtenue en prenant appui sur l'ouvrage, et correspondant à une mise en prétension des dispositifs d'ancrage.

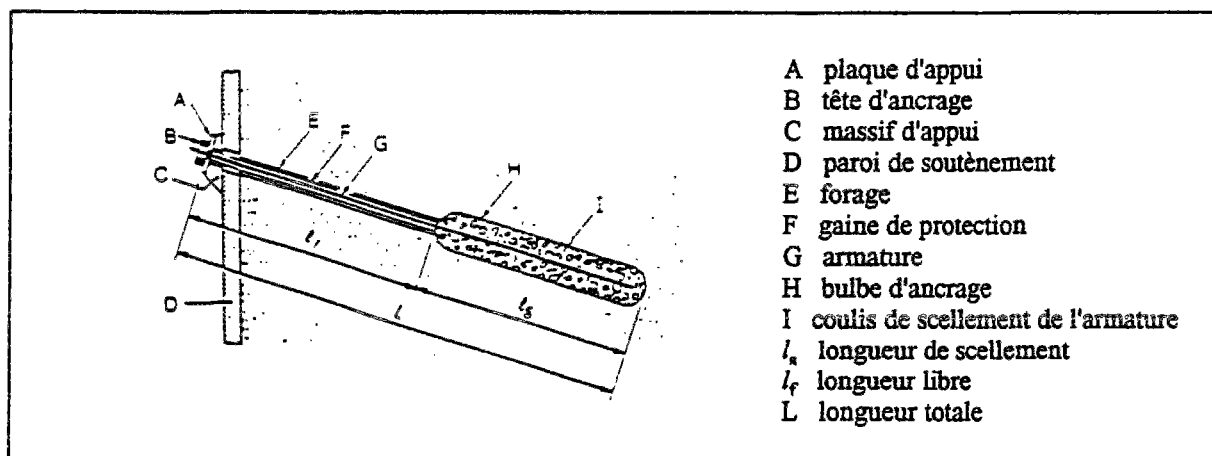


Figure 1.9 - Tirant précontraint ancré au terrain par injection de scellement (Balay, 1988).

Les tirants précontraints les plus couramment employés sont ceux ancrés par injection de scellement (figure 1.9). Ils comportent normalement une armature constituée de câbles ou de barres en acier à haute limite élastique, un bulbe d'ancrage réalisé par injection sous pression d'un coulis ou mortier de scellement, et une tête d'ancrage où l'on applique la force de précontrainte exercée pendant la mise en tension.

Le comportement des tirants scellés dans les terrains susceptibles de fluage reste actuellement mal connu. Cela peut être le cas des argiles, des marnes et des limons dont l'indice de plasticité est supérieur ou égal à 20 (Balay, 1988).

1.2.7 - Butons

Le butonnage est une technique de renforcement de la face extérieure de l'écran de soutènement. La figure 1.10 représente un exemple de butonnage d'une paroi moulée. Après la mise en place des cornières scellées dans la paroi, on met en place les butons avec une grue de levage. Les butons sont ensuite scellés avec un mortier spécial.

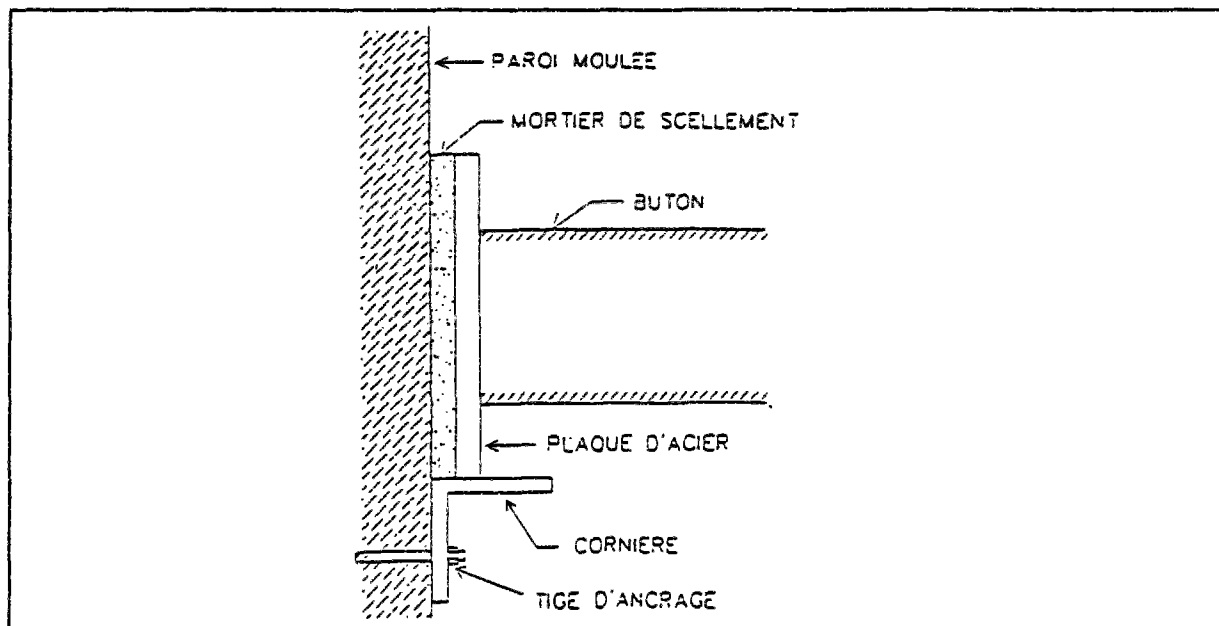


Figure 1.10 - Exemple de butonnage d'une paroi moulée.

On peut distinguer deux types de butonnage :

- le butonnage direct. Le bouton prend appui directement sur la paroi ou par l'intermédiaire d'une plaque de raidissement ;

- le butonnage sur lierne. Le bouton transmet les charges par l'intermédiaire d'un ou de deux lits de profilés. Cette technique permet de reprendre les efforts de poussée sur la paroi et de les transmettre aux butons. La paroi est ainsi rigidifiée. Les butons peuvent aussi être mis en oeuvre sous une force de précontrainte.

1.2.8 - Mur en sol cloué

Le clouage d'un massif de sol est une technique de renforcement des terrains in situ, par inclusions linéaires travaillant à la traction et au cisaillement. Ces inclusions sont généralement mises en place dans des forages, puis scellées avec un coulis ; elles peuvent aussi être battues ou vibrofoncées. Cette technique s'est principalement développée depuis une dizaine d'années dans deux domaines : le soutènement des excavations et la stabilisation des pentes. Dans le premier cas, les inclusions sont placées subhorizontalement et l'effort majeur est la traction ; dans le second cas, les inclusions sont plutôt verticales et l'effort majeur est le cisaillement (Schlosser et al., 1985). Nous traitons uniquement dans ce rapport des ouvrages de soutènement en sol cloué.

La construction d'un mur en sol cloué se fait par phases successives descendantes comprenant (figure 1.11) :

- un terrassement, généralement limité à 1 ou 2m de hauteur et éventuellement limité en longueur selon les terrains ;
- la mise en place des clous subhorizontaux ou inclinés au sein du sol en place ;
- la réalisation d'un parement qui peut être fait sur place (béton projeté sur treillis soudé ou béton de fibres) ou à l'aide d'éléments préfabriqués.

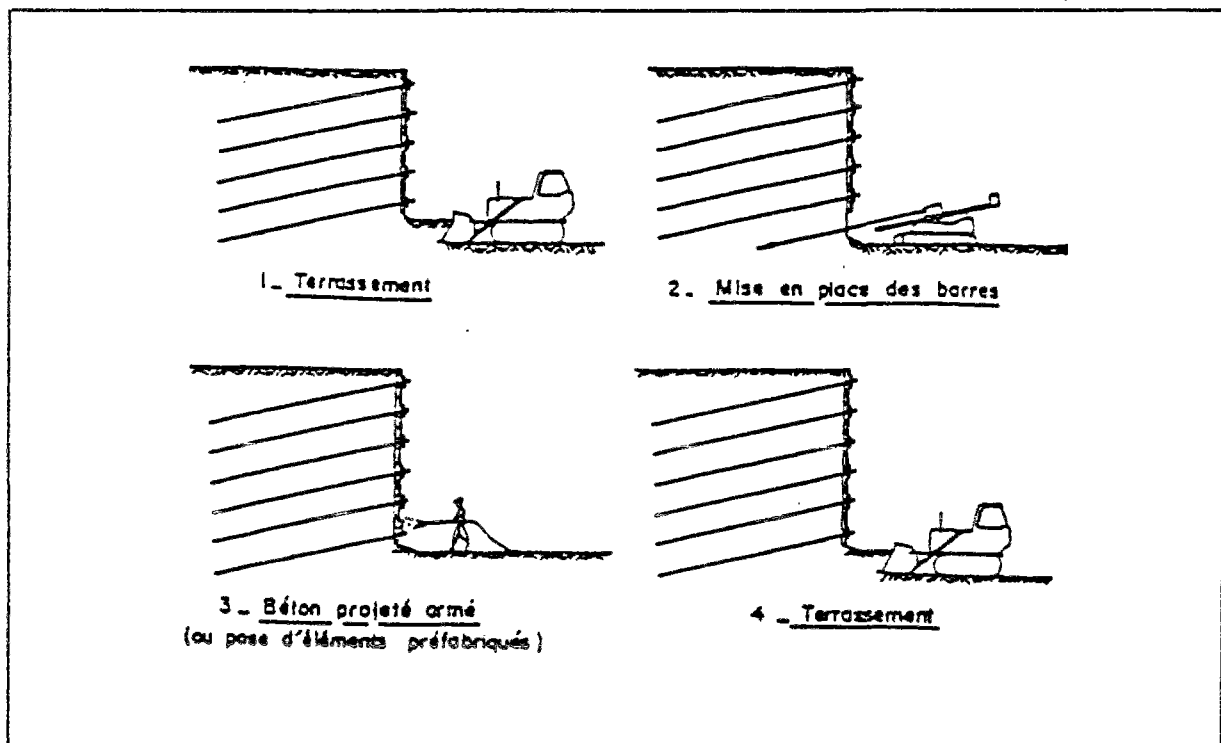


Figure 1.11 - Phases d'exécution d'un mur en sol cloué (Schlosser et al., 1985).

1.3 - Observations sur ouvrages réels

On ne considère ici que les excavations à parois verticales dans les sols, soutenues latéralement soit de l'extérieur par des butons, soit de l'intérieur par des ancrages.

Lors de la réalisation d'une excavation, on observe à la fois des déplacements latéraux du sol vers l'excavation et le soulèvement du fond de fouille. L'amplitude des mouvements dépend entre autres de la nature et de l'état des sols. Les mesures réalisées à Oslo dans les argiles plastiques saturées ont montré que, pour ce type de sol, le volume de la dépression du sol derrière le soutènement est à peu près égal au volume des déplacements horizontaux du rideau de palplanches (c'est à dire que l'argile se déforme à volume constant et que les soulèvements du fond de fouille ont une influence négligeable). (Peck, 1969).

1.3.1 - Mouvements verticaux

Dans les sables denses et les argiles raides, le tassement peut atteindre 0,15% de la profondeur d'excavation et s'étendre sur à une distance de 2,5 fois la profondeur d'excavation. Toutefois pour certaines argiles raides, le déplacement prédominant à la surface est un soulèvement et non un tassement. Ce soulèvement est plus ou moins une réponse élastique du sol à un déchargement. L'abaissement du niveau de la nappe phréatique pendant la construction peut cependant diminuer le potentiel de soulèvement à la surface (Peck, 1969).

Dans les sables lâches, le tassement peut atteindre 0,5% de la profondeur de l'excavation si les travaux sont exécutés avec soin, mais il peut être beaucoup plus important si l'on contrôle mal les écoulements d'eau dans le sol (Peck, 1969).

Le tassement des sols constitués d'argile molle à moyennement consistante et saturés est plus grand que dans les autres types de sols. Un tassement supplémentaire dû à la consolidation se produit aussi dans de tels types de sols. Pour les argiles molles, les tassements sont de l'ordre de 0,2% de la profondeur d'excavation et ils peuvent s'étendre sur à une distance de 3 à 4 fois la profondeur d'excavation (Peck, 1969).

Les mesures de tassements réalisées sur différents sites ont conduit Peck (1969) à définir trois zones dans le diagramme adimensionnel de la figure 1.12.

- la zone I correspond aux excavations dans des sables ou des argiles molles à raides lorsque le chantier se déroule sans aléas ;

- la zone II correspond aux excavations dans des argiles très molles à molles lorsque l'épaisseur de l'argile sous l'excavation est faible ou lorsque cette épaisseur est grande, mais avec un indice de stabilité $N = \gamma H / c_u$ inférieur à une valeur critique N_c qui dépend de la forme de l'excavation (de 5,14 pour une excavation de longueur infinie à 6,5 ou 7,5 pour les excavations de formes usuelles), H étant la profondeur de l'excavation et c_u la cohésion non drainée du sol sous l'excavation. Cette zone II inclut en outre les excavations dans les sols de la zone I pour lesquelles il y a eu des difficultés de chantier ;

- la zone III correspond aux excavations dans des argiles très molles lorsque l'épaisseur de l'argile sous l'excavation est grande et lorsque N est supérieur à N_c .

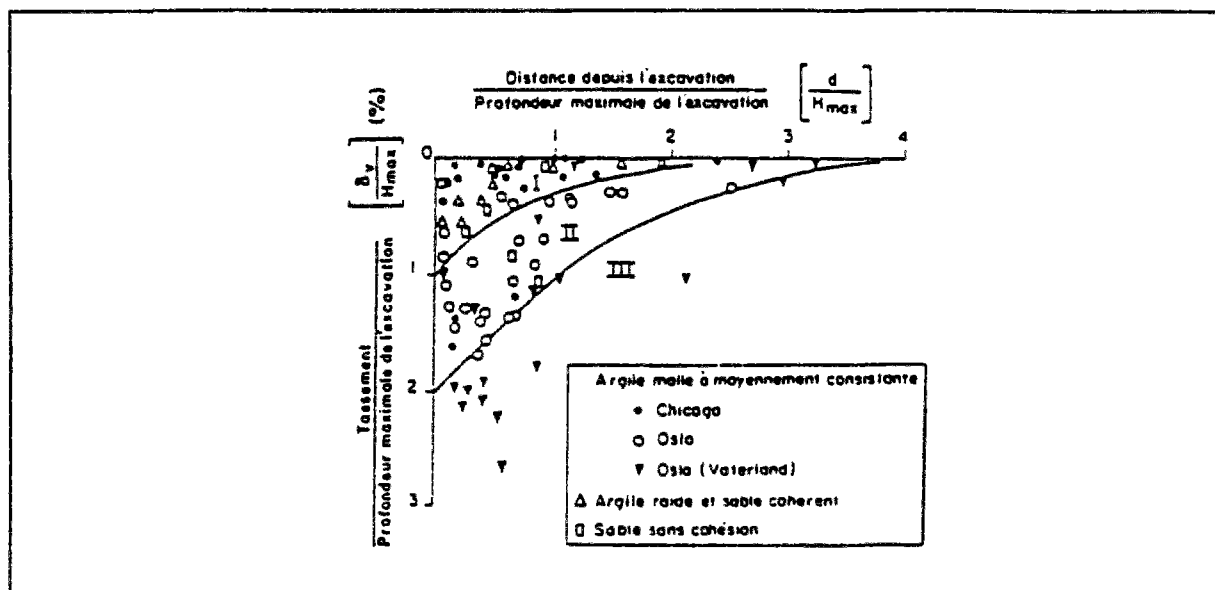


Figure 1.12 - Tassements au voisinage des excavations en fonction de la distance au bord et de la profondeur maximale (Peck, 1969).

D'après Clough et Schmidt (1977, 1981), la forme de la distribution des tassements dans le cas des argiles molles dépend de leur amplitude. Lorsqu'ils sont faibles, le tassement est maximal à une certaine distance du soutènement tandis que, lorsque les tassements sont grands, la valeur maximale est située au contact du soutènement. La relation entre l'amplitude et l'extension horizontale des tassements est définie par le diagramme de Peck (figure 1.12).

La largeur de la zone concernée par les tassements du sol en arrière du soutènement peut, d'après Stamatello (1980), sur la base de nombreuses mesures réalisées à Varsovie, être calculée par la formule très simple, qui met par ailleurs en évidence l'influence du type de soutènement :

$$L = b \cdot \beta \cdot H$$

où L est la largeur de la zone affectée par les tassements du sol ; H , la profondeur de l'excavation ; et β , un coefficient dépendant du type de soutènement utilisé (pour un soutènement ancré β est égal à 0,3 ; lorsque l'étais supérieur est laissé en place jusqu'à la fin des travaux, β est égal à 0,35 et lorsque la tranchée est remblayée après enlèvement du soutènement, β est égal à 0,7) et b , un coefficient dépendant de la largeur B de la fouille :

- pour $B < 5$ m $b = 1$;
- pour $5 < B < 8$ m $b = 1,1$;
- pour $B > 8$ m $b = 1,25$.

La formule proposée par Stamatello donne des valeurs de L nettement plus faibles que celles que l'on peut déduire du diagramme de Peck. Elles se situent entre $0,3H$ et $0,85H$, ce qui les rapprochent des limites observées dans les ouvrages de soutènement ($0,3H$ pour la Terre Armée et les autres ouvrages où on limite les déplacements latéraux, H pour l'excavation non

blindée dans les sols cohérents) et semblent indiquer que, dans les tranchées observées, il y avait peu de mouvement des sols sous-jacents. Il se peut également que de faibles déplacements se soient produits au-delà de cette limite et qu'ils aient été considérés comme négligeables, ce qui serait compatible avec les observations rassemblées par Peck pour les argiles raides et sables cohérents (Schlosser et al., 1985).

Le tassement à la surface du sol, au cours de l'excavation, a été étudié entre autres par Ou et al. (1993) à partir des mesures réalisées sur dix ouvrages à Taipei. Les ouvrages de soutènement étaient des parois moulées. Aucune consolidation ne pouvait être provoquée par le rabattement de la nappe phréatique ni l'écoulement plastique du sol, ni même des fuites de sable ou d'eau pendant l'excavation.

Pendant la première étape de l'excavation, quand le déplacement latéral de l'écran de soutènement est petit, le tassement maximum à la surface du sol δ_{hm} , se produit à une certaine distance de l'écran de soutènement. Apparemment, cette distance ne varie pas beaucoup par la suite et peut être estimée à la moitié de la profondeur finale de l'excavation H_0 . Aucune conclusion quant à l'ordre de grandeur du tassement pour ce type de problème n'a été présentée.

En revanche si, pendant la première étape de l'excavation, le déplacement latéral de l'écran de soutènement est grand, le tassement maximum à la surface du sol δ_{hm} , se produit au voisinage de l'écran de soutènement. Le tassement δ_v , situé en surface à une distance d de l'écran de soutènement peut, d'après Ou et al. (1993), être estimé par la relation empirique suivante :

$$\begin{aligned} \text{Si } \sqrt{\frac{d}{H_0 + D}} \leq 0,8 & \Rightarrow \delta_v = \left(1 - \sqrt{\frac{d}{H_0 + D}}\right) \delta_{vm} \\ \text{Si } 0,8 \leq \sqrt{\frac{d}{H_0 + D}} \leq 1 & \Rightarrow \delta_v = \left(-\frac{1}{2} \sqrt{\frac{d}{H_0 + D}} + 0,6\right) \delta_{vm} \\ \text{Si } 1 \leq \sqrt{\frac{d}{H_0 + D}} \leq 1,5 & \Rightarrow \delta_v = \left(-\frac{1}{5} \sqrt{\frac{d}{H_0 + D}} + 0,3\right) \delta_{vm} \end{aligned}$$

Le tassement maximum δ_{vm} est trouvé entre $0,5\delta_{hm}$ et $0,7\delta_{hm}$ dans la majorité des cas. Cet intervalle correspond bien aux résultats de Mana et Clough (1981), malgré la différence du système de soutènement ou encore des caractéristiques des sols.

D'après les observations in situ, l'étendue du tassement à la surface du sol derrière le soutènement semble augmenter avec la profondeur de l'excavation. L'étendue L de la zone d'influence jusqu'à ce que le changement de tassement devienne insignifiant, ne varie pas beaucoup avec la profondeur de l'excavation et peut être estimée par la zone de poussée latérale (Ou et al. 1993) :

$$L = (H_0 + D) \tan(\pi/4 - \varphi/2)$$

où H_0 est la profondeur finale de l'excavation, D la fiche de l'écran de soutènement au dessous de l'excavation et φ l'angle de frottement.

1.3.2 - Mouvements horizontaux

La profondeur à laquelle le déplacement latéral maximum se produit augmente avec la profondeur de l'excavation et elle se situe (à l'exception de la première phase d'excavation) au voisinage du fond de la fouille (Ou et al., 1993).

Les déformations sont plus importantes lorsque le coefficient de sécurité de l'excavation est plus faible. Cette observation, que l'on peut retrouver dans les calculs en éléments finis, s'explique par la proportionnalité du module d'Young non drainé E_u à la cohésion non drainée c_u (Clough et Schmidt, 1977).

Clough et Schmidt (1977) déterminent le coefficient de sécurité F vis-à-vis du soulèvement du fond de fouille comme indiqué sur la figure 1.13. Sur cette figure B , L et H sont la largeur, la longueur et la profondeur de l'excavation respectivement et D est la distance entre le fond de la fouille et le substratum.

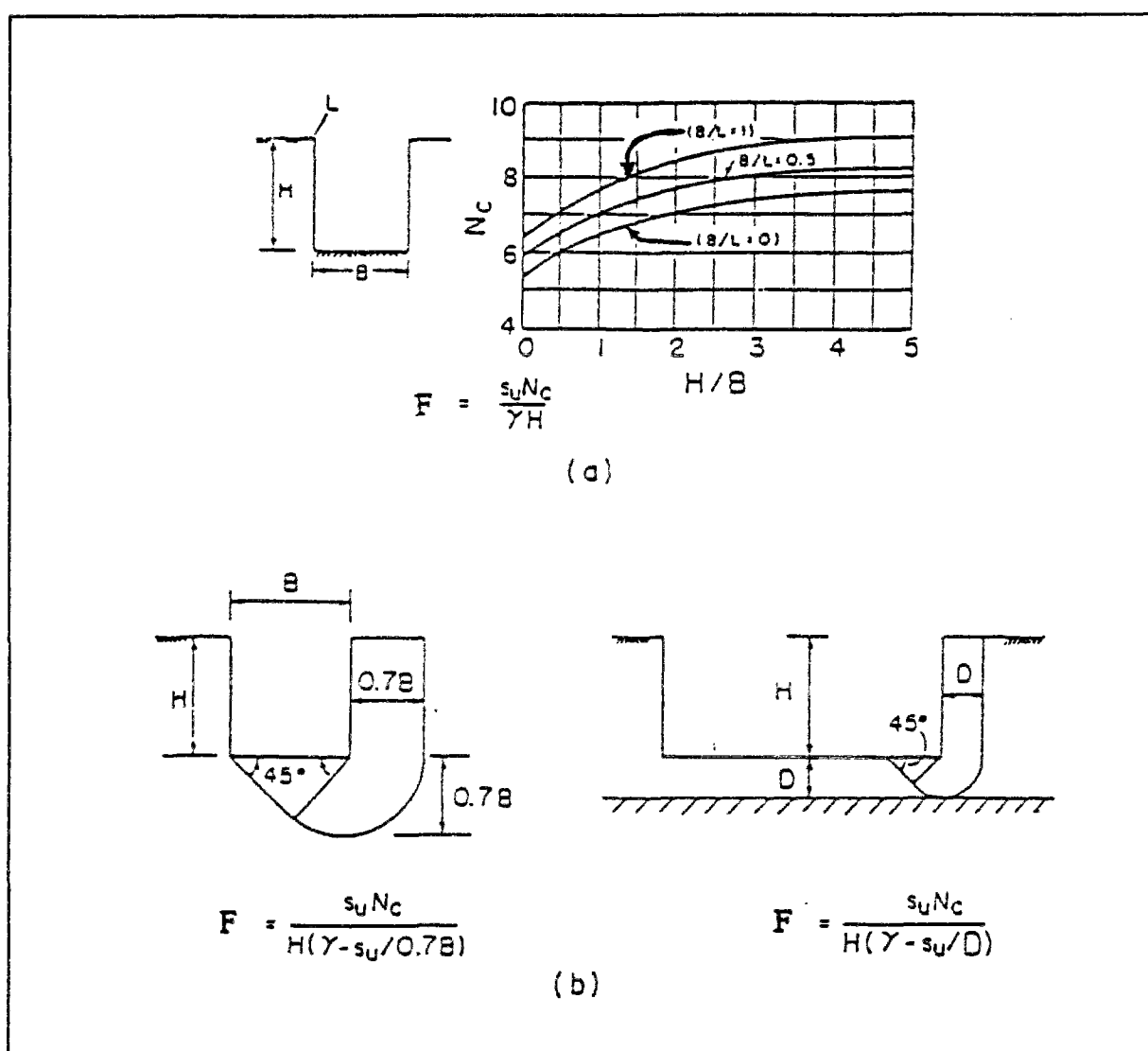


Figure 1.13 - Coefficient de sécurité F vis-à-vis du soulèvement du fond de l'excavation pour : (a) une excavation profonde avec $H/B > 1$ (Bjerrum et Eide, 1965)
(b) une excavation étroite ou large avec $H/B < 1$ (Terzaghi, 1943).

Ensuite ils proposent d'utiliser le diagramme de la figure 1.14, pour déterminer en première approximation la valeur du rapport E_u/c_u pour une argile d'indice de plasticité connu.

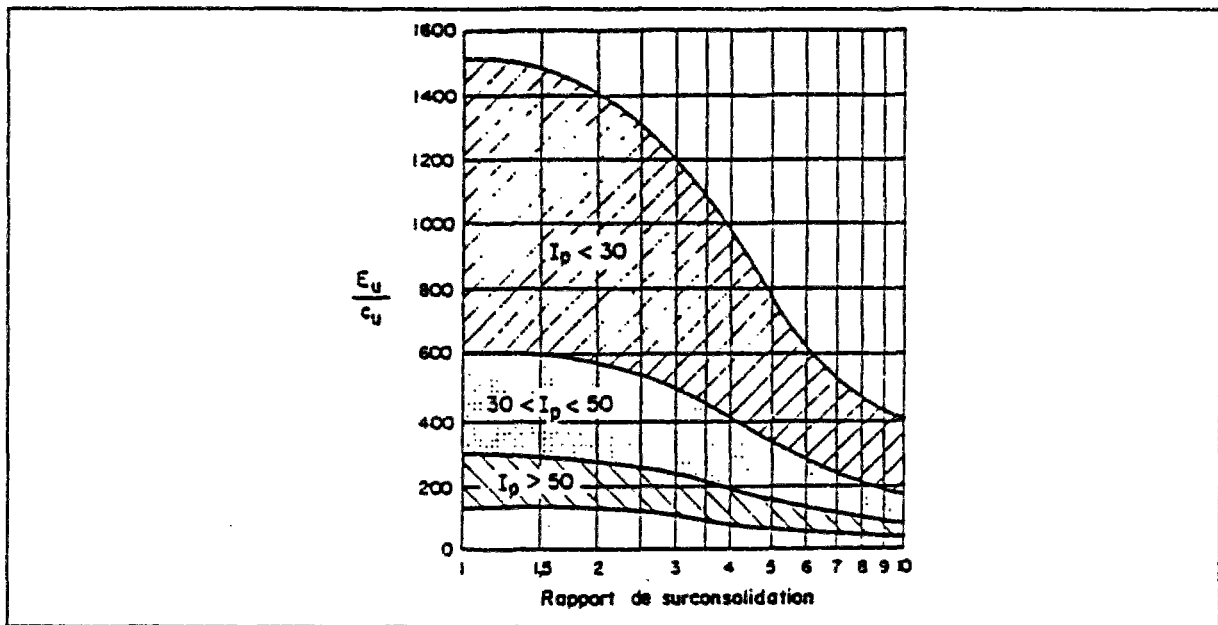


Figure 1.14 - Valeurs du module d'Young non drainé E_u en fonction de la cohésion non drainée c_u , de l'indice de plasticité I_p et du rapport de surconsolidation des argiles (Duncan et Buchigani, cités par Clough et Schmidt, 1977).

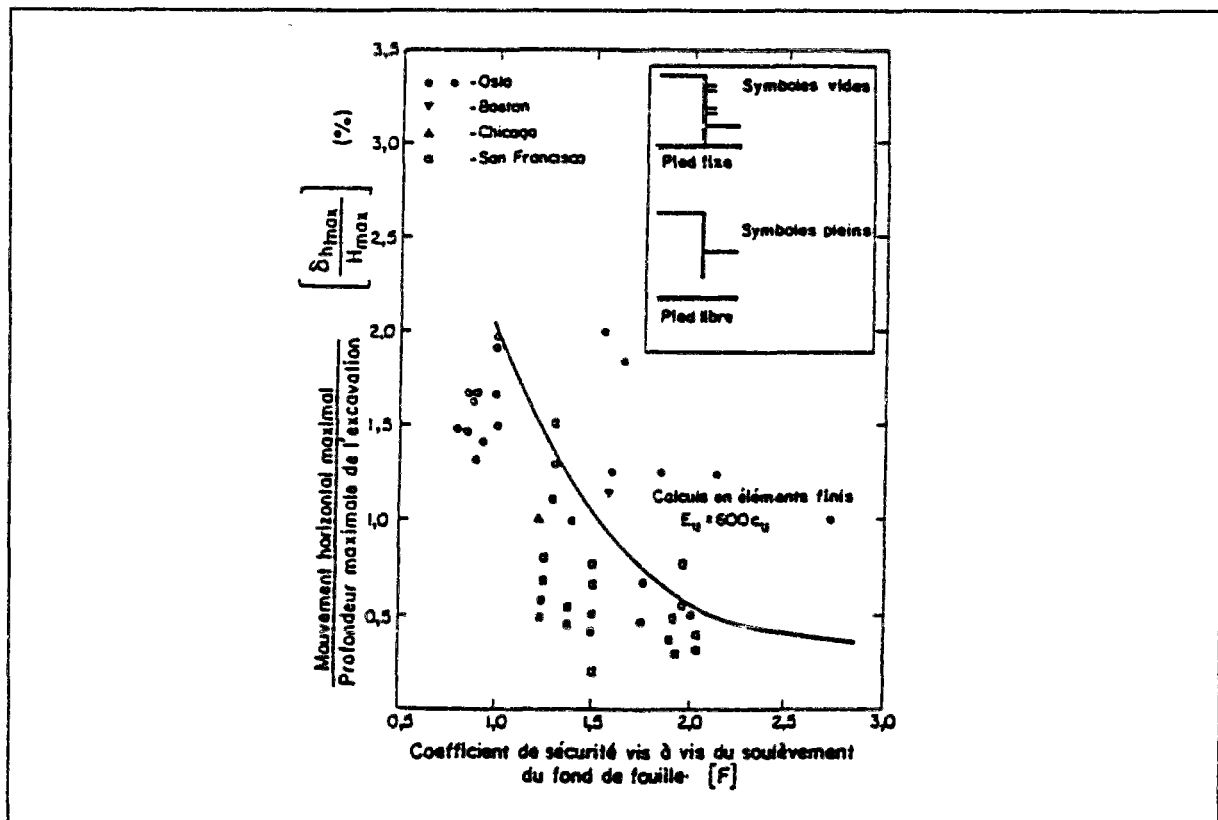


Figure 1.15 - Relation entre le déplacement latéral maximal du soutènement et le coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement du fond de l'excavation, dans le cas des argiles (Clough et Schmidt, 1977).

La figure 1.15 montre l'évolution du déplacement horizontal maximal en fonction du coefficient de sécurité F vis à vis du soulèvement du fond de l'excavation. Pour $F < 1,5$, on peut admettre que le tassement maximal est égal au déplacement horizontal maximal ; pour $F > 1,5$, le tassement maximal vaut environ 50% du déplacement horizontal maximal.

La figure 1.16 représente le déplacement latéral maximum δ_{hm} en fonction de la profondeur maximale de l'excavation H_0 (Ou et al. 1993). Les ouvrages de soutènement étaient des parois moulées. Les déplacements latéraux observés varient entre $0,002H_0$ et $0,005H_0$. Ces valeurs dépassent donc $0,002H_0$, la valeur observée par Clough et O'Rourke (1990) étudiant un ensemble d'excavations dans les argiles raides, sols résiduels et sables. D'autre part, elles sont inférieures à $0,01H_0$, valeur observée par Peck (1969) où la majorité des soutènements étaient des rideaux de palplanches ou des parois de type berlinois (Ou et al. 1993).

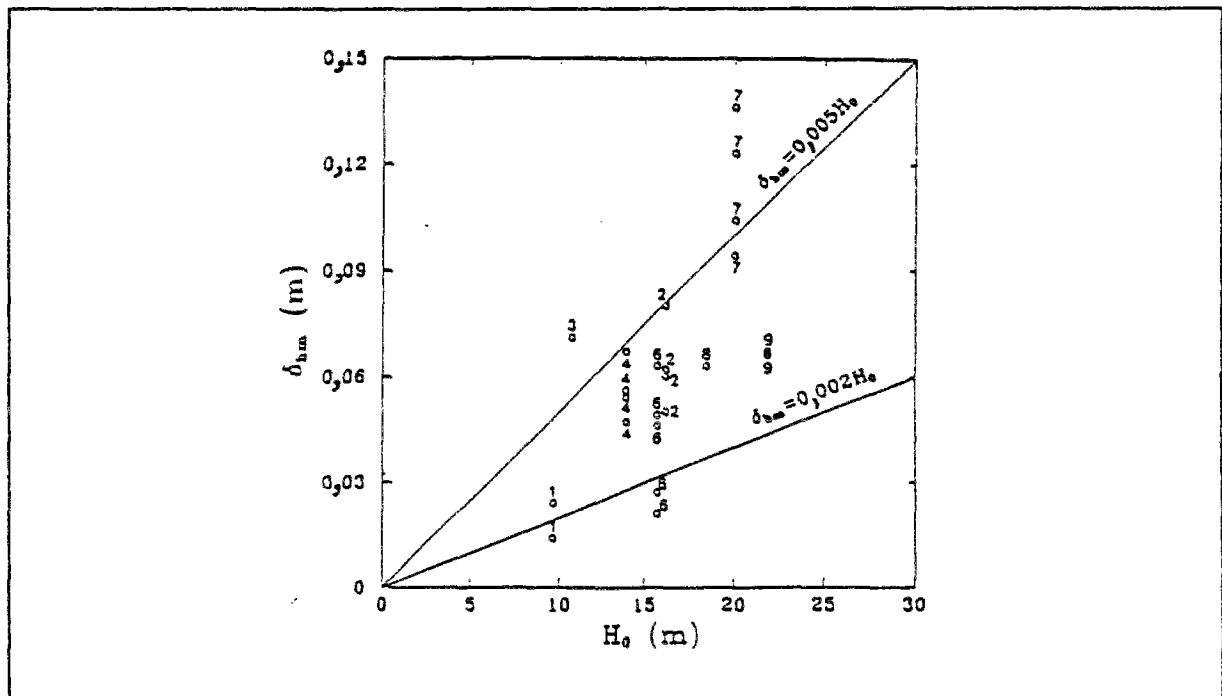


Figure 1.16 - Relation entre le déplacement latéral maximum de soutènement et la profondeur finale de l'excavation. Les chiffres 1, 2, 3, ... correspondent à différents projets (Ou et al., 1993).

La distribution des déplacements horizontaux de la surface du sol en fonction de la distance au bord de l'excavation a été étudiée par Crofts et al. (1977, 1978), à partir de mesures réalisées sur 32 ouvrages. Ces auteurs proposent d'estimer cette distribution au moyen d'un diagramme analogue à celui de Peck (1969) pour les mouvements verticaux (figure 1.17). Les courbes tracées sur ce diagramme reposent sur un nombre limité d'observations in situ et donnent des bornes supérieures des déplacements prévisibles sur un site donné, compte tenu de la nature des sols. Les déplacements mesurés par Symons (1980) décroissent beaucoup plus rapidement lorsque l'on s'éloigne du bord de l'excavation (figure 1.18).

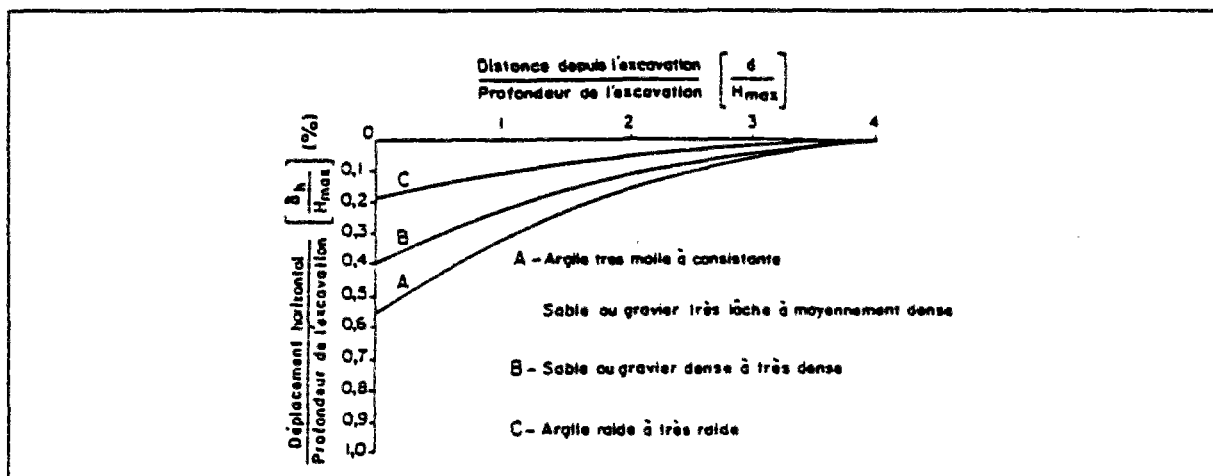


Figure 1.17 Mouvements horizontaux de la surface du sol en fonction de la distance à l'excavation (Crofts et al., 1978).

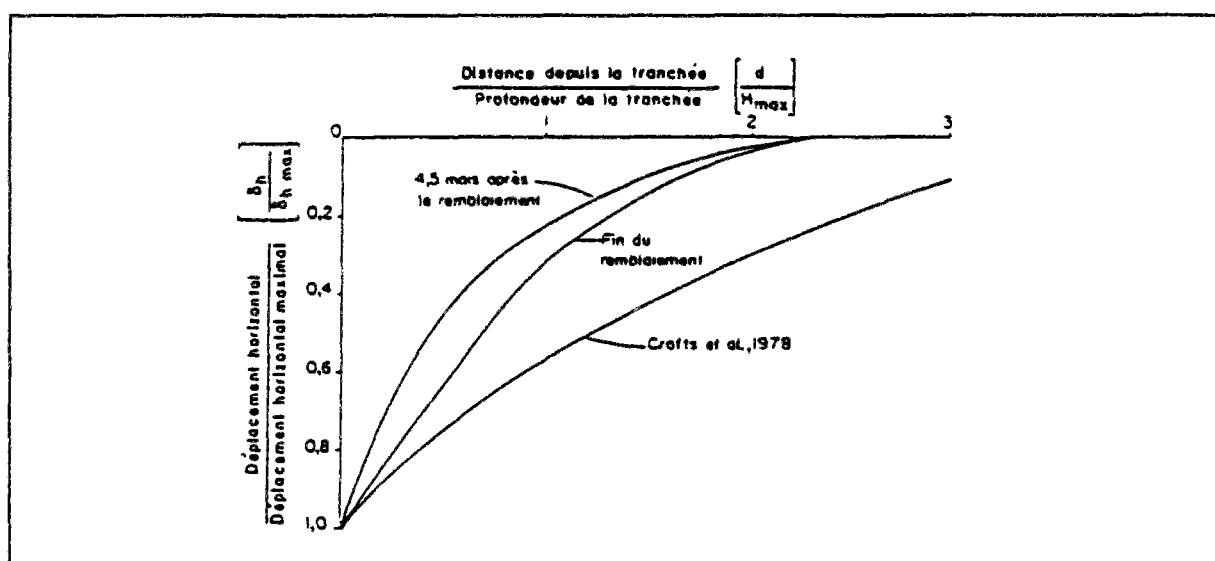


Figure 1.18 Comparaison des déplacements horizontaux mesurés dans les essais du TRRL avec la distribution proposée par Crofts et al. (1978) (Symons, 1980).

1.3.3 - Mesures effectuées lors de l'excavation d'une paroi clouée

Les mesures effectuées lors de l'excavation devant une paroi clouée sont peu nombreuses. La synthèse sur les mouvements associés est donc difficile à réaliser. A titre d'exemple, nous citons ci-dessous les résultats de deux expériences effectuées en France et en Suisse.

La première expérience consiste en une excavation de 7m de hauteur, terrassée et clouée tous les mètres dans un massif de sable de Fontainebleau, de granulométrie uniforme, reconstitué par couches de 0,20m régulièrement compactées. Le déplacement horizontal vers la fouille et le tassement en tête du parement sont du même ordre. Il s'accroissent en cours d'excavation et représentent à la dernière phase 0,28% de la hauteur finale de la paroi, avec un coefficient de sécurité de 1,1. Les déplacements du sable ne sont sensibles qu'à une distance de

2,5m du parement. Cette zone de forte déformation correspond à la zone de sol qui a glissé à la rupture. Dans la même expérience, le déplacement horizontal, à une étape de l'excavation où le coefficient de sécurité est supérieur à 3, est de 0,12% de la hauteur de la paroi (Plumelle, 1994).

La deuxième expérience porte sur une excavation de 10m de hauteur dans un massif de sol qui est composé, du haut vers le bas, d'une couche de sable-gravier, d'une couche de limon peu à moyennement argileux imperméable et cohérente, et d'une couche d'alluvions légèrement cimentées. L'excavation a été exécutée en six étapes de hauteur variant entre 1,50m et 2,25m, avec un espacement horizontal de 2m et un espacement vertical de 1,5m entre les clous. Une augmentation graduelle des déplacements horizontaux a été observée. Le déplacement horizontal maximal en tête de la paroi atteint 25mm à l'issue de la dernière étape d'excavation. Les déplacements verticaux présentent une évolution comparable à celle des déplacements horizontaux. Le tassement maximal mesuré sur le couronnement de la paroi est de 22mm (Pellet et al., 1995).

1.4 - Conclusions

Les ouvrages nécessitant la réalisation d'une excavation profonde ne peuvent être conçus de façon rationnelle que si l'ingénieur est capable d'estimer les capacités des méthodes de construction disponibles, les perturbations susceptibles d'être causées aux constructions voisines, les forces ou les déformations auxquelles les structures temporaires et définitives pourraient être soumises. Dans bien des cas, le choix dépend plus de la nature des perturbations prévues dans le sol que des forces appliquées.

Nous avons rassemblé dans ce chapitre les résultats de mesures des mouvements associés à la construction de différents types de soutènements dans divers types de sols afin de disposer de données expérimentales pour vérifier la cinématique du mouvement et les ordres de grandeur de ces mouvements dans les calculs analytiques et notamment dans les calculs en éléments finis.

Chapitre 2

Modélisation par éléments finis des systèmes de soutènement (Synthèse bibliographique)

2.1 - Introduction

Pour modéliser un ouvrage de soutènement, une bonne connaissance des facteurs affectant les mouvements du sol et des systèmes de soutènement et les différents mécanismes engendrés est indispensable. Ces facteurs comprennent (Clough et Schmidt, 1977) :

- la nature et les propriétés du sol,
- la durée de la construction,
- le type de soutènement,
- la rigidité du soutènement,
- le degré d'encastrement du soutènement,
- la méthode de construction du soutènement et le phasage des travaux,
- les méthodes de construction des structures à l'intérieur de l'excavation,
- la forme et la profondeur de l'excavation,
- l'intensité des surcharges,
- les structures voisines,
- les conditions météorologiques.

Certains de ces facteurs peuvent être contrôlés par le projeteur mais les autres dépendent des conditions réelles d'exécution des travaux, de telle sorte que la quantification du mécanisme des déformations et l'analyse théorique des déplacements s'avèrent difficiles. L'accumulation d'observations sur des ouvrages instrumentés, avec si possible des mesures au sein du sol même, s'avère alors un élément essentiel pour accroître nos connaissances.

Un autre élément important est constitué par le développement de méthodes d'analyse numérique fiables (notamment, la méthode des éléments finis), c'est-à-dire dont les résultats ont été validés par un nombre suffisant d'observations sur ouvrages réels.

A l'issue d'une recherche bibliographique sur la modélisation par éléments finis de l'excavation des massifs de sol, nous avons rassemblé dans ce chapitre la description des techniques utilisées dans la littérature pour traiter numériquement les aspects particuliers de la modélisation de la construction des soutènements. L'ensemble de cette étude conduit à analyser le problème selon deux points de vues :

- étude de la modélisation de chaque partie d'un ouvrage de soutènement (sol, soutènement, buton, tirant, ...) et détermination des paramètres correspondants ;
- étude de l'influence de chaque partie de l'ouvrage sur l'ensemble du modèle.

2.2 - Modélisation du sol autour d'une excavation

Peck (1969) a écrit que la variable qui détermine principalement l'allure et l'intensité des mouvements autour d'une excavation n'est pas la rigidité des écrans de soutènement ou l'espacement entre les butons mais les caractéristiques de sol autour de l'excavation.

Palmer et Kenny (1972) ont utilisé une loi de comportement élastique bilinéaire pour modéliser un projet d'excavation dans l'argile molle d'Oslo. Ils ont constaté que l'influence de la rigidité du sol sur les déplacements d'un rideau de palplanches, le tassement à la surface du sol et la réaction des butons était prédominante par rapport à la rigidité des autres matériaux.

Pour le choix des paramètres du sol, Murphy et al. (1975) en modélisant l'argile normalement consolidée de deux projets d'excavation signalent que le module du sol tiré des essais sur site (essais au scissomètre) est plus réaliste que celui basé sur les essais en laboratoire.

Burland et al. (1979), après l'analyse de cinq projets d'excavation dans l'argile raide de Londres, trouvent que le module d'Young de l'argile de Londres augmente significativement avec la profondeur et qu'il est environ trois fois plus grand, voire plus que les valeurs déduites des essais en laboratoire.

2.2.1 - Comportement élastique linéaire isotrope

Pour un sol homogène et isotrope, les paramètres de la partie élastique du comportement des sols sont le module d'Young E et le coefficient de Poisson ν . Ces paramètres sont supposés être des propriétés intrinsèques des sols, théoriquement indépendantes de la procédure de l'essai ou de la dimension de l'échantillon. En examinant le comportement élastique des milieux granulaires et cohérents, on trouve que plusieurs facteurs peuvent affecter les valeurs mesurées des paramètres élastiques. Ces facteurs incluent les facteurs externes tels que (Selvadurai, 1979) :

- le type d'essai (U, CU ou CD)
- le niveau des contraintes isotropes et déviatoriques appliquées à l'échantillon ;
- l'histoire du sol ;
- le type et la vitesse d'application du chargement ;
- le remaniement de l'échantillon ;
- l'effet du temps ;
- l'influence des propriétés physiques telles que la teneur en eau, l'indice des vides et la courbe granulométrique.

Le coefficient de Poisson d'un sol peut être estimé à partir du rapport de la déformation radiale à la déformation axiale, dans un essai triaxial de compression. En général, la procédure de l'essai influence la valeur du coefficient de Poisson. Par exemple, le coefficient de Poisson déterminé par un essai triaxial de compression varie avec la contrainte déviatorique (Jakobson, 1957 ; Barkan, 1962 ; Bishop et Henkel, 1962 ; Wade, 1963).

Quelques valeurs typiques du coefficient de Poisson sont présentées dans le tableau 2.1. En général, des valeurs comprises entre 0,3 et 0,35 sont habituelles pour les sables et des

valeurs de 0,40 à 0,50 pour les argiles (Barkan, 1962 ; Tsytovich, 1963). Terzaghi (1943) avec des considérations élastiques, a calculé une valeur de 0,30 pour les sables et des valeurs entre 0,40 et 0,43 pour les argiles.

Tableau 2.1 - Valeurs typiques du coefficient de Poisson (d'après Bowles, 1982)

Type de sol	ν
Argile saturée	0,4 - 0,5
Argile non-saturée	0,1 - 0,3
Argile sableuse	0,2 - 0,3
Limon	0,3 - 0,35
Sable dense	0,2 - 0,4
Sable grossier ($e = 0,4 - 0,7$)	0,15
Sable à granulométrie fine ($e = 0,4 - 0,7$)	0,25
Roche	0,1 - 0,4

Le module d'élasticité E est souvent déterminé à partir d'un essai triaxial en compression ou de l'essai oedométrique. L'essai de chargement à la plaque ou l'essai pressiométrique peuvent aussi être utilisés pour estimer le module d'élasticité in situ. Quelques valeurs typiques du module d'élasticité sont présentées dans le tableau 2.2.

Tableau 2.2 - Valeurs typiques de E pour différents sols (d'après Bowles, 1982)

Type de sol	E (MPa)
Argile très molle	2 - 15
Argile molle	5 - 25
Argile moyenne	15 - 50
Argile raide	50 - 100
Argile sableuse	25 - 250
Moraine glacière lâche	10 - 153
Moraine glacière dense	144 - 720
Moraine glacière très dense	478 - 1440
Loess	14 - 57
Sable limoneux	7 - 21
Sable lâche	10 - 24
Sable dense	48 - 81
Gravier lâche	48 - 144
Gravier dense	96 - 192
Schiste (argileux)	144 - 14400
Limon	2 - 20

Le module d'élasticité des sols granulaires augmente avec la pression de confinement. A cause de la dépendance de E par rapport à l'indice des vides et des difficultés pour obtenir des échantillons non-remaniés pour les sols granulaires, il est particulièrement difficile de mesurer le module d'élasticité de ces sols. D'après Lambe et Whitman (1970), un deuxième cycle de chargement pendant un essai en laboratoire devrait donner une mesure raisonnablement précise du module in situ. Les effets du remaniement des échantillons seraient plus ou moins compensés par l'effet du premier cycle de chargement.

La comparaison des résultats concernant des ouvrages réels et des valeurs estimées à partir des essais triaxiaux de compression indiquent que l'utilisation des modules mesurés au laboratoire conduit à sous-estimer les modules du sol in situ (Crawford et Burn, 1962 ; Bjerrum, 1964, 1973 ; Bowles, 1977). Cette différence semble provenir du remaniement pendant l'échantillonnage (Soderman et al., 1968 ; Hanna et Adams, 1968). Bjerrum (1964) a suggéré d'augmenter le module d'élasticité obtenu à l'essai triaxial de compression par un facteur de cinq. Il a proposé aussi la relation expérimentale suivante pour les argiles normalement consolidées telles que l'argile de Norvège :

$$E = [250 \text{ à } 500] c_u$$

où c_u est la résistance au cisaillement non drainé obtenue à l'essai triaxial de compression ou à l'essai au scissomètre de chantier.

Skempton (1951) indique que le module d'élasticité initial des sols cohérents est approximativement proportionnel à leur résistance à la compression simple. Il trouve aussi que le module sécant E_{50} (correspondant à 50% de la résistance ultime du sol) est approximativement égal à 25-100 fois la résistance à la compression simple d'un sol cohérent.

Le "Canadian Manual of Foundation Engineering" (Nat. Res. Council of Canada, 1975) fournit des relations empiriques entre la résistance au cisaillement non drainé c_u et le module élastique non drainé E_u :

$E_u = 500 c_u$	pour l'argile molle sensible ;
$E_u = 1000 c_u$	pour l'argile ferme à raide ;
$E_u = 1500 c_u$	pour l'argile très raide.

Le module d'élasticité des sols granulaires ou cohérents augmente nettement entre le premier et le deuxième cycle de chargement. Cette augmentation s'atténue au cours des cycles successifs de chargement (Lambe et Whitman, 1970). Il a été observé aussi que l'augmentation de la contrainte de consolidation isotrope entraînait une augmentation du module d'élasticité.

2.2.2 - Comportement élastique linéaire orthotrope de révolution

L'élasticité linéaire isotrope est largement utilisée en pratique. Cependant, les caractéristiques du modèle élastique isotrope ne se confirment pas lors des essais et un nombre de contradictions entre les résultats des mesures et la prise en compte d'une loi de comportement isotrope se manifestent dans les sols.

En effet, les sols se sont déposés par couches successives horizontales (couches de stratification) qui ont subi dans le passé un même état de contraintes. Compte tenu de ces conditions de formation, il est normal que ces couches possèdent des caractéristiques élastiques équivalentes dans toutes les directions de leur plan de stratification (plan d'isotropie) et que ces caractéristiques soient distinctes des caractéristiques dans les plans contenant l'axe de révolution perpendiculaire au plan d'isotropie.

Dans le cas d'une symétrie par rapport à un axe, l'anisotropie est dite orthotropie de révolution (figure 2.1). Cinq coefficients caractérisent alors le comportement du matériau.

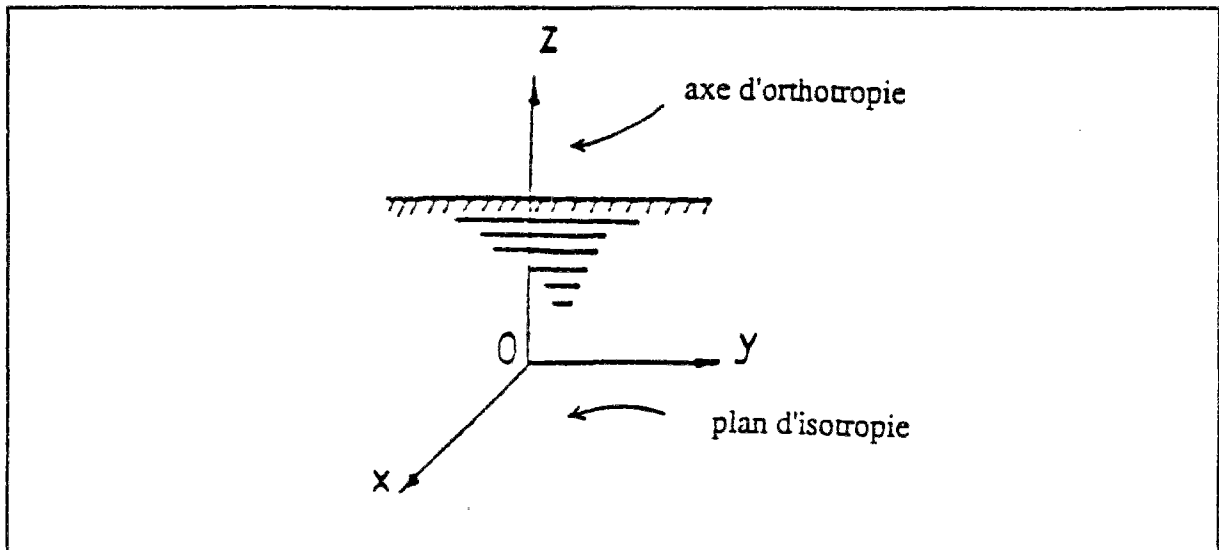


Figure 2.1 - Comportement orthotrope de révolution (Meftah et Magnan, 1988).

Dans les terrains, il est en général raisonnable de supposer que l'axe de symétrie, noté Oz, est vertical. Cette hypothèse est valable à moins que la couche de sol ne soit inclinée ou que des forces tectoniques aient joué significativement de manière à déplacer l'axe de symétrie par rapport à la verticale. Les deux axes horizontaux Ox et Oy définissent le plan de stratification ou plan d'isotropie. La relation de comportement linéaire pour un matériau orthotrope de révolution s'exprime comme suit dans le système de coordonnées (x, y, z) :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\sigma_{xx}}{E_h} - \nu_{hh} \frac{\sigma_{yy}}{E_h} - \nu_{vh} \frac{\sigma_{zz}}{E_v}$$

$$\varepsilon_{yy} = -\nu_{hh} \frac{\sigma_{xx}}{E_h} + \frac{\sigma_{yy}}{E_h} - \nu_{vh} \frac{\sigma_{zz}}{E_v}$$

$$\varepsilon_{zz} = -\nu_{vh} \frac{\sigma_{xx}}{E_v} - \nu_{vh} \frac{\sigma_{yy}}{E_h} + \frac{\sigma_{zz}}{E_v}$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{\sigma_{yz}}{G_{vh}}$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{\sigma_{xz}}{G_{vh}}$$

$$\varepsilon_{xy} = 2(1 + \nu_{hh}) \frac{\sigma_{xy}}{E_h}$$

Les coefficients de la loi élastique linéaire orthotrope ont la signification suivante :

ν_{hh} est un coefficient de Poisson égal au rapport de la déformation suivant l'axe Ox créé par un incrément de déformation suivant l'axe Oy ou vice versa,

ν_{vh} est un coefficient de Poisson égal au rapport de la déformation suivant l'axe Ox créé par un incrément de déformation suivant l'axe Oz,

E_v est le module d'Young dans la direction de l'axe de symétrie Oz,

E_h est le module d'Young dans le plan horizontal d'isotropie xOy,

G_{vh} est le module de cisaillement qui caractérise la relation entre la déformation de cisaillement et la contrainte de cisaillement dans un plan contenant l'axe de symétrie Oz.

Le rapport des modules vertical et horizontal est noté n , ($n = E_h / E_v$). L'hypothèse de stabilité du matériau, ou l'hypothèse d'énergie de déformation positive, impose les conditions suivantes sur les coefficients de la loi de comportement orthotrope :

$$-1 < \nu_{hh} < +1 \qquad 1 - \nu_{hh} - 2n\nu_{vh}^2 > 0$$

La détermination des coefficients d'orthotropie est effectuée à partir des résultats d'essais triaxiaux classiques, réalisés sur des échantillons vertical, horizontal voire incliné (figure 2.2). Les axes de l'échantillon ne sont alors plus forcément confondus avec les axes de l'appareil triaxial. En particulier, l'axe de chargement n'est pas le même pour un échantillon vertical et un échantillon horizontal. L'écriture de la loi de comportement orthotrope ne conduit donc pas aux mêmes expressions. Les figures 2.3 et 2.4 représentent les axes des échantillons et la direction du chargement appliqué.

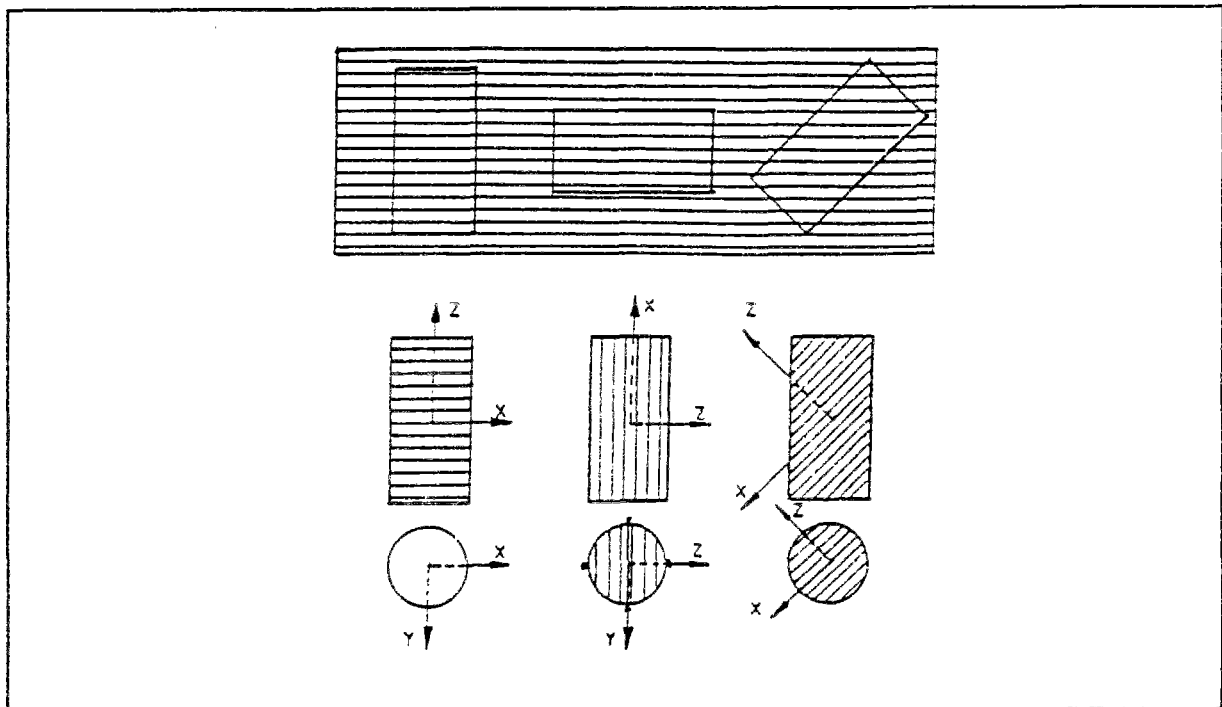


Figure 2.2 - Prélèvement d'échantillons de sol vertical, horizontal et incliné (Meftah et Magnan, 1988).

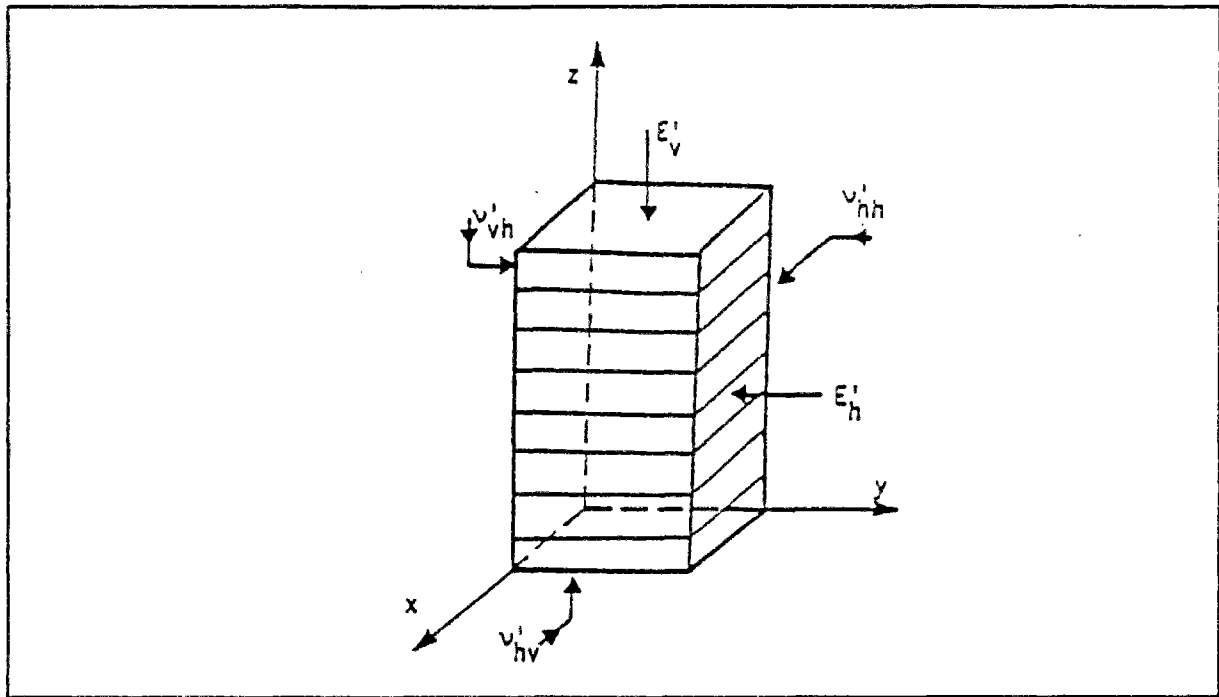


Figure 2.3 - Essai sur échantillon vertical (Meftah et Magnan, 1988).

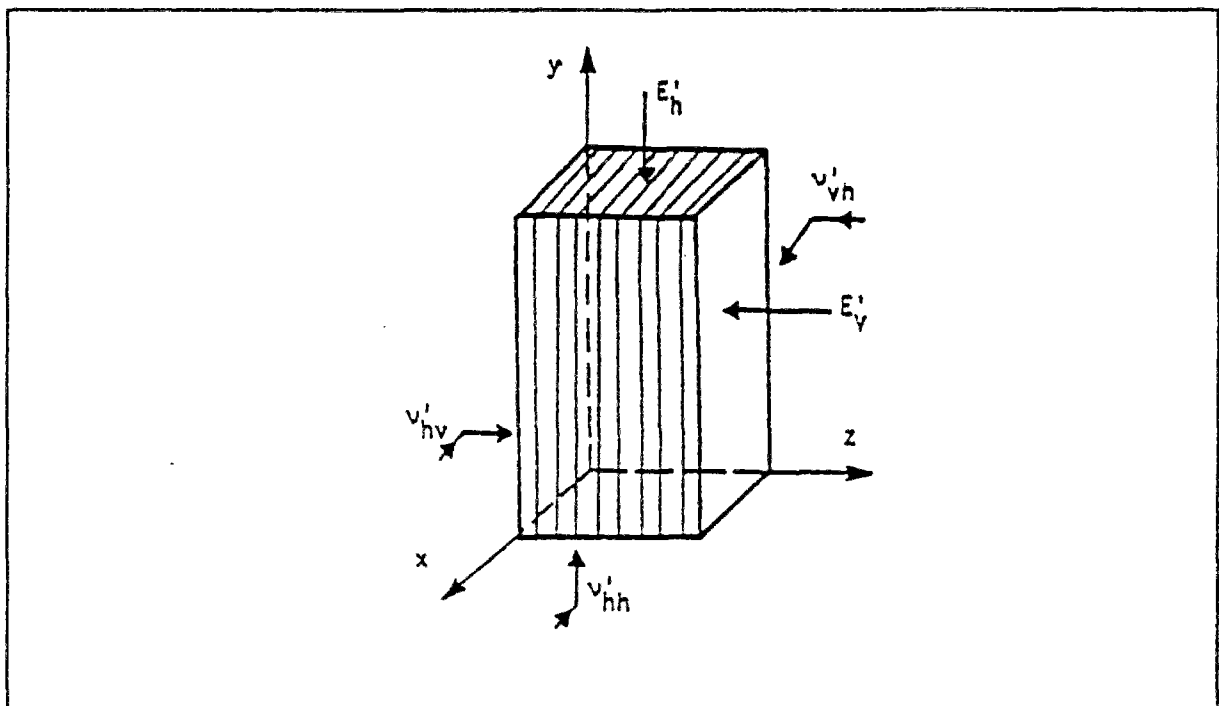


Figure 2.4 - Essai sur échantillon horizontal (Meftah et Magnan, 1988).

Dans le cas d'un essai triaxial sur un échantillon cylindrique, les contraintes dans le plan perpendiculaire à l'axe de chargement de l'échantillon sont égales. Il est donc possible d'exprimer de façon simple les relations de comportement orthotrope en distinguant les échantillons vertical et horizontal.

Pour un échantillon vertical chargé verticalement, la loi de comportement conduit aux relations suivantes :

$$\Delta \sigma_{xx} = \Delta \sigma_{yy} = 0$$

$$\Delta \varepsilon_{xx} = \Delta \varepsilon_{yy} = -\nu_{vh} \frac{\Delta \sigma_{zz}}{E_v} \quad \Delta \varepsilon_{zz} = \frac{\Delta \sigma_{zz}}{E_v}$$

Par la suite, les paramètres ν_{vh} et E_v sont déterminés par les relations :

$$\nu_{vh} = -\frac{\Delta \varepsilon_{xx}}{\Delta \varepsilon_{zz}} \quad E_v = \frac{\Delta \sigma_{zz}}{\Delta \varepsilon_{zz}} \quad \Delta \varepsilon_v = \frac{3(1-2\nu_{vh})}{E_v} \Delta p$$

Pour un échantillon horizontal pendant le chargement, le même raisonnement conduit aux relations :

$$\Delta \sigma_{yy} = \Delta \sigma_{zz} = 0$$

$$\Delta \varepsilon_{xx} = \frac{\Delta \sigma_{xx}}{E_h} \quad \Delta \varepsilon_{yy} = -\nu_{hh} \frac{\Delta \sigma_{xx}}{E_h} \quad \Delta \varepsilon_{zz} = -\nu_{vh} \frac{\Delta \sigma_{xx}}{E_v}$$

Par la suite, les paramètres ν_{hh} et E_h sont déterminés par les relations :

$$\nu_{hh} = -\frac{\Delta \varepsilon_{yy}}{\Delta \varepsilon_{xx}} \quad E_h = \frac{\Delta \sigma_{xx}}{\Delta \varepsilon_{xx}} \quad \Delta \varepsilon_v = 3\left(\frac{1-\nu_{hh}}{E_h} - \frac{\nu_{vh}}{E_v}\right) \Delta p$$

Ces relations montrent qu'un premier essai triaxial sur un échantillon vertical et un second essai sur un échantillon horizontal suffisent pour déterminer quatre des cinq paramètres du comportement élastique linéaire orthotrope.

Connaissant les quatre paramètres précédents, le module de cisaillement G_{vh} peut être déduit d'un essai triaxial sur une éprouvette inclinée (figure 2.2). Cependant, ce type d'essai est délicat et très peu de mesures du module G_{vh} ont été effectuées. Pour cette raison, certains auteurs ont tenté de réduire le nombre de paramètres indépendants dans la loi orthotrope et ont cherché à exprimer le module de cisaillement en fonction des autres paramètres. Wiendieck (1964) a justifié cette recherche en écrivant qu'il semblait "invraisemblable" que le module E_v soit très petit et que le module G_{vh} soit très élevé.

Le tableau 2.3 présente les expressions proposées par différents auteurs pour le module G_{vh} (Meftah et Magnan, 1988).

**Tableau 2.3 - Expressions de G_{vh} proposées par différents auteurs
(d'après Meftah et Magnan, 1988)**

Auteur	Année	Expression de G'_v
Wolf	1944	$E'_v \frac{n}{1+n+2v'_{vh}}$
Carrier	1946	$E'_v \frac{1}{1-nv'^2_{vh}+2v'_{vh}(1+v'_{hh})+\frac{1}{n}(1-v'^2_{hh})}$
Tan-Tjong-Kie	1961	$nE'_v \frac{-v'_{vh}+\frac{(1-nv'^2_{vh})(1-v'_{hh})}{n(1+v'_{hh})}}{2(1-v'_{hh}-2nv'^2_{vh})}$
Barden	1963	$E'_v \frac{n}{1+n+2v'_{vh}}$
Wiendieck	1964	$E'_v \frac{n}{1+\sqrt{n}+2v'_{vh}}$
Zienkiewicz	1972	$E'_v \frac{(1-nv'^2_{vh})(1-v'_{hh})}{(1-v'_{hh}-2nv'^2_{vh})\left[1-nv'^2_{vh}+\frac{1}{n}(1-v'^2_{hh})\right]}$
Garnier	1973	$E'_v \frac{n}{\sqrt{8(1+n^2)}-1-n-2nv'_{vh}}$

De par leur origine, les matériaux issus de dépôts sédimentaires présentent d'une manière générale un comportement orthotrope de révolution.

La mesure directe des paramètres d'élasticité orthotrope des sables a été très rarement effectuée. Les résultats des essais disponibles conduisent à des rapports de modules E_h / E_v compris entre 0,4 et 1. Il ne semble pas exister d'informations complémentaires sur les autres paramètres (Meftah et Magnan, 1988).

Pour les argiles, les résultats expérimentaux sont plus nombreux. Des valeurs typiques des caractéristiques mécaniques drainées pour les argiles sont données dans le tableau 2.4 (Meftah et Magnan, 1988).

De manière plus générale, les résultats expérimentaux montrent que, dans le cas des sables, les modules d'Young horizontaux sont nettement inférieurs aux modules verticaux.

Quant aux argiles, les modules d'Young horizontaux sont inférieurs aux modules verticaux dans le cas des argiles molles et le contraire dans le cas des argiles raides.

Le rapport du module de cisaillement G_{vh} au module vertical varie peu : il reste compris entre 0,3 et 0,5. Les coefficients de Poisson varient apparemment sans ordre entre 0 et 0,35.

Tableau 2.4 - Valeurs des modules et des coefficients de Poisson pour des argiles naturelles (d'après Meftah et Magnan, 1988)

Type d'argile	E_v (kPa)	E_h (kPa)	G_{vh} (kPa)	ν_{hh}	ν_{vh}
Cubzac-les-Ponts	3600	2285	1650	0,10	0,25
Lac Agassiz	4950	9340	2700	0,23	0,17
Londres	11000	22060		0,00	0,19
Léda	9500	6500	3500	0,30	0,30
Lias	14000	6580		-0,38	0,19
St-Louis de Bonsecours	6900	4300		0,20	0,35
Romainville	22200	24600		0,38	0,40

Les valeurs des paramètres d'orthotropie ne sont données qu'à titre indicatif. Leur détermination est très complexe et il existe à ce jour encore trop peu de résultats expérimentaux. Néanmoins, il semble que les relations suivantes soient vérifiées par les différents paramètres (Piyal et Magnan, 1984) :

$$E_h / E_v = \text{constante}$$

$$G_{vh} / E_v = \text{constante}$$

$$\nu_{hh} = \text{constante.}$$

2.2.3 - Remarques tirées de différentes études numériques

Dysli et al. (1979) après la modélisation d'une excavation dans des limons argileux à Genève concluent que l'usage d'un modèle élastique linéaire est dangereux pour une fouille excavée dans des terrains plastiques, car il sous-estime les efforts imposés à la paroi et aux butons.

Potts et Fourie (1984) ont modélisé l'argile raide de Londres par un modèle élastoplastique parfait avec le critère de Mohr-Coulomb. L'ouvrage considéré est une paroi moulée de 20m de haut, butonnée à la surface du sol. Le module d'Young du sol croît linéairement avec la profondeur. Ils concluent que le déplacement vertical avant la rupture calculé à la surface du sol et jusqu'à quelques dizaines de mètres derrière la paroi est irréaliste. L'adaptation d'une loi de comportement avec un module élastique linéaire qui varie avec la profondeur peut seulement, jusqu'à un certain point, éviter cet inconvénient.

Jardine et al. (1986) ont comparé deux modèles de comportement, l'un correspondant à un modèle élastoplastique parfait (élasticité non linéaire et critère de Tresca) et l'autre à un modèle élastique linéaire pour la modélisation d'une excavation dans l'argile raide non drainée et surconsolidée. L'ouvrage considéré est une paroi moulée de 20m de haut, butonnée à la surface du sol. La figure 2.5 représente le déplacement latéral de l'écran de soutènement vers l'excavation pour une profondeur de l'excavation de 15,26m, calculé avec les deux modèles, et la figure 2.6 représente les profils normalisés des courbes de la figure 2.5 par rapport au déplacement latéral maximum. On observe que la forme des profils n'est pas très différente. Par contre, le tassement en surface est très sensible au modèle représentant le sol (figure 2.7). Le modèle élastique linéaire ne peut pas présenter un tassement en surface. Les deux modèles présentent deux distributions différentes des contraintes sur la paroi, deux profils différents de moment fléchissant dans la paroi et deux forces différentes dans le bouton (pour la profondeur

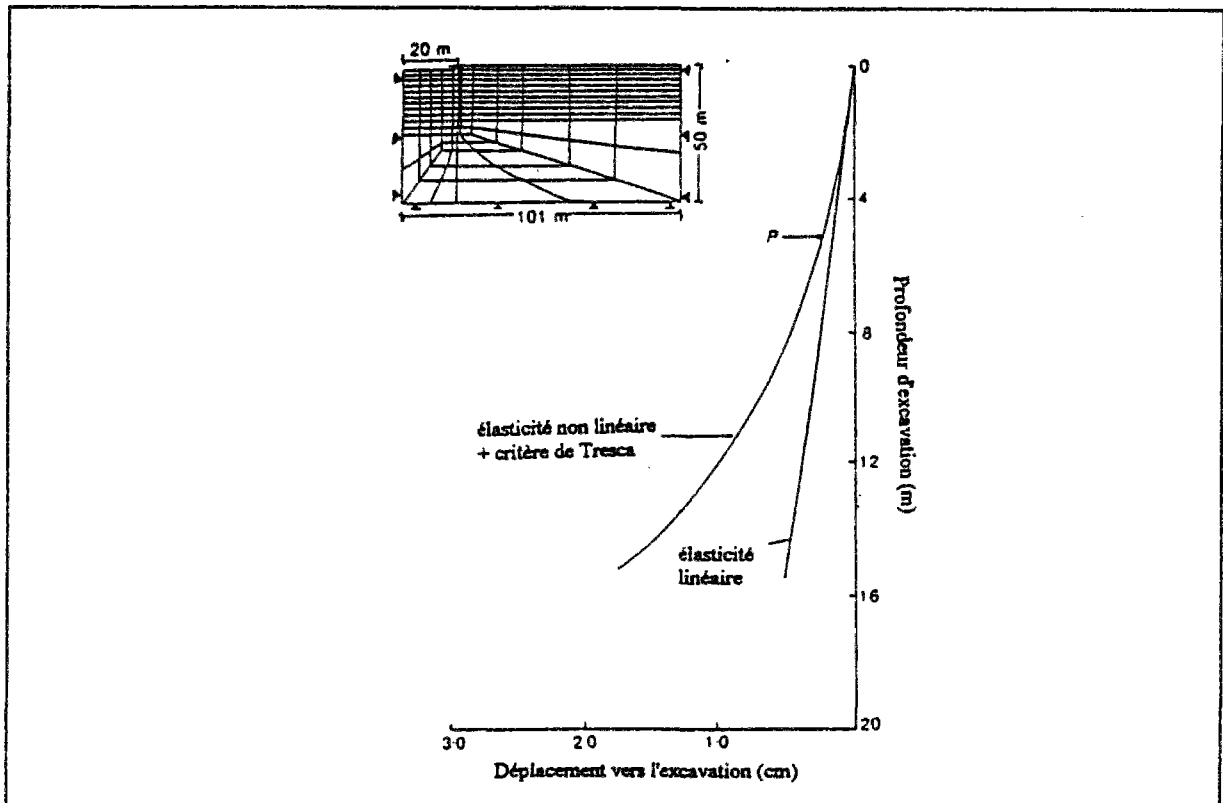


Figure 2.5 - Variation du déplacement latéral de l'écran de soutènement par rapport à la profondeur de l'excavation (Jardine et al., 1986).

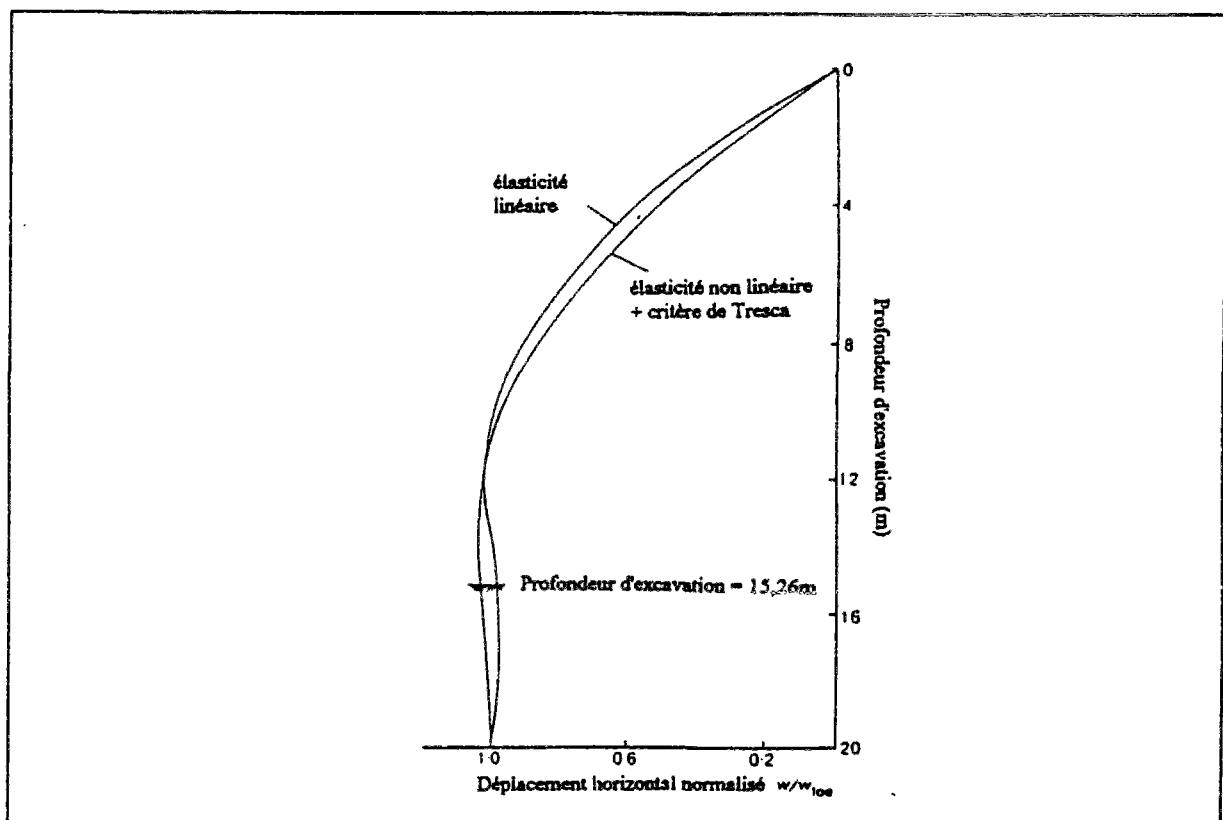


Figure 2.6 - Profil normalisé du déplacement latéral de l'écran de soutènement par rapport à la profondeur de l'excavation (Jardine et al., 1986).

de l'excavation de 15,26 m, le modèle élastique non linéaire avec le critère de Tresca prédit une force de 387 kN/m dans le buton, tandis que le modèle élastique linéaire prévoit une force de 316 kN/m dans le buton).

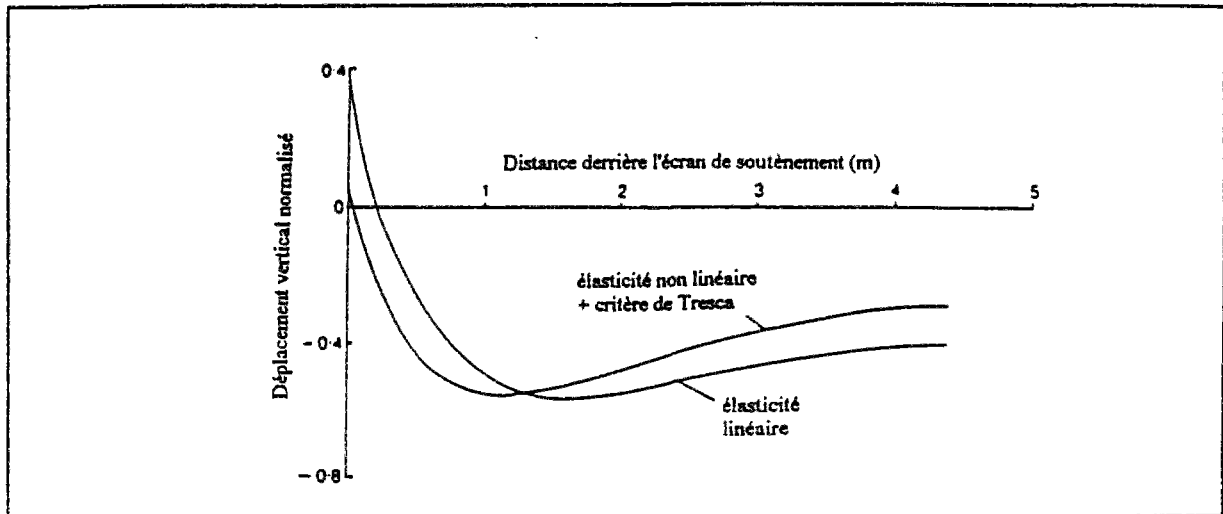


Figure 2.7 - Profil normalisé des mouvements verticaux du sol à la surface (Jardine et al., 1986).

Les observations dans un site de schiste argileux à Edmonton (Canada) montrent que le soulèvement à la base de l'excavation n'est pas linéaire (figure 2.8) et Chan et Morgenstern (1987) ont utilisé un modèle élastique non linéaire de Duncan et Chang pour décrire ce phénomène.

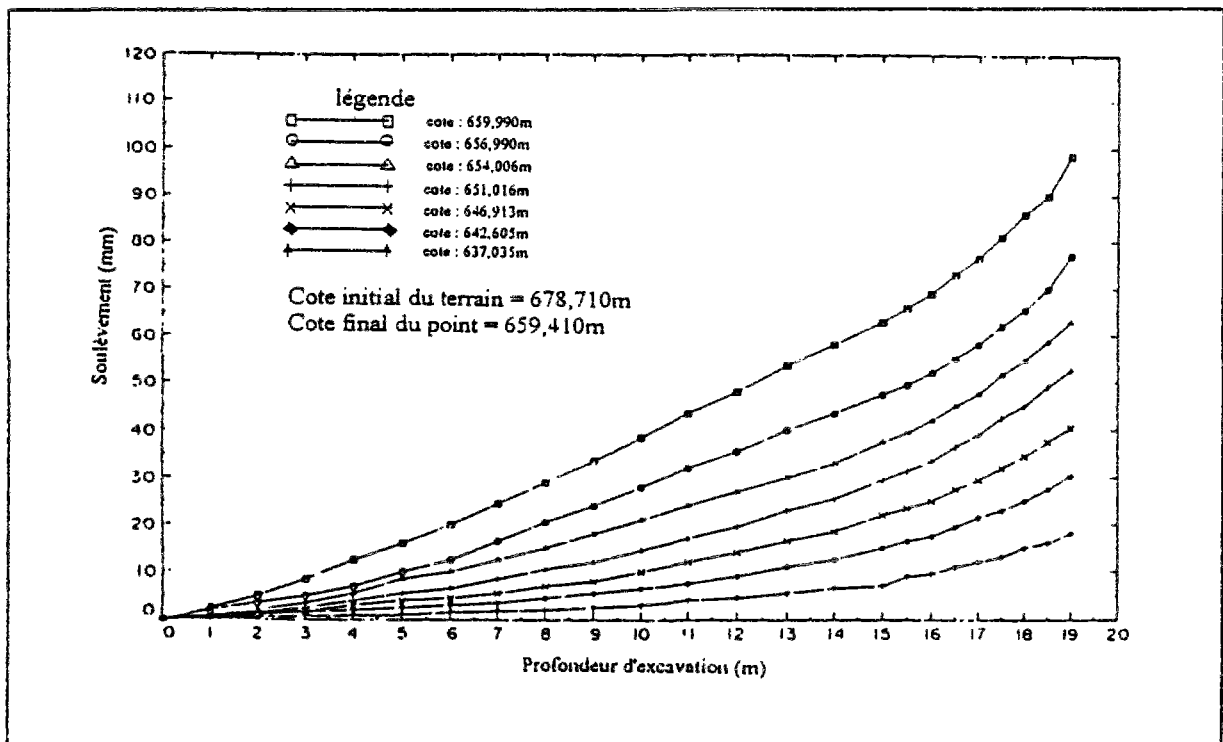


Figure 2.8 - Soulèvement observé du fond de fouille en fonction de l'avancement de l'excavation dans un schiste argileux à Edmonton (Chan et Morgenstern, 1987).

Finno et al. (1991) dans une étude a posteriori ont comparé la réponse de trois lois de comportement élastoplastiques avec écrouissage (le modèle Cam Clay modifié, un modèle avec une surface limite isotrope et un avec une surface limite anisotrope) dans le cas d'une excavation dans l'argile molle saturée de Chicago. Les paramètres du modèle sont identiques dans les trois cas. Ainsi, le choix du modèle est indépendant du choix des paramètres. Cette étude a montré que la prise en compte de l'anisotropie du sol est importante.

2.3 - Effet du coefficient K_0 sur la modélisation d'une excavation

2.3.1 - Données expérimentales sur le coefficient K_0

L'état initial d'un massif de sol ou de roche, c'est-à-dire l'état des contraintes en place avant toute simulation de travaux, est très difficile à déterminer car ces contraintes initiales peuvent avoir des origines bien diverses. Dans les sols de surface, il est raisonnable de supposer que les contraintes principales sont verticale et horizontale, et qu'elles sont dues au poids des terrains. Par contre, dans les massifs rocheux ou dans les sols à grande profondeur, les contraintes sont liées à l'histoire géologique, dont la connaissance est insuffisante pour en déduire une évaluation réaliste et l'orientation des contraintes principales peut être tout à fait quelconque. Dans ce cas, de nombreux sondages, voire des galeries d'essais lorsque cela est possible, deviennent indispensables pour obtenir des informations quantitatives.

Habituellement, la contrainte effective verticale est estimée par une variation linéaire du poids du terrain γ par rapport à la profondeur et la contrainte effective horizontale est supposée être une proportion K_0 de la contrainte effective verticale. Le coefficient K_0 est appelé coefficient de pression des terres au repos. Son influence sur le calcul est importante ; en effet, le choix d'une valeur supérieure ou inférieure à 1 peut inverser totalement l'allure des résultats numériques.

De nombreux expérimentateurs ont procédé à la mesure du coefficient de poussée des terres au repos K_0 , à commencer par Terzaghi (1920-1925). Il semble que, pour les sables, on observe une valeur moyenne de 0,5 susceptible d'atteindre 0,70 lorsque le milieu est relativement compact. Pour les argiles, Terzaghi a obtenu des valeurs comprises entre 0,70 et 0,75, tandis que De Beer (1948) a trouvé des valeurs plus faibles entre 0,40 et 0,65 (d'après Costet et Sanglerat, 1983).

Pour les argiles normalement consolidées, ce coefficient, noté K_0^{nc} , peut être estimé par la formule empirique de Brooker et Ireland (1965) :

$$\begin{array}{lll} K_0^{nc} = 0,4 + 0,007I_p & \text{si} & 0 \leq I_p \leq 40 \\ K_0^{nc} = 0,68 + 0,001I_p & \text{si} & 40 \leq I_p \leq 80 \end{array}$$

où I_p est l'indice de plasticité.

Par ailleurs, Jaky (1944) a proposé, pour les sols normalement consolidés, l'expression simplifiée :

$$K_0 = K_0^{nc} = 1 - \sin \varphi'$$

où φ' est l'angle de frottement effectif.

Mayne et Kulhaway (1982), après une étude expérimentale portant sur 171 échantillons ont conclu que cette équation est raisonnablement valable pour les sols cohérents et modérément valable pour les sols pulvérulents.

Certains expérimentateurs ont cherché à mesurer le coefficient K_0 en réalisant des essais en laboratoire sur des éprouvettes cylindriques à déplacement latéral empêché. Ces essais ont concerné des sables de diverses compacités ou des argiles remaniées à forte teneur en eau initiale. Au cours de ces essais, des cycles de chargement-déchargement-rechargement sont appliqués de manière à représenter les étapes de formation d'un sol : processus de sédimentation (chemin AB sur la figure 2.9), processus d'érosion (chemin BD) et de reprise de sédimentation (chemin DF).

Les résultats expérimentaux ont montré que la valeur du coefficient K_0 variait en fonction du rapport de surconsolidation R_{oc} et de l'histoire du chargement. En effet, au cours des essais, le premier chargement ne modifie pas l'état de consolidation du sol, le coefficient K_0 apparaît comme pratiquement constant. Mais, lors d'une phase de déchargement, le sol devient un matériau surconsolidé dont le rapport R_{oc} varie à chaque instant et on constate que le coefficient K_0 augmente (figure 2.9). Si, par suite, un nouveau chargement est appliqué, Wroth (1975) a montré que différentes valeurs de K_0 peuvent être associées à une même valeur de surconsolidation (points E et C sur la figure 2.9).

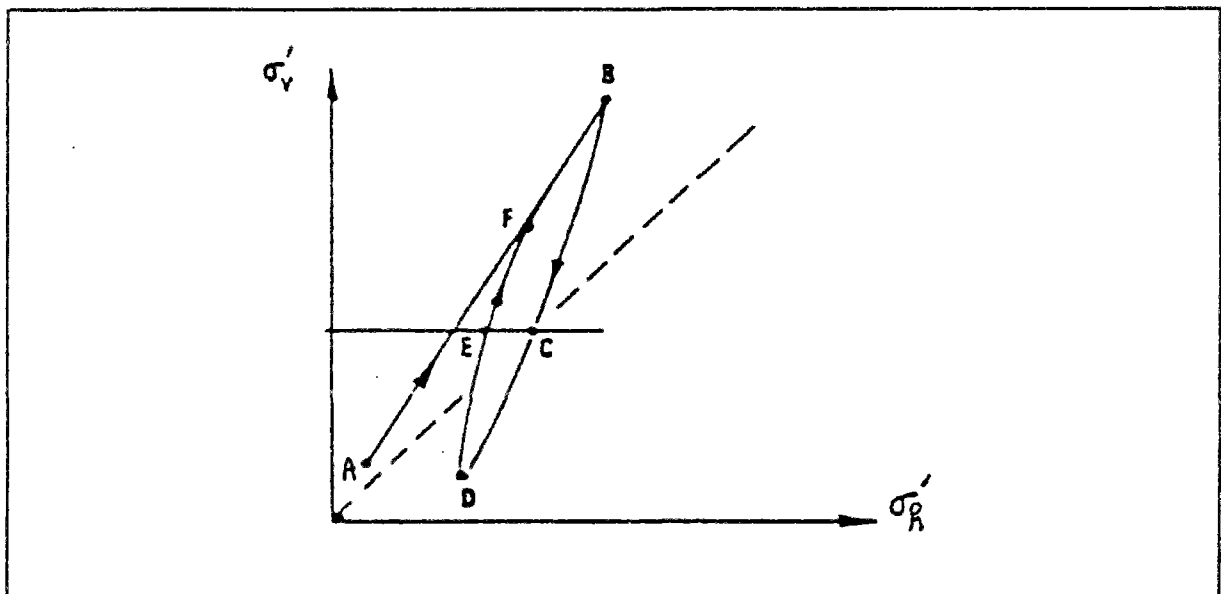


Figure 2.9 - Chemin de contraintes suivi au cours de la formation d'un sol dans le plan (σ'_v, σ'_h) .

Pour les histoires de chargement relativement simples, quelques relations empiriques ont pu être établies. Ainsi, dans le cas d'un sol soumis à un cycle de chargement-déchargement, Schmidt (1966) a proposé de déterminer le coefficient de pression des terres au repos en fonction de l'état normalement consolidé par la relation :

$$K_0^{oc} = K_0^{nc} (R_{oc})^m$$

où m est un nombre voisin de $\sin \phi'$ pour de nombreux sols et R_{oc} désigne le rapport de surconsolidation défini par le rapport de la pression de préconsolidation σ'_p à la contrainte effective verticale en place σ'_{v0} .

Pour les sols surconsolidés et soumis à des cycles de chargement-déchargement-rechargement, la formule précédente n'est plus valable et des expressions complexes ont été proposées (Mayne et Kulhawy, 1982) :

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \left[\left(\frac{R_{oc}}{R_{oc}^{(1 - \sin \phi')}} \right) + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{R_{oc}}{R_{oc \max}} \right) \right]$$

où
$$R_{oc \max} = \frac{P_{co}}{\sigma'_{v \min}}$$

et $\sigma'_{v \min}$ correspond au point D sur la figure 2.9.

Toutefois, dans la pratique, il est en général suffisant de savoir que le coefficient au cours du rechargement K'_0 est voisin de la demi-somme du coefficient au cours du déchargement K_0'' et du coefficient dans le domaine normalement consolidé K_0^{nc} (Clough et Duncan, 1990) :

$$K'_0 \approx \frac{K_0'' + K_0^{nc}}{2}$$

Le tableau 2.5 présente des valeurs typiques du coefficient K_0 pour des sols courants.

Tableau 2.5 - Valeurs typiques du coefficient de pression des terres au repos K_0 (Clough et Duncan, 1990).

Type de sol	$R_{oc} = 1$	$R_{oc} = 2$	$R_{oc} = 5$	$R_{oc} = 10$
Sable lâche	0,45	0,65	1,10	1,50
Sable moyen	0,40	0,60	1,05	1,55
Sable dense	0,35	0,55	1,00	1,50
Limon	0,50	0,70	1,10	1,60
Argile	0,60	0,80	1,20	1,65
Argile très plastique	0,65	0,80	1,10	1,40

L'ensemble de ces résultats montre que le coefficient K_0 ne peut être considéré comme une caractéristique intrinsèque du sol.

Burland et al. (1979) ont remarqué que le coefficient de pression des terres au repos de l'argile raide de Londres est beaucoup plus grand que l'unité. Les observations sur une paroi ancrée de 8m de profondeur montrent que, malgré la stabilité globale, des déplacements horizontaux très importants se produisent (ce qui contredit la conclusion obtenue par Clough

et Tsui, 1974). Ceci s'explique par le degré de surconsolidation très élevé de l'argile de Londres.

2.3.2 - Effet de K_0 sur les résultats des calculs en éléments finis

Potts et Fourie (1984, 1989) ont étudié l'influence du coefficient K_0 dans la modélisation d'un écran de soutènement de 20m de longueur et 1m d'épaisseur, butonné en tête, dans une argile raide drainée et devant une excavation de 15,26m de profondeur finale (figure 2.10).

La valeur de K_0 a une nette influence sur les déformations et les contraintes avant la rupture du sol. Les déplacements augmentent avec K_0 (figure 2.11).

La figure 2.12 représente les contours du critère de rupture normalisé. La région hachurée correspond à la zone plastique. L'étendue de la zone plastique augmente avec K_0 .

Les contraintes effectives horizontales qui agissent sur l'écran de soutènement, pour les différentes profondeurs de l'excavation et pour deux valeurs de K_0 ($K_0 = 0,5$ et $K_0 = 2$), sont représentées sur les figures 2.13 et 2.14. Les valeurs ultimes des pressions de poussée et de butée des terres pour les angles de frottement contre l'écran de $\delta = 0^\circ$ et $\delta = \varphi'$ sont aussi représentées sur ces figures (les valeurs ultimes correspondent aux calculs analytiques d'équilibre limite basés sur le travail de Lee et Herington (1974) et Chen (1975)). Avec l'avancement de l'excavation, les contraintes horizontales derrière la paroi se rapprochent de la pression ultime des terres mais sont supérieures au voisinage du buton (figure 2.13). La contrainte horizontale devant l'écran de soutènement dépasse les valeurs de la butée des terres déterminées par le calcul d'équilibre limite [$K_p = 4,19$ adopté pour $\delta = \varphi'$ où $K_0 = 2$] (figure 2.14). Ceci peut être dû à la concentration des contraintes au coin de l'excavation dans les calculs en éléments finis (voir chapitre 3).

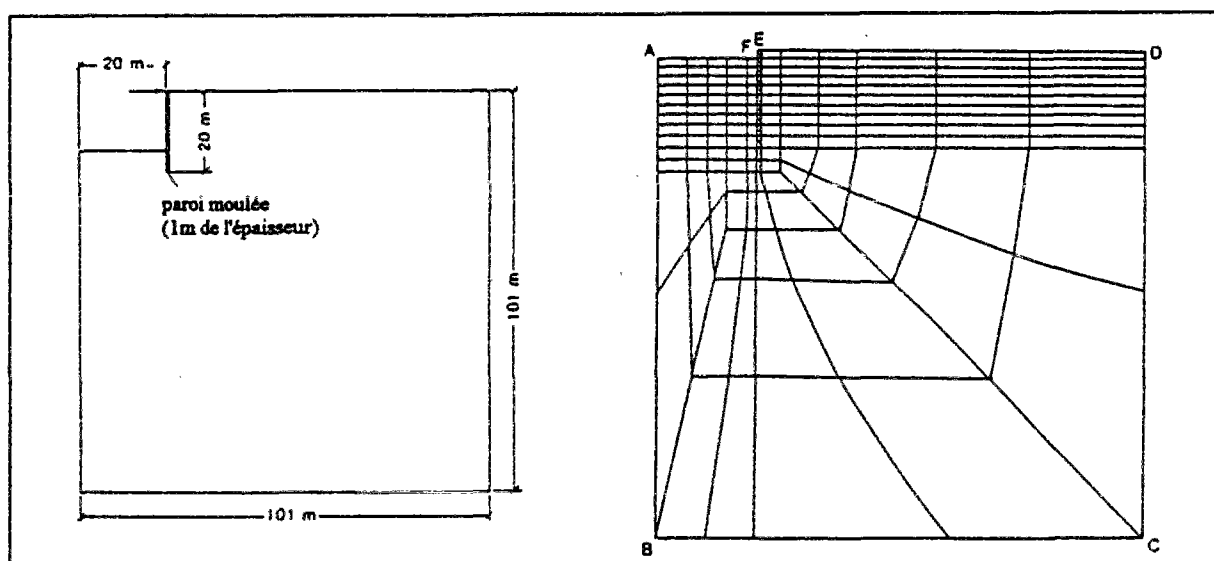


Figure 2.10 - Géométrie et maillage du problème étudié (Potts et Fourie, 1984).

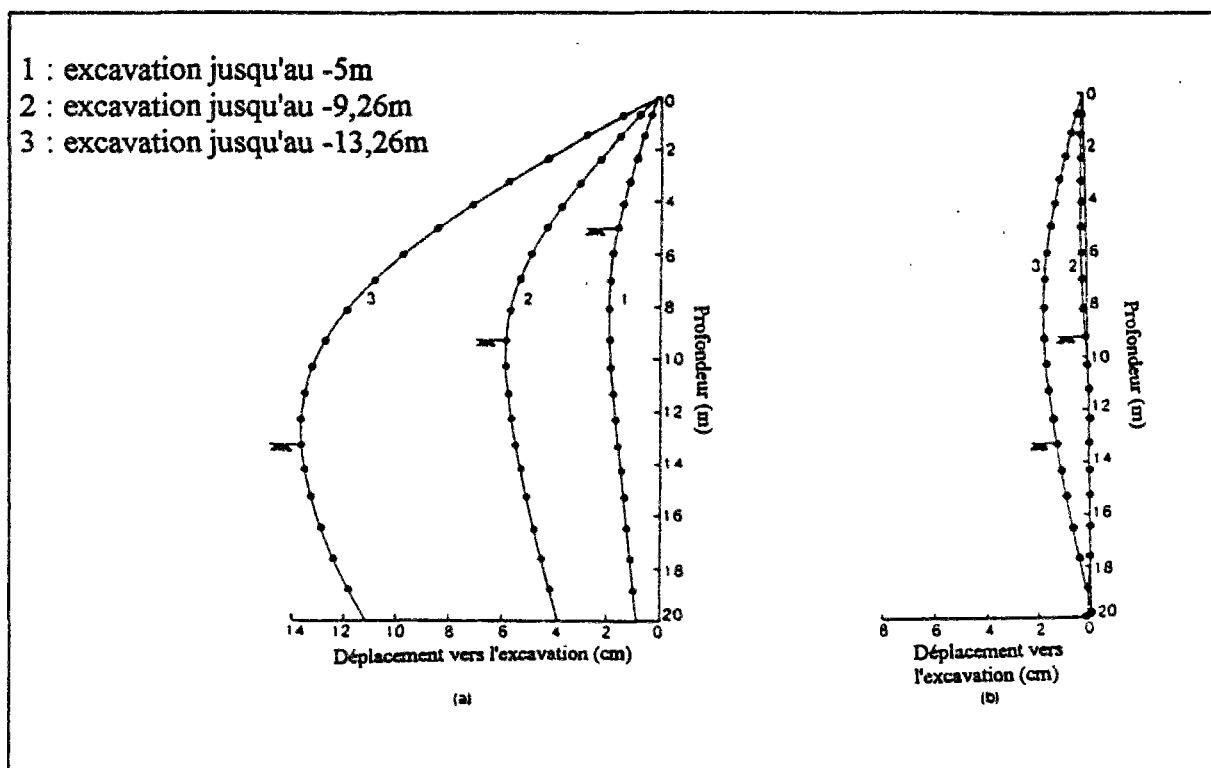


Figure 2.11 - Déplacement latéral de l'écran de soutènement pour : (a) $K_0 = 2$;
 (b) $K_0 = 0,5$ (Potts et Fourie, 1984).

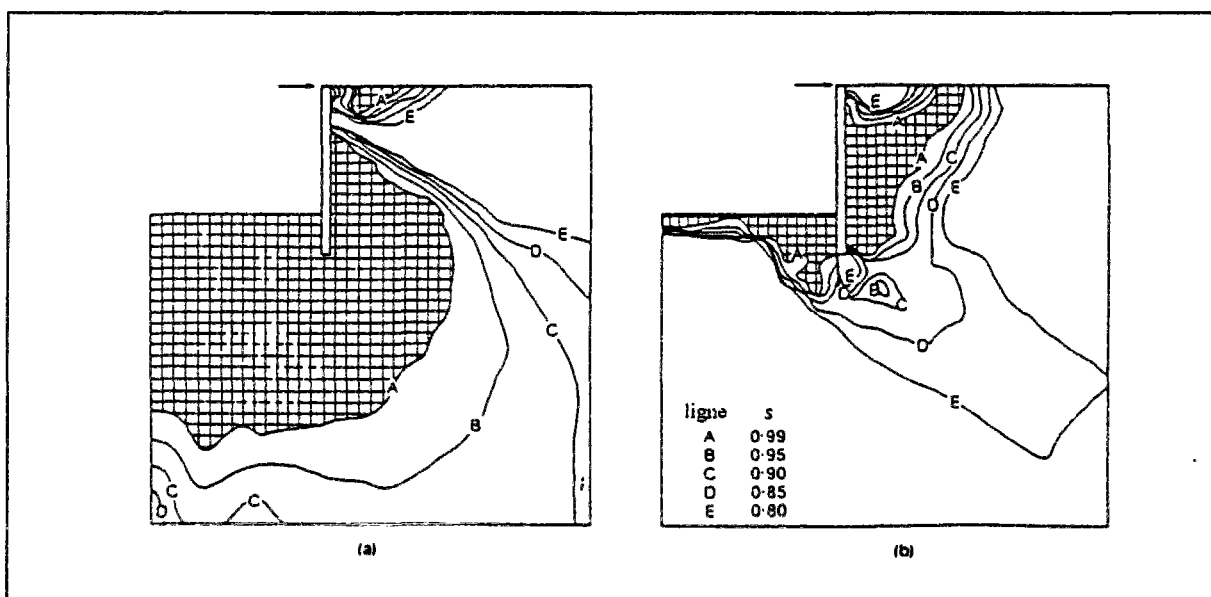


Figure 2.12 - Valeurs de s , critère de rupture normalisé, pour une excavation à une profondeur de 15,26m avec : (a) $K_0 = 2$; (b) $K_0 = 0,5$ (Potts et Fourie, 1984).

En comparant les deux figures 2.13 et 2.14, on observe que les contraintes horizontales obtenue avec $K_0 = 2$ sont plus grandes que celles avec $K_0 = 0,5$. La distribution des contraintes contrôle les moments fléchissants dans l'écran. Les moments fléchissants augmentent aussi avec K_0 (figure 2.15).

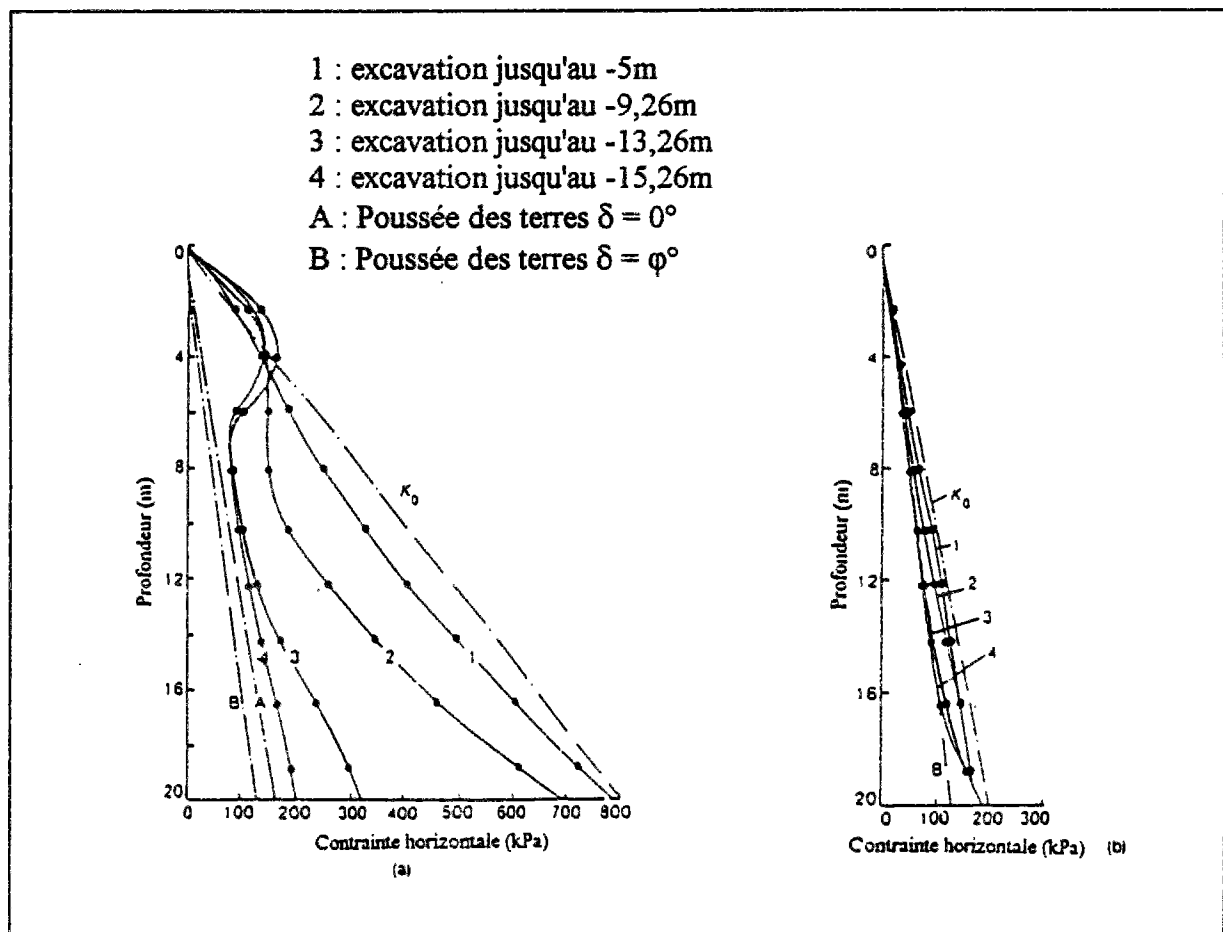


Figure 2.13 - Distribution de la pression de poussée des terres derrière l'écran de soutènement pour les excavations avec : (a) $K_0 = 2$; (b) $K_0 = 0,5$ (Potts et Fourie, 1984).

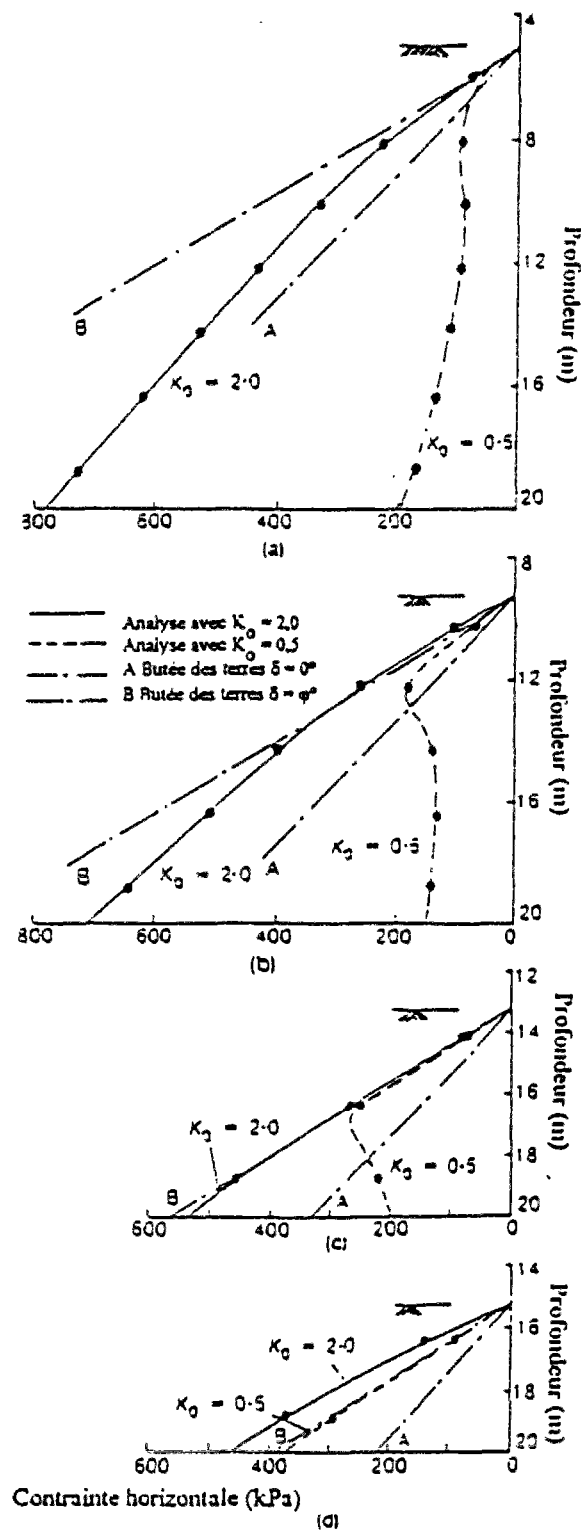


Figure 2.14 - Distribution de la pression de butée des terres pour les excavations avec $K_0 = 2$ et $K_0 = 0,5$: excavation à une profondeur de (a) 5m ; (b) 9,26m ; (c) 13,26m ; (d) 15,26m (Potts et Fourie, 1984).

- 1 : excavation jusqu'au -5m
- 2 : excavation jusqu'au -9,26m
- 3 : excavation jusqu'au -13,26m
- 4 : excavation jusqu'au -15,26m

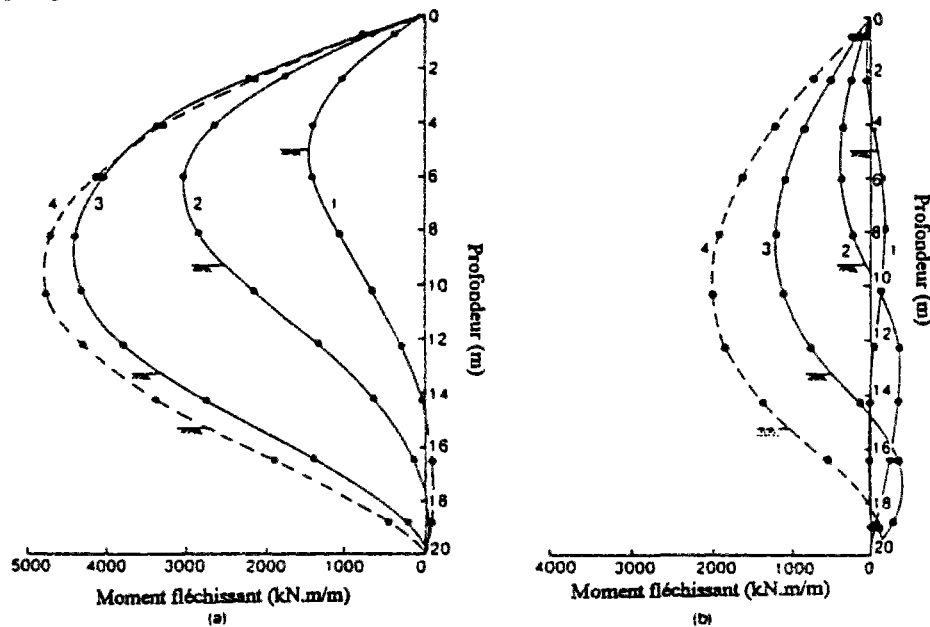


Figure 2.15 - Distribution des moments fléchissants avec : (a) $K_0 = 2$; (b) $K_0 = 0,5$ (Potts et Fourie, 1984).

2.4 - L'effet de l'eau dans les massifs de sol

L'étude des écoulements d'eau autour de l'excavation est un problème très important. Dans le cas où l'excavation est effectuée au-dessous de la nappe phréatique, l'écoulement de l'eau (à travers les faces latérales et le fond de fouille) peut causer le rabattement de la nappe phréatique et par conséquent, un tassement additionnel dû à l'augmentation des contraintes effectives.

Même si le fond de fouille est situé au-dessus de la nappe phréatique, dans le cas d'un massif de sol saturé, le problème des pressions d'eau reste important. L'excavation peut causer une augmentation des pressions interstitielles négatives.

La détermination du champ de pressions interstitielles dans le massif de sol et de son évolution au cours du temps est donc nécessaire pour un dimensionnement pertinent de l'ouvrage.

Au cours du temps, les surpressions interstitielles se dissipent par évacuation d'eau vers les zones de basses pressions. Au fur et à mesure de l'écoulement, un transfert progressif des charges appliquées à l'eau se produit vers le squelette du sol ; ceci est accompagné d'une augmentation des contraintes effectives.

Les mouvements d'eau dans le massif de sol ne sont pas traités dans ce chapitre.

2.5 - Modélisations de l'écran de soutènement

Dans les modélisations par éléments finis, l'écran de soutènement peut être modélisé avec des éléments de massif ou des éléments de poutre. Le matériau constitutif de l'ouvrage de soutènement est en béton ou en métal. Comme leurs propriétés mécaniques sont supérieures à celles du sol, le comportement des écrans de soutènement est souvent considéré comme élastique linéaire isotrope.

2.5.1 - Modélisation avec des éléments de massif

Pour une modélisation avec des éléments de massif, il faut déterminer le module d'Young, le coefficient de Poisson et l'épaisseur du soutènement. Pour cela, on écrit habituellement la conservation de la rigidité à la flexion (EI) et de la rigidité axiale (EA) du soutènement. Cette conservation se traduit par les deux équations suivantes :

$$E_m I_m = E_{eq} \frac{b_{eq} t_{eq}^3}{12}$$

$$E_m A_m = E_{eq} b_{eq} t_{eq}$$

où E_m est le module du matériau qui constitue le soutènement ; I_m est son moment d'inertie ; et A_m est l'aire de la section de soutènement. E_{eq} est le module d'Young équivalent pour la modélisation en éléments de massif ; t_{eq} l'épaisseur équivalente et b_{eq} la largeur équivalente de la section.

2.5.2 - Modélisation avec des éléments de poutres

Pour une modélisation avec des éléments de poutre, les caractéristiques des éléments sont les caractéristiques réelles du matériau constitutif du soutènement.

2.5.3 - Comparaison entre les éléments de massif et les éléments de poutre

Day et Potts (1993) ont comparé les éléments de massif aux éléments de poutre pour modéliser un rideau de palplanches encasté de 10m de longueur dans un milieu pulvérulent. Une loi élastoplastique parfaite avec critère de Mohr-Coulomb non associé a été choisie pour la modélisation. Les caractéristiques mécaniques sont : $K_0 = 0,5$; $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; $c = 0 \text{ kPa}$; $\varphi = 25^\circ$; $\psi = 12,5^\circ$; $E = 5000 + 5000 z \text{ kPa}$ (z étant la profondeur) et $\nu = 0,2$. Avec de telles caractéristiques, le calcul analytique de l'équilibre limite basés sur le travail de Lee et Herington (1974) et Chen (1975) aboutit à un coefficient de sécurité de 1,2 pour une profondeur d'excavation de 5,2m.

Les trois hypothèses suivantes ont été retenues pour la modélisation du rideau de palplanches :

- a) éléments de poutre : $E_m = 2,1 \cdot 10^8$ kPa, $\nu_m = 0,2$, $I_m = 46,85 \cdot 10^{-4}$ m⁴/m et $A_m = 5,26 \cdot 10^{-2}$ /m ;
- b) éléments de massif : $E_{eq} = 10,68 \cdot 10^6$ kPa, $\nu_{eq} = 0,2$, $t_{eq} = 1,034$ m et $b_{eq} = 1$ m (les rigidités axiale et de flexion ont été conservées) ;
- c) éléments de massif : $E_{eq} = 184,5 \cdot 10^6$ kPa, $\nu_{eq} = 0,2$, $t_{eq} = 0,400$ m et $b_{eq} = 1$ m (l'épaisseur de la palplanche ($\approx 0,4$ m) a été respectée et on a conservé la rigidité à la flexion).

En ce qui concerne le choix du type d'éléments de massif pour la modélisation de l'écran de soutènement, une seule colonne d'éléments quadrilatères à huit noeuds avec quatre points d'intégration est suffisante pour décrire le comportement de l'écran (Zienkiewicz et Taylor, 1989).

La figure 2.16 représente la déformée de la tête de l'écran en fonction de la profondeur de l'excavation. Les mouvements au début de l'excavation sont très faibles et ceci est dû au déchargement élastique à la base de l'excavation. Par la suite, lorsqu'on s'approche de la profondeur limite, les mouvements deviennent très importants. Le choix du type d'élément pour la modélisation de l'écran de soutènement a alors une influence significative sur la détermination de la profondeur limite d'excavation.

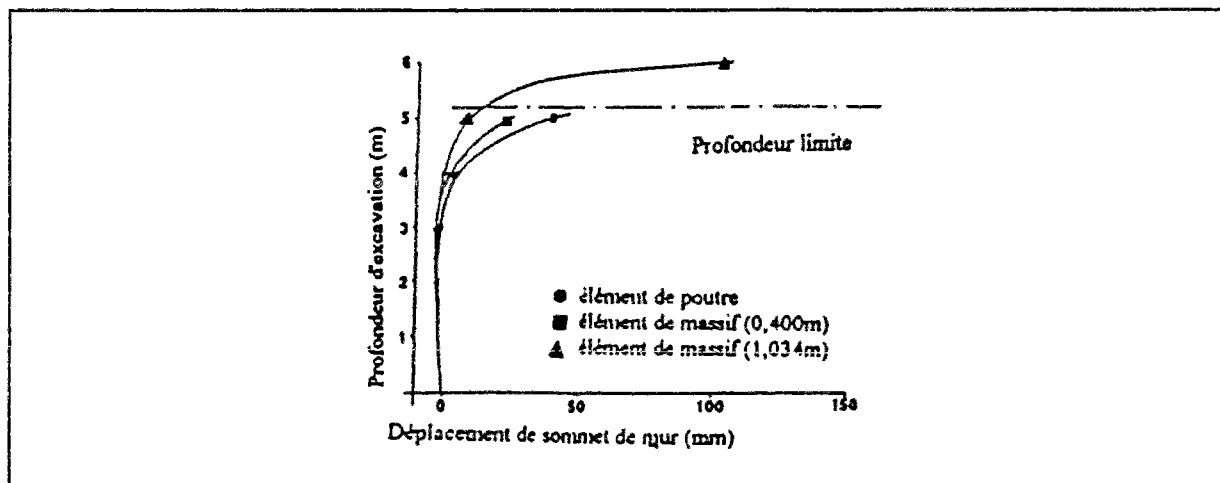


Figure 2.16 - Déformée de la tête de l'écran en fonction de la profondeur de l'excavation (Day et Potts, 1993).

La figure 2.17 représente la déformée de l'écran de soutènement pour une profondeur de 5m. On observe l'influence de l'épaisseur et du type d'élément.

La figure 2.18 représente le profil du moment fléchissant pour différentes étapes d'excavation. Dans les analyses avec des éléments de massif d'une épaisseur égale à 1,034m, on observe un moment fléchissant significatif au pied de l'écran et ceci est dû à la contrainte d'appui qui s'y développe. Donc c'est l'épaisseur de l'élément de massif qui le différencie de l'élément de poutre. Cette épaisseur est responsable des moments non nuls au pied de l'écran et peut affecter sa stabilité.

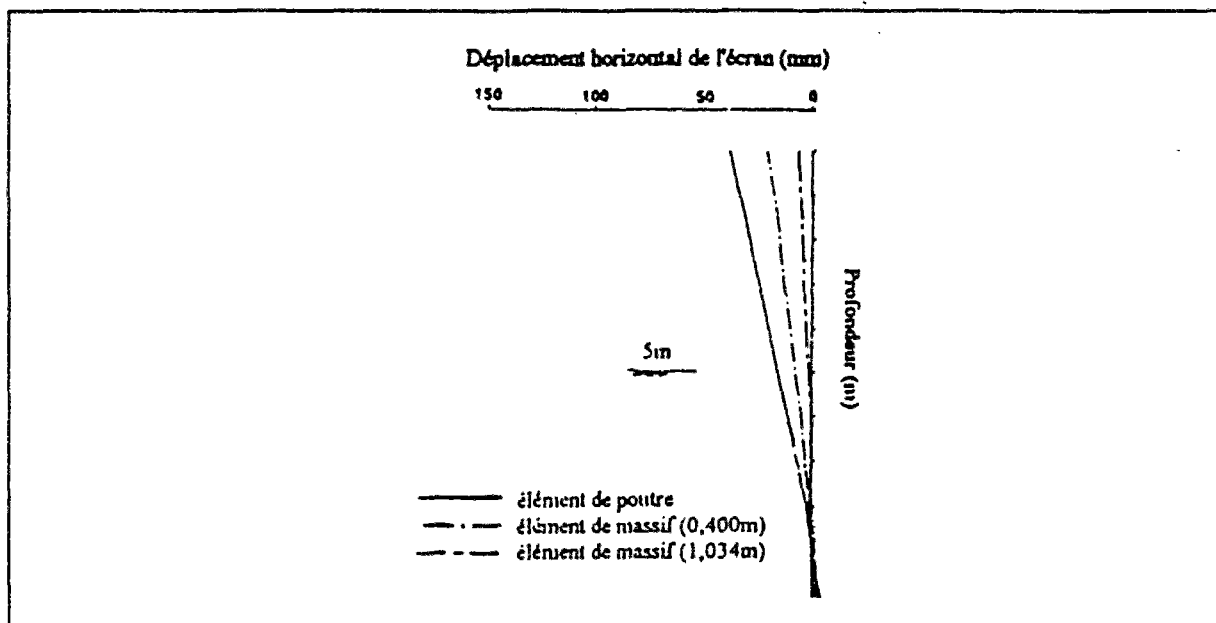


Figure 2.17 - Déformée de l'écran de soutènement pour une profondeur de 5m (Day et Potts, 1993).

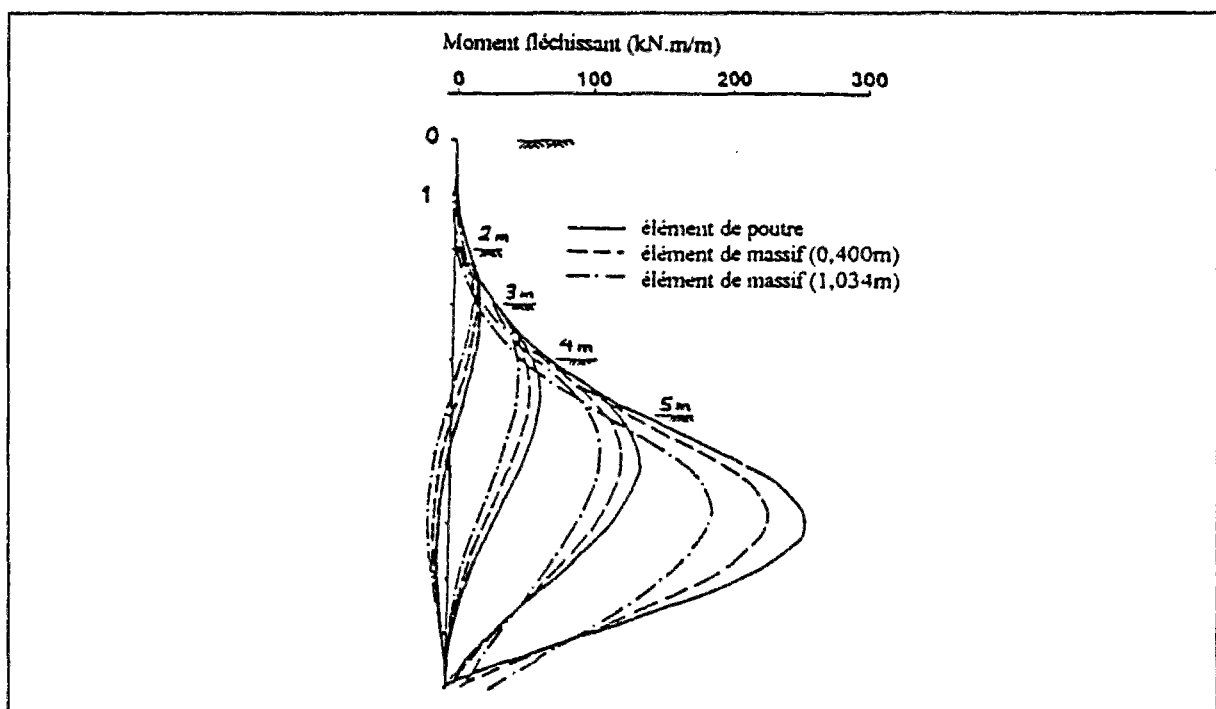


Figure 2.18 - Profil du moment fléchissant pour différentes étapes d'excavation (Day et Potts, 1993).

En fait, les efforts tranchants qui agissent sur le rideau de palplanches sont équivalents sur les deux côtés de l'axe neutre (figure 2.19) et, par conséquent, ils n'influencent pas la valeur du moment fléchissant. Ceci n'est pas le cas pour une modélisation avec des éléments de massif.

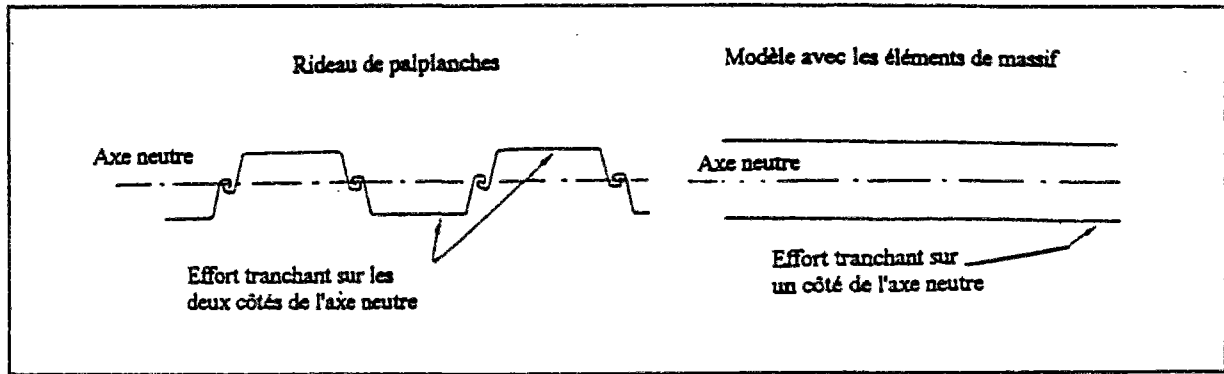


Figure 2.19 - Efforts tranchants sur le rideau de palplanches et modèle bidimensionnel (Day et Potts, 1993).

Les figures 2.20 et 2.21 représentent la distribution des pressions de poussée et de butée et des contraintes de cisaillement dues au sol sur l'écran de soutènement.

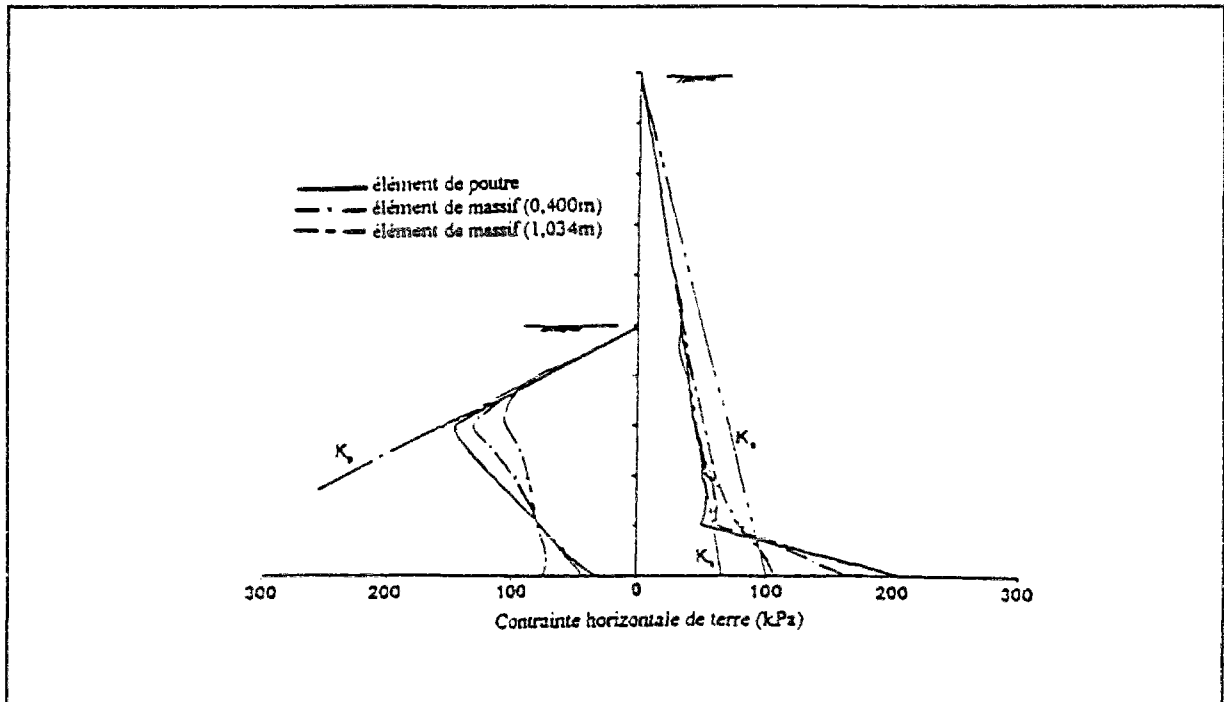


Figure 2.20 - Distribution des forces de poussée et de butée des terres (Day et Potts, 1993).

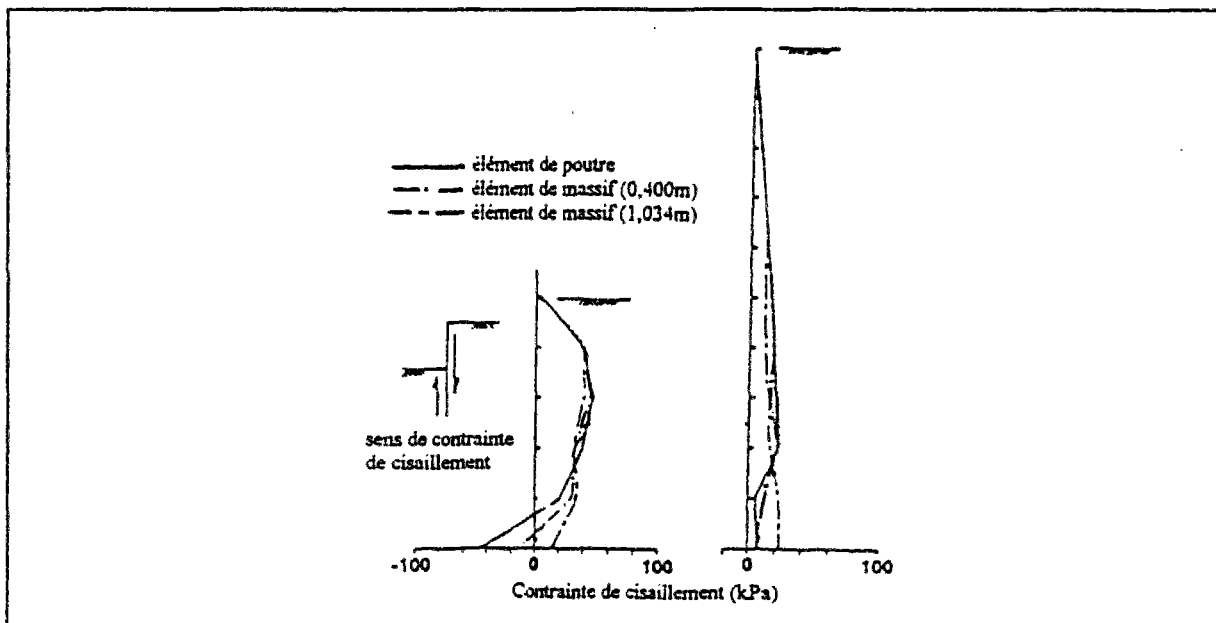


Figure 2.21 - Distribution des contraintes de cisaillement dues au sol sur l'écran de soutènement (Day et Potts, 1993).

Etant donné que la distribution des pressions de butée, de poussée et des contraintes de cisaillement sur l'écran sont proches pour les trois modélisations, la différence entre les moments fléchissants (figure 2.18) doit être due aux contraintes de cisaillement (figure 2.21) qui agissent sur les deux faces de l'écran, à une distance finie de l'axe neutre de l'écran. La différence entre les moments fléchissants pour les deux modélisations avec des éléments de massif fournit une indication sur l'effet induit par de petites différences sur les pressions de butée et de poussée (figure 2.20).

En conclusion, les éléments de poutre sont plus précis pour modéliser les sections minces comme un rideau de palplanches, et les éléments de massif sont recommandés pour modéliser des sections plus épaisses d'écrans tels que les parois moulées car, dans ce cas, les éléments de massif décrivent mieux la géométrie de la structure.

2.5.4 - Effet de la rigidité de l'écran de soutènement

Clough et Tsui (1974) ont signalé que la flèche d'un écran de soutènement et le tassement à la surface du sol peuvent être minimisés en appliquant des soutènements plus rigides.

Potts et Fourie (1985) ont étudié l'effet de la rigidité d'un écran de soutènement, de 20m de profondeur et de 1m d'épaisseur, modélisé par des éléments de massif et butonné en surface. Le sol constitué d'une argile raide totalement drainée, est modélisé au moyen d'une loi de comportement élastoplastique parfaite, avec critère de Mohr-Coulomb associé. Les caractéristiques sont les suivantes :

$\gamma' = 20 \text{ kN/m}^3$; $E = 6000z \text{ kPa}$ (z étant la profondeur) ;
 $\nu = 0,2$; $c' = 0 \text{ kPa}$; $\phi' = \psi = 25^\circ$ et $K_0 = 2$.

Quatre variantes de l'écran de soutènement ont été envisagées dans cette étude :

- un écran rigide ($EI = 2,3 \cdot 10^9 \text{ kPa}$, $\nu = 0,2$) ;
- une paroi moulée ($EI = 2,3 \cdot 10^6 \text{ kPa}$, $\nu = 0,2$) ;
- un rideau de palplanches ($EI = 7,8 \cdot 10^4 \text{ kPa}$, $\nu = 0,2$) ;
- un écran flexible ($EI = 2,3 \cdot 10^4 \text{ kPa}$, $\nu = 0,2$).

Le calcul analytique de l'équilibre limite aboutit à un coefficient de sécurité de 2 pour une profondeur d'excavation de 13,26m. On représente les déplacements latéraux des écrans (figure 2.22), les pressions de poussée des terres (figure 2.23) et les moments fléchissants de l'écran (figure 2.24) pour une profondeur d'excavation de 13,26m.

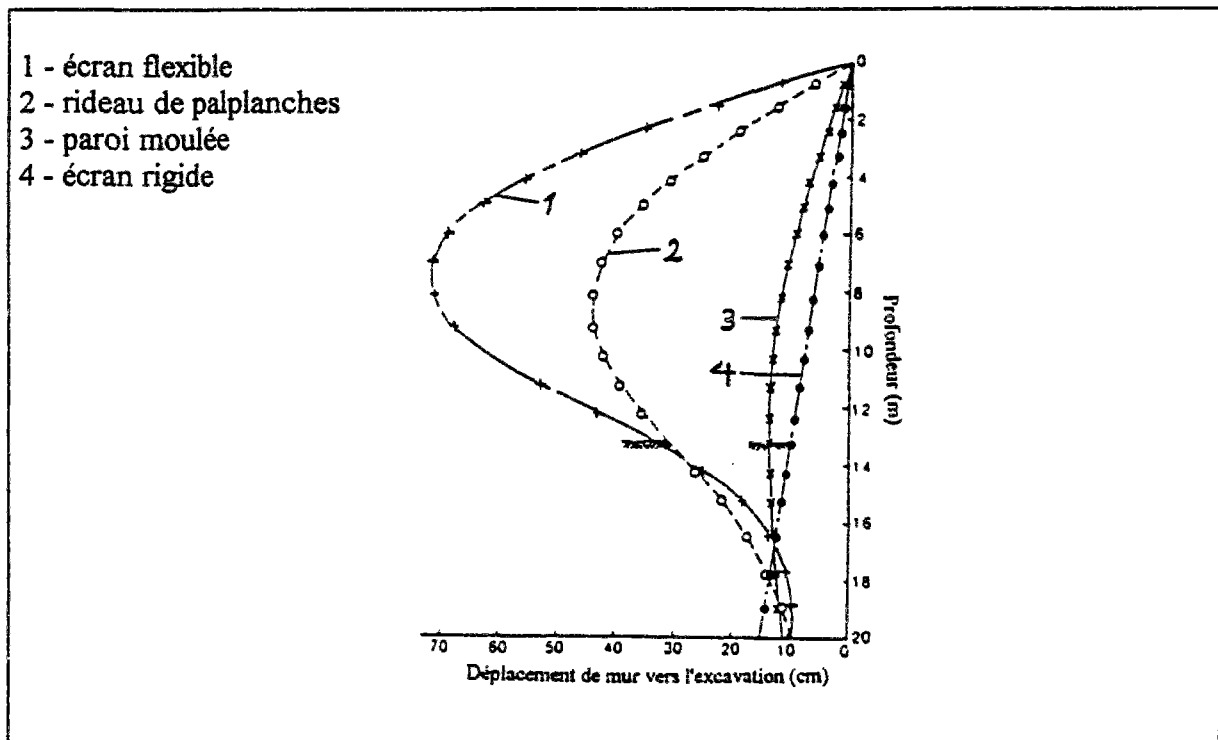


Figure 2.22 - Déplacement latéraux des différents écrans de soutènements (Potts et Fourie, 1985).

- 1 - écran flexible
- 2 - rideau de palplanches
- 3 - paroi moulée
- 4 - écran rigide

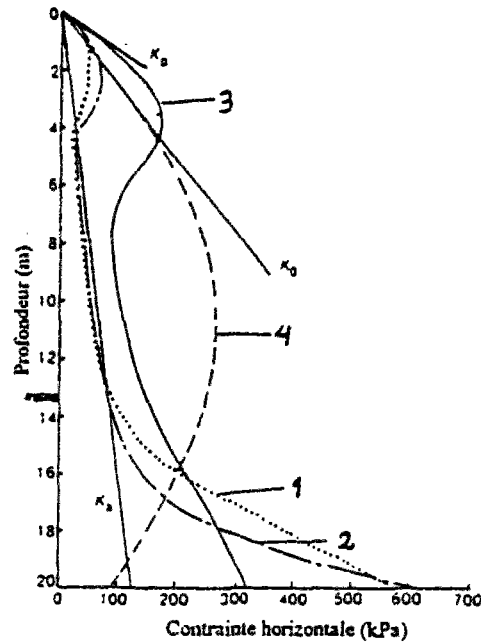


Figure 2.23 - Poussée des terres pour les différents écrans de soutènement (Potts et Fourie, 1985).

- 1 - écran flexible
- 2 - rideau de palplanches
- 3 - paroi moulée
- 4 - écran rigide

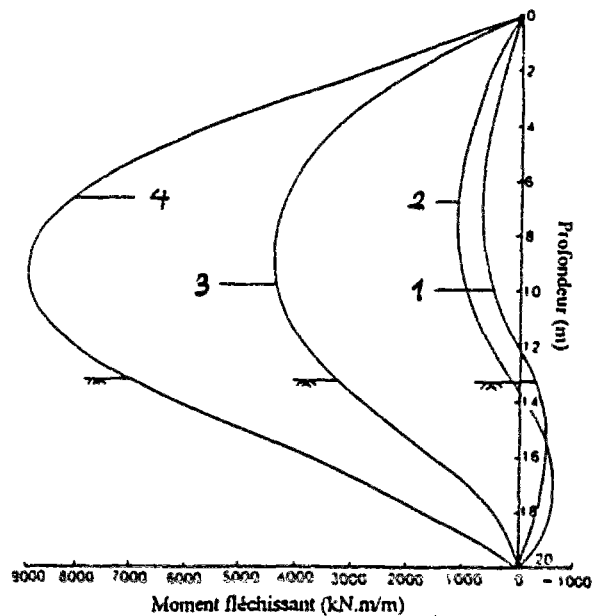


Figure 2.24 - Moments fléchissants pour les différents écrans de soutènement (Potts et Fourie, 1985).

On observe une rotation de l'écran de soutènement par rapport à la tête dans le cas d'un écran rigide. En revanche, le déplacement maximal obtenu dans les autres configurations est

situé à mi-hauteur de l'écran. La distribution des poussées est très différente d'un écran à un autre, il en résulte des profils différents au niveau des moments fléchissants, dont la valeur maximale augmente avec la rigidité (figure 2.24). La valeur de la force dans les butons augmente également avec la rigidité (tableau 2.6).

Tableau 2.6 - Force dans les butons pour une profondeur d'excavation de 13,26m

type de l'écran	force dans le bouton (kN/m)
écran flexible	239
rideau de palplanches	317
paroi moulée	1013
écran rigide	1483

Broms et al. (1986) ont estimé que, pour un rideau de palplanches, une fiche dans le sol égale à une demi-hauteur de l'excavation paraît adéquate et qu'on peut bien estimer la limite de la flexion du rideau par la méthode des éléments finis.

2.5.5 - Modélisation de l'installation d'un rideau de palplanches

Finno et al. (1991), dans un calcul a posteriori, ont modélisé l'installation du rideau de palplanches et l'excavation jusqu'à une profondeur de 12m dans une argile molle à moyennement consistante, saturée.

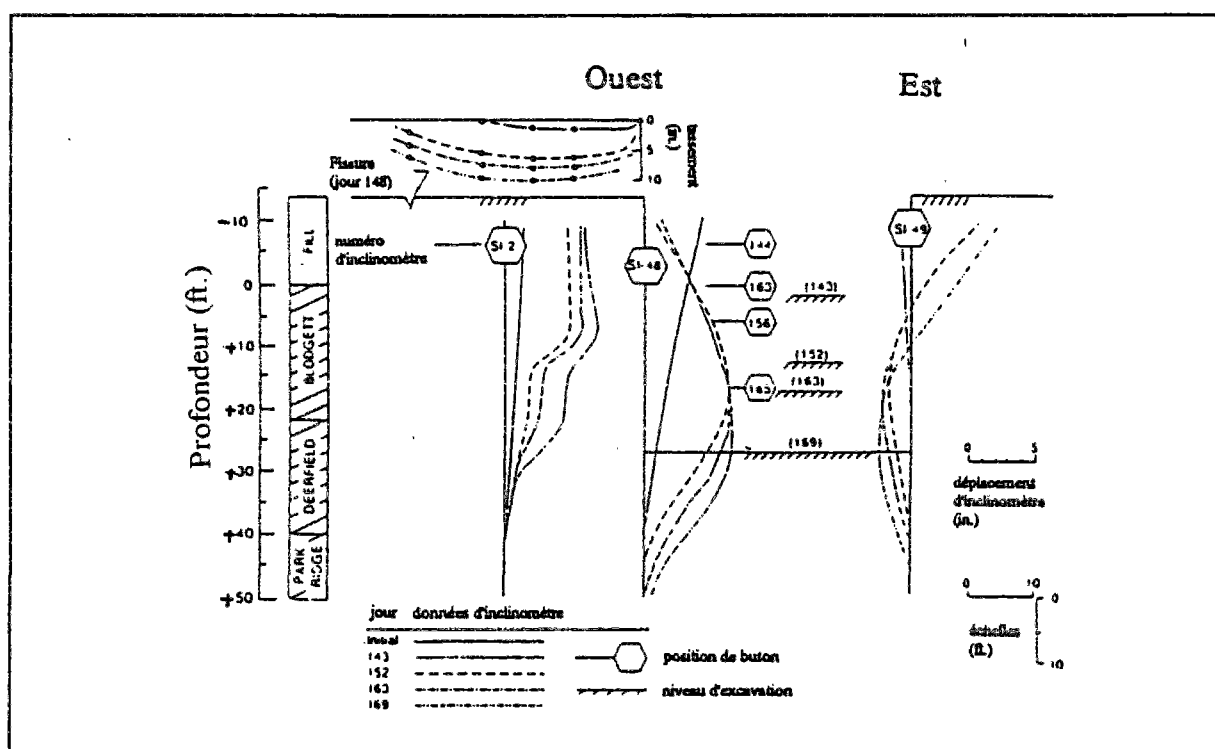


Figure 2.25 - Déplacements du rideau de palplanches et tassement à la surface de sol pendant la construction (1 ft = 0,30m ; 1 in = 25,4mm) (Finno et al., 1991).

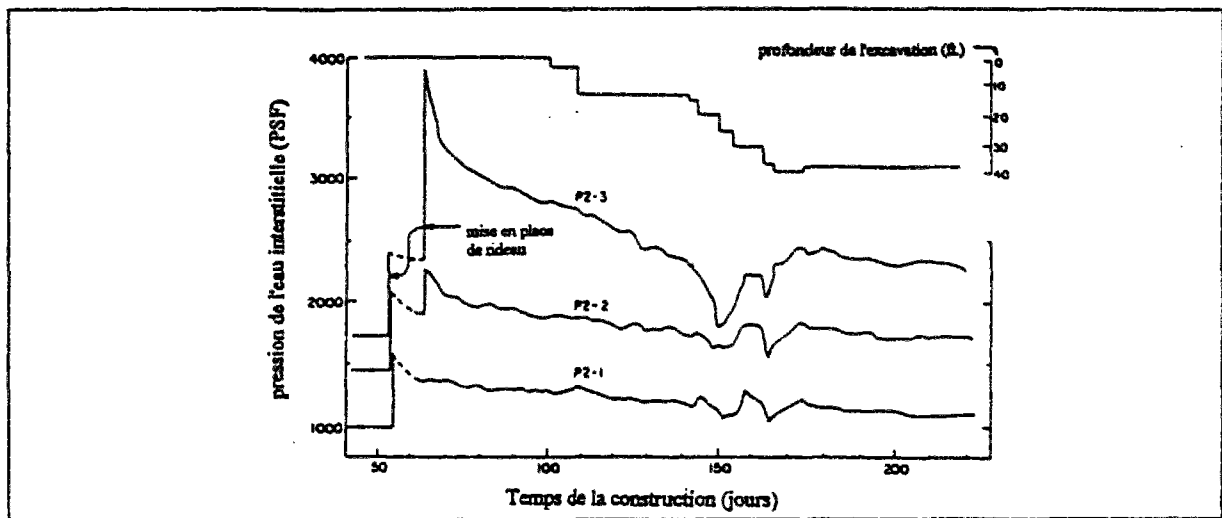


Figure 2.26 - Pression de l'eau interstitielle pendant la construction (1 psf = 0,048 kPa) (Finno et al., 1991).

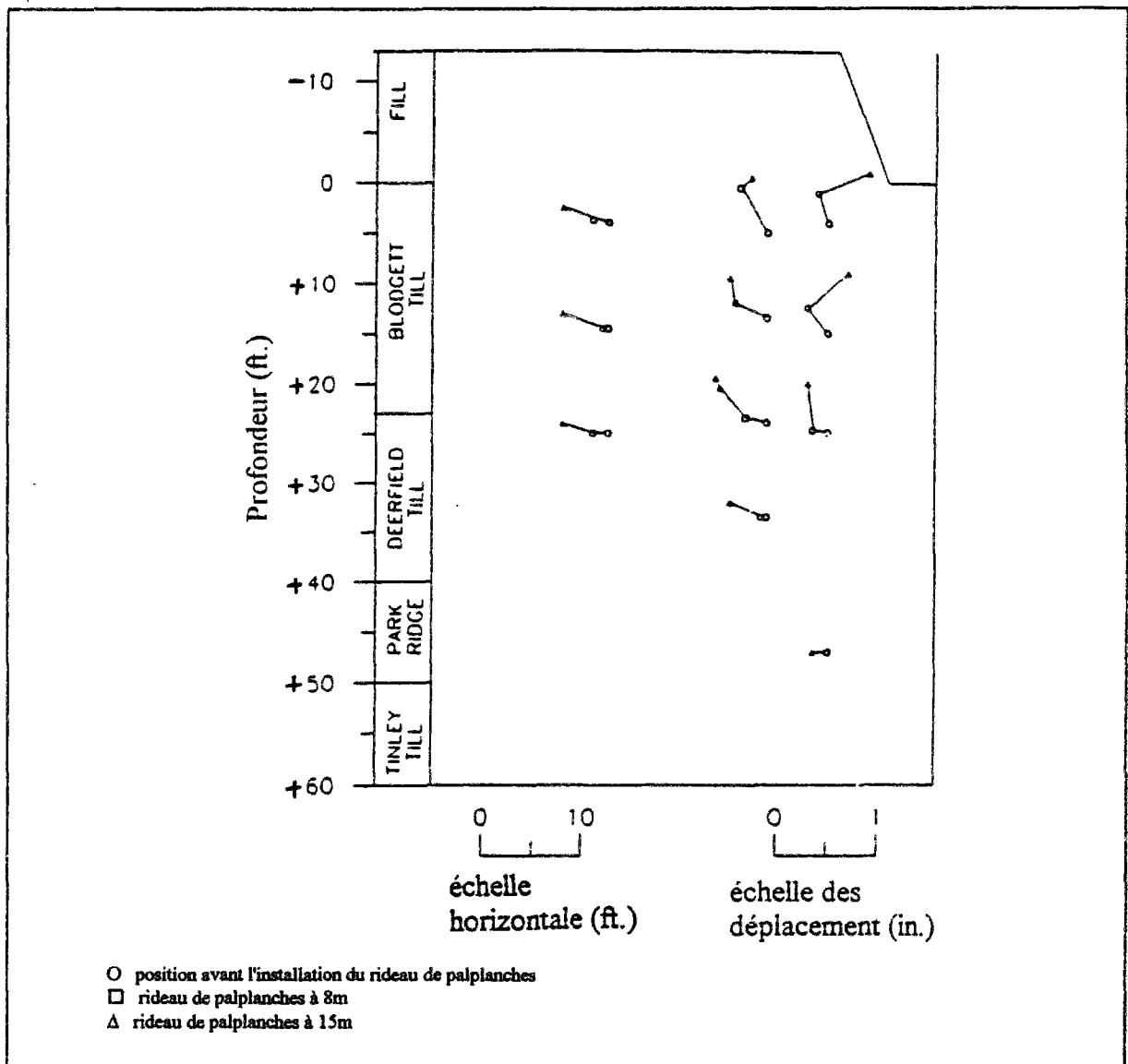


Figure 2.27 - Mouvements du sol pendant l'installation du rideau de palplanches du côté ouest (1 ft = 0,30m ; 1 in = 25,4mm) (Finno et al., 1991).

Le rideau de palplanches du côté est a été placé dans une tranchée de 15m de profondeur, excavée auparavant. Ensuite, le rideau de palplanches du côté ouest a été mis en place dans une tranchée de 8m de profondeur et descendu par vibrofonçage jusqu'à une profondeur de 15m.

Les observations in situ des déplacements du rideau, de la pression de l'eau interstitielle, du tassement du sol à la surface et des déformations horizontales du sol dans les différentes étapes de construction, y compris pendant la mise en oeuvre du rideau, indiquent qu'après l'installation du rideau le sol se déplace latéralement et que la pression de l'eau interstitielle augmente (figures 2.25, 2.26 et 2.27). De plus, les déplacements observés sur les deux côtés de l'excavation sont très différents (figure 2.25). Ceci montre l'importance de bien modéliser le processus d'installation du rideau.

L'installation du rideau a été modélisée en écartant deux rangées de noeuds, initialement confondus, d'une distance équivalente à la largeur de la section du rideau. Pendant le déplacement des noeuds, les éléments d'interface sont inactifs. Après cette opération, les éléments du rideau sont activés en éliminant une rangée de noeuds, en annulant les conditions imposées à l'autre rangée de noeuds déplacés, et en initialisant les éléments de poutre représentant le rideau. Les éléments de contact sont alors activés avec une certaine rigidité. Cette procédure nécessite une modification du maillage après l'installation du rideau.

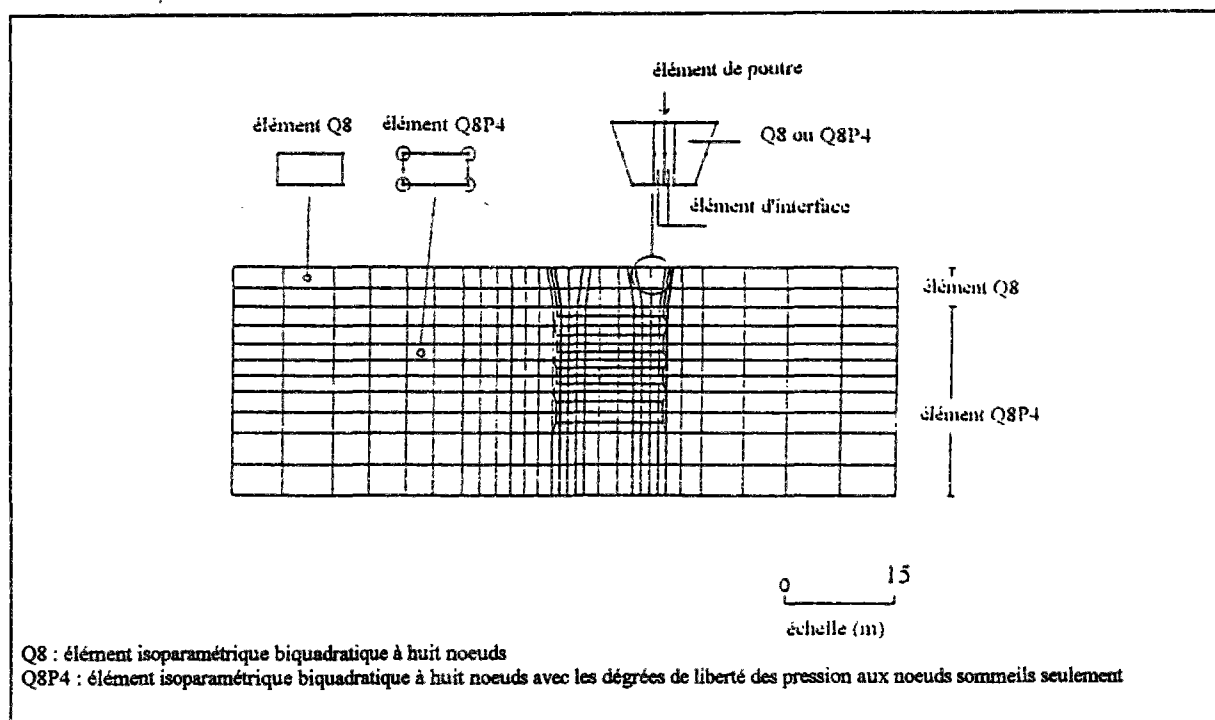


Figure 2.28 - Maillage utilisé par Finno et al. (1991) pour modéliser l'installation d'un rideau de palplanches.

Deux séries d'analyses avec et sans prise en compte de l'effet de la modélisation de l'installation des rideaux ont été réalisées. La figure 2.29 présente une comparaison des mouvements des rideaux et du sol alentour pendant quatre étapes successives de l'excavation pour ces deux alternatives. Les résultats du calcul tenant compte de l'installation des rideaux

ont été plus proches de l'expérience. On note l'asymétrie des mouvements latéraux obtenus, lorsque l'effet de l'installation des rideaux a été considéré.

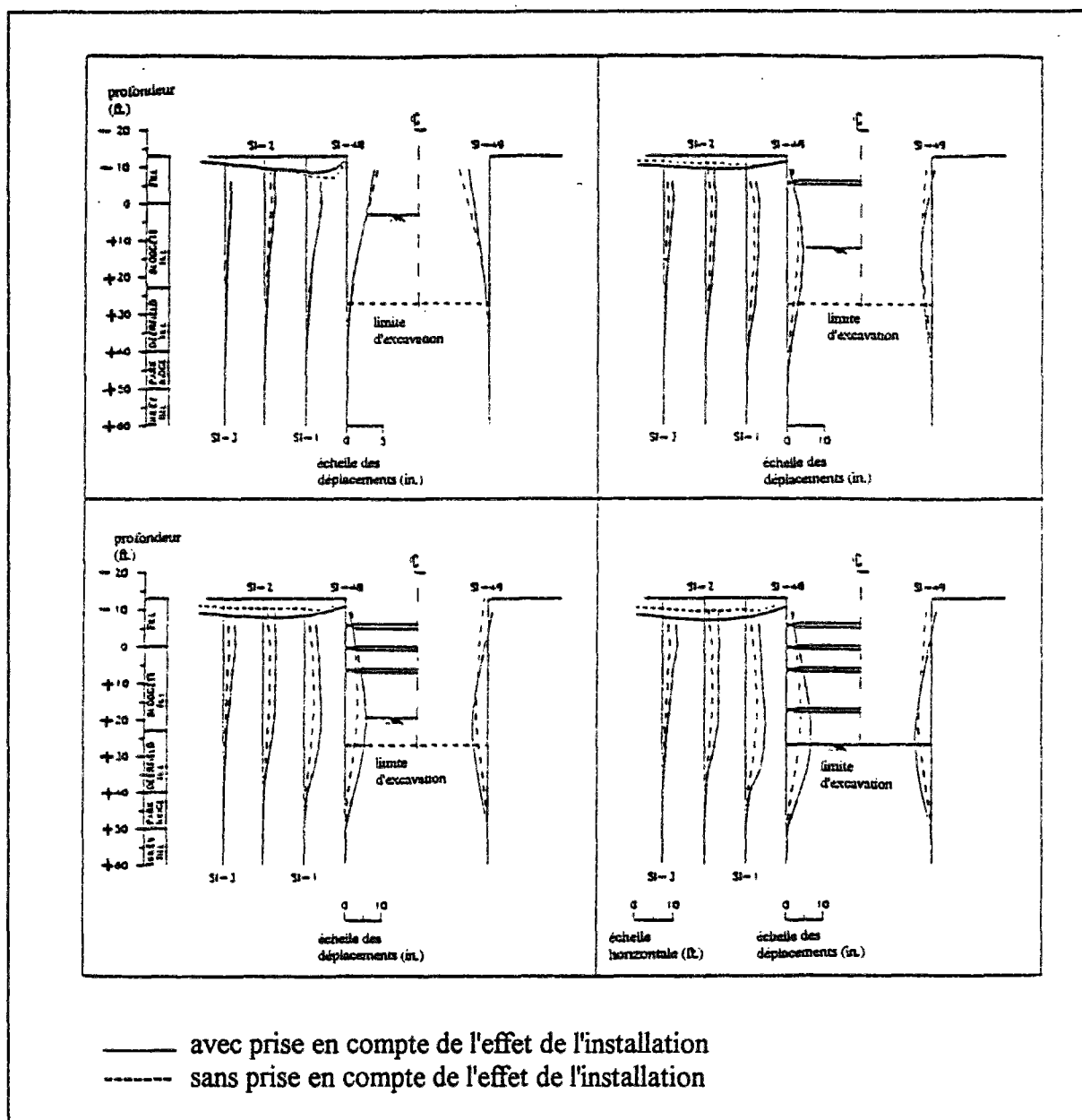
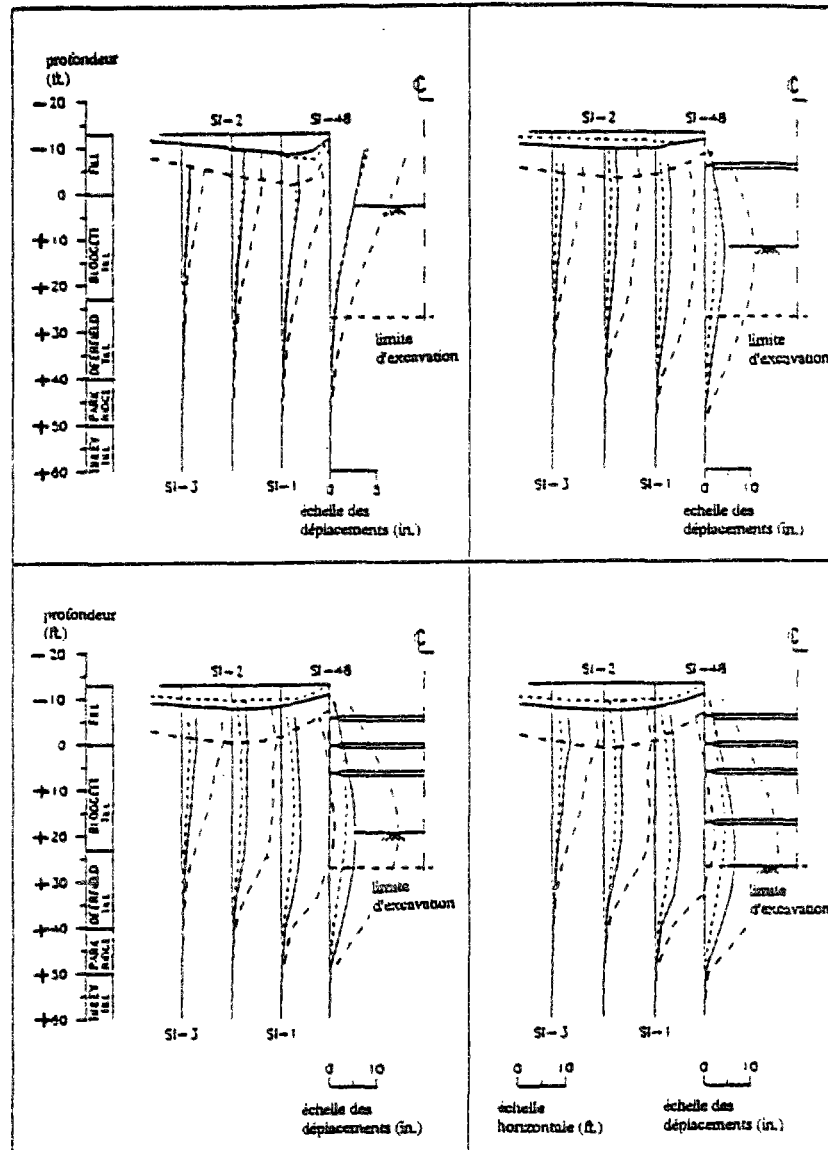


Figure 2.29 - Effet de l'installation du rideau de palplanches sur les mouvements autour de l'excavation (1 ft = 0,30m ; 1 in = 25,4mm) (Finno et al., 1991).

Trois autres séries d'analyses ont été effectuées pour étudier l'effet du maillage. La première correspond à une analyse avec un maillage considérant la section complète de l'excavation (figure 2.28) et l'effet de l'installation des rideaux. La deuxième et la troisième modélisent la moitié ouest de la section de l'excavation avec et sans prise en compte de l'effet de l'installation des rideaux. La figure 2.30 présente une comparaison des mouvements du rideau du côté ouest et du sol alentour pendant quatre étapes successives de l'excavation pour ces trois calculs. Ces résultats indiquent que les déplacements sont significativement surestimés quand on modélise la moitié de la section de l'excavation. En comparant les deux derniers exemples on observe que les mouvements sont encore plus grands lorsqu'on tient compte de l'effet de l'installation du rideau.



- section complète avec prise en compte de l'effet de l'installation
- demi-section avec prise en compte de l'effet de l'installation
- demi-section sans prise en compte de l'effet de l'installation

Figure 2.30 - Effet du maillage sur les mouvements autour de l'excavation (1 ft = 0,30m ; 1 in = 25,4mm) (Finno et al., 1991).

Un point à remarquer dans ces analyses est la non-symétrie du maillage quand on considère une section complète de l'excavation, c'est-à-dire le fait que la limite est du maillage est située à une distance plus petite de l'excavation que la limite ouest (figure 2.28). Ceci peut aussi influencer sur les mouvements latéraux calculés.

2.5.6 - Modélisation de l'installation d'une paroi moulée

Watson et Carder (1994) ont étudié l'effet de l'installation dans l'argile raide de Londres d'une paroi en béton de 17m de hauteur, composée de pieux forés de 1,5m de diamètre avec une distance de 1,7m entre les centres des pieux. Comme les pieux étaient installés rapidement et que les deux pieux adjacents n'étaient pas construits le même jour, ils ont effectué un calcul axisymétrique non drainé, pour évaluer les mouvements du sol et le changement des contraintes dans le sol, causés par l'installation d'un pieu foré isolé. La simulation a été faite en remplaçant des éléments de sol par des éléments de béton. Les résultats des calculs et les observations sur site confirment que les mouvements du sol étaient petits et par conséquent la diminution des contraintes latérales étaient minimales pour cette phase (<10 %). Pourtant, il faut noter que l'installation du pieu foré dans d'autres études a montré un effet plus significatif.

Dans l'argile raide de Londres (avec un coefficient K_0 compris entre 1,5 et 2) et à une distance de 1,5m de la paroi, Symons et Carder (1993) ont observé une réduction des contraintes de l'ordre de 10% dans le cas d'une paroi en béton composée de pieux forés et une réduction des contraintes de l'ordre de 20% dans le cas d'une paroi moulée. Les piézomètres installés à une distance de 1m de la paroi moulée ont montré une réduction de la pression de l'eau interstitielle pendant le forage à la boue et une augmentation de cette pression pendant le bétonnage sous la boue. Dans les deux cas (paroi en béton composée de pieux forés et paroi moulée), ils ont observé qu'après la mise en place de la paroi, la pression de l'eau interstitielle se stabilise à des valeurs similaires à celles qu'elle avait avant le commencement de la mise en oeuvre de la paroi.

Les analyses en éléments finis faites par Watson et Carder (1994) indiquent aussi un mouvement du pied de l'écran vers l'excavation tandis que, sur le site, un petit mouvement dans l'autre direction a été enregistré. Cette différence entre le comportement calculé et le comportement observé a été également signalée par Lee et al. (1989).

Gunn et al. (1993), dans une analyse couplée en déformation plane, ont modélisé l'installation d'une paroi moulée de 20m de hauteur et 1m d'épaisseur devant une excavation de 8m dans l'argile raide de Londres ($\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ et $K_0 = 2$). Trois niveaux de la nappe phréatique ont été supposés : à la surface du sol ; à une profondeur de 8m et à une profondeur de 20m. Deux conditions de paroi, encastree ou butonnée à la surface du sol, ont été aussi envisagées.

Deux types d'analyses ont été effectués. Dans le premier cas, ils ont supposé que l'installation de la paroi ne change pas l'état initial des contraintes dans le sol tandis que, dans le deuxième, la procédure d'installation de la paroi, schématisée sur la figure 2.31 a été suivie.

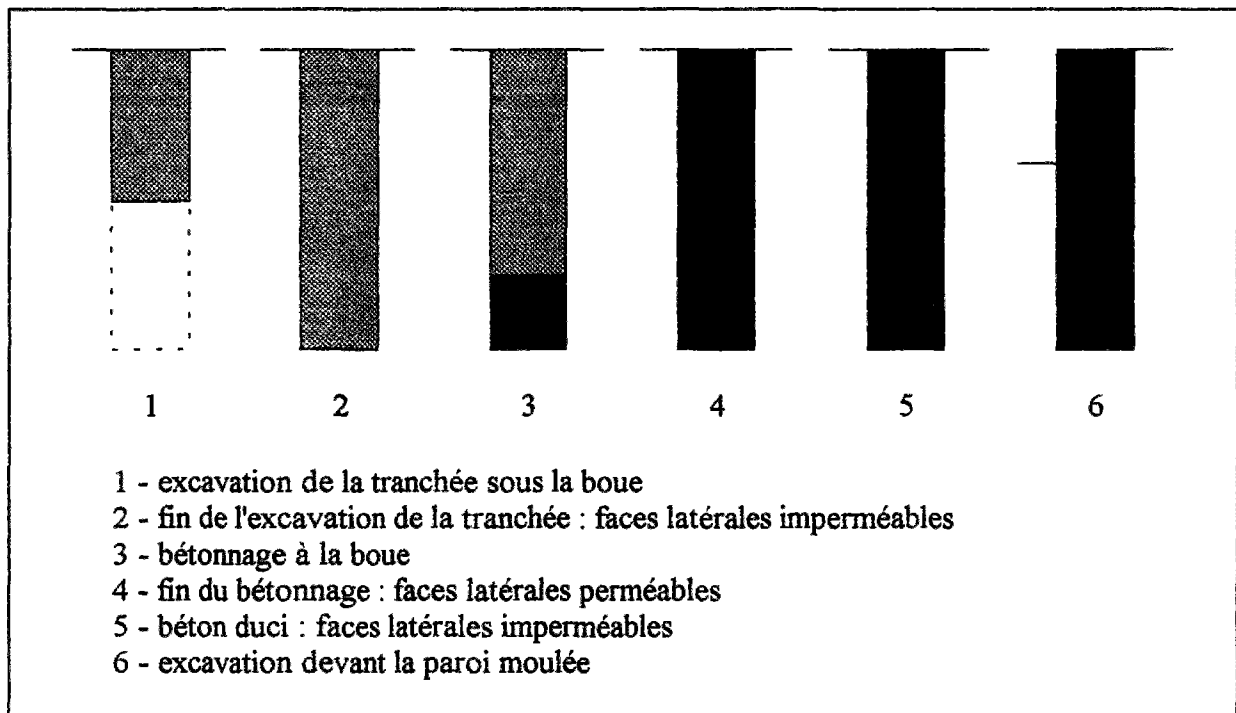


Figure 2.31 - Procédure d'installation d'une paroi moulée.

Le forage à la boue (étapes 1 et 2 de la figure 2.31) a été modélisé en appliquant une pression hydrostatique due au poids volumique de la boue de bentonite (12 kN/m^3) sur les faces latérales de la tranchée, supposées imperméables.

Le bétonnage sous la boue (étapes 3 et 4 de la figure 2.31) a été aussi modélisé en appliquant une pression hydrostatique aux faces latérales de forage mais cette fois en supposant que les faces verticales sont perméables (en supposant un poids volumique de 23 kN/m^3 pour le béton, ce qui crée un supplément de pression correspondant à un poids volumique de $23 - 12 = 11 \text{ kN/m}^3$). Après la prise du béton (12 heures), la pression hydrostatique a été enlevée et les éléments correspondant à la paroi moulée sont activés. Pendant 28 jours la pression de l'eau interstitielle dans le massif de sol se stabilise. Les conclusions finales sur la pression de l'eau interstitielle étaient soit un écoulement en régime permanent autour de la paroi si le niveau de la nappe phréatique est supposé à la surface du sol, soit une pression hydrostatique correspondant à la pression de l'eau interstitielle initiale si le niveau de la nappe phréatique est supposé aux profondeurs de 8m et 20m.

Les moments fléchissants dans la paroi à la fin de l'excavation (à court terme) et après 24 ans (à long terme) ont été ensuite étudiés.

Les auteurs ont conclu que, dans le cas d'une paroi encastrée, l'effet de la modélisation de l'installation de la paroi est une réduction des moments fléchissants à court terme et un léger accroissement des moments fléchissants à long terme. Le paramètre qui influe le plus les moments fléchissants est la pression interstitielle dans le massif du sol (figure 2.32).

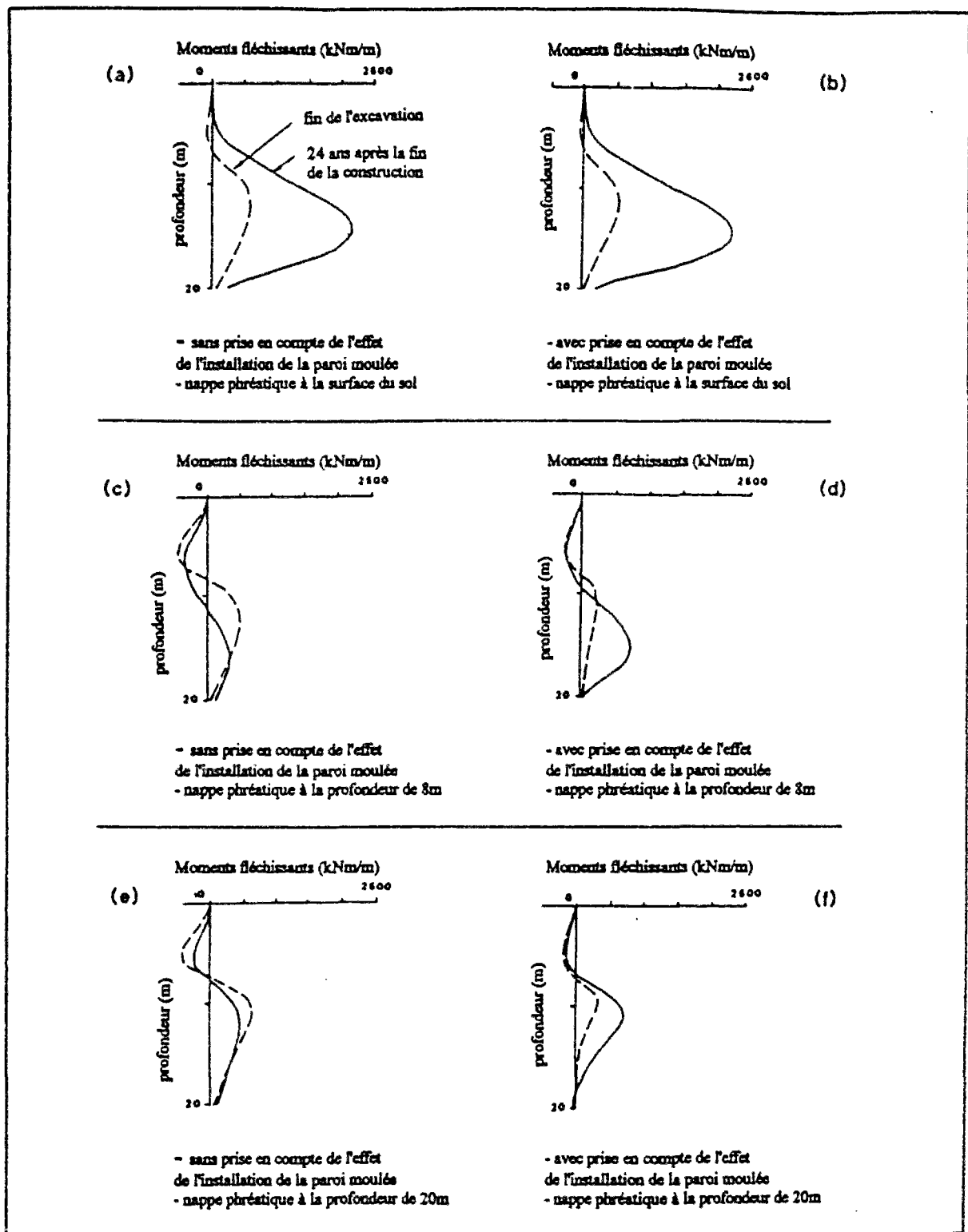


Figure 2.32 - Profils de moments fléchissants : cas d'une paroi moulée encastrée (Gunn et al., 1993).

Dans le cas d'une paroi butonnée en surface, l'effet de la modélisation de l'installation semble être plus significatif. Une diminution importante des moments fléchissants à court terme et à long terme se produit. Pourtant, la position du niveau de la nappe phréatique joue toujours

un rôle important. Si le niveau de la nappe phréatique est élevé, l'effet de la modélisation de l'installation est relativement plus petit (figure 2.33).

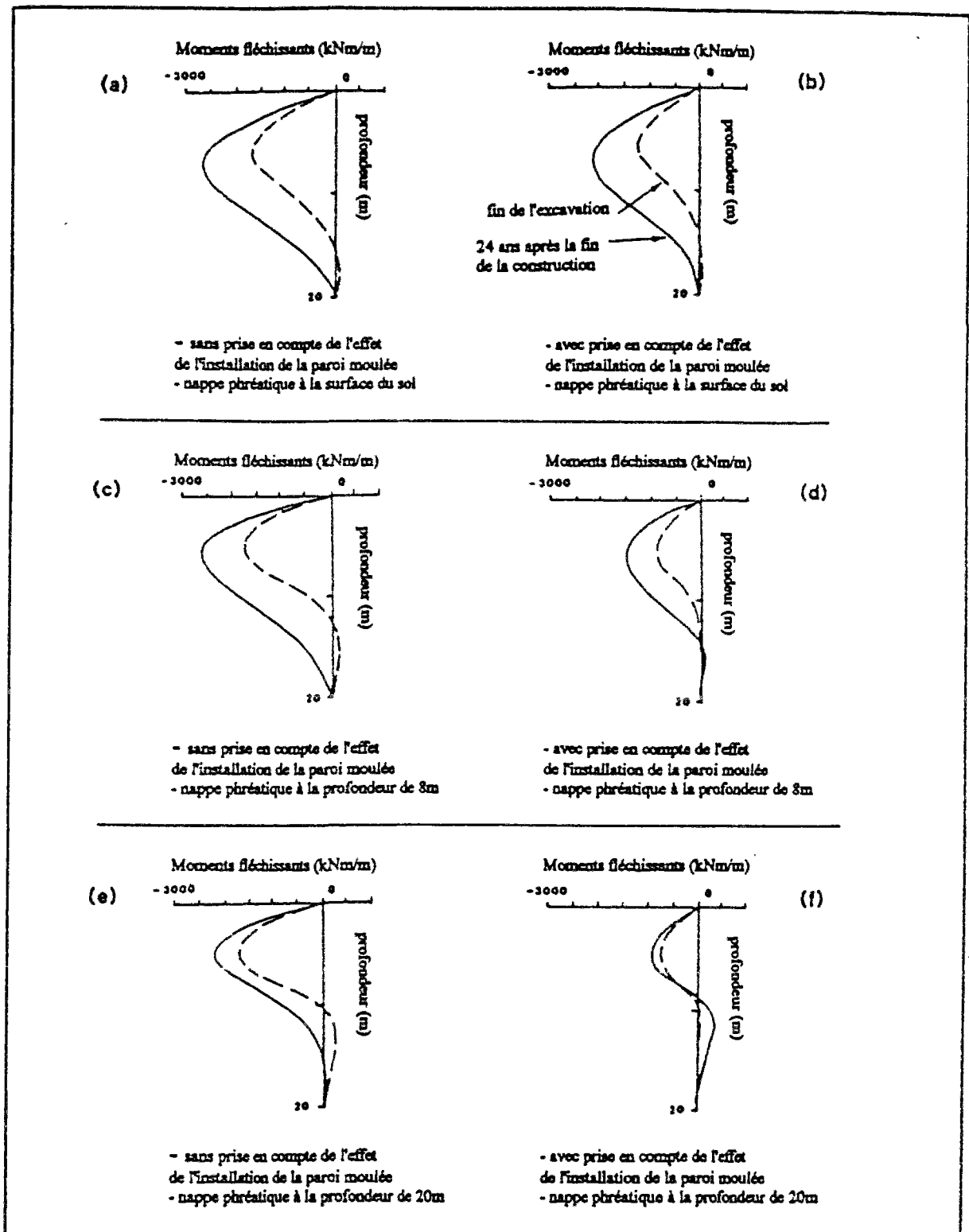


Figure 2.33 - Profils de moments fléchissants : cas d'une paroi moulée butonnée en surface (Gunn et al., 1993).

Hata et al. (1985) ont étudié une paroi moulée ancrée de 54m de longueur devant une excavation de 27,6m dans une argile molle. Le comportement de la paroi a été modélisé par un

modèle empirique. Dans cette étude, ils ont montré l'importance de la prise en compte de la fissuration de la paroi dans le modèle de comportement de la paroi. En particulier, ils ont étudié la diminution de la rigidité de la paroi sous l'effet des contraintes de traction dans le béton.

2.6 - Modélisation des interfaces

D'une manière générale, la modélisation des phénomènes de contact constitue un problème essentiel dans le domaine de la géotechnique. Dans un modèle aux éléments finis conventionnel, les déplacements des noeuds des éléments adjacents sont compatibles, c'est-à-dire qu'il ne se produit ni vide, ni déplacements relatifs entre ces noeuds.

Dans la réalité, des déplacements relatifs existent entre le sol et les structures (soutènement et dispositif d'ancrage) et ces déplacements jouent un rôle important dans le comportement de l'ouvrage.

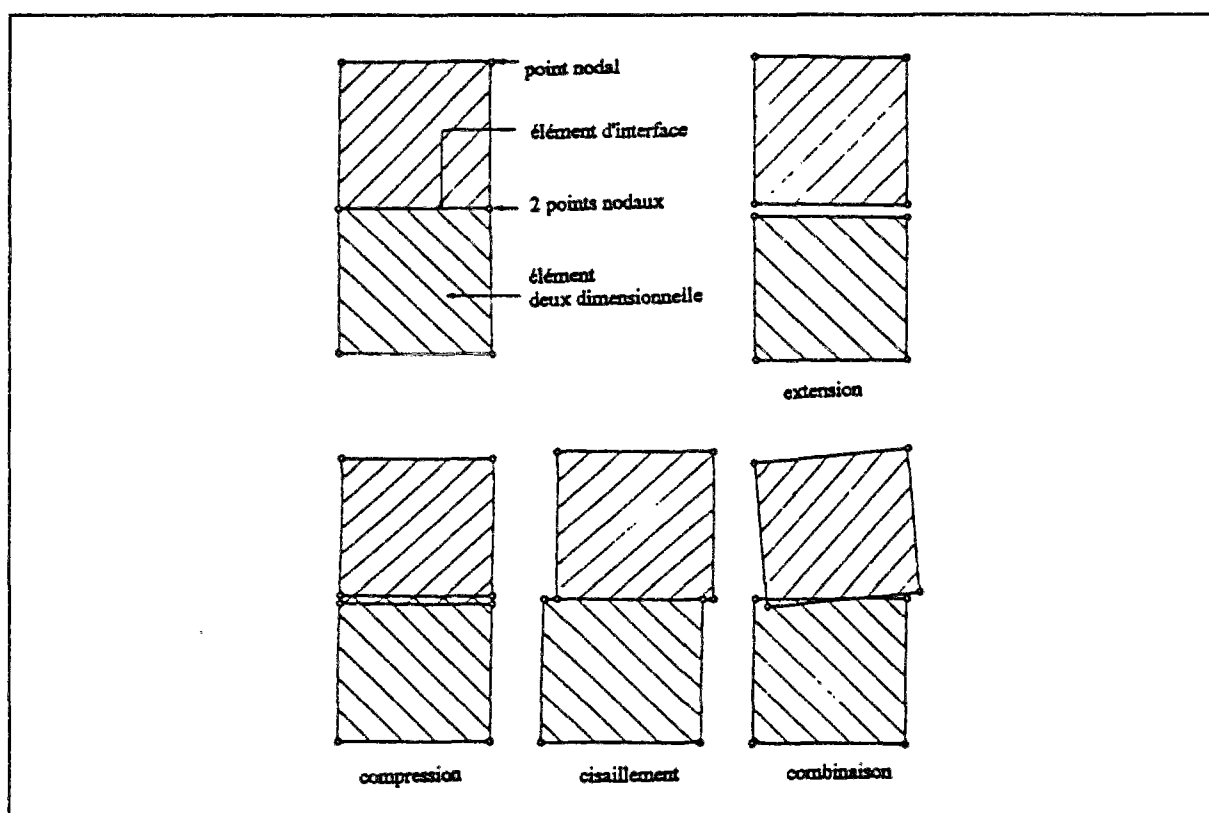


Figure 2.34 - Modes de comportement des éléments d'interface
(Duncan et Goodman, 1968).

Les "éléments d'interface" développés par Goodman et al. (1968) ont été utilisés initialement par Clough et Duncan (1971) pour l'analyse du comportement d'un écran de soutènement. L'interface est modélisée par des éléments bidimensionnels rectangulaires à épaisseur nulle avec huit degrés de liberté, autorisant des déplacements relatifs entre les solides en présence (figure 2.34). Le comportement est régi par les deux équations suivantes :

$$\sigma_n = K_n \Delta u_n \quad \text{et} \quad \tau = K_s \Delta u_s$$

où Δu_n et Δu_s désignent les déplacements relatifs moyens normal et tangentiel dans ces éléments spéciaux. K_n et K_s sont les raideurs en compression et en cisaillement. Enfin, σ_n et τ sont les contraintes normale et de cisaillement à l'interface.

Pour déterminer l'angle de frottement limite entre la paroi et le sol ainsi que la valeur des raideur de l'interface, on utilise les résultats de l'essai à la boîte de cisaillement. Un échantillon de sol est placé dans la partie supérieure de la boîte, tandis que la partie inférieure contient un bloc de béton. La variation de K_s en fonction de l'état des contraintes a été représentée par une équation non-linéaire hyperbolique.

$$K_s = K_f \gamma_w \left(\frac{\sigma_n^m}{P_a} \right) \left(1 - \frac{R_f \tau}{\sigma_n \tan \delta} \right)^2$$

où σ_n et τ sont les valeurs des contraintes normale et de cisaillement au début de l'incrément; K_f et m , des constantes physiques ; γ_w , le poids volumique de l'eau ; P_a , la pression atmosphérique et δ l'angle de frottement entre la paroi et le sol. La connaissance de τ_{ult} , contrainte de cisaillement maximum, permet de calculer le rapport R_f tel que :

$$R_f = \frac{\tau_{rup}}{\tau_{ult}} = \frac{\sigma_n \tan \delta}{\tau_{ult}}$$

On note que, dans cette équation, la raideur de cisaillement K_s augmente avec l'accroissement de la contrainte normale. Ce modèle est non linéaire réversible.

Une valeur très élevée a été utilisée pour la raideur en compression K_n , afin d'empêcher l'interpénétration des deux éléments de massif en contact.

La modélisation des solides en contact peut aussi être réalisée à l'aide d'éléments finis particuliers appelés "éléments finis de contact". Ces éléments permettent d'assurer, dans la zone effective de contact, la continuité des déplacements normaux et tangentiels des solides en contact. La modification essentielle par rapport aux éléments développés par Goodman et al. (1968) est une extension de la formulation de ces éléments à des éléments isoparamétriques à quatre ou six noeuds. L'objectif est de rendre compatible les éléments d'interface avec les éléments isoparamétriques usuels.

La figure 2.35 représente un élément de contact quadrilatère à six noeuds et sa numérotation locale associée, existant dans le code de calcul CESAR-LCPC. Cet élément est quadratique suivant la direction tangente au contact et linéaire suivant la direction normale.

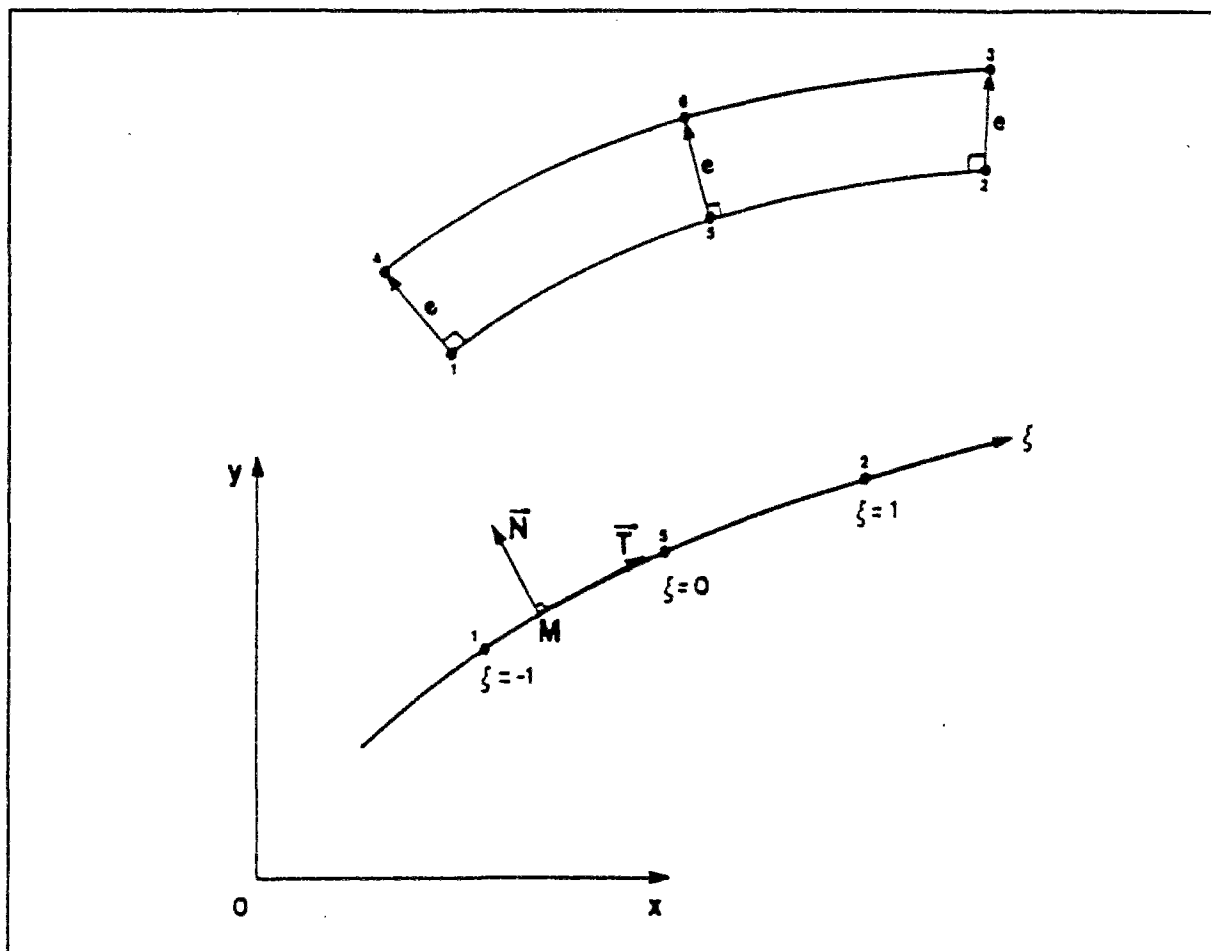


Figure 2.35 - Elément de contact à six noeuds - CESAR-LCPC.

L'épaisseur de cet élément de contact est très petite devant sa longueur mais non nulle, de sorte qu'il ne présente pas de singularité numérique.

La géométrie réelle de l'élément de contact est calculée à partir de la position des noeuds 1, 5 et 2 formant une courbe choisie comme courbe de référence (figure 2.35). A l'aide des coordonnées de ces trois noeuds et des fonctions d'interpolation quadratiques, on calcule les composantes du vecteur normal à cette courbe en chacun de ces noeuds. Puis on place sur chacune de ces 3 normales, les noeuds 2, 6 et 3 à une distance e des noeuds correspondants.

Les éléments de contact ont été initialement développés afin de modéliser le comportement des roches fissurées ou des massifs rocheux présentant des discontinuités. Des relations hyperboliques sont en général utilisées pour décrire le comportement en cisaillement (Clough et Duncan, 1971 ; Carol et Alonso, 1983 ; Desai et al., 1984 ; Varadarajan et Sharma, 1988) et, dans le cas des roches fracturées, pour décrire le comportement dans la direction normale à l'interface (Carol et Alonso, 1983 ; Desai et al., 1984 ; Gens et al., 1989). Mais, pour le problème courant d'interaction sol-structure, un comportement élastique linéaire dans la direction normale à l'interface est souvent considéré comme suffisant (de Beer, 1985 ; Bhata et Bakeer, 1989).

Le comportement à l'état limite des éléments de contact n'est en général pas formulé dans les termes de la théorie de la plasticité. La résistance maximale autorisée est définie par un

critère de Mohr-Coulomb dont les paramètres sont : δ , angle de frottement avec l'écran de soutènement et c , adhérence contre l'écran de soutènement :

$$\tau = c + \sigma_n \tan \delta$$

Quand la contrainte de cisaillement atteint cette limite, la valeur de la rigidité de cisaillement est mise à zéro, mais la rigidité normale reste inchangée.

Aucune traction n'est admise dans les éléments de contact. Dès qu'une traction apparaît, les rigidités tangentielle et normale sont mises à zéro et la contrainte de cisaillement est redistribuée par l'algorithme de résolution numérique.

Tableau 2.7 - Valeurs de l'angle de frottement δ au contact de différents matériaux (d'après Bowles, 1982).

Matériaux en contact	δ (degrés) *
Bloc de béton ou maçonnerie en contact avec les matériaux suivants :	
- Rocher intact propre	35
- Gravier propre, mélange de gravier - sable, sable grossier	29 - 31
- Sable fin à moyen et propre, limon moyen à sable grossier, gravier sableux ou argileux	24 - 29
- Sable fin et propre, sable limoneux ou argileux fin à moyen	19 - 24
- Limon sableux fin, limon non plastique	17 - 19
- Argile moyennement raide, argile raide et argile limoneuse	17 - 19
Palplanche en acier contre :	
- Gravier propre, mélange de gravier - sable	22
- Sable propre, mélange de sable limoneux - gravier, enrochement à granulométrie uniforme et dur	17
- Sable limoneux, gravier ou sable mélangé avec du limon ou de l'argile	14
- Limon sableux fin, limon non plastique	11
Béton durci ou palplanche en béton contre :	
- Gravier propre, mélange de gravier - sable	22 - 26
- Sable propre, mélange de sable limoneux - gravier, enrochement à granulométrie uniforme et dur	17 - 22
- Sable limoneux, gravier ou sable mélangé avec du limon ou de l'argile	17
- Limon sableux fin, limon non - plastique	14

* Valeurs extrêmes ± 2 degrés

Il semble que le frottement contre un écran ne dépende pas seulement des propriétés du sol, mais aussi de l'intensité et de la direction du mouvement de l'écran (Morgenstern et Eisenstein, 1970). Le frottement maximal peut être mobilisé sans que la résistance au cisaillement soit elle-même maximale et que le frottement ait atteint une valeur constante le long de l'écran. Il faut aussi tenir compte de la nature des matériaux qui constituent l'écran (béton, acier) ainsi que des conditions de contact entre l'écran et le sol.

Un effort considérable doit être réalisé pour obtenir des valeurs réalistes du frottement sol-soutènement. Les valeurs de frottement peuvent varier entre 0° et φ et les valeurs comprises entre $0,4\varphi$ à $0,8\varphi$ ne semblent pas irréalistes. Les valeurs de l'angle de frottement $\delta = 0^\circ$ et $\delta = \varphi$ constituent l'intervalle de variation extrême pour la majorité des cas pratiques.

Le tableau 2.7 présente des valeurs typiques de l'angle de frottement selon le type de sol et de soutènement (Bowles, 1982).

Il a été observé que, dans la zone supérieure de l'écran, des fissures de traction se produisent dans le sol, spécialement si celui-ci s'assèche. La valeur de l'adhérence contre l'écran dans les régions au-dessous de cette zone de traction est estimée entre $0,5c$ et $0,7c$, avec un maximum de 50 kPa (Bowles, 1982).

La dilatace est prise en compte dans quelques modèles pour les roches fracturées (Goodman et Dubois, 1972 ; Carol et Alonso, 1983). Pour les problèmes courants d'interaction sol-structure, l'angle de dilatace est supposé nul (Day, 1990).

Une autre approche consiste à modéliser l'interface par un milieu continu élastoplastique à critère et déformation plastique orienté (Frank et al., 1980). Le critère d'élastoplasticité orienté donne au massif continu une direction de déformation plastique simulant le cisaillement des discontinuités. Soient σ_n et τ les contraintes normale et tangentielle s'exerçant sur une facette parallèle aux discontinuités d'angle α (figure 2.36), le critère de Mohr-Coulomb est appliqué sur cette direction et s'écrit :

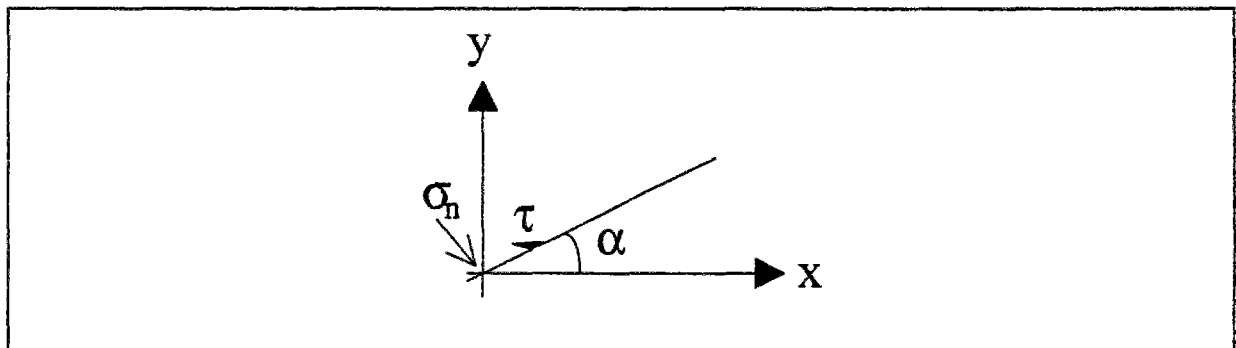


Figure 2.36 - Critère d'élastoplasticité orienté (Frank et al., 1980).

$F = \tau - \sigma_n \tan \delta - c$ (les contraintes de compression sont comptées positivement).

Le potentiel plastique imposant la direction cherchée des déformations est :

$$G = \tau - \sigma_n \tan i$$

L'angle i introduit une dilatace qui est en fonction de la géométrie des discontinuités. Si $i = 0$, la déformation plastique s'effectue à volume constant.

Pour illustrer l'importance des éléments d'interface, deux calculs ont été réalisés avec le programme CESAR-LCPC, pour un même ouvrage en supposant pour le premier calcul un contact parfait entre le sol et l'écran de soutènement et, pour le second, en introduisant des

éléments d'interface de type critère orienté entre le sol et l'écran. L'ouvrage étudié est une paroi moulée, de longueur totale 10m et de longueur de fiche 5m. Le massif de sol, la paroi moulée et l'interface entre le sol et la paroi sont modélisés avec des éléments quadrilatéraux à huit noeuds. Les caractéristiques du sol sont choisies de manière à ce qu'une zone importante du sol autour de l'excavation soit en plasticité (critère de Mohr-Coulomb).

$$\begin{array}{llll} \gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3 & E = 90\,000 \text{ kPa} & \nu = 0,2 & K_0 = 0,34 \\ c = 2 \text{ kPa} & \varphi = 41,6^\circ & \psi = 11,6^\circ & \end{array}$$

Le comportement de la paroi moulée est supposé élastique linéaire isotrope.

$$E = 2 \cdot 10^7 \text{ kPa} \quad \nu = 0,2 \quad t_{eq} = 0,4\text{m} \quad b_{eq} = 1\text{m}$$

et les caractéristiques des éléments d'interface sont supposées telles que :

$$\delta = 30^\circ \quad c = 0$$

La figure 2.37 présente le maillage utilisé. Les déplacements calculés autour de l'excavation et les moments fléchissants sont présentés sur la figure 2.38. On observe des cinématiques tout à fait différentes. Sans éléments d'interface, le sol derrière l'écran a tendance à se soulever car il est entraîné par les forces d'excavation et la tête de la paroi se déplace loin de l'excavation. En revanche, la prise en compte d'éléments d'interface permet d'obtenir une cinématique conforme aux observations in situ ; le sol se tasse derrière l'écran et la tête de la paroi se déplace vers l'excavation. Les écarts relatifs obtenus sur les moments fléchissants maximaux dans la paroi atteignent environ 300%.

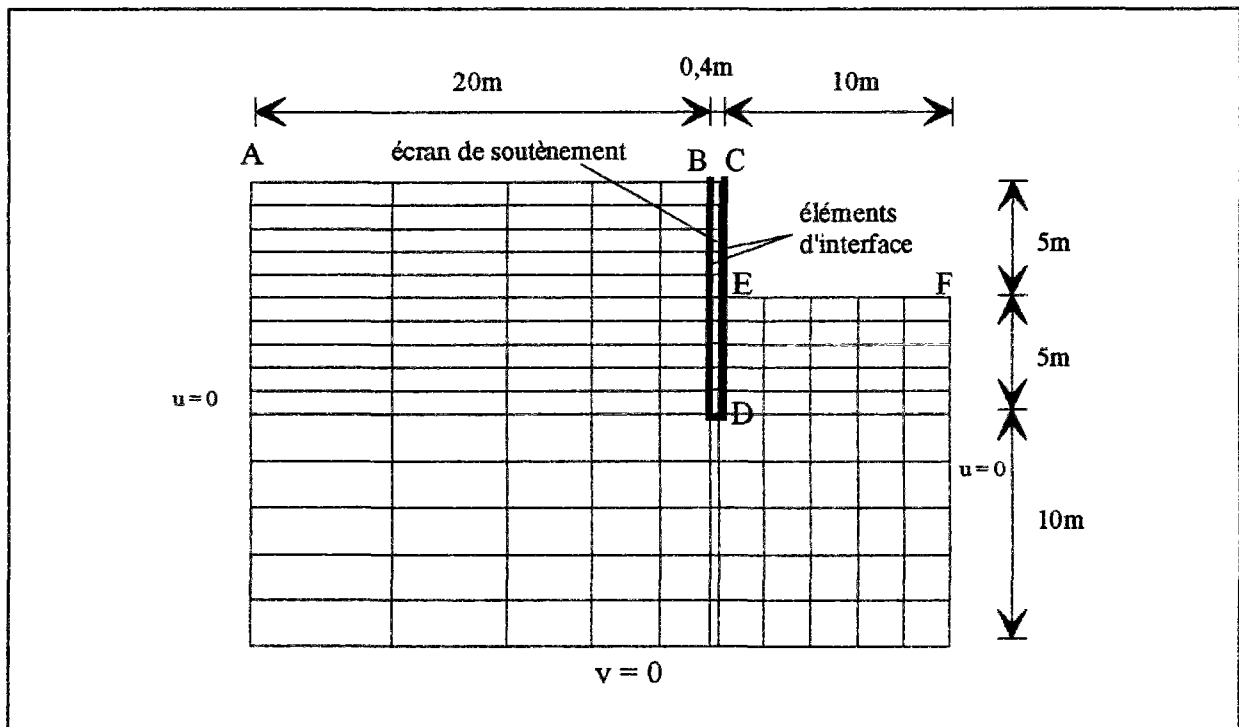


Figure 2.37 - Maillage de l'écran pour l'étude des éléments d'interface (CESAR-LCPC).

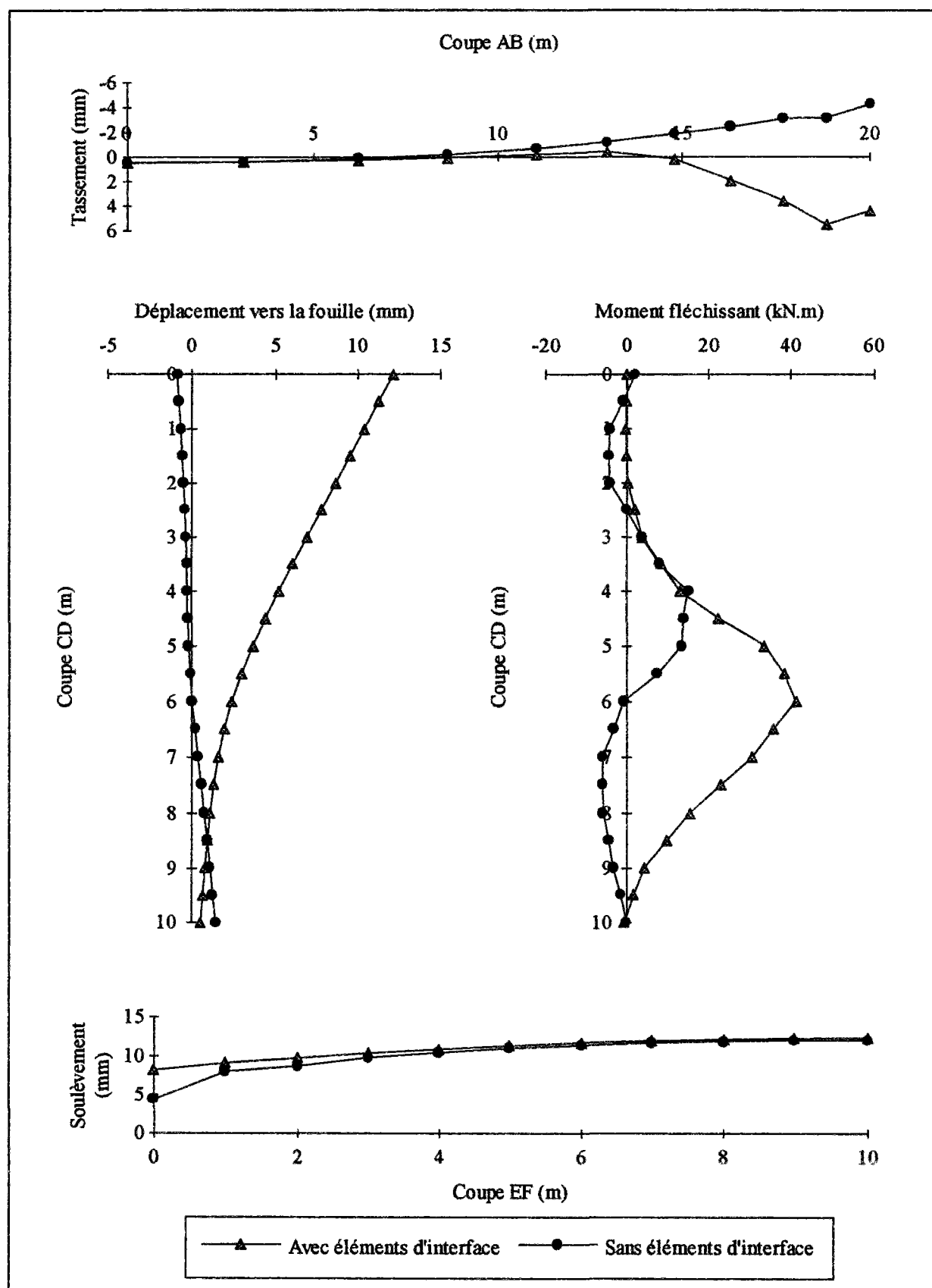


Figure 2.38 - Influence des éléments d'interface sur le comportement d'un écran de soutènement et sur les mouvements autour de l'excavation (Calcul CESAR-LCPC).

2.7 - Modélisation des butons et des tirants d'ancrages

2.7.1 - Modélisation des butons

La modélisation des butons peut être effectuée par l'introduction d'éléments de type ressort (figure 2.39). La rigidité des butons est une rigidité équivalente qui, en général, est difficile à estimer car elle ne dépend pas seulement des déformations des butons, mais aussi de l'espacement entre les butons et encore des appuis entre l'écran de soutènement et les butons (Palmer et Kenny, 1972).

Dans le cas idéal, où l'on suppose une interface totalement rugueuse entre les butons et le soutènement, la rigidité équivalente K_{eq} du ressort peut être déterminée par la relation suivante :

$$K_{eq} = \frac{E_s A_s}{L_s H_s}$$

où E_s est le module d'Young du bouton ; A_s , la section du bouton ; H_s , l'espacement horizontal des butons et L_s , la moitié de la largeur de l'excavation.

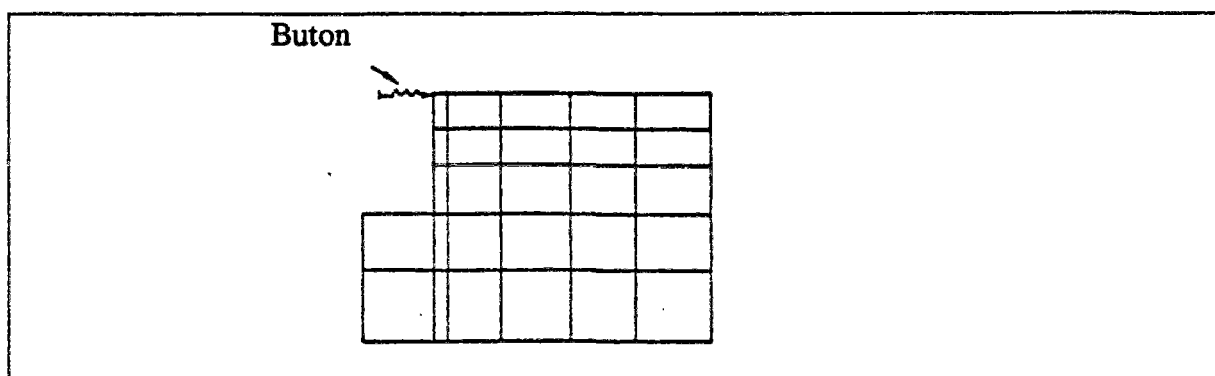


Figure 2.39 - Modélisation du bouton par un élément de type ressort (Mana, 1978).

Hata et al. (1985), dans un calcul a posteriori d'une paroi moulée de 38,5m de haut devant une excavation de 27,6m de profondeur dans une argile marine surconsolidée, ont observé que la rigidité réelle des butons est beaucoup moins élevée que la rigidité équivalente. Pour remédier à ce problème, la rigidité réelle des butons évaluée à partir des résultats sur site a été prise en compte dans les analyses.

Fernandes (1985), dans le calcul a posteriori d'une paroi moulée et butonnée, indique également que la rigidité réelle K_r basée sur des mesures in situ est différente de la rigidité théorique équivalente K_{eq} . Le bouton est modélisé cette fois par un élément de barre et sa rigidité équivalente est calculée par :

$$K_{eq} = \frac{\text{Rigidité du bouton}}{\text{Espacement horizontal entre les butons}}$$

et on définit :

$$K_s = \frac{\text{Valeur moyenne de la charge reprise par le bouton.}}{\text{Valeur moyenne du déplacement horizontal du rideau}}$$

K_s est calculé dans l'étape qui suit l'installation du bouton.

2.7.2 - Modélisation des tirants d'ancrage

Une modélisation simple d'un système de tirants d'ancrage a été proposée par Mana (1982) (figure 2.40). Le tirant est modélisé par un élément de barre qui relie le soutènement et l'ancrage. Ce système permet de prendre en compte l'effet des mouvements du tirant. La rigidité équivalente du tirant K_{eq} , pour un modèle bidimensionnel est donnée par la relation :

$$K_{eq} = \frac{\text{Rigidité du tirant}}{\text{Espacement horizontal entre les tirants}}$$

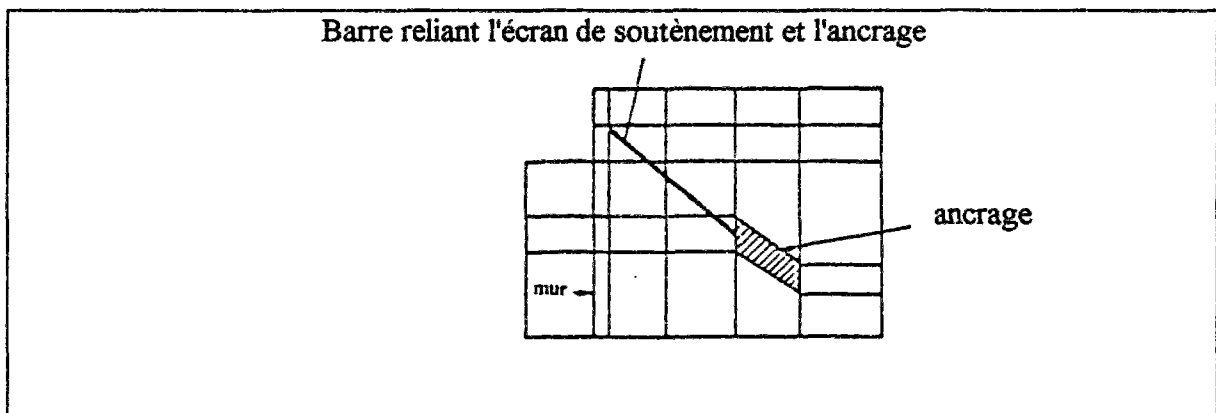


Figure 2.40 - Modélisation d'un ancrage par un élément de barre (Mana, 1978).

A chaque étape de la procédure d'excavation, la précontrainte des boutons (ou des tirants d'ancrages) peut être simulée en appliquant des forces égales et opposées aux deux noeuds qui définissent l'élément de barre (figure 2.41). La rigidité de l'élément de barre est ensuite "activée" dans la matrice de rigidité globale de la structure pour l'étape de construction suivante.

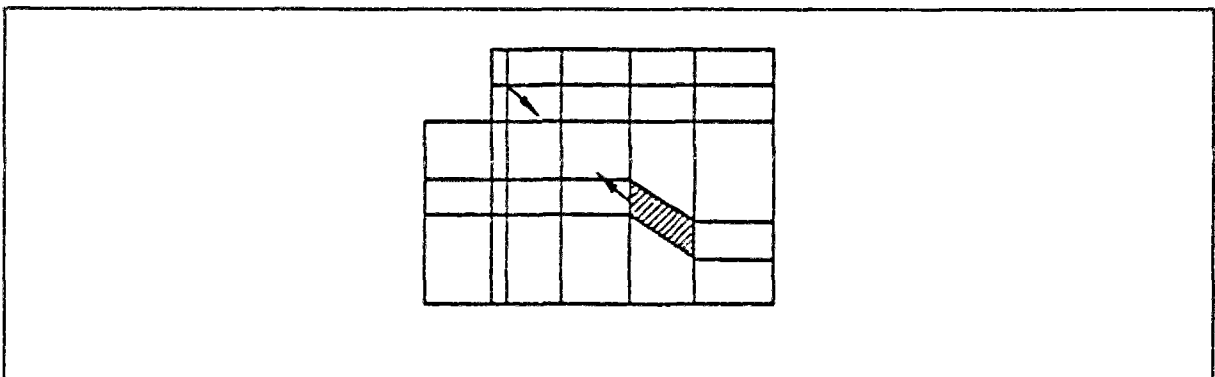


Figure 2.41 - Modélisation de la précontrainte d'un tirant d'ancrage (Mana, 1978).

La libération du bouton (ou du tirant d'ancrage) peut être simulée comme suit : on détermine la force nodale due à la contrainte axiale dans l'élément de barre et on l'applique dans la direction opposée sur les noeuds de l'élément de barre, et on désactive également cet élément par la mise à zéro de sa rigidité.

2.7.3 - Remarques tirées de différentes études numériques

Clough et Tsui (1974) ont montré que les chargements de précontrainte n'ont pas d'influence sur le soulèvement de la base de l'excavation. Seul l'espacement des tirants peut jouer un rôle important sur la distribution de la pression des terres autour du soutènement. Dans la réalité, on observe que le tassement du sol derrière la paroi ancrée est inférieur à celui de la paroi butonnée. Ceci s'explique par deux constatations : premièrement, les tirants d'ancrage sont normalement précontraints et, deuxièmement, une excavation supplémentaire se produit souvent pendant la construction de la paroi butonnée. Pour des excavations moins profondes, la déformation d'une paroi ancrée est plus petite que celle d'une paroi butonnée, tandis que, pour les excavations plus profondes, la déformation d'une paroi ancrée est plus grande que celle d'une paroi butonnée.

L'étude paramétrique de Stroh et Breth (1976) montre que la longueur des tirants d'ancrage a une grande influence sur la flèche de l'écran de soutènement, mais une petite influence sur la pression des terres et sur les efforts dans les tirants. Précontraindre des tirants ne semble pas avoir une grande influence, lorsque les tirants sont placés dans un massif de sol qui risque de se déformer. Dans un système de soutènements mixtes (ancrages et boutons), les tirants placés au-dessus des boutons diminuent les déformations par rapport à un système où on place les boutons au-dessus des tirants.

Bien que les ancrages précontraints diminuent considérablement les mouvements d'un écran de soutènement, d'après Creed et al. (1980), la zone d'influence de l'ancrage reste limitée dans le sol autour de l'excavation et de grands mouvements peuvent se produire derrière la zone d'ancrage et une zone de traction peut apparaître dans le sol à la surface et autour de l'écran. Derrière l'écran et à une distance de dix fois la profondeur d'excavation, l'effet de l'excavation est négligeable.

Mana et Clough (1981) ont montré que l'augmentation de la rigidité de la paroi et la diminution de l'espacement entre les boutons entraînent une diminution des mouvements. Augmenter la rigidité des boutons, ou leur pré-chargement, diminue aussi les mouvements. Pourtant, cet effet devient moins significatif pour des valeurs importantes de la rigidité ou du pré-chargement.

Hata et al. (1985) ont indiqué qu'avec la progression de l'excavation, le changement de la force axiale dans les boutons est plus important que dans les ancrages. Ceci est probablement dû au pré-chargement des barres d'ancrage.

Broms et al. (1986) ont montré que les tassements et les affaissements latéraux peuvent être significativement réduits par l'installation au plus tôt des boutons, et par le pré-chargement ou la précontrainte des boutons.

2.8 - Modélisation des murs en sol cloué

Dans le cadre de l'hypothèse de déformation plane, deux types de méthodes existent pour modéliser les murs en sol cloué.

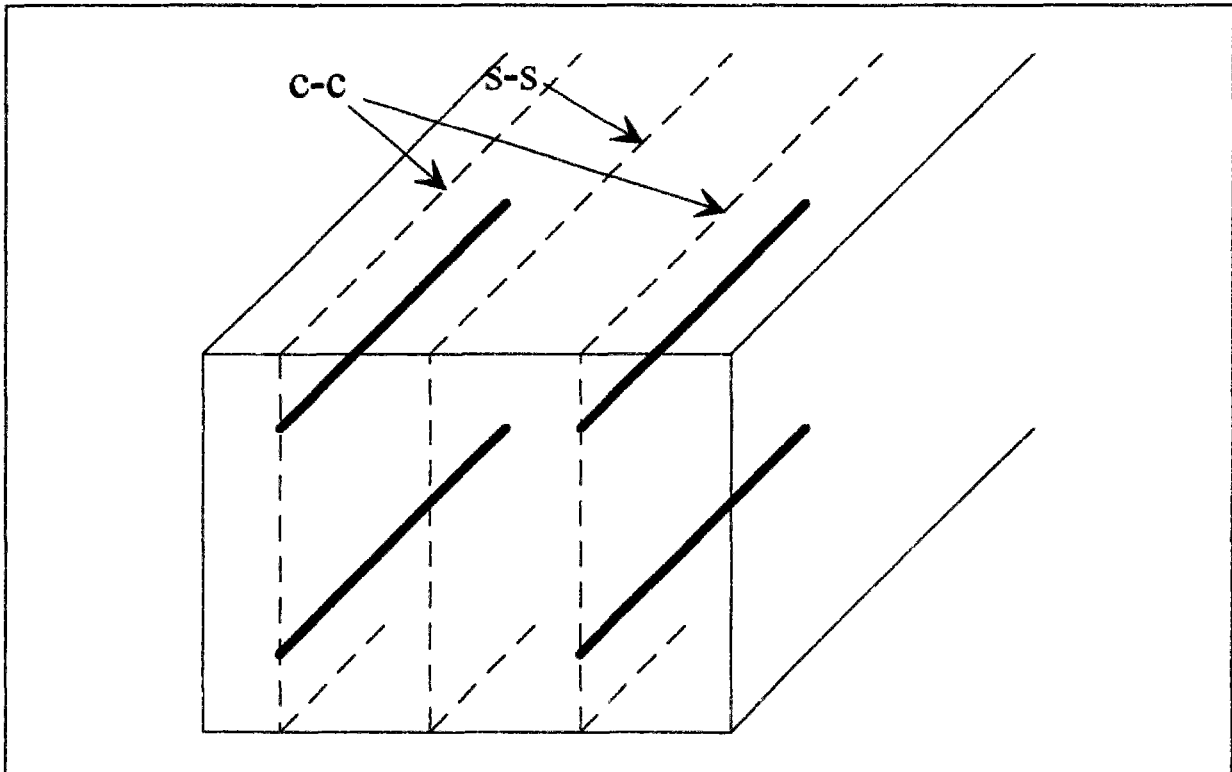


Figure 2.42 - Schéma d'un mur en sol cloué.

Une première approche consiste à étudier la section s-s (figure 2.42) où la continuité du sol est prise en compte de façon approchée. Cette méthode a été initialement proposée par Naylor (1978) sous le nom anglo-saxon de "slipping strip analysis". La section étudiée est une section verticale à mi-distance entre deux rangées verticales de renforcement. L'interaction localisée entre le sol et la rangée verticale de clous est modélisée par un matériau composite. Formellement, cette méthode revient à attribuer un module de cisaillement grand à la zone renforcée par le clouage. Ceci permet de modéliser le glissement entre les clous et le sol quand l'état limite des contraintes est atteint dans le massif composite. Le modèle considère le massif de sol renforcé comme un matériau homogène en supposant que l'espacement entre les clous par rapport à la totalité de la zone renforcée reste petit. L'avantage de cette méthode est de garder la continuité du sol sur toute sa hauteur et de modéliser la zone renforcée par le clouage avec uniquement des éléments de massif.

Dans la deuxième méthode, c'est la section c-c (figure 2.42), passant par une rangée de clous, qui est étudiée. Elle consiste à remplacer une nappe discontinue de clous par une nappe continue de plaques. Cette méthode a deux inconvénients majeurs. Premièrement, le sol est coupé par des plaques équivalentes, ce qui rompt la continuité des déplacements, des déformations et des contraintes, entre les points de sol situés de part et d'autre de la nappe. Deuxièmement, le sol est guidé par les plaques. Ce phénomène est d'autant plus sensible que les plaques sont inclinées et que l'interface a un frottement faible.

Plusieurs chercheurs ont étudié les forces axiales dans les butons en modélisant les clous par des éléments de barre. D'autres chercheurs utilisant, soit des éléments de poutre, soit des éléments de massif, ont pu étudier également les moments fléchissants et les efforts tranchants dans les clous.

Shafiee (1986) a étudié le comportement d'un mur en sol cloué de 5 m de haut, en supposant une adhérence parfaite entre le sol et les clous. Dans cette étude, l'importance du phasage de la construction sur les déformations a été mise en évidence. Le respect du phasage de la construction permet d'obtenir des déplacements comparables à ceux observés in situ.

Dans un problème réel, à part la section c-c où le sol est discontinu, le sol dans sa grande majorité est continu. Quand les lits de clous sont modélisés par une plaque équivalente, les points du sol situés de part et d'autre de la plaque ont des déplacements horizontaux différents. La continuité du sol n'existe pas dans un modèle de plaque équivalente. Si l'on veut réintroduire la continuité du sol dans une modélisation par plaque équivalente, il convient d'imposer aux points du sol situés de part et d'autre d'une plaque des relations limitant leur déplacement relatif (figure 2.43).

Par ailleurs, dans le cas de clouage, un glissement relatif du sol par rapport aux clous existe. Il est donc indispensable d'introduire des éléments d'interface entre le sol, les clous et les parements.

Le critère de non pénétration des éléments volumiques de sol dans les éléments d'interface ainsi que le choix d'une rigidité normale très importante des éléments d'interface implique automatiquement que les points du sol situés de part et d'autre d'une nappe (sol^- et sol^+) ont les mêmes déplacements normaux :

$$U_n(sol^-) = U_n(sol^+)$$

Pour imposer qu'ils aient les mêmes déplacements, il suffit de rajouter la condition que les déplacements tangentiels par rapport à la nappe sont égaux :

$$U_t(sol^-) = U_t(sol^+)$$

Considérons un clou incliné de θ par rapport à l'horizontale ; cette relation s'écrit sous la forme suivante :

$$U(sol^+) \cos \theta + V(sol^+) \sin \theta - U(sol^-) \cos \theta - V(sol^-) \sin \theta = 0$$

où U est le déplacement horizontal et V le déplacement vertical (Unterreiner, 1994).

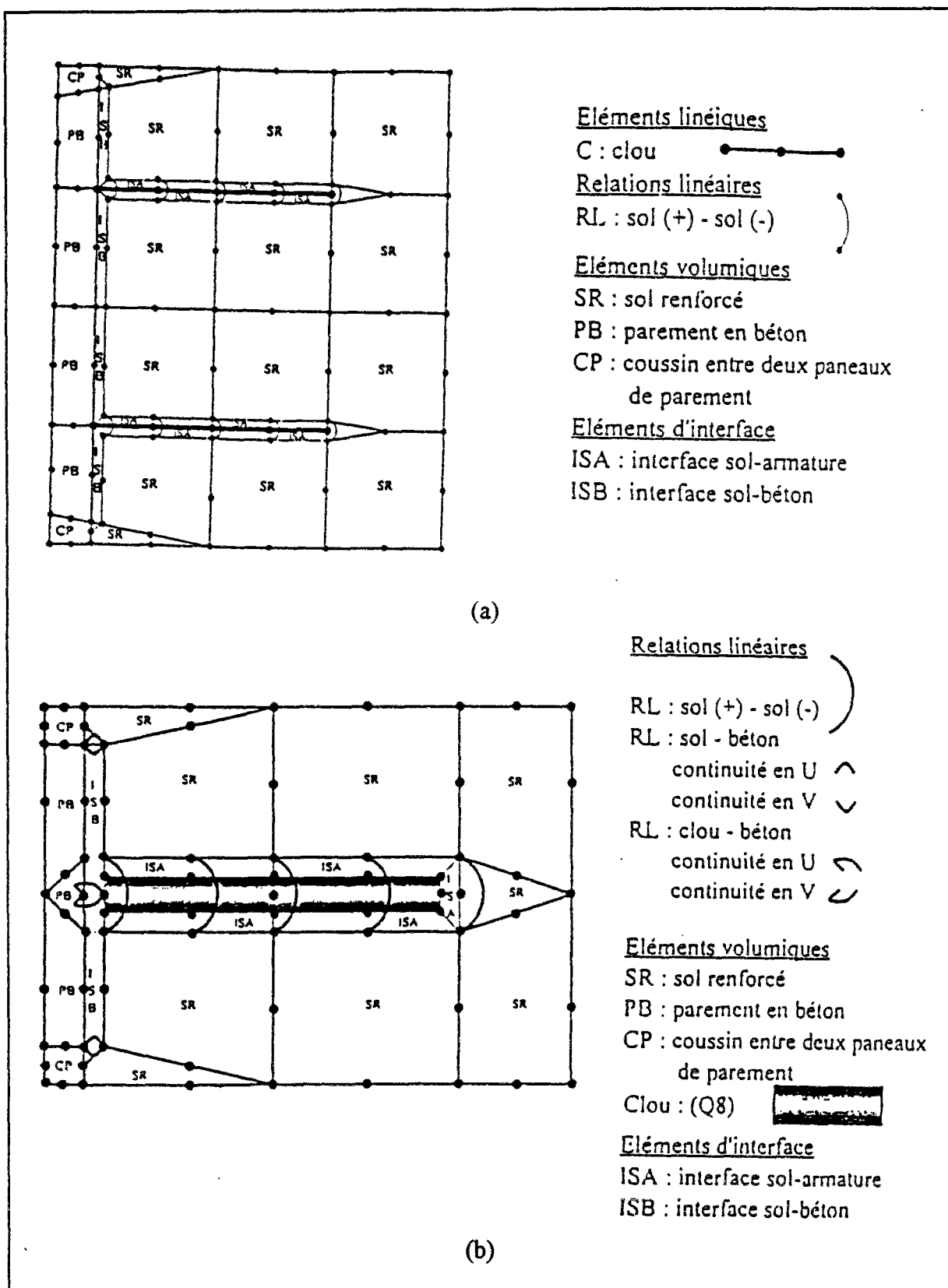


Figure 2.43 - Motif de mur en sol cloué dans CESAR-LCPC : (a) : une écaille et deux clous sans flexion (éléments BB3) pour le renforcement (b) ; une écaille et un clou en flexion (éléments Q8) pour le renforcement (Unterreiner, 1994).

Unterreiner (1994) a étudié le comportement d'un mur en sol cloué de 7m de haut, avec sept lits de clous entre 6 et 8m, dans le sable de Fontainebleau. A l'exception des mouvements verticaux à la surface du sol pour les deux premières phases de construction, les résultats sont raisonnablement en concordance avec les observations in situ. Pendant les deux premières étapes, au lieu d'un tassement observé à la surface, la réponse du modèle est un soulèvement. Ceci est dû au choix d'une loi élastoplastique parfaite. En fait, le choix d'une élasticité linéaire impose ce soulèvement avant que la plasticité ne se développe.

2.9 - Modélisation tridimensionnelle

Les ouvrages réels et leur environnement présentent très rarement une géométrie tridimensionnelle simple. Cependant, il est souvent possible, si l'on constat qu'une des dimensions de l'espace est prépondérante par rapport aux deux autres ou bien que le problème complet (c'est-à-dire la géométrie, les conditions aux limites, les chargements et un éventuel phasage des travaux) possède une symétrie de révolution ou des symétries planes, de réduire le problème tridimensionnel à un problème axisymétrique ou plan.

Ces hypothèses permettent de réduire fortement le nombre des éléments et des noeuds du maillage, car le coût d'un calcul en éléments finis augmente d'une manière très rapide lorsque l'on passe du problème bidimensionnel au problème tridimensionnel. Et, même avec la puissance actuelle des ordinateurs, il convient d'éviter autant que possible les modélisations tridimensionnelles dans les calculs courants.

Dans le cas d'une excavation non soutenue, les tassements dans les sections parallèles à un côté de la fouille varient en fonction de la troisième direction. Les tassements dans les sections proches du centre de la fouille sont maximaux et proches de ceux obtenus en déformation plane.

Evidemment, l'installation de boutons (ou ancrages) introduit une nouvelle approximation due à l'espacement entre les boutons (ou les ancrages) dans les calculs en déformation plane, car les déplacements dans les sections transversales des boutons sont plus petits que dans les sections entre deux boutons.

Quelques modélisations tridimensionnelles ont été réalisées pour estimer l'effet de la troisième dimension par rapport à un calcul en déformation plane.

Dysli (1983) a ainsi comparé des modélisations 2D et 3D d'une paroi moulée butonnée dans des limons argileux (figure 2.44). Le modèle élastoplastique parfait avec le critère de Drucker-Prager est choisi pour représenter le comportement du sol. Dysli a montré que négliger l'effet de la troisième dimension peut diminuer considérablement les valeurs des déplacements et des contraintes. Cet effet augmente avec le rapport de la profondeur d'excavation à la largeur moyenne de l'excavation. Si ce rapport est grand, les résultats des calculs bidimensionnels doivent être utilisés plutôt qualitativement que quantitativement.

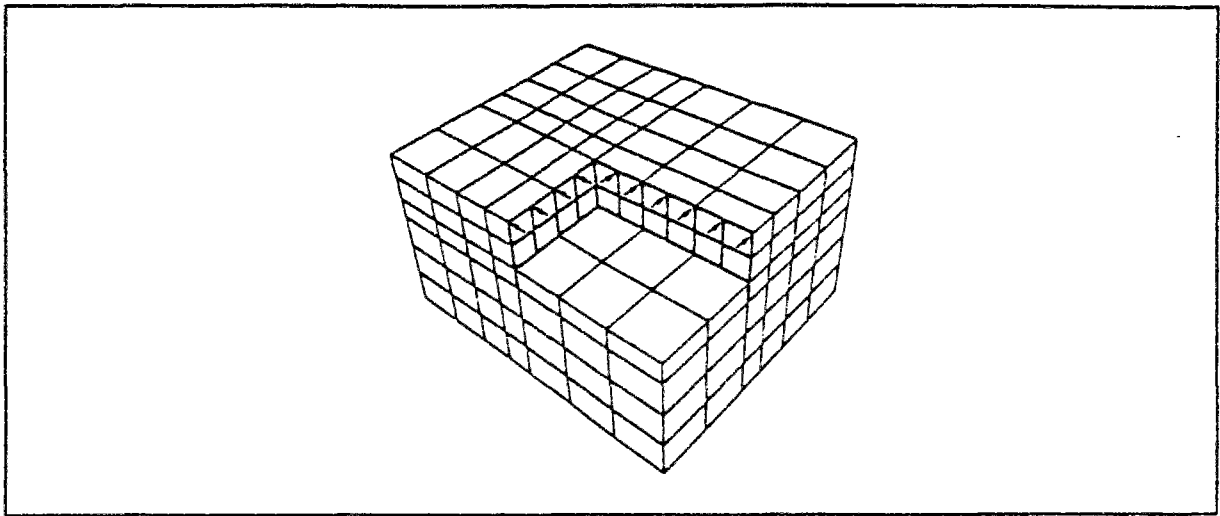
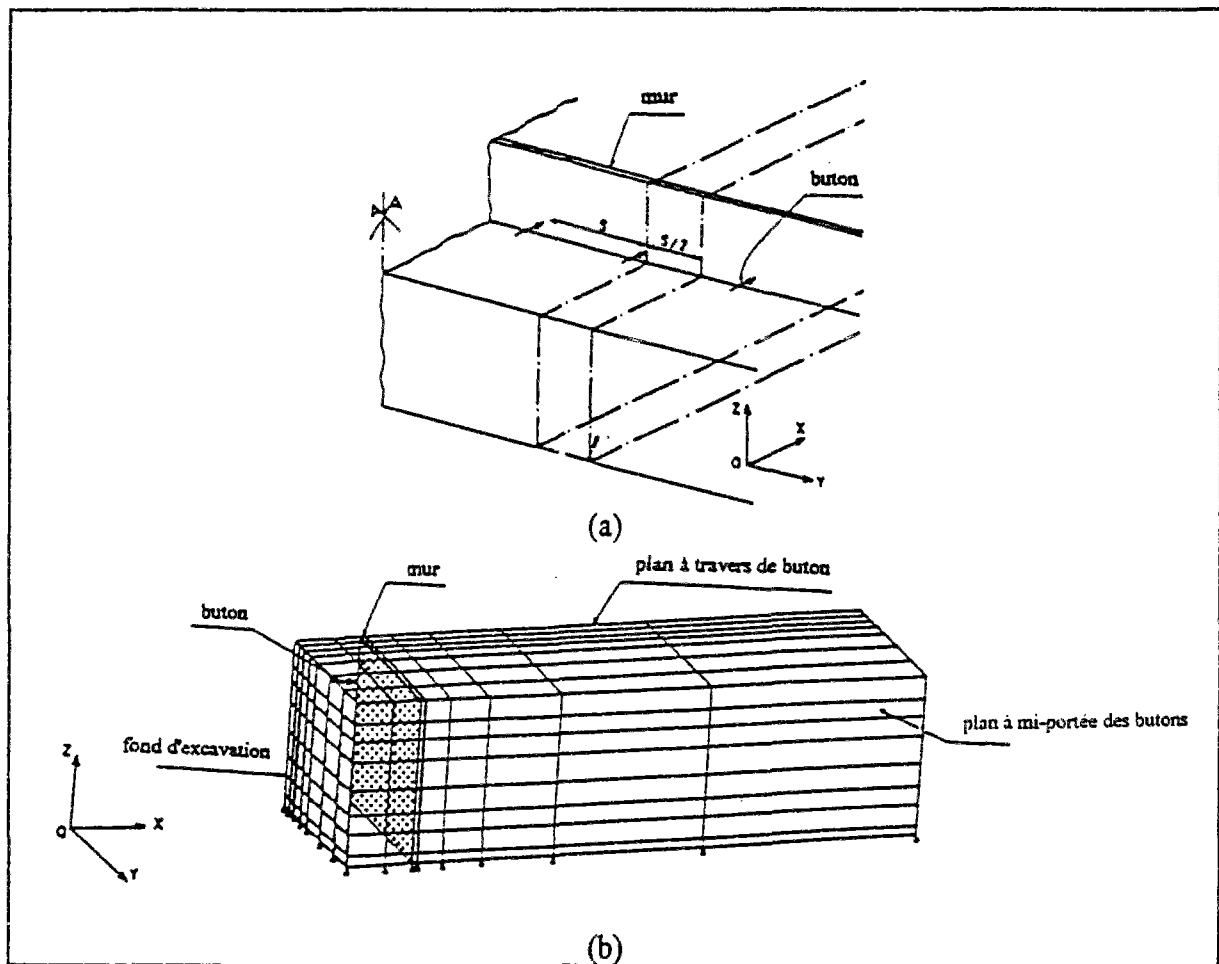


Figure 2.44 - Modèle tridimensionnel d'une paroi moulée (Dysli, 1983).



**Figure 2.45 - Etude de l'effet de l'espacement horizontal entre les butons :
(a) tranchée étudiée ; (b) maillage (Fernandes, 1986).**

Fernandes (1986) compare un calcul tridimensionnel à un calcul en déformation plane et étudie en particulier l'effet de l'espacement horizontal entre les butons (figure 2.45). Dans cette analyse, le comportement de tous les matériaux est élastique linéaire. Le calcul

tridimensionnel montre alors que, dans les sections verticales passant à travers les butons, les déplacements latéraux sont plus petits et que la poussée des terres est plus grande que dans les sections verticales entre les deux butons. Les profils de moments fléchissants des mêmes sections sont compatibles avec les profils des déplacements et les profils des pressions de poussée des terres. La différence entre les calculs tridimensionnels et les calculs en déformation plane est inférieure à 50%. Si, comme dans le cas d'un rideau de palplanches, la rigidité de la paroi est plus petite, cette différence peut être plus importante.

Schweiger et Freiseder (1994) dans un calcul tridimensionnel ont étudié la simulation de la construction d'une paroi moulée dans des sols limoneux, sableux et argileux (figure 2.46). La paroi est construite par une succession de panneaux individuels et l'élasticité linéaire avec un module d'Young variable avec la profondeur est utilisée pour le comportement du sol. Le tassement maximum dû à la construction de la paroi est de l'ordre de 50 % du tassement à la fin de l'excavation. La variation des contraintes horizontales pendant la construction conduit à une augmentation d'environ 10% par rapport aux contraintes horizontales initiales.

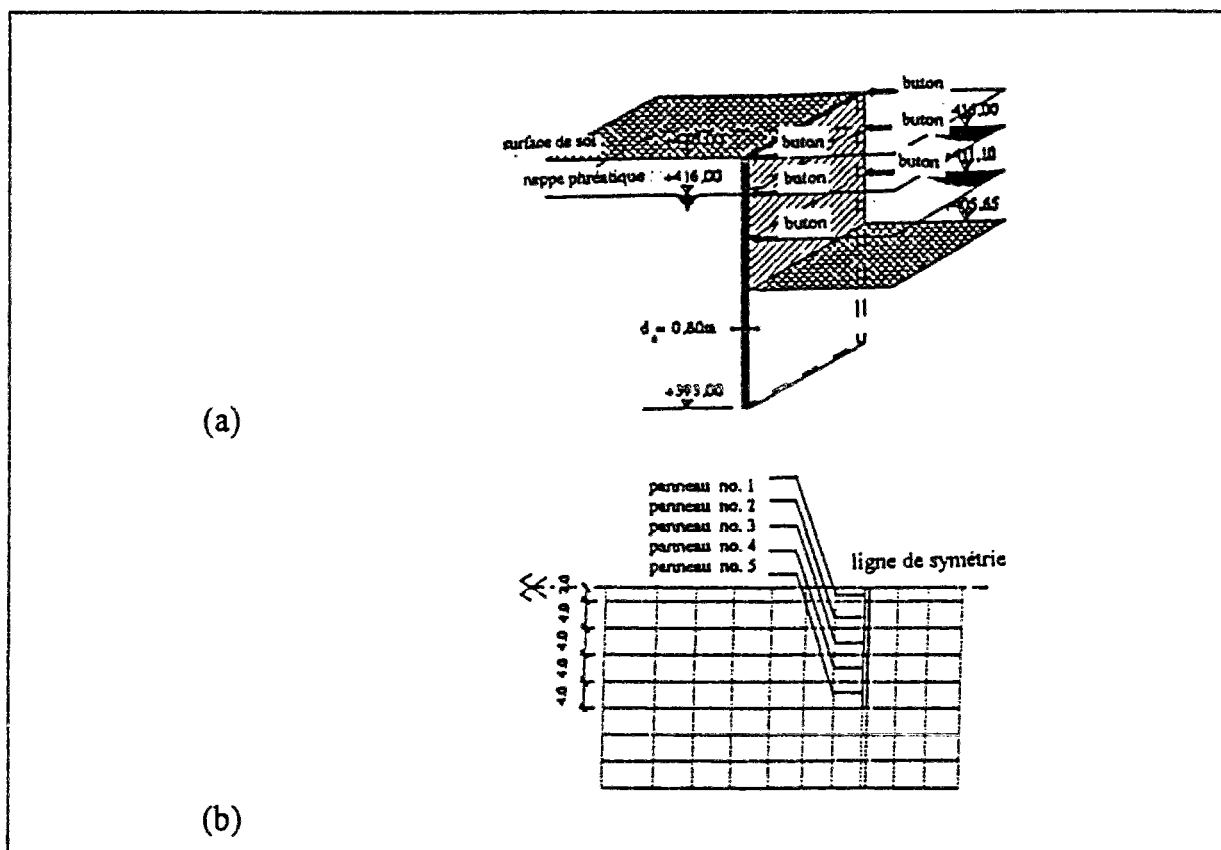


Figure 2.46 - Modélisation tridimensionnelle d'une paroi moulée : a) schéma de l'ouvrage ; b) vue en plan de la zone étudiée (Schweiger et Freiseder, 1994).

Ho et Smith (1993) ont réalisé une étude tridimensionnelle d'un mur en sol cloué. Ils ont utilisé des éléments à 14 noeuds afin d'avoir plus de flexibilité par rapport à des éléments cubique à 8 noeuds et d'alléger les temps de calcul et de stockage rencontrés avec les éléments cubique à 20 noeuds. La loi de comportement élastoplastique parfaite avec le critère de Mohr-Coulomb régit le comportement du sol. La figure 2.47 représente le maillage utilisé. Les clous sont placés horizontalement et en contact avec le massif du sol. Dans cette analyse, Ho et Smith ont étudié le moment fléchissant et les efforts tranchants dans les clous. La déformation dans les clous supérieurs a augmenté avec la profondeur d'excavation. Aucune comparaison

entre une modélisation tridimensionnelle et une modélisation en déformation plane n'a été réalisée.

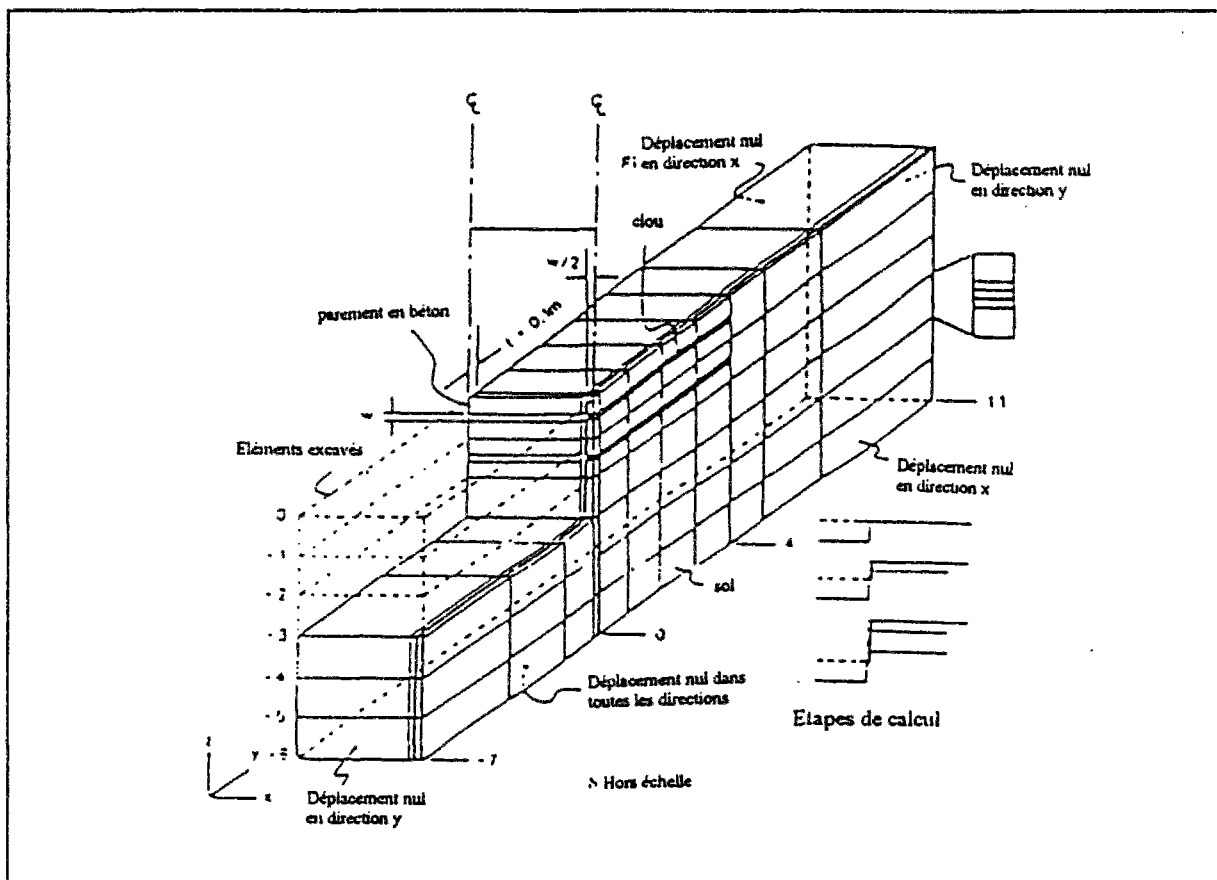


Figure 2.47 - Maillage, géométrie et conditions aux limites d'un modèle de mur en sol cloué (Ho et Smith, 1993).

2.10 - Stabilité d'une excavation soutenue

2.10.1 - Détermination de la profondeur limite d'une excavation par la méthode des éléments finis

Potts et Fourie (1989) ont utilisé une loi élastoplastique parfaite avec le critère de Mohr-Coulomb pour calculer la profondeur limite d'une excavation dans une argile raide drainée, devant une paroi moulée encastrée. Le déplacement horizontal maximal de la paroi est présenté sur la figure 2.48 en fonction de la profondeur de l'excavation. Cette figure indique que la rupture survient à la profondeur de 10,6m. Des résultats similaires sont obtenus pour les valeurs de K_0 égales à 0,5 et 2. La profondeur maximale d'excavation est indépendante de K_0 , ce qui concorde avec les résultats d'un calcul analytique d'équilibre limite.

L'analyse de cette paroi encastrée montre aussi qu'un calcul simple d'équilibre limite conduit à une estimation réaliste de la profondeur d'encastrement, nécessaire pour maintenir la stabilité (Potts et Fourie, 1989).

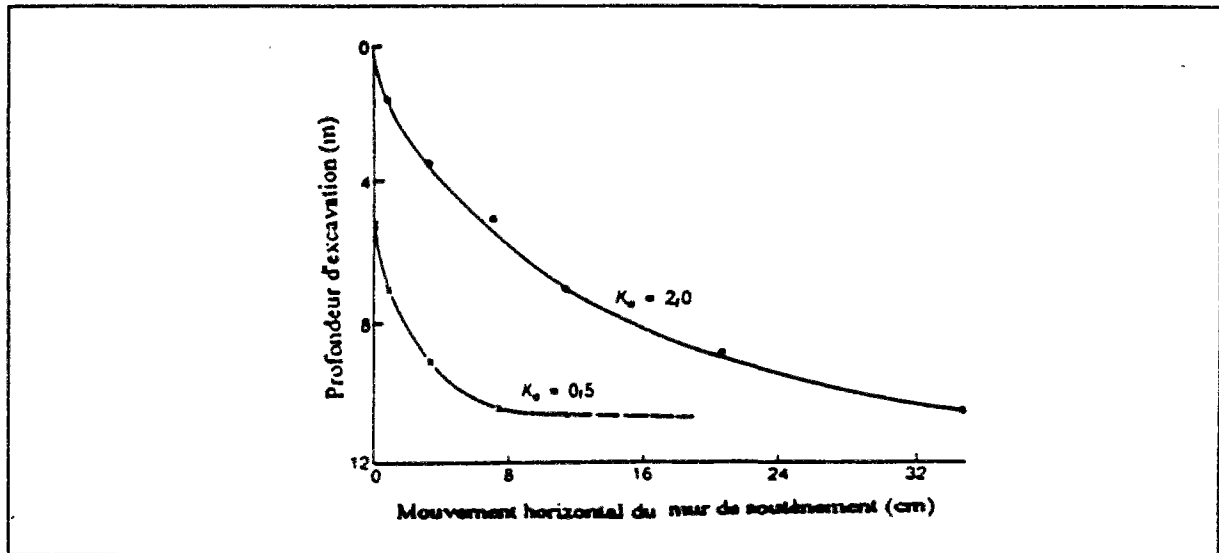


Figure 2.48 - Variation du déplacement latéral maximum de la paroi en fonction de la profondeur de l'excavation (Potts et Fourie, 1984).

Des résultats similaires ont été obtenus pour une paroi moulée étayée avec un seul buton situé en surface (Potts et Fourie, 1984).

2.10.2 - Détermination de l'effondrement d'une excavation en terme de soulèvement du fond de fouille par la méthode des éléments finis

Quand on étudie les tranchées creusées dans l'argile molle, il faut envisager l'éventualité d'une rupture par soulèvement du fond de fouille. En effet, le poids des masses d'argile situées à l'extérieur de la tranchée tend à refouler l'argile sous-jacente vers la fouille.

Smith et Ho (1992) ont analysé l'effondrement d'une excavation en termes de soulèvement du fond de fouille et de profondeur de l'excavation (figure 2.49). A la limite de l'effondrement, la variation du soulèvement en fonction de la variation de la profondeur est très grande. Un modèle élastoplastique parfait avec le critère de Mohr-Coulomb a été utilisé pour modéliser l'argile non drainée du site. La géométrie, le maillage et les caractéristiques du problème étudié sont également représentés dans la figure 2.49.

On constate que, dans les deux cas extrêmes d'une excavation sans soutènement et d'un soutènement totalement fixe dans la direction x (figure 2.49), le calcul en éléments finis peut également reproduire les profondeurs limites de $4c_u / \gamma$ et $N_c c_u / (\gamma - c_u / 0,7B)$ (Terzaghi, 1943 ; Bjerrum et Eide, 1956) pour lesquelles une rupture par soulèvement peut arriver.

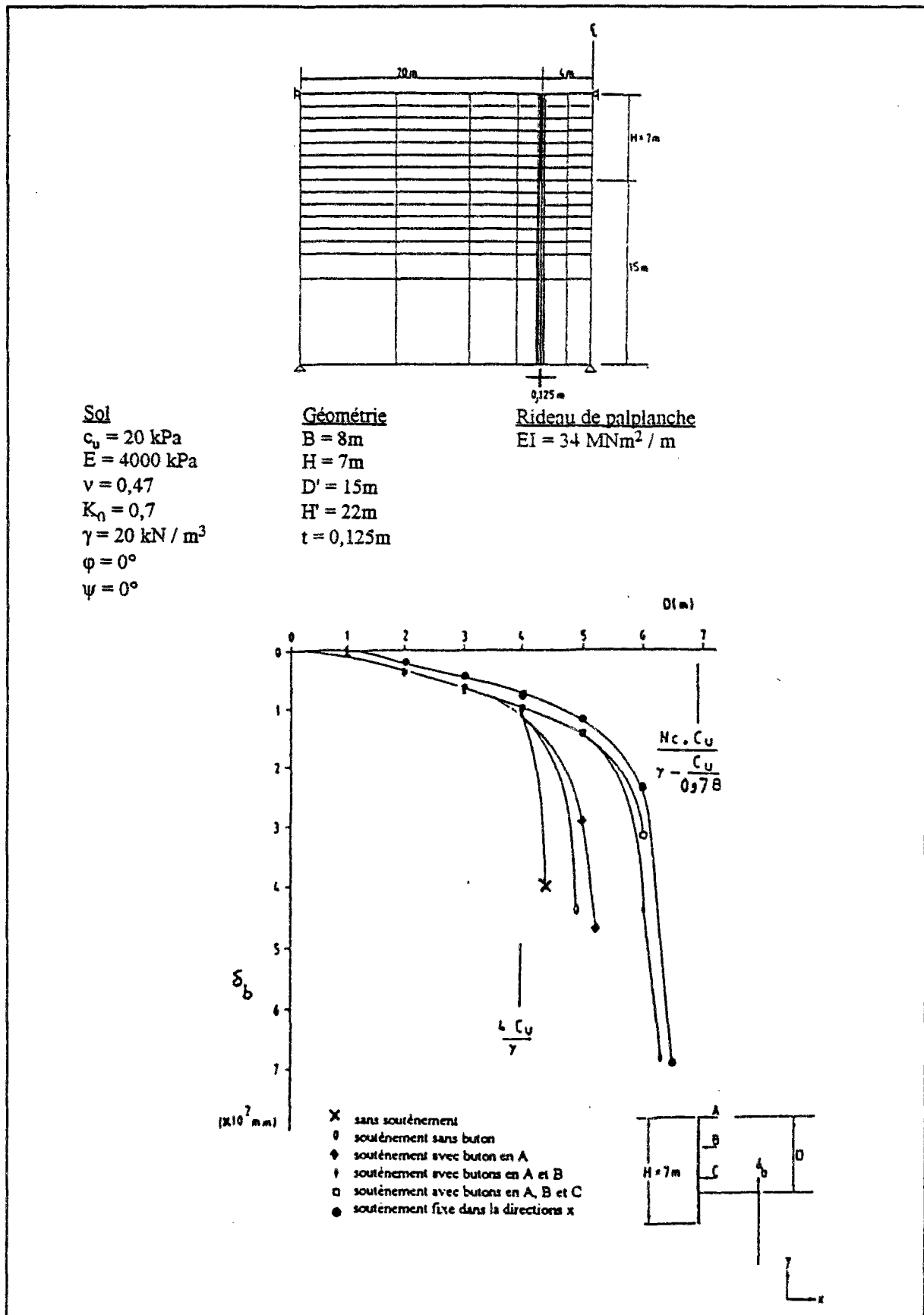


Figure 2.49 - Soulèvement du fond de fouille en fonction de la profondeur d'excavation (effet des conditions de soutènement) (Smith et Ho, 1992).

2.11 - Influence des conditions aux limites

La méthode par élément finis détermine les champs de déplacements et de contraintes dans un domaine suffisamment vaste pour que des conditions de déplacements nuls ne perturbent pas le calcul au voisinage de l'ouvrage.

Les conditions aux limites classiques pour un problème d'excavation consistent à bloquer les déplacements horizontaux des bords latéraux et les déplacements verticaux du bord inférieur. S'il existe une symétrie de la géométrie de l'ouvrage de soutènement, de l'excavation et du sol par rapport au milieu du fond de fouille, celle-ci se traduit par la modélisation de la moitié de la structure et l'application de déplacements horizontaux nuls sur la ligne de symétrie.

Lorsque le substratum est situé profondément, il est inutile de mailler jusqu'à cette profondeur. Quant aux limites latérales, au-delà d'une certaine distance l'influence des phénomènes mécaniques s'estompe rapidement.

Rodrigues (1975) a trouvé qu'à une distance de dix fois la profondeur d'excavation derrière la paroi, l'effet de l'excavation devient négligeable. Lorsque le substratum est plus profond, une limite inférieure située à 2,5 fois la hauteur de l'écran de soutènement est considérée comme suffisante dans la plupart des cas.

Burland et al. (1979) ont observé que, dans l'argile raide de Londres, les mouvements (verticaux et horizontaux) autour des excavations sont significatifs jusqu'à une distance de trois à cinq fois leur profondeur.

Pour illustrer l'effet de la profondeur du substratum, deux calculs ont été réalisés avec le programme CESAR-LCPC. Dans les deux cas la géométrie de l'excavation est identique (1,5m de profondeur et 10m de longueur). En revanche, dans le premier cas le substratum rigide est situé à 2,5m sous le fond de la fouille et dans le deuxième cas il est situé à 0,5m sous le fond de la fouille (figure 2.50). Le massif de sol est élastique linéaire isotrope, de paramètres :

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 \quad E = 8000 \text{ kPa} \quad \nu = 0,2 \quad K_0 = 0,75$$

La figure 2.50 montre que, lorsque le substratum est profond, on observe un soulèvement du sol en surface tandis qu'on observe un tassement lorsque la fouille repose sur un matériau beaucoup plus raide.

Lorsque la fouille repose sur un matériau beaucoup plus raide, l'effet du déchargement au fond de la fouille est faible et les rotations des bords verticaux de la fouille peuvent être de sens opposé à celles que provoque une excavation dans un massif dont le substratum est profond (figure 2.50). Ce simple calcul peut aussi donné une indication sur le choix de profondeur de substratum dans un problème réel de l'ouvrage d'excavation.

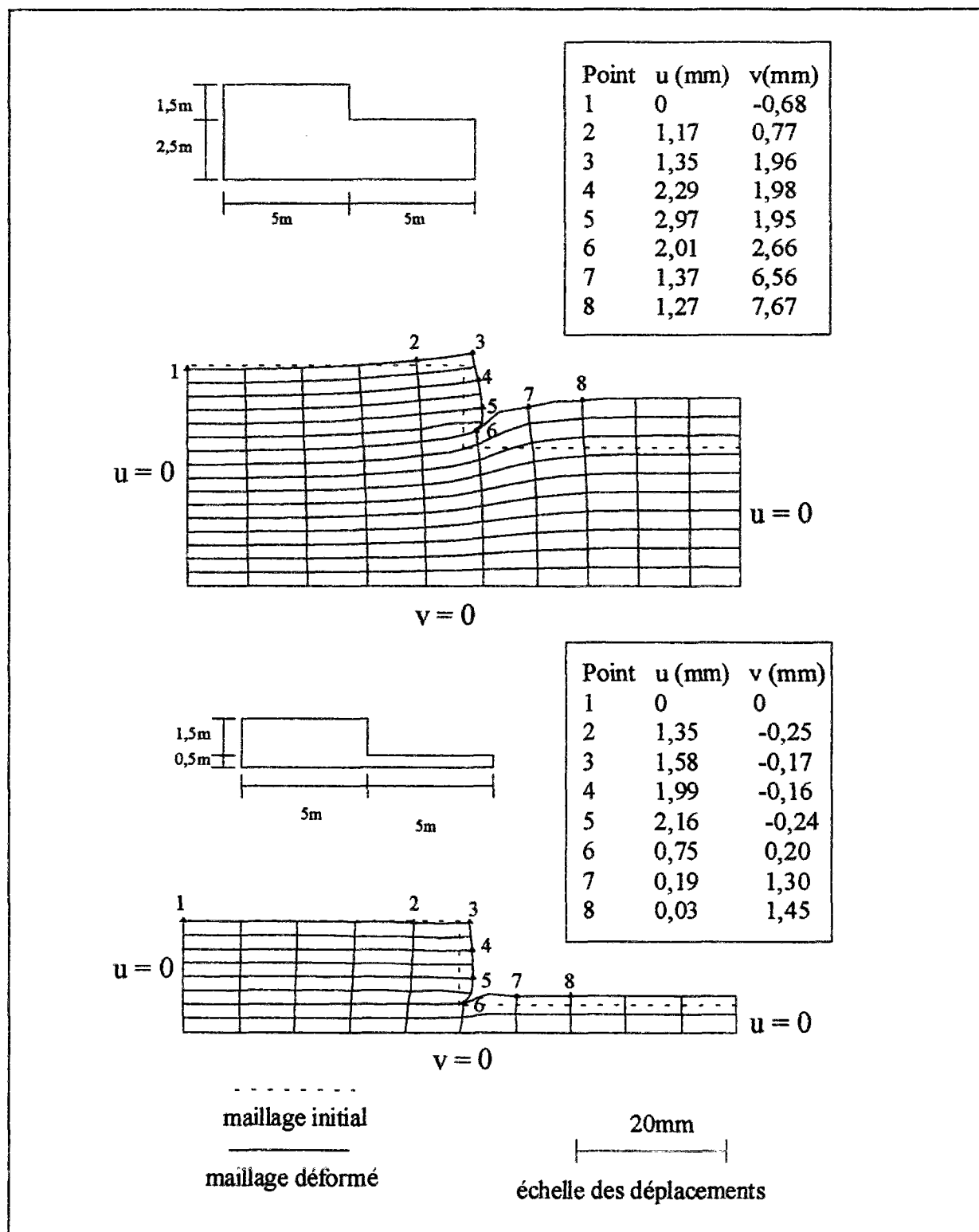


Figure 2.50 - Effet de la position du substratum sur les mouvements (calcul avec CESAR-LCPC).

2.12 - Conclusions

Après une étude bibliographique sur la modélisation par éléments finis de l'excavation d'un massif de sol, nous avons présenté dans ce chapitre les techniques disponibles pour modéliser le comportement des ouvrages de soutènement. Cette étude a montré les effets des différents paramètres, concernant le sol, le système de soutènement et le modèle, sur la simulation d'une excavation.

Les paramètres les plus déterminants pour l'allure et l'intensité des mouvements autour d'une excavation sont les caractéristiques du sol autour de l'excavation. Nous avons présenté quelques avis critiques sur l'utilisation de E et ν et le choix de la loi de comportement du sol dans un problème d'excavation. Le comportement du massif de sol lors d'une excavation, lié au problème de déchargement, est l'objet d'une étude plus détaillée dans le chapitre 4.

La valeur du coefficient K_0 a une nette influence sur les chemins des déformations et des contraintes avant la rupture du sol. Les pressions de poussée et de butée, l'étendue de la zone plastique dans le sol, ainsi que les déplacements latéraux et les moments fléchissants dans l'écran augmentent avec K_0 .

Il nous est apparu que, pour les calculs en éléments finis, les éléments de poutre sont plus représentatifs pour modéliser les sections minces comme un rideau de palplanches, alors que les éléments de massif sont recommandés pour modéliser des sections plus épaisses d'écrans, comme les parois moulées.

Augmenter la rigidité de l'écran conduit à une augmentation du moment fléchissant maximum et une diminution de ses déplacements.

La représentation des déplacements relatifs entre le sol et l'ouvrage de soutènement nécessite l'introduction d'éléments d'interface dont les caractéristiques exercent une influence sensible sur les résultats.

Les calculs ont montré que la modélisation se rapproche de l'expérience si l'on tient compte de la mise en place de l'écran, d'autant plus que les observations in situ montrent qu'après l'installation de l'écran de soutènement, le sol autour de l'écran se déplace en affectant les pressions de terres et la pression de l'eau interstitielle.

La longueur des tirants d'ancrage a une grande influence sur la flèche de l'écran de soutènement, mais une influence négligeable sur la pression des terres et sur les efforts dans les tirants. Bien que les ancrages précontraints diminuent considérablement les mouvements d'un écran de soutènement, la zone d'influence de l'ancrage reste limitée dans le sol autour de l'excavation et de grands mouvements peuvent se produire derrière la zone d'ancrage.

L'augmentation de la rigidité des butons ou des pressions de précontrainte et la diminution de l'espacement entre les butons entraînent une diminution des mouvements de l'écran. Pourtant, cet effet devient moins significatif lorsque les valeurs de la rigidité des butons ou des pressions de précontrainte sont élevées.

Négliger l'effet de la troisième dimension peut conduire à sous-estimer considérablement les valeurs des déplacements et des contraintes. Cet effet augmente avec le rapport de la profondeur d'excavation à la largeur moyenne de l'excavation. Si ce rapport est important, les résultats des calculs bidimensionnels doivent être utilisés plutôt qualitativement que quantitativement.

Le calcul par éléments finis nous permet de déterminer la profondeur limite de l'excavation en étudiant le déplacement horizontal maximal de la paroi en fonction de la profondeur de l'excavation. Pour les profondeurs proches de la limite d'effondrement, la variation du déplacement horizontal maximum devient importante.

Dans un ouvrage réel, une excavation n'est jamais réalisée en une seule étape et donc la modélisation doit prendre en compte les différentes phases du creusement et de la mise en place d'une structure. Le chapitre 3 présente la simulation numérique par étapes d'une fouille et dans le chapitre 5 nous appliquons notre modèle à un exemple d'ouvrage.

Chapitre 3

Aspects techniques de la modélisation des excavations en éléments finis

3.1 - Introduction

Les contraintes et les déformations dans un massif de sol dépendent de l'histoire des chargements et des conditions aux limites successives qui lui sont imposées. La mise en place graduelle de couches dans un barrage en terre ou un remblai et l'enlèvement de matériaux dans une excavation à ciel ouvert ou dans un ouvrage souterrain en sont des exemples. Ces situations se caractérisent essentiellement par des changements de la géométrie des structures : soit par ajout, soit par enlèvement d'une ou de plusieurs zones de matériaux.

Dans la grande majorité des cas, une modélisation réaliste par éléments finis doit considérer les étapes de la construction de l'ouvrage. L'analyse en plusieurs étapes par la méthode des éléments finis a été introduite par Clough et Woodward (1967), qui l'ont appliquée à la modélisation de la construction d'un barrage en terre.

Parmi les constructions par étapes, la simulation d'excavation a été développée par Duncan et Dunlop (1969), Clough et Duncan (1971), Chandrasekaran et King (1974), ..., indépendamment, semble-t-il, des travaux de Clough et Woodward (1967).

3.2 - Modélisation d'une excavation par la méthode des éléments finis

La figure 3.1-a représente schématiquement le problème d'une étape d'excavation. Le massif de sol est initialement en équilibre. La région à excaver est appelée E et la région non-excavée, N. L'équilibre du massif N n'est pas perturbé si la région E est enlevée et remplacée par les forces t , égales aux forces internes du massif de sol E (figure 3.1-b). Ainsi, l'excavation de la région E peut être modélisée en appliquant les mêmes forces t dans le sens opposé (figure 3.1-c). Les contraintes normales sur les frontières de l'excavation doivent être égales à zéro en fin de calcul : l'effet du creusement revient à transformer une frontière interne au massif en un bord libre.

Deux approches existent pour la simulation d'une excavation. Dans la première, les forces nodales équivalentes sont calculées à partir des contraintes dans les éléments adjacents aux frontières des zones de terrains à enlever tandis que, dans la deuxième, les forces induites par l'excavation sont déterminées à partir de l'équilibre global par la différence entre les forces totales appliquées et les forces internes correspondant aux contraintes dans l'ensemble des éléments.

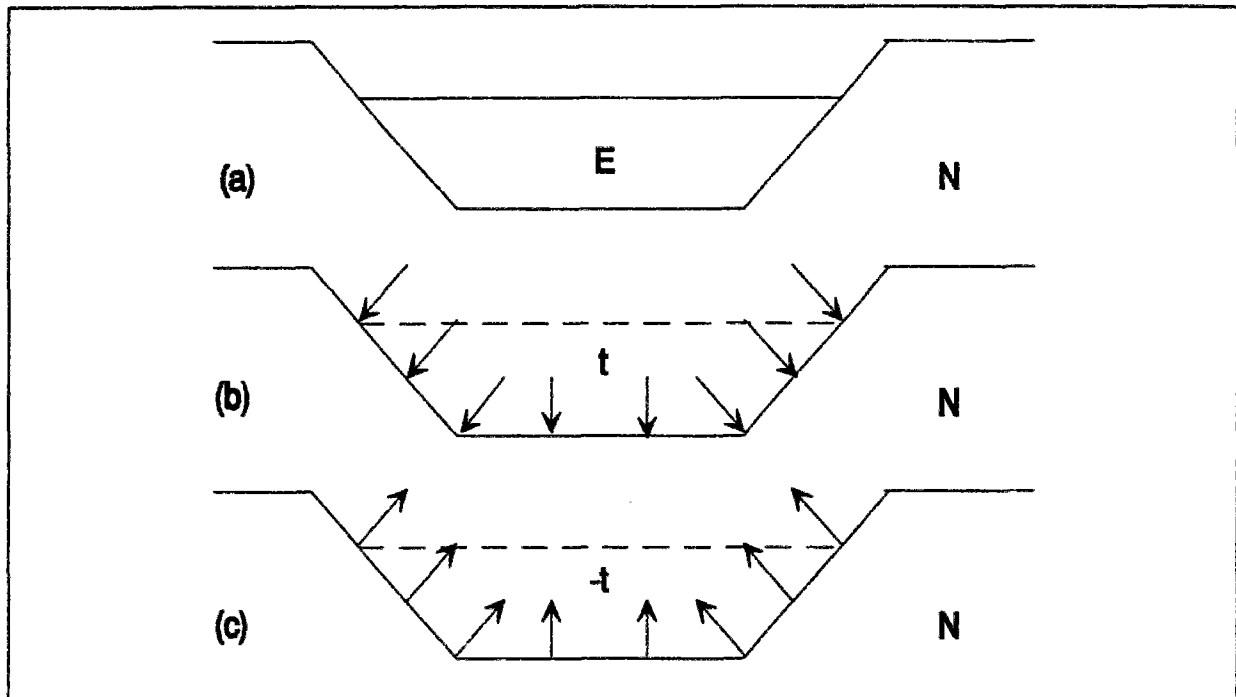


Figure 3.1 - Schéma d'une étape d'excavation.

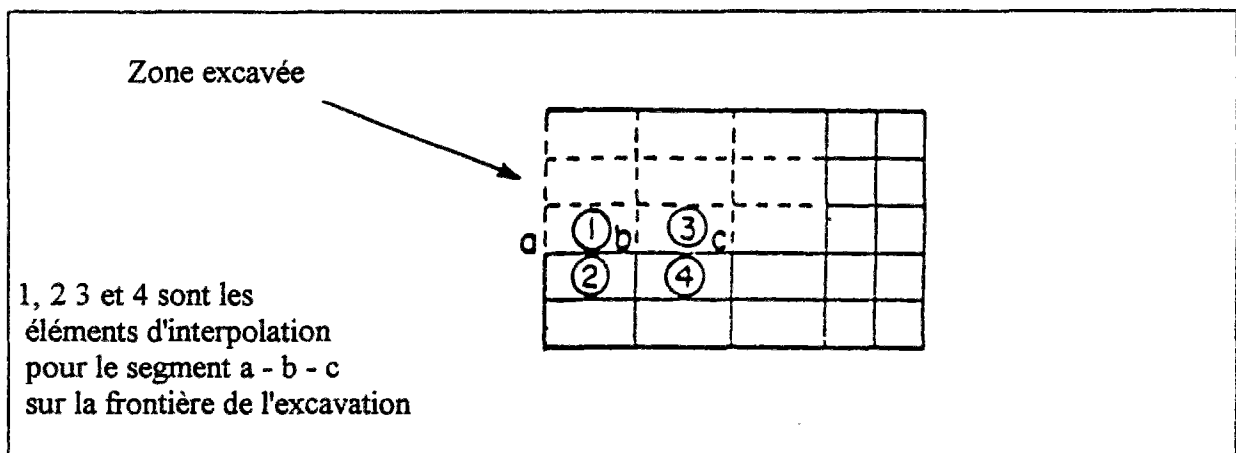


Figure 3.2 - Détermination des contraintes sur la frontière d'une excavation par interpolation (d'après Clough et Duncan, 1969).

3.2.1 - Calcul des forces équivalentes à partir des contraintes

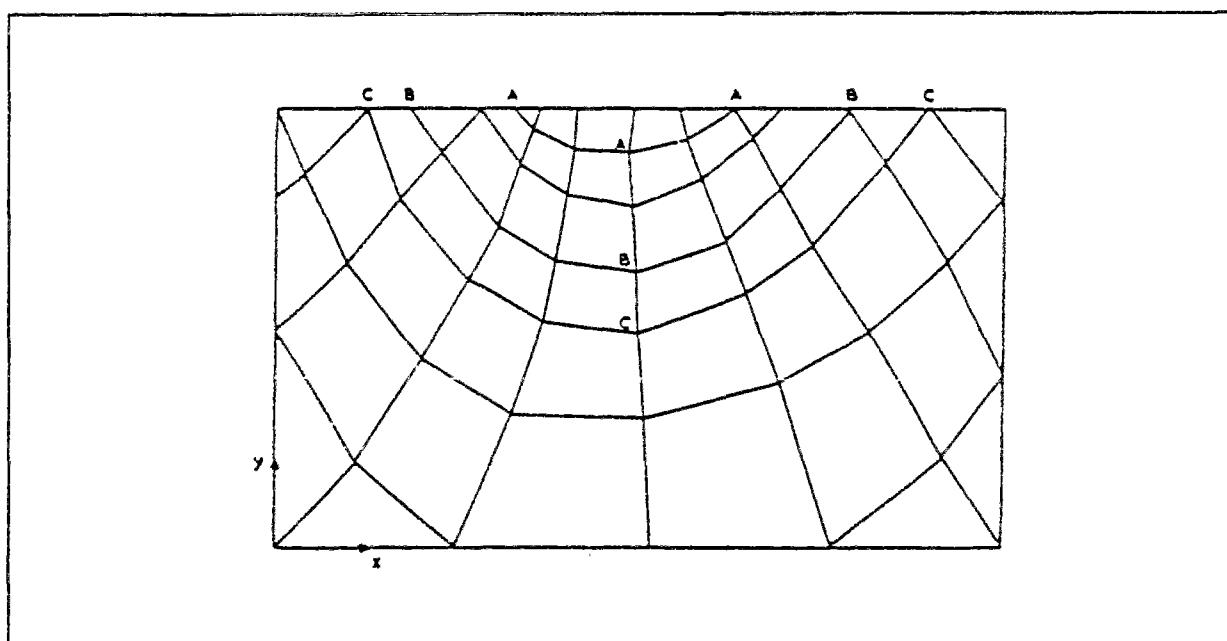
Différentes méthodes ont été proposées pour obtenir les forces nodales équivalentes. Clough (1969), Clough et Duncan (1969) et Wong (1971) ont ainsi proposé de calculer les forces nodales à partir de l'état des contraintes existant sur le bord, à l'étape de calcul

précédente. Ils ont utilisé des éléments à interpolation linéaire (triangle à 3 noeuds ou quadrilatère à 4 noeuds). Les contraintes étant plus correctes aux centres des éléments, ils ont proposé d'employer une interpolation pour estimer les contraintes aux frontières de l'excavation. Par exemple, Clough et Duncan (1969) ont proposé d'ajuster un polynôme de degré 1 aux contraintes calculées aux centres des quatre éléments adjacents au segment abc (figure 3.2). Cependant, quand il fallait tenir compte des angles ou des discontinuités dans les matériaux, une attention particulière était nécessaire pour choisir les meilleurs "quatre éléments".

Ishihara (1970) a montré analytiquement que, si le comportement des matériaux est élastique linéaire, les résultats en contraintes et en déformations sont uniques et indépendants de l'ordre dans lequel les étapes de construction sont réalisées.

Mais l'utilisation de la technique de calcul présentée plus haut conduit à une dépendance des contraintes et des déformations à l'étape finale en fonction du nombre d'étapes de calcul (Christian et Wong, 1973).

Pour pallier cette difficulté, Chandrasekaran et King (1974) ont proposé une technique particulière valable pour les matériaux élastiques linéaires. Cette technique de calcul des forces nodales n'utilise pas les contraintes. Les forces le long des différents niveaux d'excavation sont calculées en considérant les contraintes initiales géostatiques σ_0 .



**Figure 3.3 - Excavation par étapes aux niveaux AAA, BBB et CCC
(D'après Chandrasekaran et King, 1974).**

La première étape d'excavation est réalisée, en appliquant le long de AAA (figure 3.3) les forces nodales $-F_A$ et en supprimant la rigidité des éléments situés au-dessus de AAA. ΔF_{B1} , la variation de F_B due à la première étape d'excavation est obtenue par le produit de la rigidité

des éléments situés au-dessous du niveau BBB et des déplacements correspondant à la première étape d'excavation. Ensuite, les forces nodales le long de BBB sont déterminées par ;

$$F_B^* = F_B + \Delta F_B \quad (3.1)$$

Les procédures pour la deuxième étape et les étapes suivantes sont similaires à celle de première étape. Cette technique est malheureusement trop restrictive et ne peut convenir à un massif de sol dont le comportement est fortement non linéaire.

Mana (1976) a proposé une méthode utilisant les éléments iso-paramétriques à huit noeuds. Les forces à la surface d'excavation sont déterminées par la relation :

$$F_n = \sum_{\Omega}^M \int B^T \sigma_{n-1} d\Omega \quad (3.2)$$

où M est le nombre d'éléments excavés qui ont une frontière commune avec les éléments non-excavés ; B est la matrice des dérivées des fonctions d'interpolation et σ_{n-1} les contraintes finales de l'étape précédente.

L'inexactitude de cette méthode a été démontrée sur un exemple d'excavation unidimensionnel par Desai et Sargand (1984). Pour éviter ces erreurs, ces auteurs ont proposé d'employer une méthode hybride dans laquelle les contraintes sont calculées à l'intérieur des éléments et les déplacements à la surface d'excavation ou vice versa. Les forces d'excavation sont déterminées par la relation :

$$F = \sum_{n=1}^M \left\{ G^T H^{-1} \left[\int_{\Omega_n} P^T C \sigma_n d\Omega \right] \right\} \quad (3.3)$$

avec : $H = \int_{\Omega_n} P^T C P d\Omega$ et $G = \int_{\Gamma_{2n}} R^T L d\Gamma$

où M est le nombre d'éléments à la surface d'excavation ; Ω_n , le volume de l'élément n ; Γ_{2n} , la partie de la frontière sur laquelle les déplacements sont imposés ; P et L, les matrices des fonctions d'interpolation pour les contraintes et déplacements, respectivement ; R, le cas spécial de P qui correspond à la frontière ; σ_n , le vecteur des contraintes initiales ou résiduelles et C, la matrice de rigidité du système.

3.2.2 - Calcul des forces équivalentes à partir de l'équilibre global

Ghaboussi et Pecknold (1984) et Brown et Booker (1985), ont appliqué la méthode des éléments finis de type déplacements, pour proposer une nouvelle modélisation d'excavation en plusieurs phases. Les forces induites par l'excavation sont déterminées à partir de l'équilibre

global par la différence entre les forces totales appliquées (force volumique, force à la surface, ...) et les forces internes correspondant aux contraintes dans les éléments. Cette méthode aboutit à des résultats finaux corrects et indépendants du nombre d'étapes pour réaliser l'excavation dans un massif **élastique linéaire**. La méthode proposée est basée sur une technique de résolution numérique analogue à la méthode de Newton-Raphson. La non-linéarité est alors constituée par le changement de la géométrie dû à la disparition de matériaux. L'équation d'équilibre pour la n-ième étape d'excavation s'écrit sous la forme suivante ;

$$\left(\int_{\Omega_n} B^T C B d\Omega \right) \Delta U_n = P_n - \int_{\Omega_n} B^T \sigma_{n-1} d\Omega$$

Soit encore ;

$$K_n \Delta U_n = P_n - I_{n-1} \quad (3.4)$$

où K_n est la matrice de rigidité à l'étape n ; ΔU_n , le vecteur de déplacement nodal de l'étape n ; P_n , le vecteur de chargement total à l'étape n, appliqué au volume Ω_n ; I_{n-1} , le vecteur des forces internes correspondant aux contraintes finales de l'étape précédente (σ_{n-1}).

Quand, au début de la n-ième étape d'excavation, la géométrie de la structure est modifiée, la disparition des éléments excavés est considérée de la façon suivante. Les éléments qui ont été enlevés (ou désactivés) ne contribuent plus au vecteur des forces internes et donc ils ne sont pas inclus dans I_{n-1} . Le vecteur des chargements externes (force de gravité) contient seulement les valeurs correspondant au volume Ω_n . Pour désactiver les éléments excavés, la valeur de leur rigidité est mise à zéro.

Borja et al. (1989) ont développé une nouvelle technique de modélisation de l'excavation dans un milieu **élastoplastique**, qui assure des résultats uniques (contraintes et déplacements) quel que soit le nombre d'étapes d'excavation. L'équation d'équilibre pour la k-ième itération de la n-ième étape d'excavation s'écrit sous la forme suivante :

$$\left(\int_{\Omega_n} B^T C_n^k B d\Omega \right) \Delta U_n^k = P_n - \int_{\Omega_n} B^T \sigma_{n,k}^{ini} d\Omega$$

Soit encore :

$$K_n^k \Delta U_n^k = P_n - I_{n,k}^{ini} \quad (3.5)$$

avec :

$$U_n^{k+1} = U_n^k + \Delta U_n^k$$

$$C_n^k = \frac{\partial \sigma_n^k}{\partial \epsilon_n^k}$$

où K_n^k est la matrice de rigidité de la k-ième itération dans la n-ième étape d'excavation ; $I_{n,k}^{ini}$, le vecteur des forces internes correspondant aux contraintes finales de l'étape précédente (σ_{n-1}) pour $k = 1$ ou aux contraintes finales de l'itération précédente pour $k > 1$; σ_n^k , le vecteur des contraintes de la k-ième itération dans la n-ième étape d'excavation ; ε_n^k , le vecteur des déformations de la k-ième itération dans la n-ième étape d'excavation ; C_n^k , la matrice des relations contrainte-déformation obtenue par l'évolution de la variation de σ_n^k par rapport de ε_n^k .

Pour un massif élastique linéaire, cette méthode se réduit à la méthode de Ghaboussi et Pecknold (1984) et de Brown et Booker (1985). Pour un massif élastoplastique, la différence entre les deux méthodes porte sur l'algorithme de résolution. Si le calcul d'une matrice de rigidité tangente est choisi pour la méthode de Ghaboussi et Pecknold (1984) et de Brown et Booker (1985), provient de ce que le vecteur des forces internes I est constant au cours de l'étape n pour la méthode de Ghaboussi et Pecknold (1984) et de Brown et Booker (1985), tandis que le vecteur I est actualisé au cours des itérations de l'étape n pour la méthode de Borja et al. (1989).

3.3 - Présentation du module LAMBDA-LCPC

Le module LAMBDA-LCPC est le module de calcul existant dans le code CESAR-LCPC qui permet la détermination des forces d'excavation. Le vecteur de chargement calculé par ce module vaut :

$$F_n = - \int_{\Gamma_n} N^T \sigma_{n-1} \kappa d\Gamma \quad (3.6)$$

où Γ_n est la frontière commune entre les éléments à enlever et les éléments qui restent dans l'étape d'excavation numéro n ; κ , est le vecteur normal extérieur à Γ_n et N , la matrice des fonctions d'interpolation.

Nous démontrons ci-dessous pourquoi cette approche n'aboutit pas à des résultats finals identiques pour une excavation en une seule étape et en plusieurs étapes, même pour un matériau élastique linéaire. Pour cette démonstration, nous développons l'équation (3.4) :

$$F_n = \int_{\Omega_n} N^T \gamma d\Omega - \int_{\Omega_n} B^T \sigma_{n-1} d\Omega \quad (3.7)$$

où γ est le poids volumique ; B , la matrice des dérivées des fonctions d'interpolation ; Ω_n , le volume du sol dans la n-ième étape d'excavation.

D'après la formule de Green, le dernier terme de l'équation (3.7) peut se réécrire sous la forme :

$$-\int_{\Omega_n} B^T \sigma_{n-1} d\Omega = \int_{\Omega_n} N^T \operatorname{div} \sigma_{n-1} d\Omega - \int_{\Gamma_n} N^T \sigma_{n-1} \kappa d\Gamma \quad (3.8)$$

D'où, en combinant les équations (3.7) et (3.8) :

$$F_n = - \int_{\Gamma_n} N^T \sigma_{n-1} \kappa d\Gamma + \int_{\Omega_n} N^T (\gamma + \operatorname{div} \sigma_{n-1}) d\Omega \quad (3.9)$$

Le terme $\int_{\Gamma_n} N^T \sigma_{n-1} \kappa d\Gamma$ de l'équation (3.9) contient les intégrations conventionnelles des contraintes aux limites de l'élément, plus quelques termes supplémentaires provenant de la discontinuité des contraintes à l'interface entre les éléments. Le terme $(\gamma + \operatorname{div} \sigma_{n-1})$ de l'équation (3.9) est le résidu provenant de la non satisfaction des conditions d'équilibre locales et le terme $\int_{\Omega_n} N^T (\gamma + \operatorname{div} \sigma_{n-1}) d\Omega$ est la contribution correspondante en termes de forces. C'est donc seulement quand les contraintes satisfont **exactement** l'équilibre local ($\operatorname{div} \sigma_{n-1} + \gamma = 0$), que la première intégrale est nulle. Ainsi, l'équation (3.6) est valable seulement pour la première étape d'excavation car les contraintes initiales du sol sont d'origine géostatique et **numériquement** vérifient l'équilibre local ($\operatorname{div} \sigma_{n-1} + \gamma = 0$).

3.4 - Présentation du module de calcul EXCAVE-LCPC

La méthode proposée par Borja et al. (1989) est à la base de l'algorithme du module de calcul EXCAVE-LCPC que nous avons introduit dans le code CESAR-LCPC.

Ce module est identifié par le mot clé EXC. Un sous-programme spécifique a été créé, nommé EXCAVE : celui-ci permet le calcul et les modifications nécessaires des forces volumiques et des contraintes initiales à chaque étape n à cause du changement de la géométrie. L'appel du sous-programme EXCAVE a été ajouté dans le sous-programme EXCHAR. Le sous-programme EXCAVE peut être consulté dans le fichier gdchar.f.

L'introduction de ce module a nécessité la création d'un autre sous-programme appelé LECExc, qui se trouve aussi dans le fichier gdchar.f. Plusieurs autres modifications ont été nécessaires dans les sous-programmes ASSEMF du fichier gdchar.f, ELEM01 du fichier fami01.f et EXMCNL du fichier blmcnl.f. Ces modifications ont concerné l'actualisation du vecteur des forces internes à chaque itération, l'algorithme de résolution en tant que tel et le calcul du critère de convergence.

Le critère de convergence choisi est : $\|r^k\| \leq \epsilon_R \|r^0\|$. Dans cette équation $r^k = P_n - I_{n,k}^{fn}$ est le vecteur des forces résiduelles à l'itération k , $I_{n,k}^{fn}$ correspond aux contraintes finales de cette

itération, $r^0 = P_n - I_{n,k}^0$ et $I_{n,k}^0$ correspond aux contraintes initiales de cette étape (σ_{n-1}). $\| \cdot \|$ désigne la norme euclidienne et le paramètre ϵ_R représente la tolérance sur le résidu.

3.5 - Exemples de validation du module de calcul EXCAVE-LCPC

3.5.1 - Calcul manuel de la modélisation de l'excavation

Nous avons débuté les tests de validation par un calcul manuel. Ce calcul a servi ensuite pour guider la programmation effectuée dans le module EXCAVE-LCPC. Les résultats de calcul du programme ont été comparés à ceux du calcul manuel.

La figure 3.4 présente la géométrie et les conditions aux limites appliquées. Le maillage contient 6 éléments quadrilatère à 4 noeuds. L'exemple consiste en l'excavation des éléments 5 et 6. Dans un premier calcul, nous avons excavé deux éléments en une seule étape, et procédé à une intégration analytique afin de trouver les résultats exacts. Dans un deuxième calcul, nous avons excavé ces deux éléments en deux étapes successives en commençant par l'élément 5. Dans ce dernier calcul, nous avons employé la même méthode d'intégration numérique que dans un programme de calcul par élément finis.

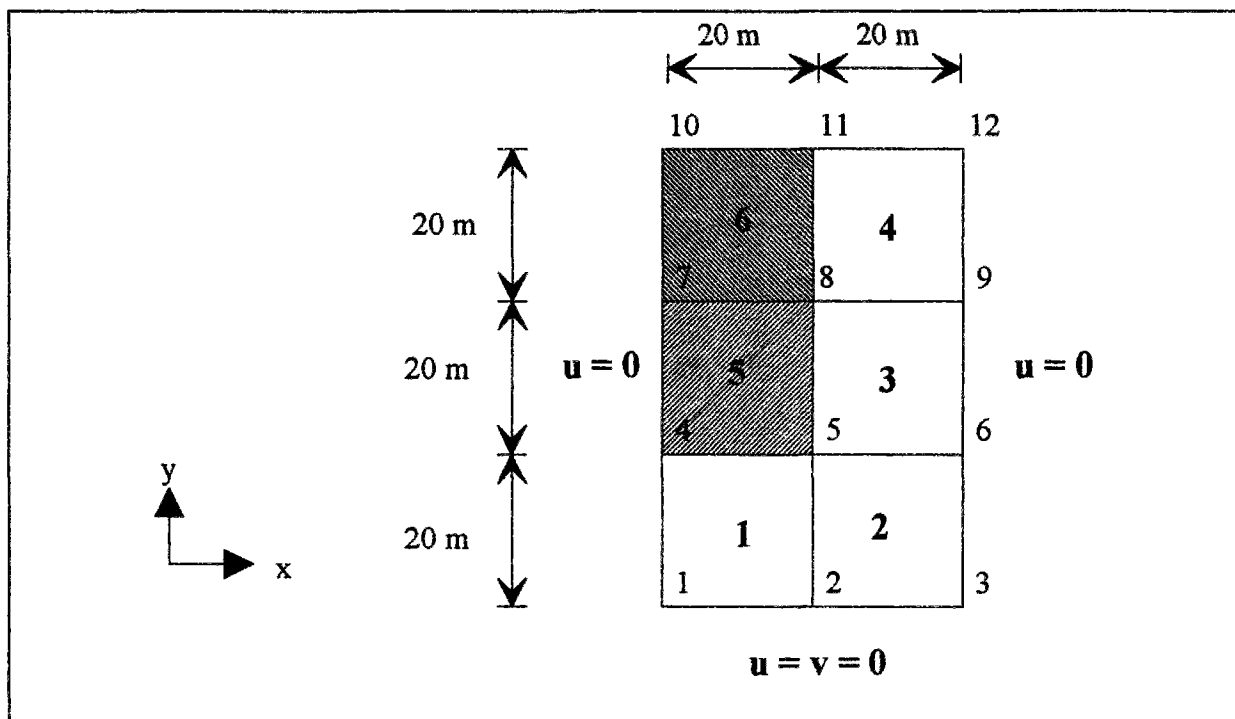


Figure 3.4 - Géométrie et conditions aux limites.

Le sol est supposé avoir un comportement élastique linéaire et, pour simplifier les calculs, les caractéristiques suivantes ont été choisies :

$$\gamma = 1 \text{ kN/m}^3$$

$$K_0 = 0,5$$

$$E = 10000 \text{ kPa}$$

$$\nu = 0,2$$

L'état initial des contraintes est supposé géostatique.

a) calcul analytique

L'état d'équilibre du massif de sol avant excavation en termes de forces nodales volumiques P et de forces nodales internes I est représenté sur la figure 3.5.

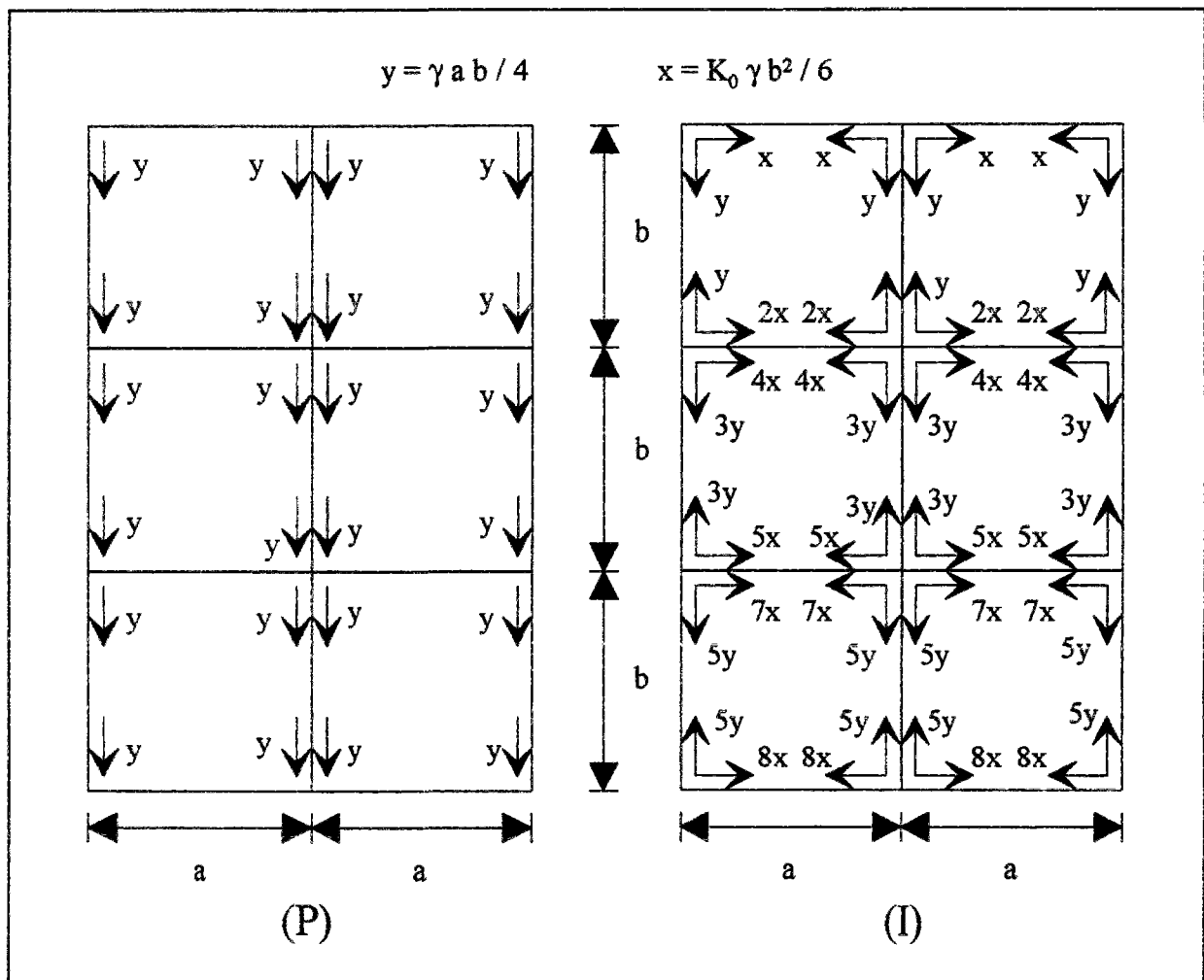


Figure 3.5 - Etat d'équilibre des forces nodales volumiques et internes avant excavation.

L'excavation des éléments 5 et 6 se traduit par les forces nodales (P - I) sur la frontière d'excavation et ces forces peuvent être obtenues à partir des éléments du massif de sol non-excavé ou à partir des éléments du massif de sol excavé (figure 3.6).

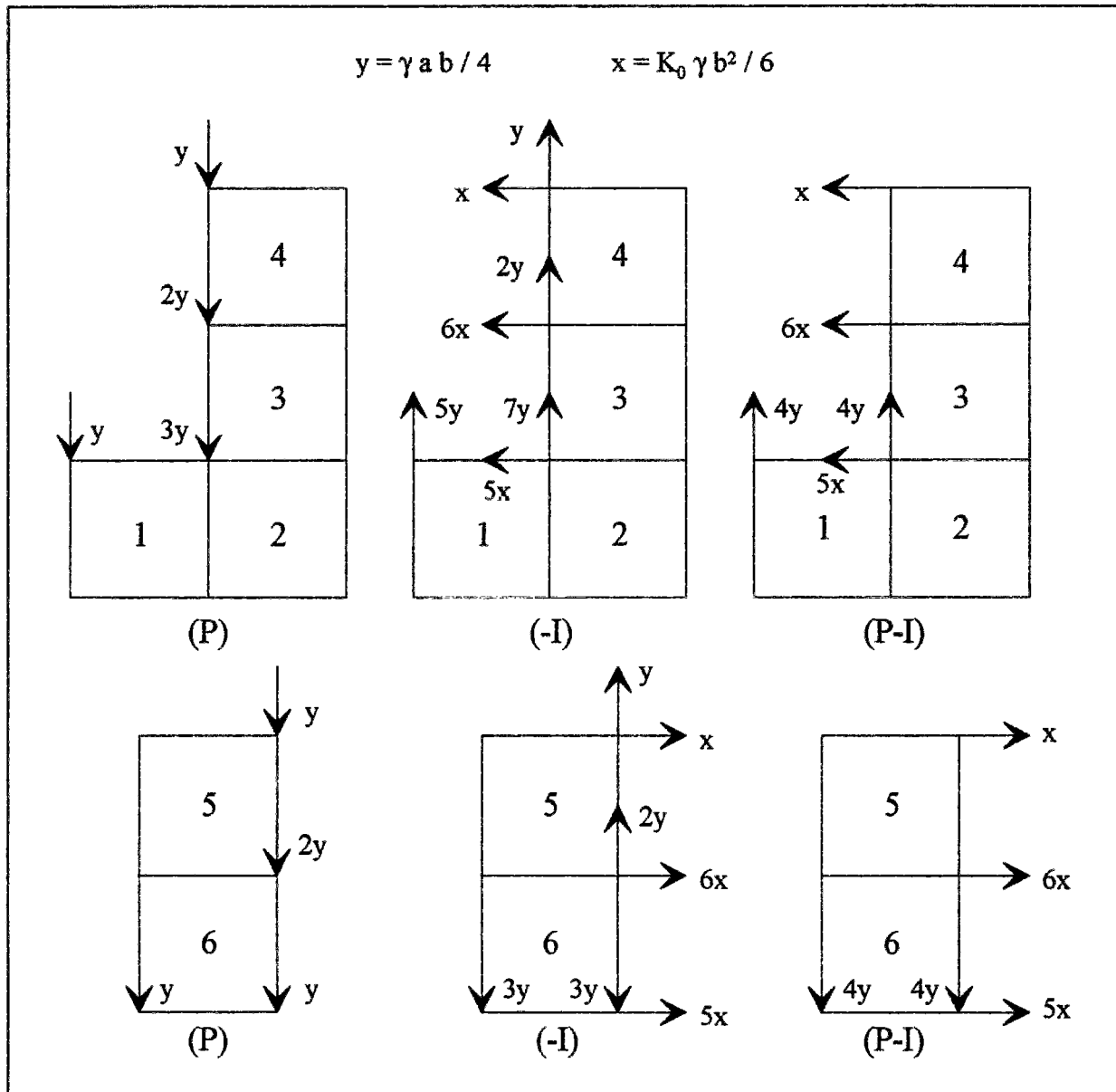


Figure 3.6 - Forces nodales dues à l'excavation des éléments 5 et 6 en une seule étape (calcul analytique).

b) calcul numérique

Les forces volumiques P , et les forces internes I dues à l'excavation des éléments 5 et 6 en deux étapes successives sont présentées sur les figures 3.7 et 3.8. La méthode d'intégration numérique de Newton-Cotes avec quatre points d'intégration a été choisie.

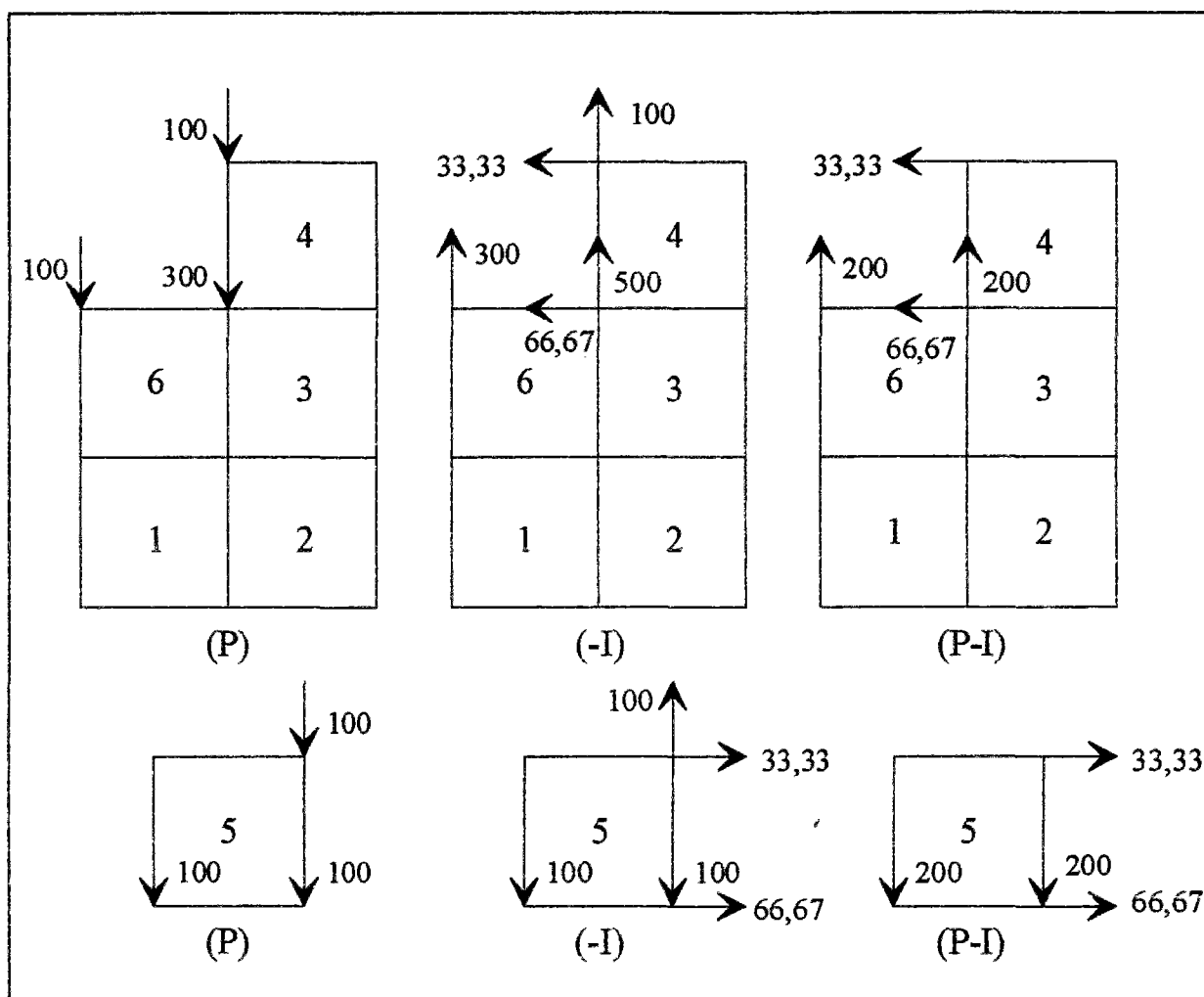


Figure 3.7 - Forces nodales dues à l'excavation de l'élément 5 (calcul numérique).

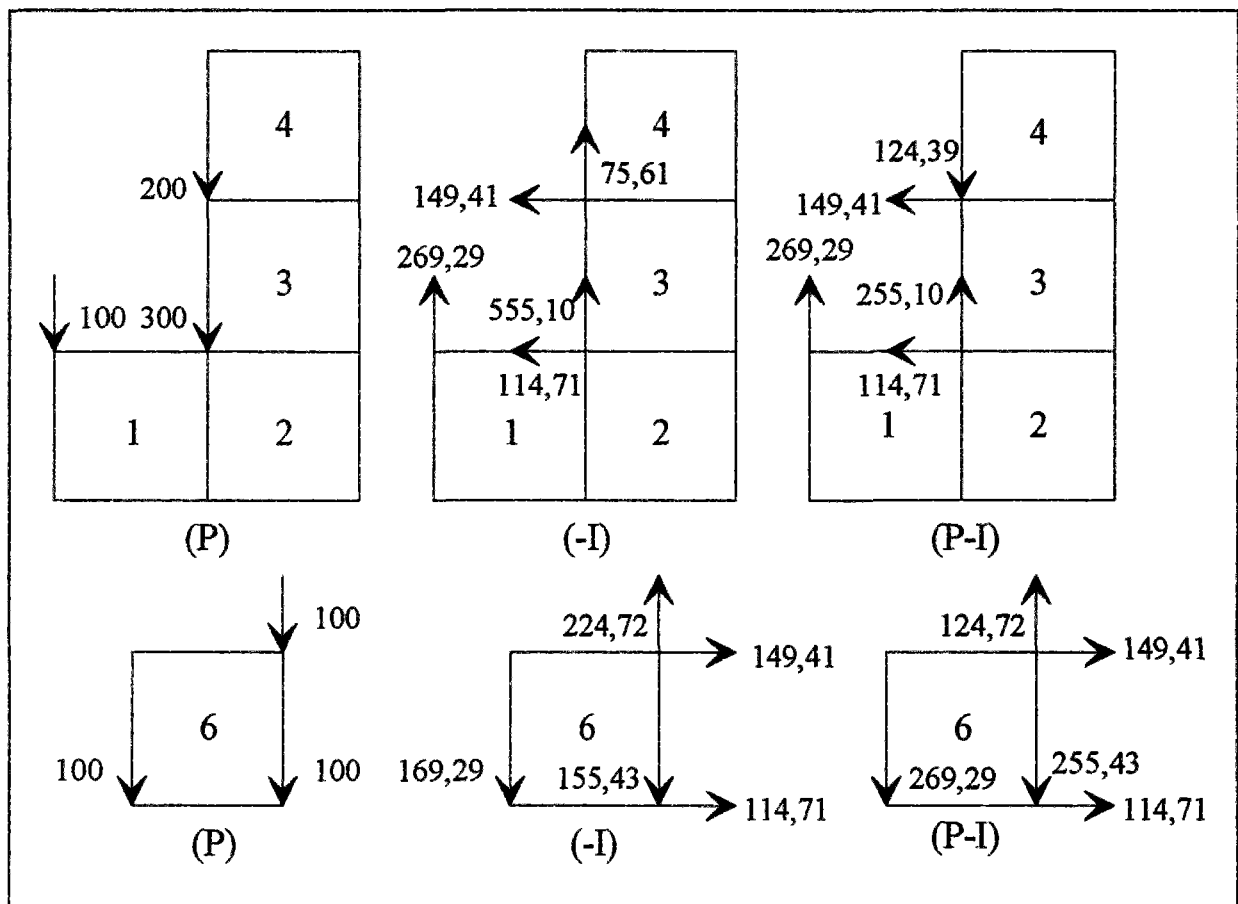


Figure 3.8 - Forces nodaes dues à l'excavation de l'élément 6 (calcul numérique).

Le tableau 3.1 résume les valeurs des déplacements nodaes dus à l'excavation des éléments 5 et 6 en une seule étape et en deux étapes successives, effectuées manuellement et par le module EXCAVE-LCPC. Ils sont identiques.

Tableau 3.1 - Valeurs des déplacements (m).

Noeud No.	Direct.	Calcul manuel			Module EXCAVE-LCPC		
		Première étape	Deuxième étape	Une étape	Première étape	Deuxième étape	Une étape
4	x	0	0	0	0	0	0
	y	0,0238	0,0751	0,0751	0,0238146	0,0750832	0,0750832
5	x	-0,0034	-0,0108	-0,0108	-0,00340800	-0,0108188	-0,0108188
	y	0,0178	0,0299	0,0300	0,00178253	0,0299712	0,0299712
6	x	0	0	0	0	0	0
	y	0,0125	0,0090	0,0090	0,0125349	0,00897453	0,00897453
7	x	0	-	-	0	-	-
	y	0,0603	-	-	0,0602655	-	-
8	x	-0,0029	-0,0184	-0,0184	-0,00291659	-0,0184227	-0,0184227
	y	0,0325	0,0174	0,0173	0,0325059	0,0173325	0,0173325
9	x	0	0	0	0	0	0
	y	0,0187	0,0143	0,0143	0,0187228	0,0143028	0,0143028
11	x	-0,0034	-0,0035	-0,0036	-0,00344456	-0,00357185	-0,00357185
	y	0,0254	0,0166	0,0166	0,0253895	0,0165613	0,0165613
12	x	0	0	0	0	0	0
	y	0,0242	0,0096	0,0096	0,00242488	0,00957543	0,00957543

3.5.2 - Excavation dans un milieu élastique linéaire

Avant l'excavation, le massif de sol est en équilibre sous l'action de la force de gravité. L'état initial des contraintes σ_0 est supposé d'origine géostatique avec $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $K_0 = 0,75$ et la configuration initiale est non-déformée ($\epsilon_0 = 0$). La figure 3.9 présente un exemple d'excavation en six étapes. Le maillage est constitué de 533 noeuds et de 160 éléments quadrilatéraux à huit noeuds. Chaque étape consiste à enlever une couche de 0,25m d'épaisseur et de 10m de largeur. Les caractéristiques élastiques du sol sont : $E = 8000 \text{ kPa}$ et $\nu = 0,2$. Pour réaliser la première étape d'excavation, les forces volumiques et les contraintes initiales du groupe 2 (partie à excaver) sont annulées ainsi que sa rigidité. Pour le reste du massif de sol (groupes 1 et 3 à 7), la matrice de rigidité est constante, puisque le comportement du sol est supposé élastique linéaire.

Comme pour un matériau élastique linéaire, la convergence de l'équation 3.5 est atteinte après la première itération, aucune actualisation du vecteur des forces intérieures n'est nécessaire et la méthode proposée par Borja et al. (1989) est identique à la méthode de Ghaboussi et Pecknold (1984) et de Brown et Booker (1985).

Par la suite, les contraintes obtenues à la fin de la première étape sont considérées comme des contraintes initiales pour la deuxième étape d'excavation et la configuration initiale de la deuxième étape tient compte des déplacements finals à la fin de la première étape. Le processus pour la deuxième étape d'excavation est similaire à celui de la première étape. Pour l'excavation du groupe 3 (nouvelle couche de sol à excaver), les forces volumiques sont annulées, ainsi que les contraintes initiales et la rigidité du groupe 3.

Les résultats finals des déplacements et des contraintes pour l'excavation des groupes 2 à 7 en six étapes successives et en une seule étape sont rigoureusement identiques (figures 3.10 et 3.11). Les contraintes horizontales de la frontière verticale d'excavation (coupe BC) et les contraintes verticales au fond de l'excavation (coupe CD) sont quasiment nulles, à l'exception de la singularité du point C, où une concentration des contraintes existe.

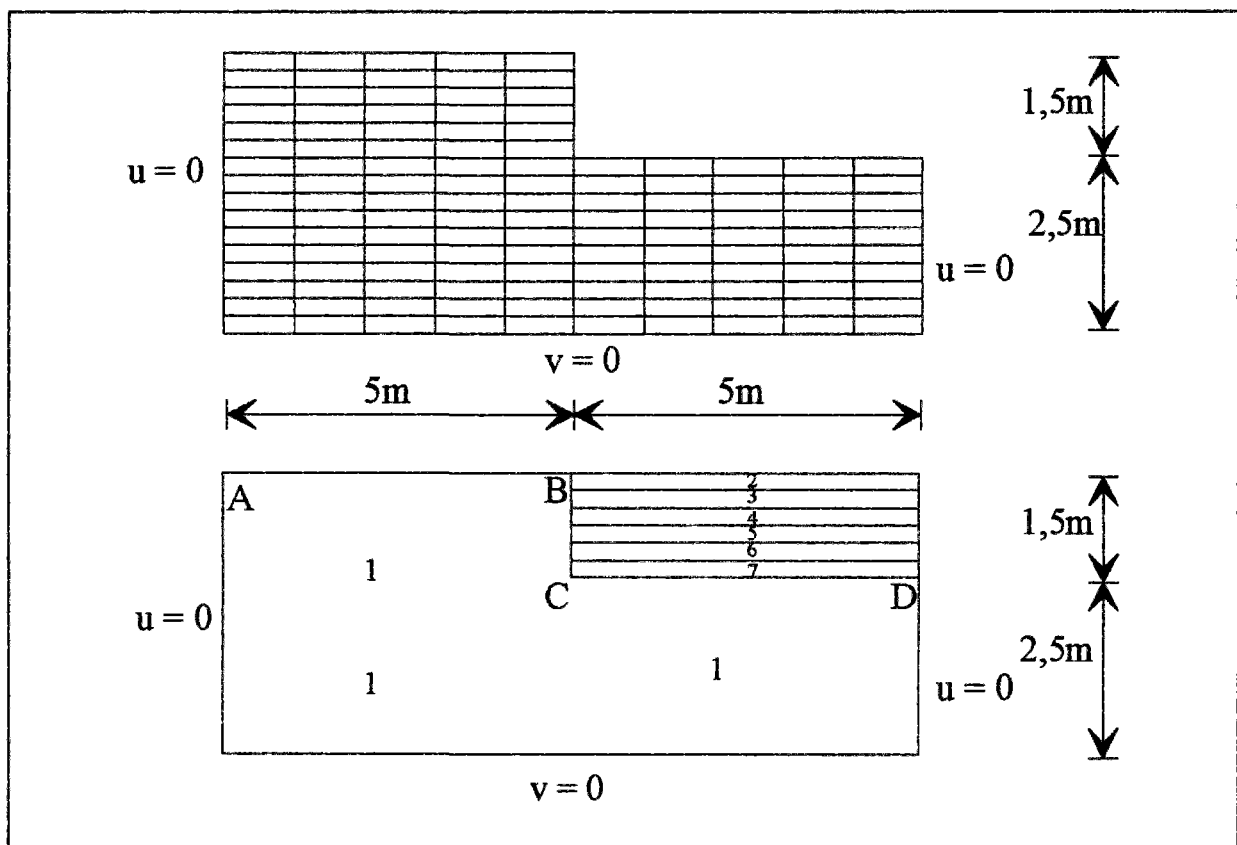


Figure 3.9 - Maillage d'un massif de sol pour un calcul d'excavation séquentiel.

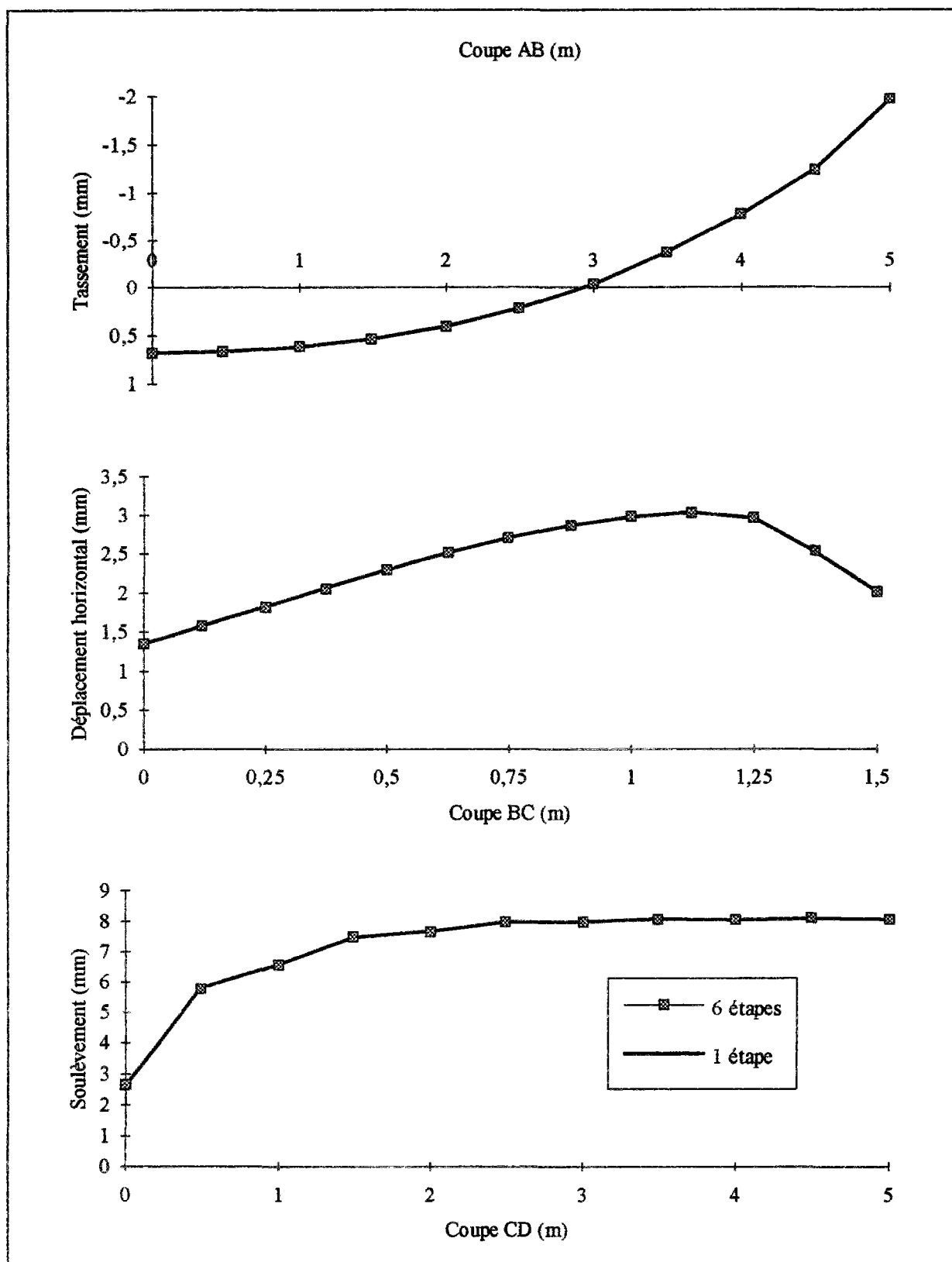


Figure 3.10 - Déplacements à la fin d'excavation : cas d'un massif élastique linéaire.

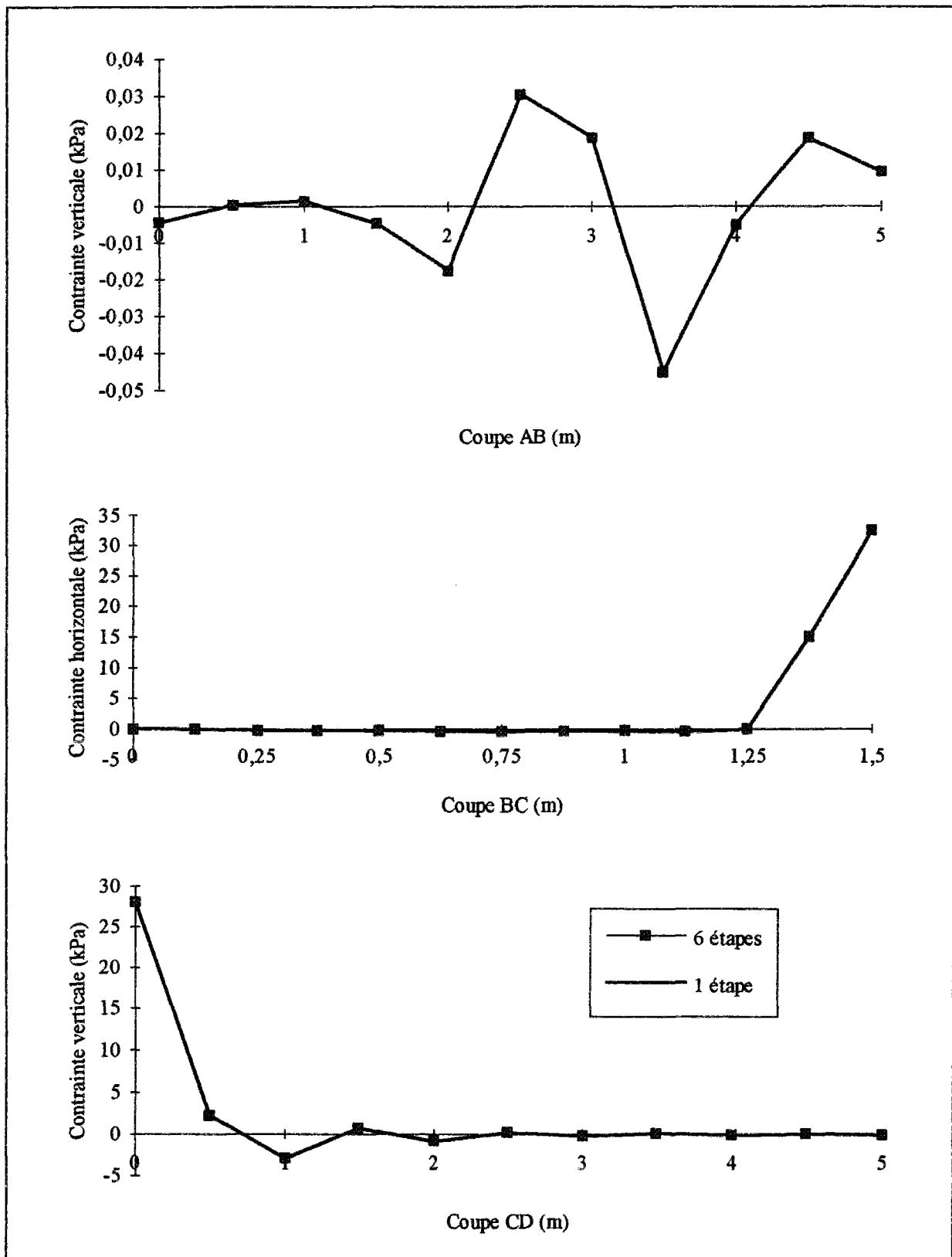


Figure 3.11 - Contraintes à la fin de l'excavation : cas d'un massif élastique linéaire.

3.5.3 - Excavation dans un milieu élastoplastique parfait

Dans cet exemple, le massif de sol a un comportement élastoplastique parfait de type Drucker-Prager. Ce modèle se caractérise par une élasticité linéaire de Hooke (E , ν), une surface de charge $F(\sigma_{ij})$ et un potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$ tels que :

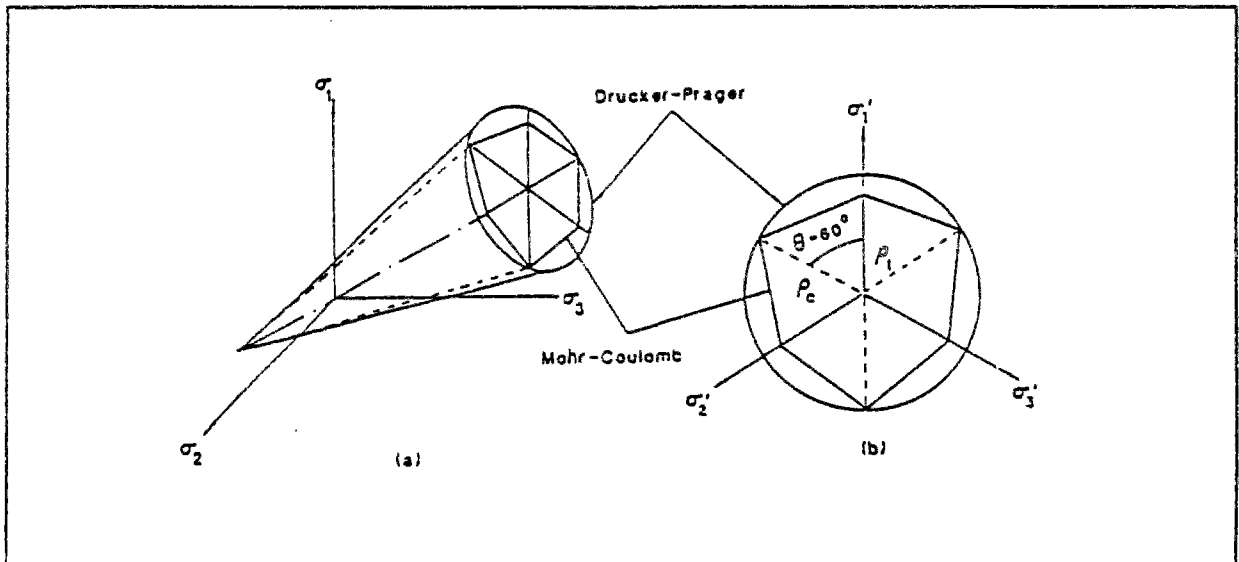
$$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - \alpha \cdot \text{tr } \sigma - k \leq 0$$

$$G(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - \beta \cdot \text{tr } \sigma + \text{const.}$$

Les caractéristiques mécaniques sont les suivantes :

$$E = 8000 \text{ kPa} \quad \nu = 0,2 \quad k = 2,45 \text{ kPa} \quad \alpha = 0,15 \quad \beta = 0,15$$

Les paramètres du critère de Drucker-Prager k , α et β correspondent à un cercle de rupture extérieur à la surface de rupture de Mohr-Coulomb, dans l'espace des contraintes (figure 3.12).



**Figure 3.12 - Critères de Drucker-Prager et de Mohr-Coulomb :
(a) dans l'espace des contraintes principales ; (b) dans le plan déviatorique.**

Les correlations entre les paramètres de ces deux critères sont :

$$k = \frac{6c \cos \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} = \frac{(6)(2) \cos 20^\circ}{\sqrt{3}(3 - \sin 20^\circ)} = 2,45 \text{ kPa}$$

$$\alpha = \frac{2 \sin \varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi)} = \frac{2 \sin 20^\circ}{\sqrt{3}(3 - \sin 20^\circ)} = 0,15$$

$$\beta = \frac{2 \sin \psi}{\sqrt{3}(3 - \sin \psi)} = \frac{2 \sin 20^\circ}{\sqrt{3}(3 - \sin 20^\circ)} = 0,15$$

Note : Le critère de Drucker-Prager correspondant à un cercle de rupture extérieur à la surface de rupture de Mohr-Coulomb a été ajouté dans le code de calcul CESAR-LCPC. Le sous-programme caractérisant le critère de Drucker-Prager s'appelle CRIT14 et il se trouve dans le fichier lmmod1.f.

Toutes les conditions de chargement sont identiques à celles de l'exemple précédent. Le choix de la profondeur finale d'excavation de 2m est quelque peu irréaliste pour les caractéristiques du sol. Ce choix est motivé par le désir d'avoir une zone plastique importante dans le massif de sol non-excavé et de vérifier la fiabilité de la programmation dans les cas les plus plastiques. Le massif de sol est plastifié pendant l'excavation de la troisième couche (groupe 4) et la zone plastique se développe au cours des excavations suivantes (figure 3.13).

Les résultats des déplacements et des contraintes à la fin de l'excavation (en six étapes ou en une seule étape) sont comparés sur les figures 3.14 et 3.15 : ils sont identiques. Une tolérance de 10^{-5} est choisie pour les tests de convergence sur les résidus et le tableau 3.2 représente le taux de convergence. La convergence est très rapide, même pour les dernières étapes d'excavation où une zone plastique relativement importante est observée autour de l'excavation.

Tableau 3.2 - Evolution du critère de convergence en fonction des étapes d'excavation

No. d'itération	première étape	deuxième étape	troisième étape	quatrième étape	cinquième étape	sixième étape	Une seule étape
1	$0,69774.10^{-13}$	$0,69878.10^{-13}$	$0,35783.10^{-01}$	$0,19728.10^{+00}$	$0,41780.10^{+00}$	$0,62949.10^{+00}$	$0,14698.10^{+00}$
2			$0,39330.10^{-03}$	$0,69623.10^{-01}$	$0,11902.10^{+00}$	$0,25755.10^{+00}$	$0,61158.10^{+01}$
3			$0,19559.10^{-06}$	$0,32254.10^{-01}$	$0,44144.10^{-01}$	$0,31496.10^{+00}$	$0,62247.10^{-01}$
4				$0,20087.10^{-02}$	$0,53327.10^{-01}$	$0,10592.10^{+00}$	$0,37655.10^{-01}$
5				$0,13570.10^{-06}$	$0,31362.10^{-01}$	$0,86262.10^{-01}$	$0,25434.10^{-01}$
6					$0,43662.10^{-02}$	$0,53799.10^{-01}$	$0,15414.10^{-01}$
7					$0,31334.10^{-02}$	$0,43324.10^{-01}$	$0,82222.10^{-02}$
8					$0,23551.10^{-02}$	$0,17856.10^{-01}$	$0,97560.10^{-02}$
9					$0,36043.10^{-03}$	$0,50148.10^{-02}$	$0,11998.10^{-02}$
10					$0,13773.10^{-10}$	$0,44394.10^{-03}$	$0,12747.10^{-03}$
11						$0,52857.10^{-05}$	$0,12972.10^{-05}$

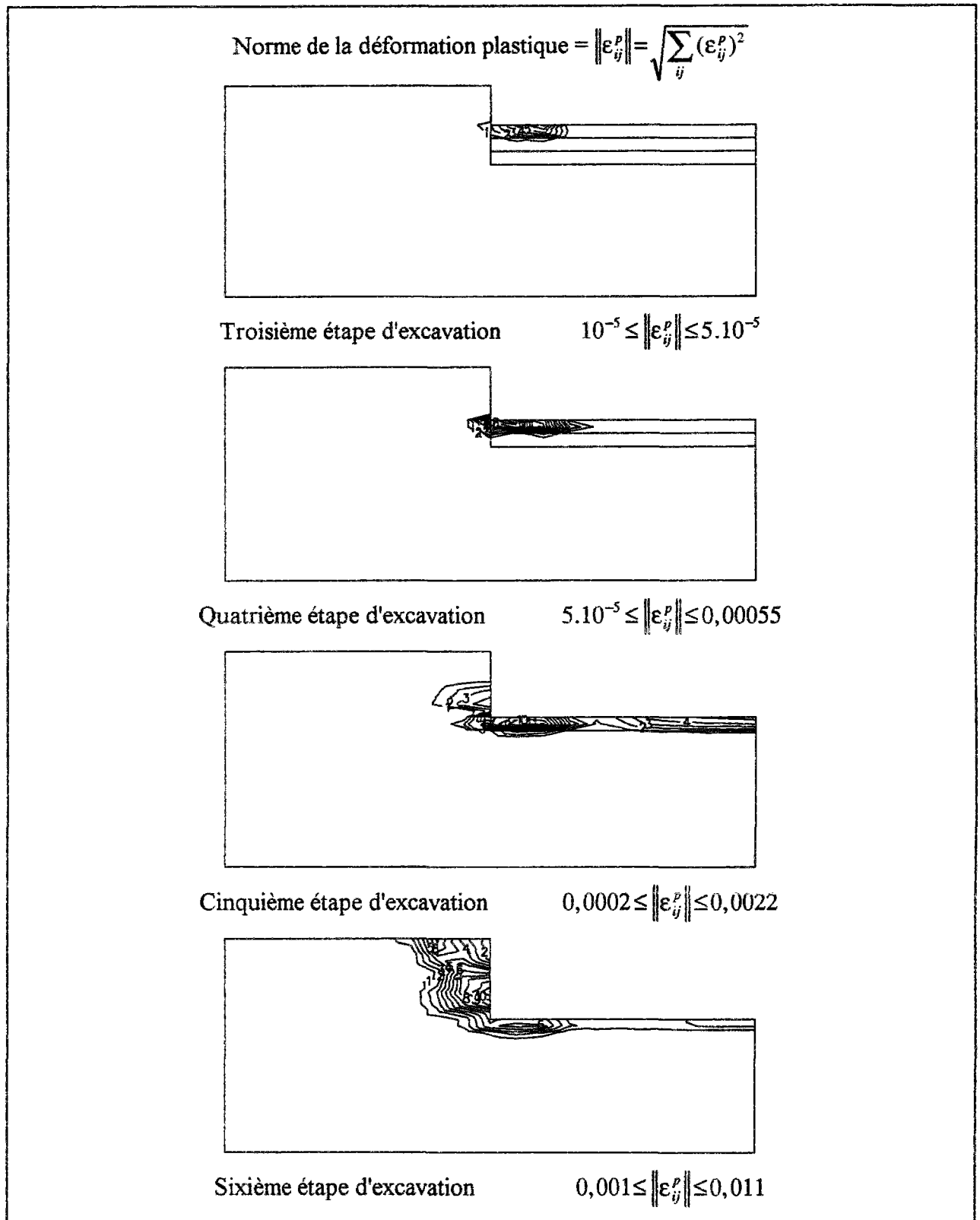


Figure 3.13 - Isovaleurs de la déformation plastique au cours de l'excavation (critère de Drucker-Prager).

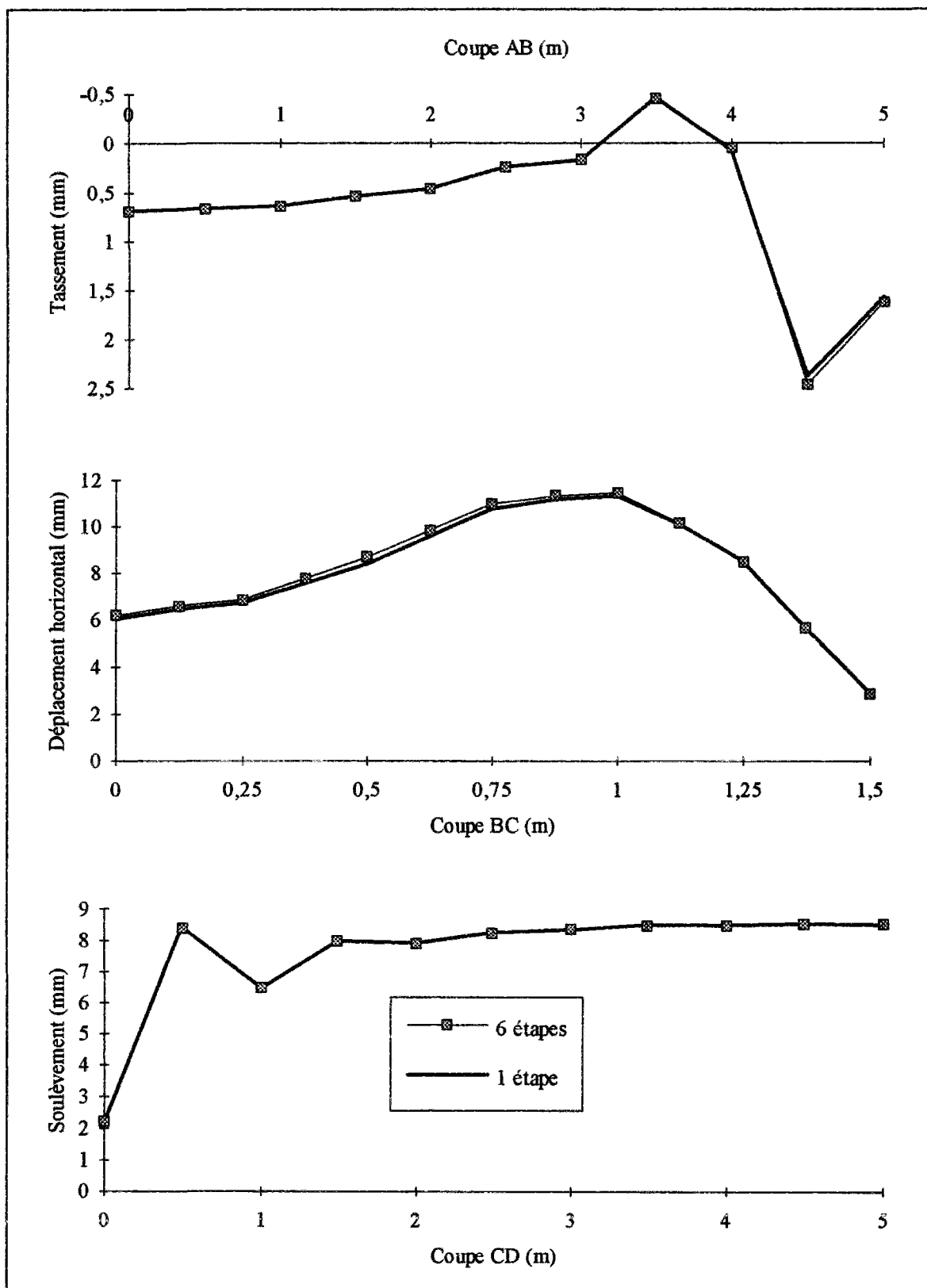


Figure 3.14 - Déplacements à la fin de l'excavation (critère de Drucker-Prager).

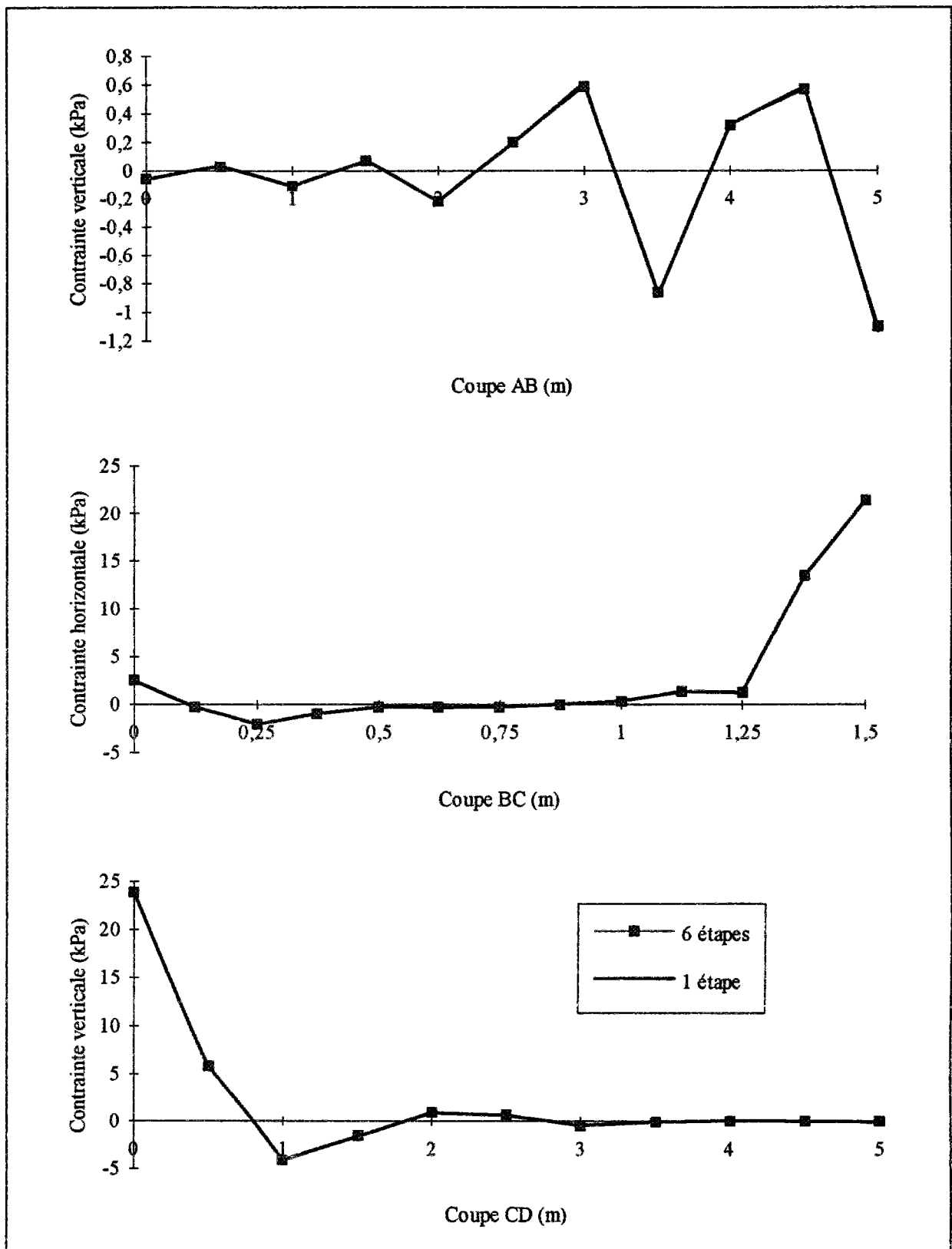


Figure 3.15 - Contraintes à la fin de l'excavation (critère de Drucker-Prager).

3.5.4 - Excavation dans un milieu élastoplastique avec écrouissage

Dans ce nouvel exemple, le massif de sol est supposé avoir une loi de comportement élastique linéaire-plastique avec écrouissage. Le modèle Cam-Clay modifié a été choisi. Les paramètres mécaniques sont les suivantes :

$$\begin{array}{llll} \gamma = 20 \text{ kN/m}^3 & K_0 = 2 & E = 230000 \text{ kPa} & \nu = 0,33 \\ \lambda = 0,041 & \kappa = 0,0097 & M = 1,18 & e_0 = 0,385 \quad P_{\infty} = 4000 \text{ kPa} \end{array}$$

Les paramètres λ et κ , sont les pentes des courbes de "consolidation vierge" et de "déchargement-rechargement" dans un plan (e , $\ln p$), et P_{∞} fixe la limite d'élasticité initiale. Les paramètres sont déduits d'un essai triaxial isotrope ou d'un essai oedométrique ; e_0 est l'indice des vides initial et M est la pente d'une droite dans le plan (p , q) appelée "ligne d'état critique" qui correspond en fait à la droite de rupture dans le plan de Mohr [$M = 6 \sin \phi / (3 - \sin \phi) \approx \phi^\circ / 25$]. Les paramètres ci-dessus caractérisent la marne de Las Planas (Lee et al., 1993). On traite le même problème que précédemment.

La comparaison des déplacements et des contraintes pour une excavation en six étapes et une excavation en une seule étape montre que ces résultats sont identiques (figures 3.16 et 3.17). Le tableau 3.3 représente l'évolution du taux de convergence du résidu dans les différentes étapes de calcul. La plastification du massif de sol commence à la troisième étape d'excavation.

Tableau 3.3 -Evolution du taux de convergence du résidu (Cam-Clay modifié).

No. d'itération	première étape	deuxième étape	troisième étape	quatrième étape	cinquième étape	sixième étape	Une seule étape
1	$0,76758.10^{-13}$	$0,76758.10^{-13}$	$0,76066.10^{-01}$	$0,23181.10^{+00}$	$0,28616.10^{+00}$	$0,25965.10^{+00}$	$0,22650.10^{+00}$
2			$0,26375.10^{-01}$	$0,39210.10^{-01}$	$0,87188.10^{-03}$	$0,99202.10^{-02}$	$0,73154.10^{-02}$
3			$0,31948.10^{-02}$	$0,51539.10^{-02}$	$0,85447.10^{-04}$	$0,81818.10^{-03}$	$0,72008.10^{-02}$
4			$0,99192.10^{-14}$	$0,65260.10^{-04}$	$0,30582.10^{-08}$	$0,54729.10^{-04}$	$0,71683.10^{-03}$
5				$0,46006.10^{-05}$		$0,42800.10^{-04}$	$0,75978.10^{-04}$
6						$0,97318.10^{-05}$	$0,12697.10^{-04}$
7							$0,44851.10^{-06}$

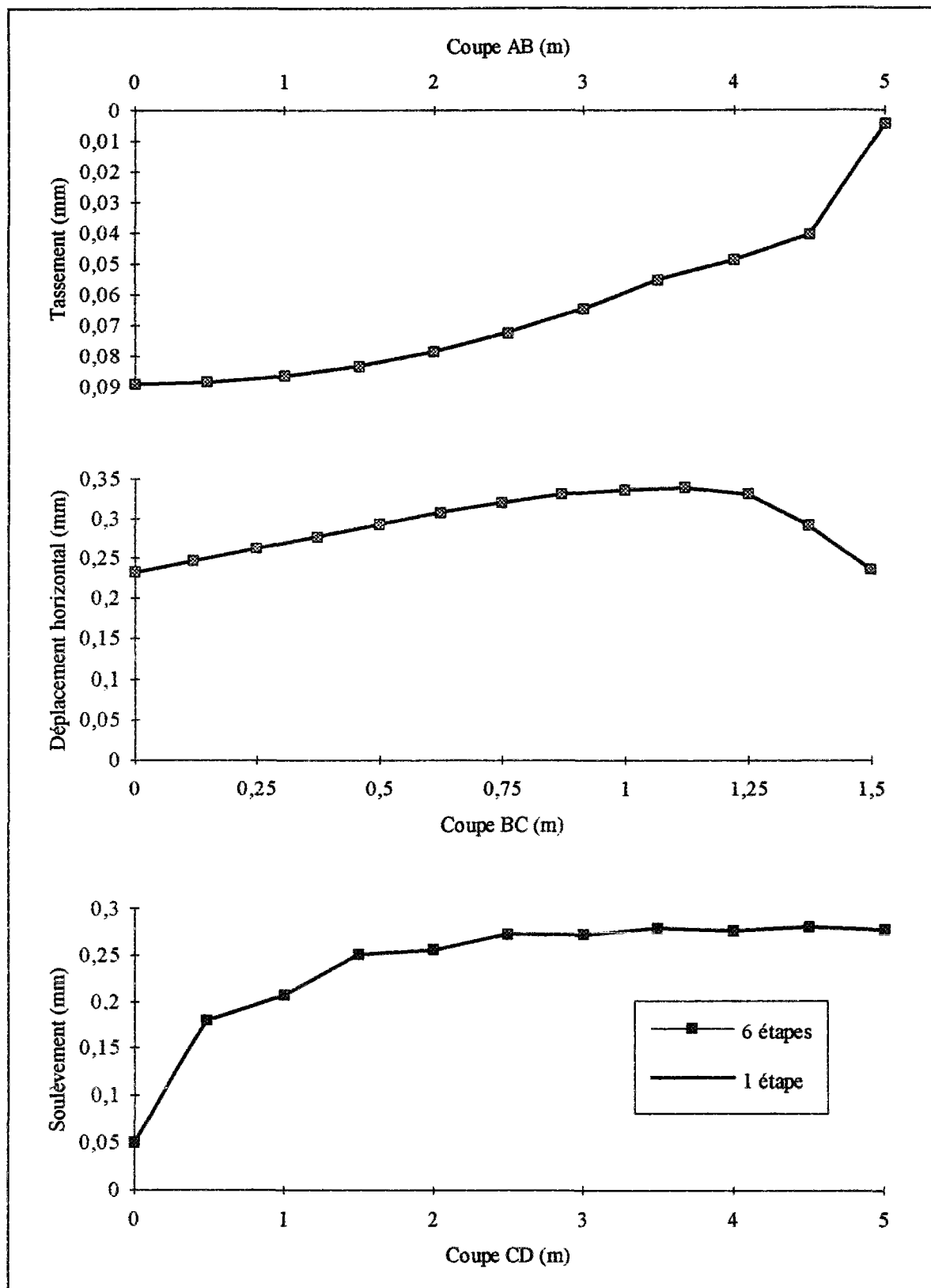


Figure 3.16 - Déplacements à la fin de l'excavation (modèle Cam-Clay modifié).

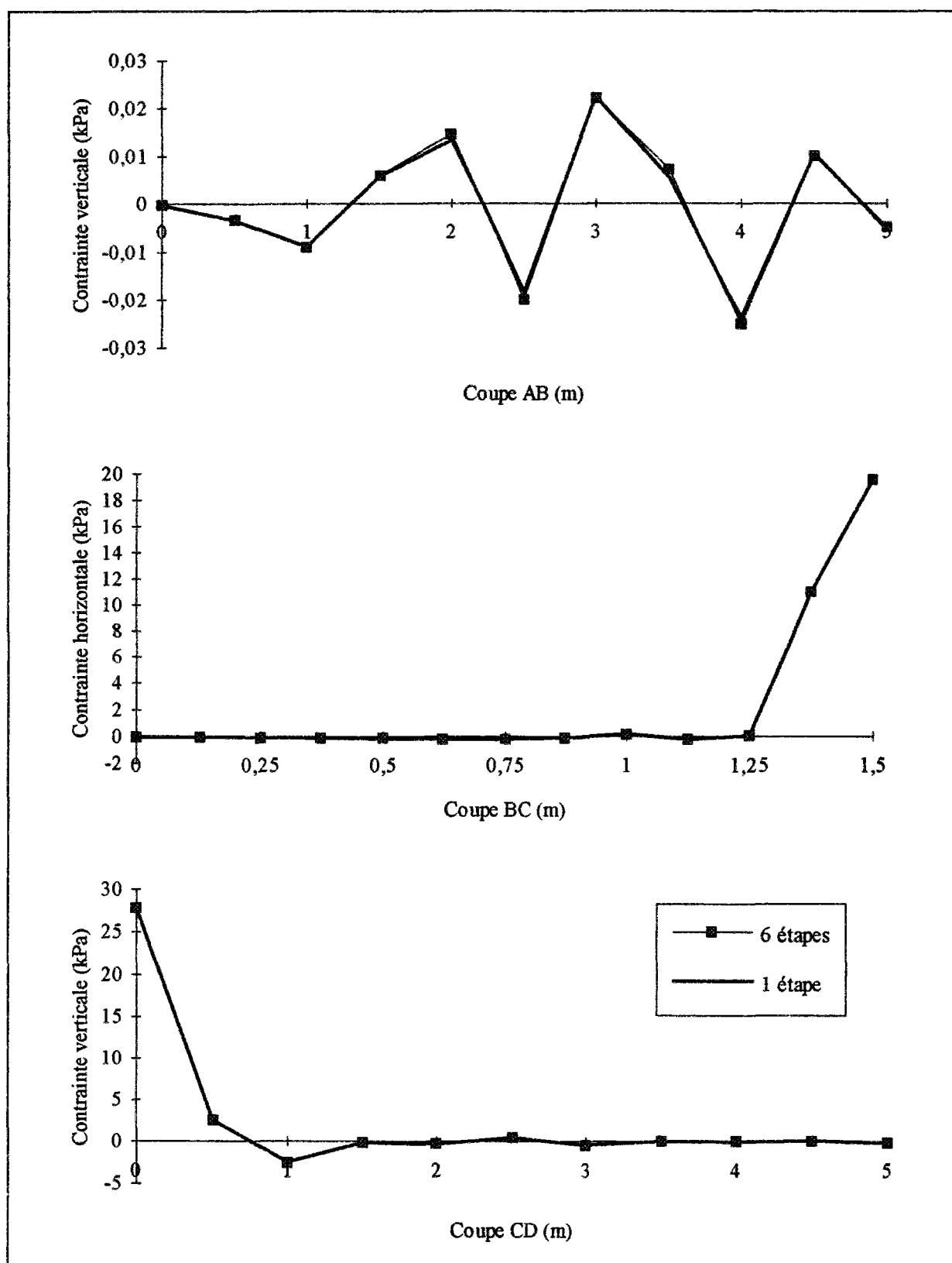


Figure 3.17 - Contraintes à la fin de l'excavation (modèle Cam-Clay modifié).

3.5.5 - Excavation tridimensionnelle dans un milieu élastoplastique parfait

Dans cet exemple, des éléments tridimensionnels linéaires (hexaèdres à huit noeuds) sont utilisés. Le maillage est constitué de 216 éléments et de 343 noeuds. Le massif de sol est supposé avoir la loi de comportement élastoplastique parfaite avec le critère de Drucker-Prager. Les paramètres sont identiques à ceux adoptés pour l'exemple en déformation plane.

L'excavation est réalisée en trois couches de 0,5m d'épaisseur, 10m de largeur et 18m de longueur (figure 3.18). La plastification du massif de sol commence au cours de l'excavation de la première couche et se développe par la suite. Les déplacements et les contraintes à la fin de l'excavation après trois étapes successives et après une seule étape sont comparés dans les tableaux 3.4 et 3.5 ; ils sont rigoureusement identiques.

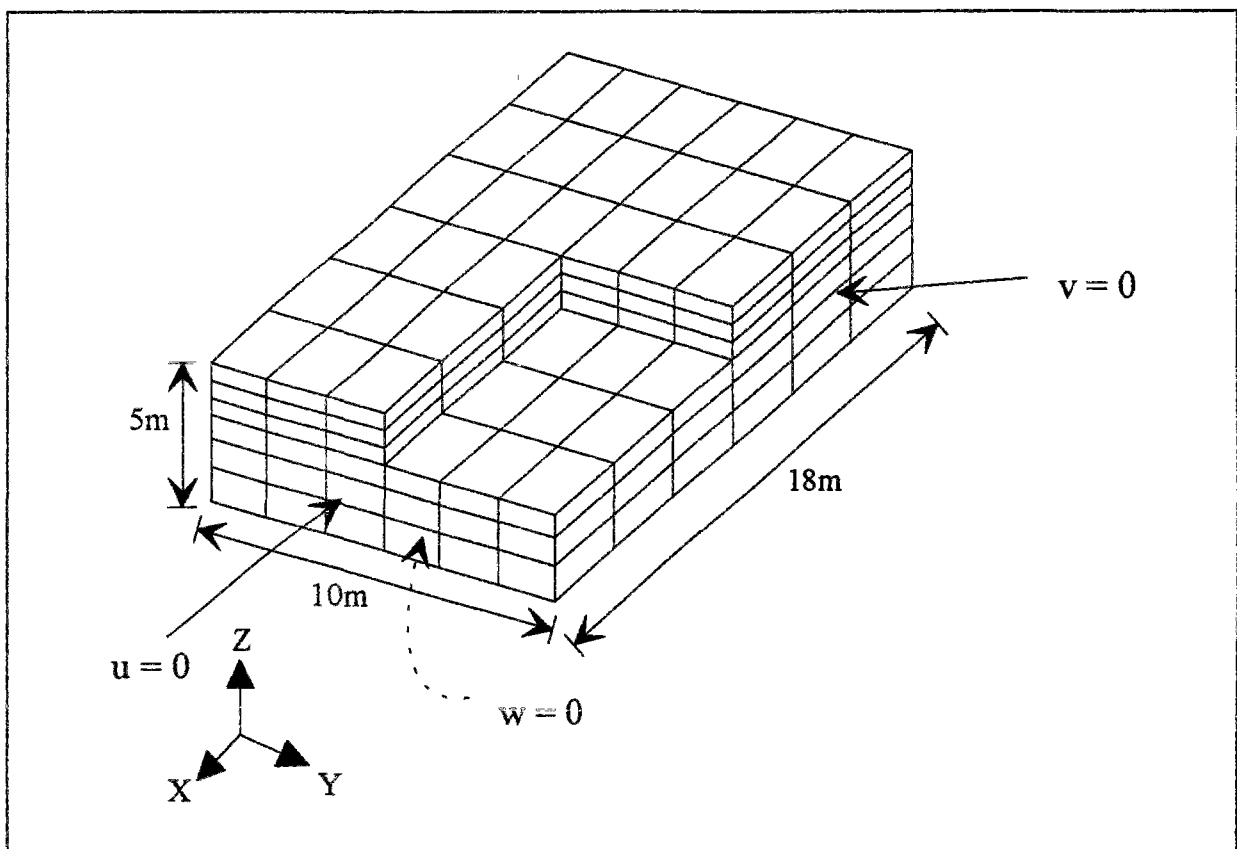


Figure 3.18 - Maillage pour une excavation tridimensionnelle.

**Tableau 3.4 - Déplacements à la fin de l'excavation
(critère de Drucker-Prager)**

Point	Calcul en une seule étape			Calcul en trois étapes		
	Direction X (mm)	Direction Y (mm)	Direction Z (mm)	Direction X (mm)	Direction Y (mm)	Direction Z (mm)
1	0	1,14904	2,868	0	1,14905	2,868
2	1,38665	0,109606	1,53942	1,38666	0,10961	0,153941
3	2,13342	0	3,34685	2,13343	0	3,34685
4	0	2,27508	3,36131	0	2,27508	3,3613
5	2,14546	1,07929	1,65622	2,14546	1,07929	1,65622
6	3,2379	0	3,6797	3,2379	0	3,67969
7	1,42915	0,661543	0,936236	1,42913	0,664553	0,936274
8	0	0	8,45252	0	0	8,45256

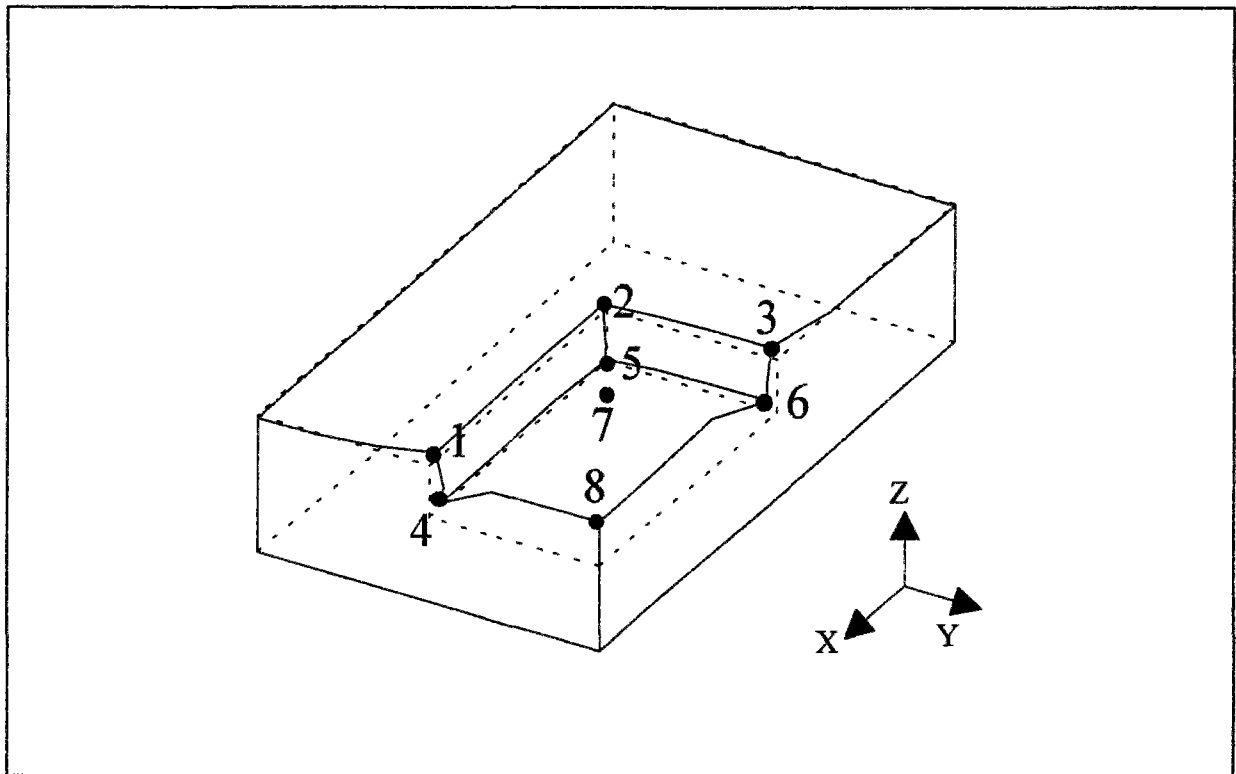


Figure 3.19 - Déplacements à la fin de l'excavation (critère de Drucker-Prager).

Tableau 3.5 - Contraintes à la fin de l'excavation (critère de Drucker-Prager)

Point	Calcul en une seule étape			Calcul en trois étapes		
	σ_1 (kPa) *	σ_2 (kPa) *	σ_3 (kPa) *	σ_1 (kPa) *	σ_2 (kPa) *	σ_3 (kPa) *
1	1,42181	1,00341	-2,89153	1,42181	1,00341	-2,89154
2	0,766792	0,54551	-0,931254	0,76682	0,545511	-0,931251
3	0,884523	-0,330603	-2,80175	0,88451	-0,330641	-2,80176
4	27,7503	21,3095	13,7956	27,7504	21,3095	13,7956
5	25,2337	21,5924	16,8742	25,2337	21,5925	16,8743
6	23,5459	20,1315	14,3274	23,5459	20,1315	14,3274
7	13,4838	13,2123	0,823157	13,4832	13,2116	0,822767
8	17,5732	17,192	2,98416	17,573	17,192	2,98428

* les compressions sont comptées positivement.

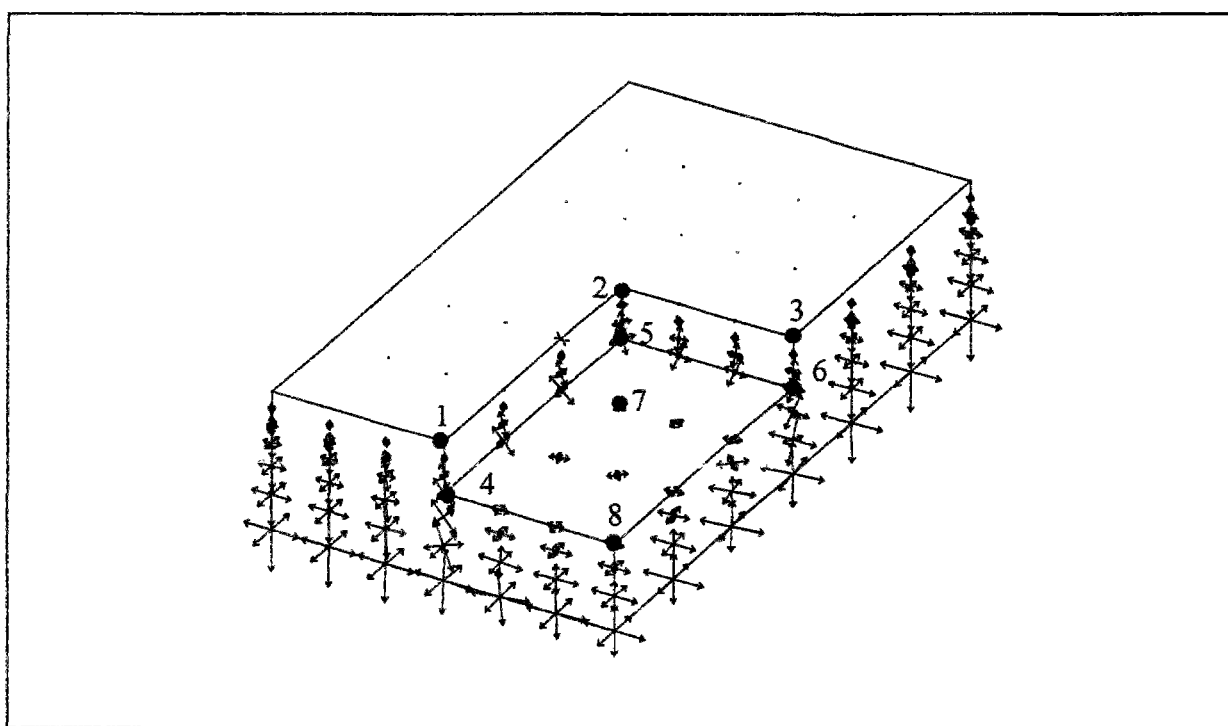


Figure 3.20 - Contraintes à la fin de l'excavation (critère de Drucker-Prager).

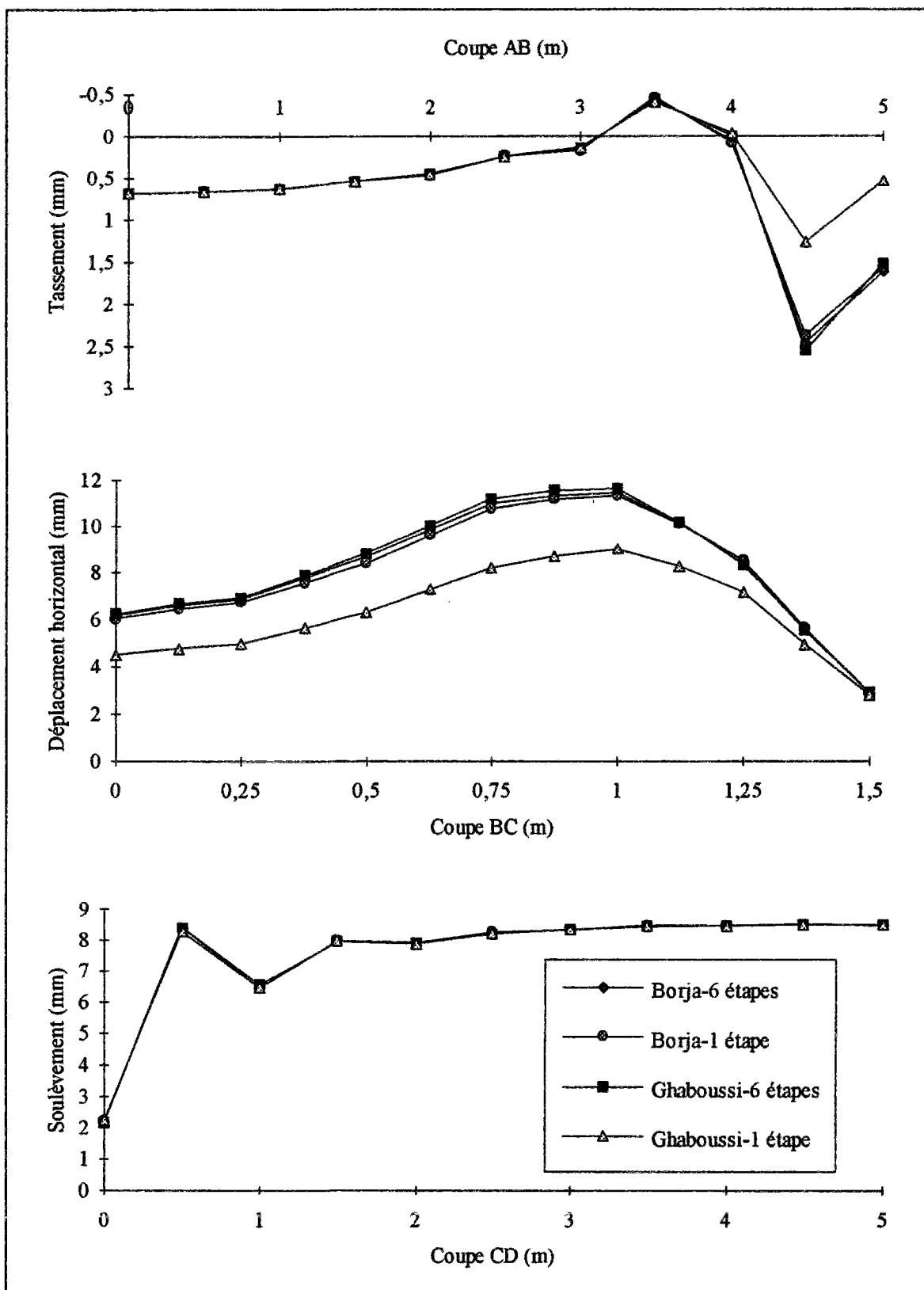


Figure 3.21 Comparaison de la méthode de Borja et al. (1989) avec la méthode de Ghaboussi et Pecknold (1984) et de Brown et Booker (1985) pour la modélisation d'une excavation dans un milieu élastoplastique parfait avec le critère de Drucker-Prager.

3.6 - Comparaison entre les différentes modélisations d'une excavation

Afin de comparer les différentes méthodes de modélisation d'une excavation, nous avons programmé dans le code CESAR-LCPC (module de résolution MCNL) d'une part la méthode proposée par Ghaboussi et Pecknold (1984) et Brown et Booker (1985) et, d'autre part, la méthode de Borja et al. (1989).

Les performances de ces méthodes sont étudiées sur un exemple d'excavation en déformation plane dans un massif de sol élastoplastique (critère de Drucker-Prager).

La figure 3.21 présente des déplacements de l'excavation calculés en 6 étapes et en une seule étape, pour les deux méthodes. Cette figure met clairement en évidence que l'augmentation du nombre d'étapes d'excavation permet de rapprocher les résultats obtenus avec la méthode de Ghaboussi et Pecknold (1984) et de Brown et Booker (1985) de ceux fournis par la méthode de Borja et al. (1989). On peut dire que l'initialisation des contraintes dans les étapes successives de la méthode proposée par Ghaboussi et Pecknold (1984) et par Brown et Booker (1985) joue un rôle similaire à l'actualisation des contraintes à chaque itération dans la méthode de Borja et al. (1989).

3.7 - Conclusions

L'étude bibliographique sur la modélisation par éléments finis des excavations nous a conduit à retenir la méthode de Borja et al. (1989) pour la modélisation en élément finis des problèmes d'excavations. Cette méthode est capable de modéliser une excavation par étapes dans un milieu élastoplastique aussi bien que dans un milieu élastique et ceci indépendamment du nombre d'étapes de calcul.

Cette méthode a été programmée dans le code de calcul par élément finis CESAR-LCPC.

Des exemples de calcul en comportement élastique linéaire, en comportement élastoplastique parfait (critère de Drucker-Prager) et élastoplastique avec écrouissage (modèle Cam-Clay modifié) en déformations plane et tridimensionnelle ont permis de valider cette programmation.

La convergence des calculs est très rapide, même dans le cas où une zone importante de massif non excavé est devenue plastique.

La comparaison de la méthode de Borja et al. (1989) avec la méthode de Ghaboussi et Pecknold (1984) et de Brown et Booker (1985) a mis en évidence que l'augmentation du nombre d'étapes d'excavation dans un milieu élastoplastique permet de rapprocher les résultats fournis par les deux méthodes.

Le chapitre suivant présente quelques applications de la méthode de Borja et al. (1989) et nous permet d'étudier l'influence des lois de comportement sur la modélisation des contraintes et des déplacements au cours des étapes de calcul.

Chapitre 4

Lois de comportement et modélisation du déchargement

4.1 - Introduction

Le comportement des massifs de sol soumis à un déchargement constitue un problème important en géotechnique, car ce type de comportement intervient dans de nombreux domaines. On peut citer notamment la construction d'ouvrages souterrains (tunnels, lieux de stockage), la réalisation d'excavations à ciel ouvert (ouvrages de soutènement) ou encore l'effet des cycles de chargement-déchargement-rechargement sur les structures (séisme, houle). La notion de déchargement est également liée à l'un des concepts fondamentaux de la mécanique des sols, à savoir le concept de surconsolidation des sols au cours de l'histoire géologique.

Les résultats des essais de laboratoire menés sur des éprouvettes de sol ont permis d'étudier le problème du déchargement dans des cas particuliers de sollicitations et de quantifier les relations entre les contraintes, les déformations et leurs incréments. Après avoir défini de manière mécanique la notion de déchargement dans le cas de l'hypoélasticité et de l'élastoplasticité, de nombreux auteurs ont ainsi pu compléter les lois de comportement des géomatériaux et les introduire dans un code de calcul par éléments finis. Ce chapitre a pour objet de mettre en évidence, de manière approchée, l'étendue des régions de sol en déchargement mécanique dans la modélisation du comportement d'une excavation dans un terrain, ceci afin de pouvoir mieux représenter les mouvements du sol au cours d'un déchargement.

Il convient de préciser que ce chapitre ne concerne que le problème du déchargement monotone des sols à partir d'un certain état d'équilibre, obtenu après un chargement également monotone. Même si les développements présentés peuvent être appliqués à des cas de chargement ne comportant que peu de cycles, les aspects liés au chargement cyclique ne sont pas considérés.

Dans ce chapitre nous présentons d'abord quelques généralités sur les différents types de loi de comportement puis, après une discussion de la notion de déchargement, nous étudions le comportement d'une éprouvette (sans rotation des sollicitations) et d'un massif de sol en déchargement.

4.2 - Essais de laboratoire et comportement au déchargement

Les essais de laboratoire montrent généralement que le comportement au déchargement est différent du comportement au chargement. Ainsi, les essais triaxiaux mettent bien en évidence cette différence de comportement. Le cycle de déchargement-rechargement peut faire apparaître une boucle d'hystérésis plus ou moins prononcée selon le matériau considéré (figure 4.1).

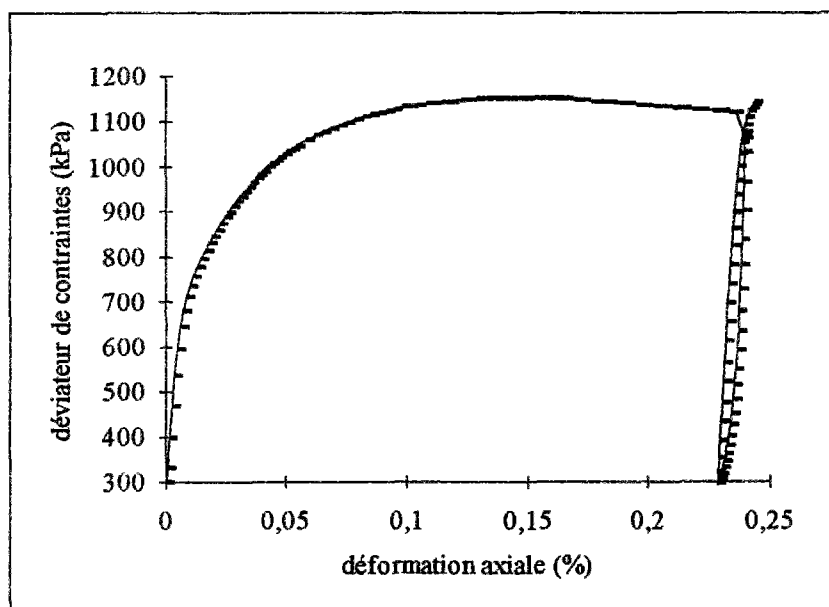


Figure 4.1 - Essai triaxial en compression sur un sable d'Hostun reconstitué (Institut de mécanique de Grenoble).

Les modules au déchargement, déduits des courbes contraintes-déformations obtenues à l'appareil triaxial sur des sables ou des argiles, sont toujours plus élevés que les modules au chargement. Des études sur les sables ont ainsi montré que les modules tangents au déchargement sont d'une à trois fois plus élevés que les modules tangents au chargement (Wong et Duncan, 1974), tandis que les modules au déchargement et au rechargement peuvent être en général confondus.

Les figures 4.2 à 4.4 représentent respectivement un essai oedométrique, un essai triaxial en compression isotrope et un essai de plaque. Pour chacun de ces essais, on observe des chemins différents en chargement et en déchargement.

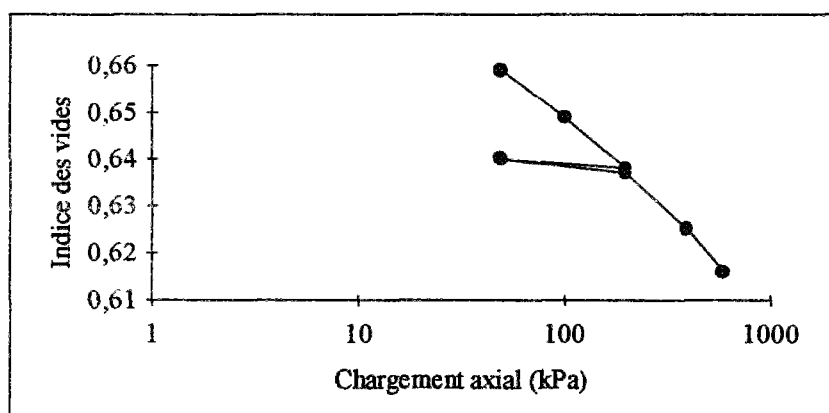


Figure 4.2 - Essai oedométrique sur le sable de Karlsruhe (Université de Karlsruhe, 1993).

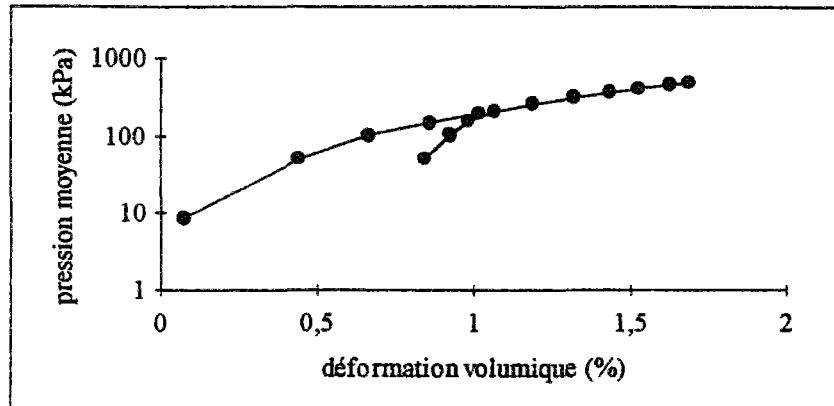


Figure 4.3 - Essai triaxial isotrope sur le sable de Karlsruhe (Université de Karlsruhe, 1993).

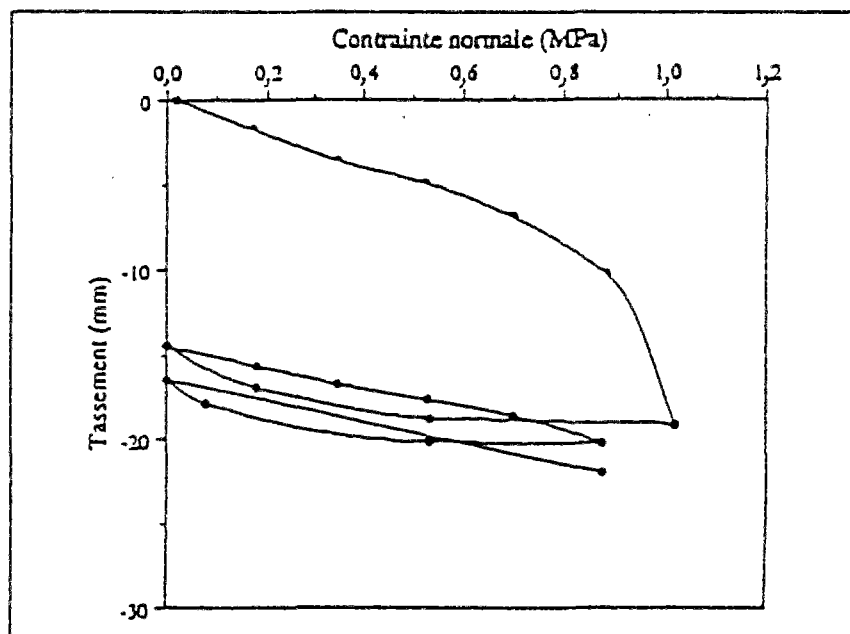


Figure 4.4 - Essai de plaque sur le sable de Karlsruhe (Université de Karlsruhe, 1993).

L'analyse quantitative des résultats de ces essais ne peut être réalisée indépendamment d'un cadre théorique, qui permet de guider l'élaboration d'une loi de comportement.

Les deux principaux cadres théoriques utilisés en mécanique des sols sont l'hypoélasticité et l'élastoplasticité, qui permettent toutes deux de définir des modules différents au cours d'un chargement et d'un déchargement.

4.3 - Généralités sur les lois de comportement

Cette section est issue du rapport ERLPC n° GT52 (Mestat, 1993).

Les lois proposées pour la description du comportement des massifs de sols supposent, d'une manière très générale, que ces matériaux développent une viscosité négligeable et que l'effet dû au vieillissement est également négligeable. Ceci signifie que la vitesse de sollicitation n'a pas d'influence sur le comportement du matériau. En conséquence, la relation fonctionnelle est indépendante de l'incrément de temps pendant lequel la sollicitation a été appliquée. Ces hypothèses sont assez justifiées dans le cas des sols granulaires. Par contre, elles sont en général étendues aux sols fins bien que l'on connaisse, depuis longtemps, l'influence du fluage sur le comportement de ces dernières.

Pour les sols fins, on peut distinguer un comportement à court terme (comportement non drainé), dans lequel le fluide n'a pas eu le temps de s'évacuer et un comportement à long terme (comportement drainé), lorsque le fluide a eu le temps de s'évacuer. La loi de comportement doit tenir compte de ces phénomènes ou bien n'être valable qu'à court ou à long terme. Dans cette étude, le comportement transitoire n'est pas pris en compte.

D'une manière générale, les lois de comportement des sols sont écrites sous une forme incrémentale en petites déformations. La relation de comportement incrémentale apparaît alors sous la forme :

$$F(d\epsilon_{ij}, d\sigma_{ij}, \epsilon_{ij}, \sigma_{ij}) = 0 \quad (4.1)$$

Les lois de comportement que l'on rencontre le plus fréquemment en mécanique des sols sont les lois élastiques, hyperélastiques, hypoélastiques et élastoplastiques.

4.3.1 - Comportement élastique

Un milieu est dit élastique si l'état de contraintes est déterminé de manière unique par l'état de déformations actuel, mesuré à partir d'une configuration de référence fixe. L'histoire de la déformation n'intervenant pas, la relation de comportement s'exprime par une fonction tensorielle F_{ij} , dont la forme dépend de la configuration de référence choisie et telle que :

$$\sigma_{ij} = F_{ij}(\epsilon_{kl}) \quad (4.2)$$

Le comportement élastique décrit par cette équation est réversible et indépendant du chemin. Le comportement élastique est isotrope si F_{ij} est une fonction tensorielle isotrope.

4.3.2 - Comportement hyperélastique

Un milieu continu est dit hyperélastique si la dissipation intrinsèque est toujours identiquement nulle. Dans ce cas, la loi de comportement est fondée sur l'hypothèse de

l'existence d'une fonction de l'énergie de déformation $W(\varepsilon_{ij})$ ou d'une fonction de l'énergie de déformation complémentaire $\Omega(\sigma_{ij})$, telle que :

$$\sigma_{ij} = \frac{\partial W(\varepsilon_{kl})}{\partial \varepsilon_{ij}} \quad \text{ou} \quad \varepsilon_{ij} = \frac{\partial \Omega(\sigma_{kl})}{\partial \sigma_{ij}} \quad (4.3)$$

d'où sous une forme incrémentale :

$$d\sigma_{ij} = \frac{\partial^2 W(\varepsilon_{mn})}{\partial \varepsilon_{ij} \partial \varepsilon_{kl}} d\varepsilon_{kl} \quad \text{ou} \quad d\varepsilon_{ij} = \frac{\partial^2 \Omega(\sigma_{mn})}{\partial \sigma_{ij} \partial \sigma_{kl}} d\sigma_{kl} \quad (4.4)$$

Les lois hyperélastiques (figure 4.5) sont réversibles, indépendantes du chemin des contraintes et des déformations et, pendant les cycles de chargement-déchargement, il n'y a pas de production d'énergie.

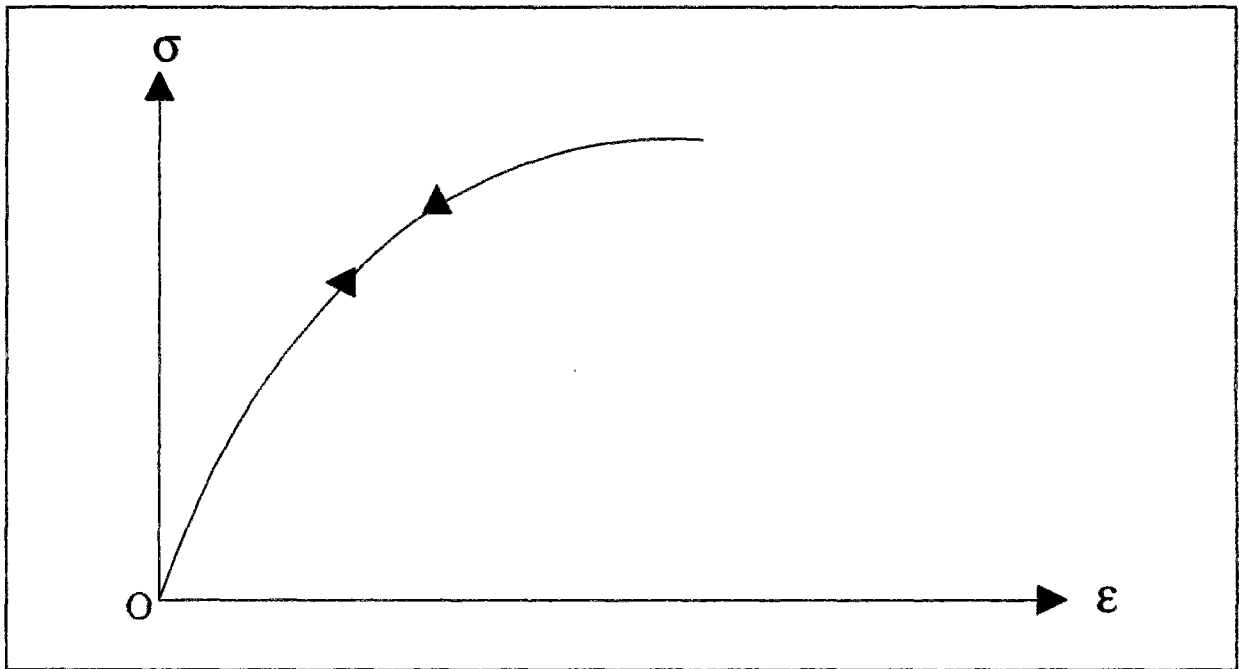


Figure 4.5 - Comportement hyperélastique.

4.3.3 - Comportement hypoélastique

La notion d'hypoélasticité, inventé par Truesdell (1966), consiste à faire l'hypothèse que le taux d'accroissement de contrainte, ou incrément de contrainte, dépend non seulement de l'incrément de déformation, mais également de la contrainte elle-même. La relation de comportement s'écrit ainsi sous la forme générale :

$$d\sigma_{ij} = F_{ij}(d\varepsilon_{kl}, \sigma_{mn}) \quad \text{ou} \quad d\sigma_{ij} = D_{ijkl}(\sigma_{mn}) d\varepsilon_{kl} \quad (4.5)$$

où $D_{ijkl}(\sigma_{mn})$ est le tenseur d'élasticité.

Sur la figure 4.6, on observe que les modules tangents sont identiques en chargement et en déchargement. Cette réversibilité en chargement et en déchargement est seulement valable au sens incrémental et justifie l'utilisation du terme hypoélastique.

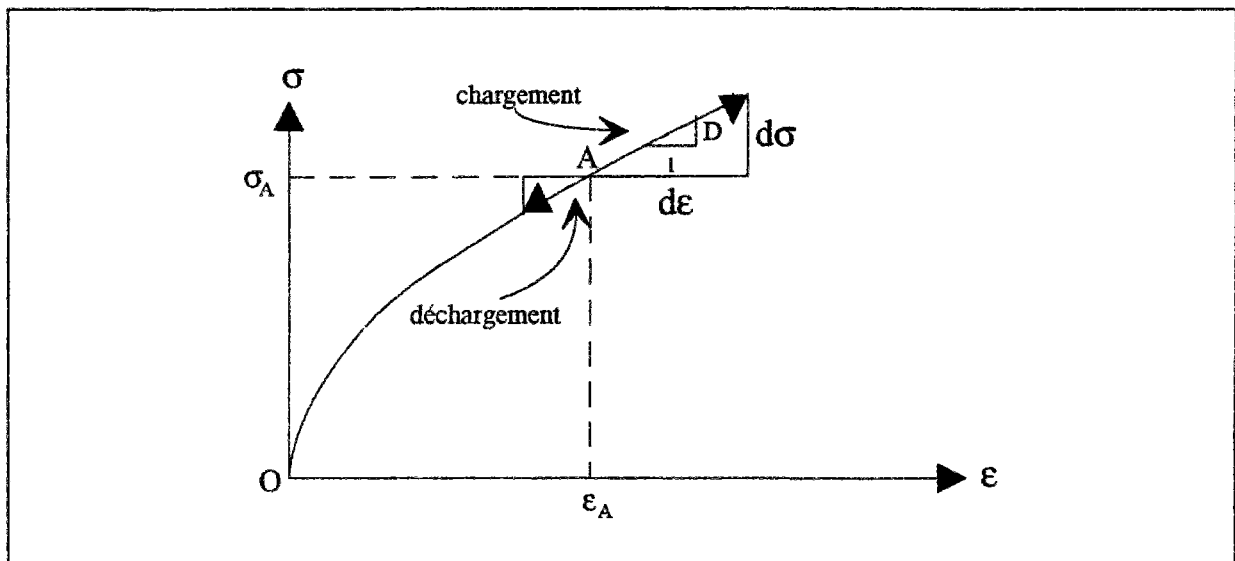


Figure 4.6 - Comportement hypoélastique.

La nature incrémentale des modèles hypoélastiques offre plusieurs avantages comme la non linéarité, la dépendance vis-à-vis du chemin de contraintes, l'anisotropie induite des contraintes, la non-coïncidence des axes principaux des incréments de contraintes et de déformations et la dilatance. Les modèles hypoélastiques incluent les comportements élastique et hyperélastique.

4.3.4 - Comportement plastique

Le comportement plastique s'appuie sur les deux concepts fondamentaux suivants :

- le critère de plasticité, qui généralise la notion de seuil de plasticité mise en évidence dans les expériences de sollicitations uniaxiales,
- la règle d'écoulement plastique, qui définit, dans le cas des sollicitations multiaxiales, la façon dont évolue la déformation plastique.

La figure 4.7 représente la courbe contrainte-déformation relevée au cours d'une expérience de traction simple. On constate sur cette figure l'existence d'un seuil de contrainte σ_0 à partir duquel le comportement du matériau devient irréversible.

En effet, l'éprouvette ayant été chargée au-delà du point A jusqu'en B, si l'on effectue un déchargement, elle suit le chemin BC et non le trajet BAO. En particulier, après un déchargement total, il reste une déformation de l'éprouvette, représentée par OC, qui est la déformation permanente.

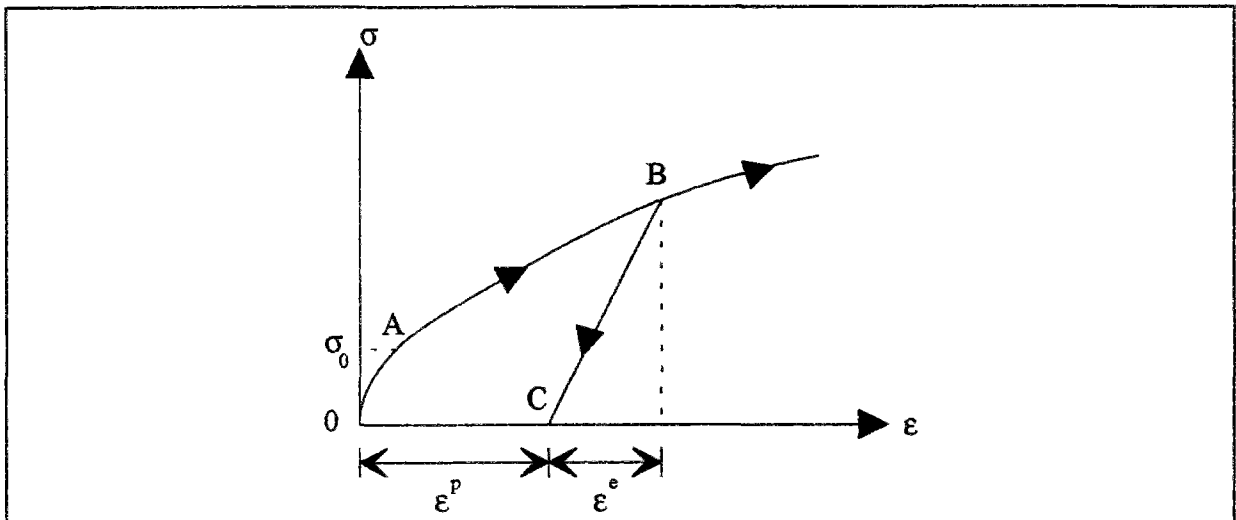


Figure 4.7 - Comportement plastique et l'expérience de traction simple.

Si l'on procède ensuite à un nouveau chargement, tant que la contrainte σ reste inférieure à σ_B , celui-ci s'effectue en suivant un trajet CB identique, au sens de parcours près, à celui décrit lors du déchargement. Ce comportement demeure réversible tout au long de CB. Quand σ vient à dépasser σ_B , le trajet suivi redevient la courbe de premier chargement au-delà de B (c'est à dire la courbe représentant la traction sans déchargement). Ainsi, lors de ce nouveau chargement à partir de C, σ_B apparaît comme le nouveau seuil en traction :

- σ_0 est le seuil de plasticité initial,
- σ_B est le seuil de plasticité actuel, lié à la déformation plastique ε^p .

Le phénomène observé sur la figure 4.7, où le seuil de plasticité actuel σ_B est une fonction de la déformation plastique, correspond au cas du matériau dit écrouissable. Si σ_B est une fonction croissante de ε^p , on dit que le matériau est à écrouissage positif.

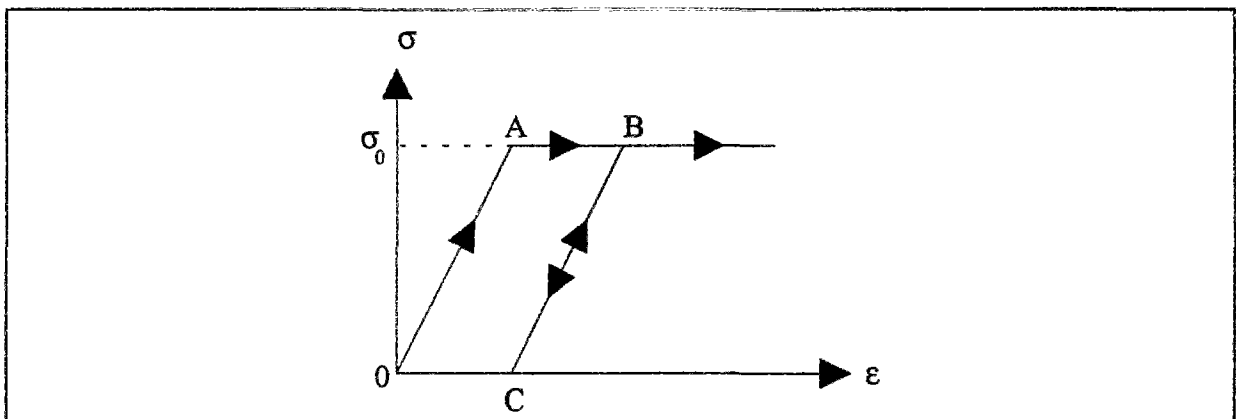


Figure 4.8 - Comportement élastique parfaitement plastique.

Toutefois, ce phénomène n'est pas général pour le comportement plastique. Ainsi, le seuil de plasticité σ_0 peut être indépendant de ε^p et le matériau est alors dit élastique-parfaitement plastique. Pour ce type de matériau, lorsque la contrainte dépasse le seuil σ_0 , il y a une possibilité d'allongement illimité (figure 4.8). Il y a aussi des matériaux qui, sous un certain chemin de charge et au-delà d'un certain pic, présentent un ramollissement ou écrouissage négatif (figure 4.9). Ce phénomène n'est pas considéré dans ce chapitre.

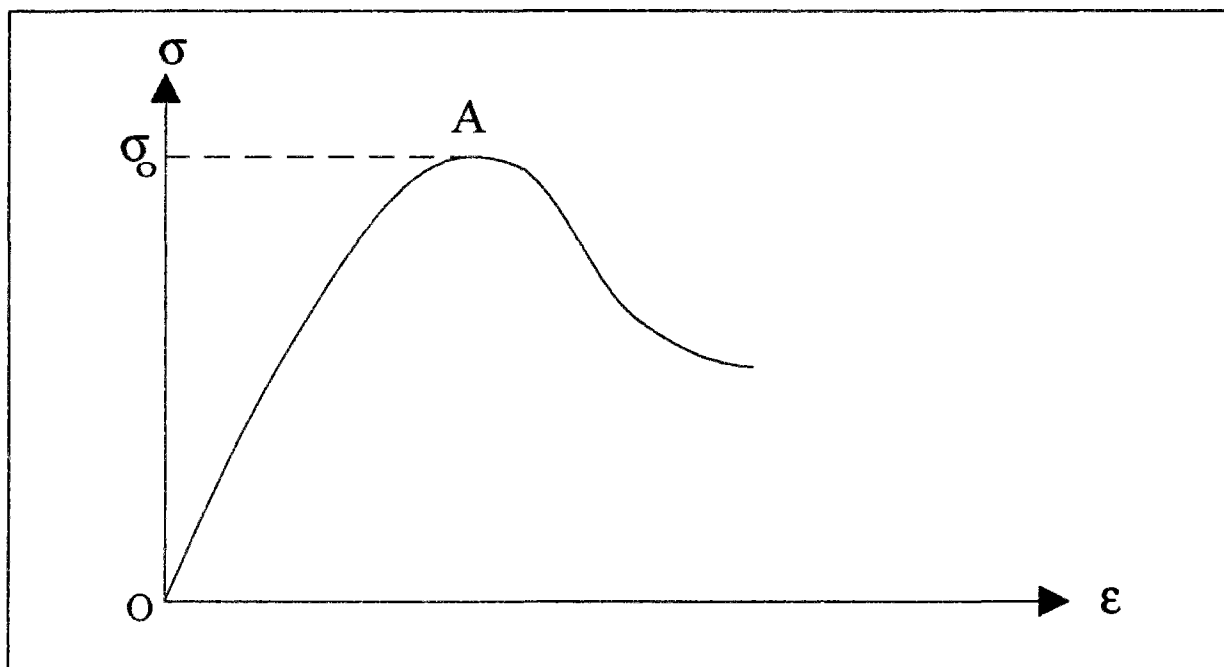


Figure 4.9 - Comportement plastique et écrouissage négatif.

La déformation totale est définie comme la somme d'une déformation réversible (élastique) et d'une déformation irréversible (plastique). On écrit :

$$d\varepsilon = d\varepsilon^e + d\varepsilon^p \quad (4.6)$$

L'expérience monoaxiale évoquée ci-dessus est un cas particulier des sollicitations diverses que peut subir une éprouvette tridimensionnelle.

Dans l'espace des contraintes, le domaine d'élasticité initial ou actuel est en général défini par une fonction scalaire F de la contrainte σ_{ij} , appelée fonction de charge du matériau et telle que :

$F(\sigma_{ij}) < 0$ corresponde à l'intérieur du domaine,

$F(\sigma_{ij}) = 0$ corresponde à la frontière du domaine.

On appelle également "critère d'élasticité" la condition $F(\sigma_{ij}) < 0$ et "critère de plasticité" la condition $F(\sigma_{ij}) = 0$. La condition $F(\sigma_{ij}) > 0$ correspond à l'extérieur du domaine et elle n'a pas de sens mécanique.

Pour un matériau écrouissable, le domaine d'élasticité actuel dépend de l'état d'écrouissage, que l'on représente par une variable k introduite dans l'expression de la surface de charge, notée désormais $F(\sigma_{ij}, k)$.

L'état d'écrouissage k n'évolue que lorsqu'il y a évolution de la déformation plastique. Diverses théories ont été construites pour représenter l'écrouissage. Les deux principales sont :

- la théorie de l'écrouissage isotrope de Taylor et Quincey, qui fait dépendre l'écrouissage d'un paramètre scalaire unique. Le domaine d'élasticité se transforme par homothétie de centre O (origine de l'espace) au fur et à mesure de l'écrouissage ;

- la théorie de l'écrouissage cinématique de Prager, pour laquelle les frontières d'élasticité successives se déduisent de la frontière initiale par translation dans l'espace des contraintes. L'écrouissage dépend alors d'un paramètre tensoriel.

Soit (σ_{ij}, k) un état de contraintes et un état d'écrouissage correspondant à une étape de chargement donnée. Si cet état est tel que $F(\sigma_{ij}, k) < 0$, (σ_{ij}) est intérieur au domaine d'élasticité actuel, donc la variation de déformation est purement élastique : $d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e$.

Si cet état est tel que $F(\sigma_{ij}, k) = 0$, (σ_{ij}) se trouve sur la frontière du domaine. Pour décrire dans ce cas le comportement, il convient de distinguer selon que le point matériel est en chargement ou en déchargement. D'une façon plus mathématique, cette condition s'écrit :

il y a **chargement** si :

$$F(\sigma_{ij}, k) = dF(\sigma_{ij}, k) = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0 \quad \text{alors} \quad d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p$$

il y a **déchargement** si :

$$F(\sigma_{ij}, k) = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0 \quad \text{alors} \quad d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e$$

il y a **chargement neutre** si :

$$F(\sigma_{ij}, k) = 0 \quad \text{et} \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = 0 \quad \text{alors} \quad d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e \quad (4.7)$$

avec ∂ le symbole de la dérivation partielle et la convention de sommation des composantes sur les indices doublés.

La règle d'écoulement plastique a pour objet d'exprimer $d\epsilon_{ij}^p$ en fonction de σ_{ij} et $d\sigma_{ij}$, et de l'état d'écrouissage représenté par k .

Le principe du travail plastique maximal (Hill, 1950) permet de qualifier la règle d'écoulement. Ainsi, en un point régulier de la frontière d'élasticité, la déformation plastique est de la forme :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (d\lambda > 0) \quad (4.8)$$

Toutes les vitesses de déformation possibles sont alors coaxiales à la normale extérieure à la frontière et ne dépendent que du scalaire $d\lambda$, non nul si et seulement si le point matériel est en état de chargement.

On introduit également, lorsqu'il y a écoulement, la variable $H(\sigma_{ij}, k)$, appelée module d'écoulement et définie par la relation :

$$H d\lambda = \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} \quad (4.9)$$

L'expérience montre que, dans le cas des sols, il faut introduire un potentiel plastique G , différent de la fonction de charge F , telle que la règle d'écoulement devienne :

$$d\varepsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \quad (d\lambda > 0) \quad (4.10)$$

La règle d'écoulement est alors dite non associée. Le potentiel plastique G définit la direction de la vitesse de déformation plastique, mais également ce que l'on appelle mécanisme de plastification ou mécanisme plastique.

Dans le cas du matériau élastique parfaitement plastique, le domaine d'élasticité est fixe : le point de charge σ_{ij} ne peut pas sortir du domaine ; les déformations plastiques n'apparaissent que si σ_{ij} est sur la frontière d'élasticité et y demeure. Dans ce cas, la règle d'écoulement demeure en partie indéterminée. Le multiplicateur plastique est arbitraire, à un facteur non négatif près.

4.4 - Comportement d'une éprouvette de sol

4.4.1 - Notion de déchargement en sollicitation uniaxiale

La définition d'un déchargement, au sens mécanique du terme, ne paraît évidente que dans le cas d'un essai à chemins de contraintes imposés pour lequel l'état de contraintes est homogène et ne varie que dans une seule direction, notée σ (exemples : essais triaxiaux drainés de compression, d'extension ou à pression moyenne constante, etc.). Si la variation est croissante ($d\sigma > 0$), l'éprouvette de sol est chargée, si la variation est décroissante ($d\sigma < 0$), l'éprouvette est déchargée (figure 4.10) soit :

$$\begin{aligned} \text{Il y a chargement si :} & \quad d\sigma > 0 \\ \text{Il y a déchargement si :} & \quad d\sigma < 0 \end{aligned} \quad (4.11)$$

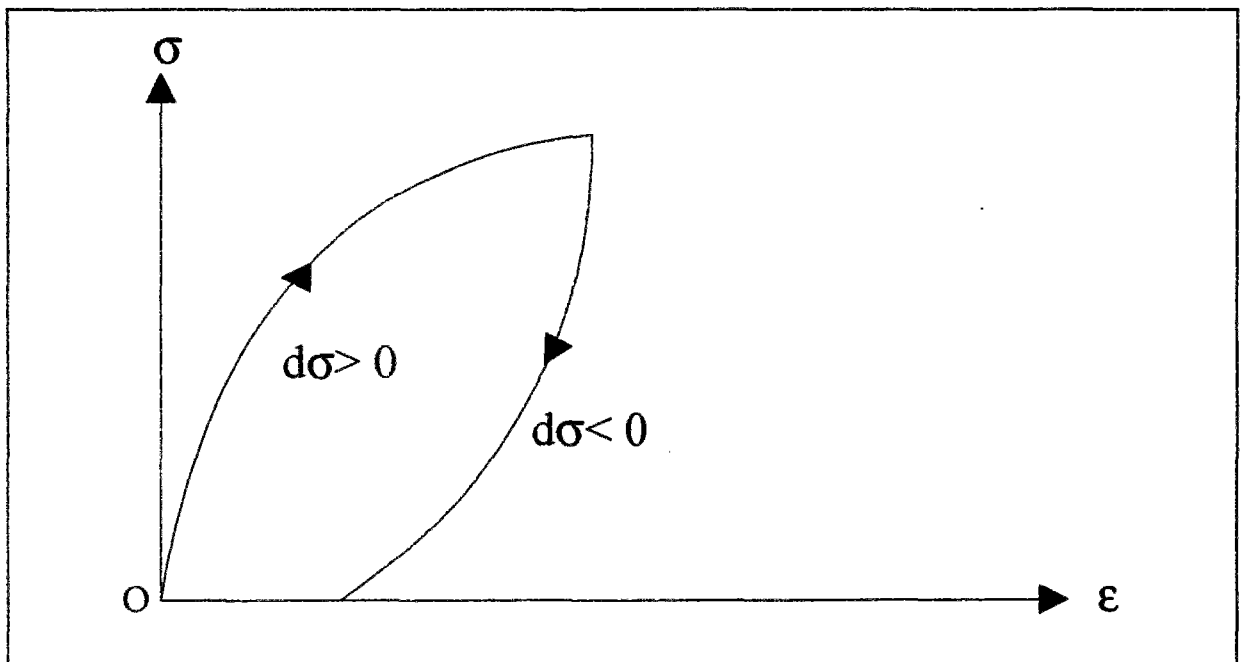


Figure 4.10 - Cas unidimensionnel.

La prise en compte d'un éventuel radoucissement complique cette définition, mais ne pose pas de difficulté particulière ; il suffit d'adjoindre un test sur la variation de la déformation de pour distinguer, en condition radoucissante, le déchargement d'un chargement (figure 4.11).

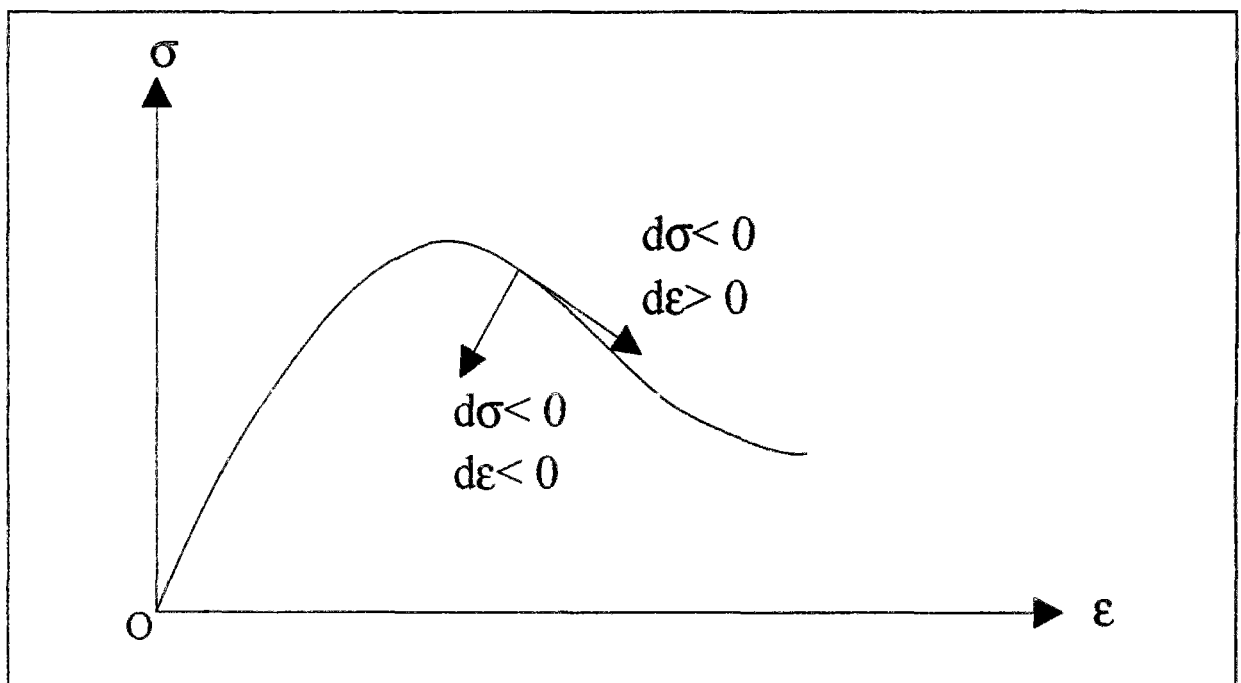


Figure 4.11 - Problème unidimensionnel avec radoucissement.

Il y a chargement si :	$d\sigma > 0$	et	$d\epsilon > 0$	(4.12)
Il y a déchargement si :	$d\sigma < 0$	et	$d\epsilon < 0$	
Il y a radoucissement si :	$d\sigma < 0$	et	$d\epsilon > 0$	

Le radoucissement n'est pas considéré dans ce rapport.

4.4.2 - Comportement élastique linéaire isotrope (loi de Hooke)

Un matériau est dit isotrope si son comportement est identique dans toutes les directions : chaque plan matériel est un plan de symétrie et chaque axe est un axe de symétrie. Le comportement élastique linéaire signifie que le tenseur de déformations reste proportionnel au tenseur de contraintes au cours du chargement. L'élasticité linéaire est souvent présentée sous la forme suivante :

$$\varepsilon_{ij} - \varepsilon_{ij}^0 = \frac{1+\nu}{E} (\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^0) - \frac{\nu}{E} tr(\sigma_{kl} - \sigma_{kl}^0) \delta_{ij} \quad (4.13)$$

où le paramètre E est le module d'Young (unité Pa), et ν est le coefficient de Poisson. Les contraintes σ_{ij}^0 et les déformations ε_{ij}^0 représentent l'état initial du matériau.

L'hypothèse de stabilité du matériau impose les conditions suivantes sur les coefficients E et ν :

$$E > 0 \quad -1 \leq \nu \leq 0,5 \quad (4.14)$$

L'application de la loi de comportement élastique linéaire aux invariants des tenseurs de déformations et de contraintes permet de déduire les relations suivantes :

$$p = K \varepsilon_v \quad q = 3G \varepsilon_d \quad (4.15)$$

où K est le module de compressibilité ; G , le module de cisaillement et,

$$\begin{aligned} p &= \frac{\sigma_{ij} \delta_{ij}}{3} & q &= \sqrt{\frac{3s_{ij}s_{ij}}{2}} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} \\ \varepsilon_v &= \varepsilon_{ij} \delta_{ij} & \varepsilon_d &= \sqrt{\frac{2e_{ij}e_{ij}}{3}} \\ s_{ij} &= \frac{\sigma_{ij} - tr(\sigma_{kl})\delta_{ij}}{3} & e_{ij} &= \frac{\varepsilon_{ij} - tr(\varepsilon_{kl})\delta_{ij}}{3} \end{aligned}$$

Par ailleurs, les relations entre les paramètres de comportement K , G , E et ν sont les suivantes :

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (4.16)$$

et inversement

$$E = \frac{9KG}{3K+G} \quad \nu = \frac{3K-2G}{6K+2G} \quad (4.17)$$

Parmi les essais de mécanique des sols, l'essai le plus courant est l'essai triaxial en compression. Dans ce type d'essai, deux des contraintes principales demeurent égales, tandis que la contrainte principale majeure croît de façon monotone en chargement et décroît de la même façon en déchargement. D'une manière mathématique, les conditions de l'essai se traduisent par les équations suivantes :

$$\begin{array}{lll} \text{à l'état initial :} & \sigma_1^0 = \sigma_2^0 = \sigma_3^0 & \varepsilon_1^0 = \varepsilon_2^0 = \varepsilon_3^0 = 0 \\ \text{à un instant de chargement donné :} & \sigma_2 = \sigma_3 & \varepsilon_2 = \varepsilon_3 \quad d\sigma_3 = 0 \end{array}$$

Dans le cas de l'élasticité linéaire, les modules E et ν sont supposés indépendants de la pression de confinement et l'on déduit immédiatement les relations suivantes :

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E}(\sigma_1 - \sigma_3) \quad \varepsilon_3 = -\nu \varepsilon_1 \quad \varepsilon_v = (1 - 2\nu) \varepsilon_1 \quad (4.18)$$

Cette loi de comportement est le plus souvent insuffisante pour simuler le comportement d'un sol pour une large gamme de contraintes. Elle est alors associée à un critère de plasticité.

4.4.3 - Modèle élastoplastique parfait avec critère de Mohr-Coulomb

Ce critère est utilisé pour les sols pulvérulents (par exemple les sables) et pour les sols cohérents à long terme (par exemple les argiles et les limons). Le critère de Tresca, qui est un cas particulier du critère de Mohr-Coulomb, est utilisé pour les sols cohérents à court terme.

Le modèle de Mohr-Coulomb se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke (E, ν), une surface de charge $F(\sigma_{ij})$ et un potentiel plastique $G(\sigma_{ij})$ tels que :

$$F(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \quad (4.19)$$

$$G(\sigma_{ij}) = (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi + \text{const.} \quad (4.20)$$

où σ_1 et σ_3 représentent les contraintes principales extrêmes ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$, avec la convention de signe suivante : les compressions sont comptées positivement).

Le paramètre c est appelé cohésion du matériau ; φ est l'angle de frottement interne et ψ l'angle de dilatance ($\psi = \varphi$ si la règle d'écoulement est associée). Lorsque $\varphi = 0$, le critère est appelé critère de Tresca.

Dans l'espace des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$), la surface définie par la fonction de charge F est une pyramide de section hexagonale ayant pour axe la droite d'équation : $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$ (figure 4.12).

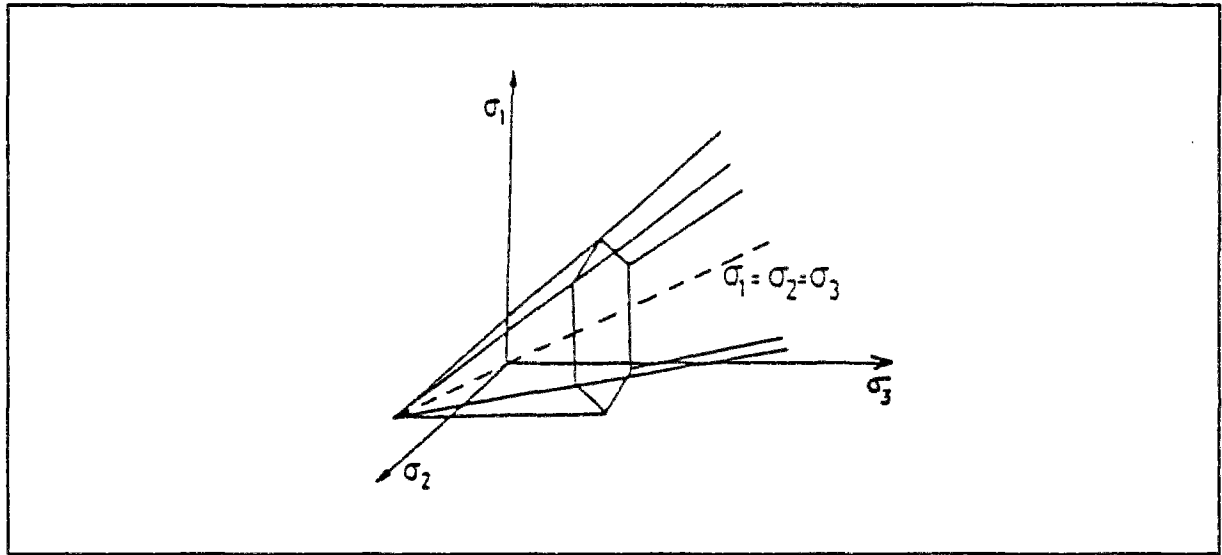


Figure 4.12 - Critère de Mohr-Coulomb dans l'espace des contraintes principales.

Du fait de la particularité de l'essai triaxial en compression ($\sigma_2 = \sigma_3$), lors de la phase plastique, deux surfaces de charges se trouvent simultanément activées :

$$\begin{aligned} F_1 &= (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \\ F_2 &= (\sigma_1 - \sigma_2) - (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \varphi - 2c \cos \varphi = 0 \end{aligned} \quad (4.21)$$

Cet état est appelé régime d'arrêt ou de coin. De la même façon, deux potentiels plastiques G_1 et G_2 sont mobilisés.

$$\begin{aligned} G_1 &= (\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \psi + \text{const.} \\ G_2 &= (\sigma_1 - \sigma_2) - (\sigma_1 + \sigma_2) \sin \psi + \text{const.} \end{aligned} \quad (4.22)$$

Les déformations plastiques sont alors une combinaison linéaire des potentiels plastiques G_1 et G_2 . La règle d'écoulement s'écrit alors :

$$d\epsilon_i^p = d\lambda_1 \frac{\partial G_1}{\partial \sigma_i} + d\lambda_2 \frac{\partial G_2}{\partial \sigma_i} \quad (4.23)$$

avec $d\lambda_1$ et $d\lambda_2$ deux multiplicateurs de plasticité positifs ou nuls. Les déformations plastiques se déduisent alors de la règle d'écoulement :

$$\begin{aligned} d\epsilon_1^p &= d\lambda_1 (1 - \sin \psi) + d\lambda_2 (1 - \sin \psi) \\ d\epsilon_2^p &= -d\lambda_2 (1 + \sin \psi) \\ d\epsilon_3^p &= -d\lambda_1 (1 + \sin \psi) \end{aligned} \quad (4.24)$$

Comme le modèle considéré est élastique parfaitement plastique, les multiplicateurs de plasticité $d\lambda_1$ et $d\lambda_2$ peuvent prendre une infinité de valeurs. Toutefois, le rapport $d\epsilon_v^p / d\epsilon_1^p$, est indépendant des multiplicateurs $d\lambda_1$ et $d\lambda_2$.

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_1^p} = \frac{-2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (4.25)$$

La quantité $2 \sin \psi / (1 - \sin \psi)$ caractérise la variation de volume au cours de la phase plastique ; pour cette raison, ψ est appelé angle de dilatance. La figure 4.13 représente graphiquement la modélisation d'un essai triaxial de compression par le modèle de Mohr-Coulomb.

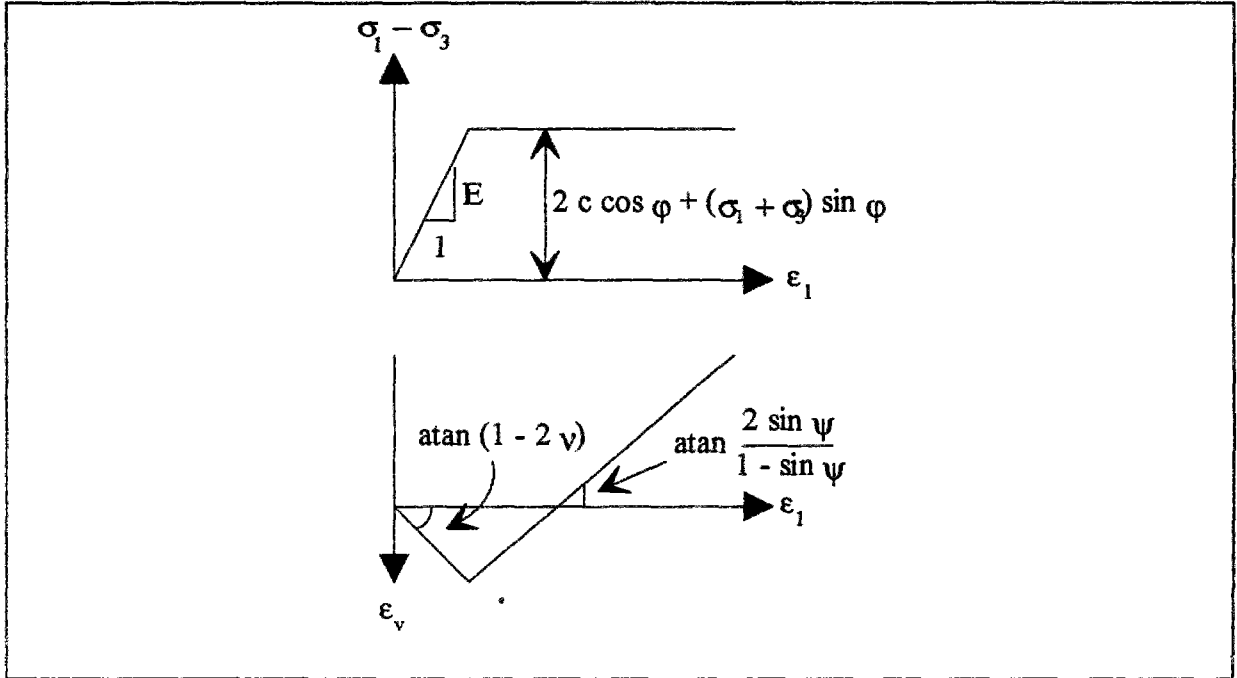


Figure 4.13 - Représentation de l'essai triaxial par le modèle de Mohr-Coulomb.

La figure 4.13 indique également comment déterminer les paramètres E , ν , c , ϕ et ψ à partir des résultats des essais triaxiaux.

4.4.4 - Modèle élastique quasi-linéaire (hyperbolique) de Wong et Duncan

Pour représenter mathématiquement le comportement non linéaire, les premières lois proposées reposaient sur une linéarisation par morceaux des courbes contraintes-déformations selon l'intensité des contraintes appliquées. Ces lois ont été dites quasi-linéaires (Desai et Siriwardane, 1984).

La loi de Hooke est appliquée sur chaque plage de contraintes avec des coefficients tangents K_i et G_i (ou E_i et ν_i), différents. D'une manière générale, les coefficients sont exprimés par des fonctions continues de l'état de contraintes. L'expression de ces lois est alors de la forme suivante :

$$d\sigma_{ij} = \frac{E_t}{1+\nu_t} d\varepsilon_{ij} + \frac{\nu_t E_t}{(1+\nu_t)(1-2\nu_t)} d\varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad \text{ou} \quad d\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu_t}{E_t} d\sigma_{ij} - \frac{\nu_t}{E_t} d\sigma_{kk} \delta_{ij}$$

$$d\sigma_{ij} = 2G_t d\varepsilon_{ij} + (K_t - \frac{2}{3}G_t) d\varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad (4.26)$$

Ce modèle est mathématiquement très simple. La non-linéarité et la dépendance vis-à-vis du chemin de contraintes sont prises en compte mais, puisque les parties déviatorique et volumique du tenseur de contraintes sont découplées, la dilatance due au cisaillement ne peut pas être décrite par ce modèle.

L'application la plus connue de ce modèle a été faite par Wong et Duncan (1974), qui ont développé une loi de comportement fondée sur une approximation des courbes de comportement contraintes-déformations obtenues dans un essai triaxial de compression drainée. L'approche hyperbolique est à la base de modèle de Wong et Duncan ; la courbe expérimentale $(\sigma_1 - \sigma_3, \varepsilon_1)$ est approximée par l'hyperbole d'équation :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \quad (4.27)$$

où a et b sont deux constants dépendant de l'essai triaxial.

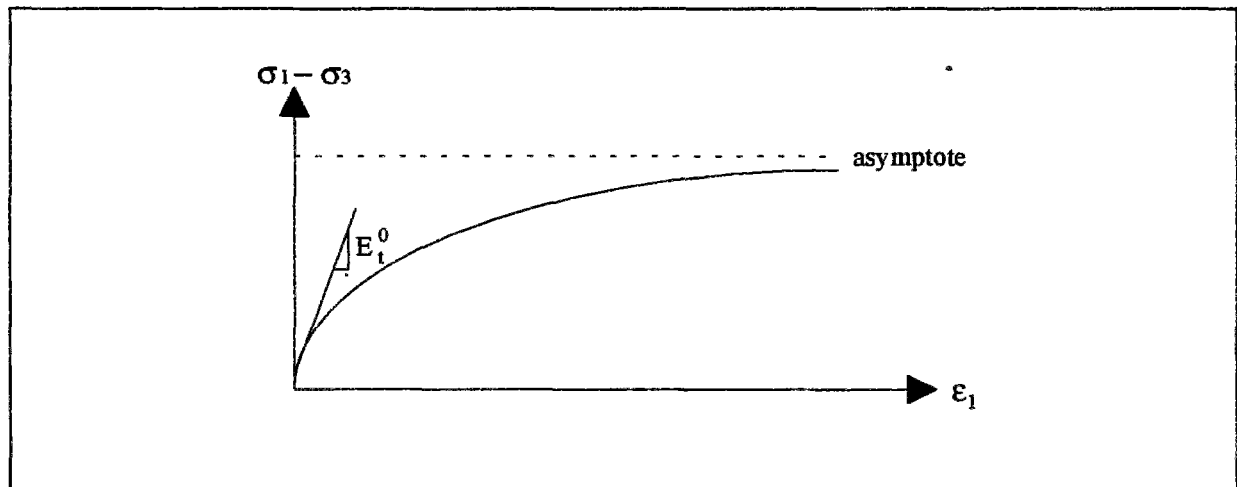


Figure 4.14 - Principe de l'approximation hyperbolique.

Les constants a et b se déterminent aisément :

$$E_t^0 = \frac{1}{a} \quad (4.28)$$

et

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ultime}} = \lim_{\varepsilon_1 \rightarrow \infty} \left(\frac{\varepsilon_1}{a + b\varepsilon_1} \right) = \frac{1}{b} \quad (4.29)$$

Quant à l'expression du module d'Young tangent, elle se déduit par dérivation de la relation 4.27 :

$$E_t = \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon_1} = \frac{a}{(a + b\varepsilon_1)^2} \quad (4.30)$$

On peut faire apparaître les contraintes σ_1 et σ_3 par l'équation 4.27, il vient ,

$$E_t = E_t^0 \left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ultime}}} \right)^2 \quad (4.31)$$

L'expérience montre que la rigidité de sol dépend de l'état de contraintes. Afin de prendre en compte ce phénomène, Janbu (1943) a proposé une relation entre le module tangent initial et la pression de confinement :

$$E_t^0 = K_h P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (4.32)$$

avec K_h et n des constantes physiques et P_a la valeur de la pression atmosphérique.

Wong et Duncan proposent aussi de choisir un point au voisinage de la contrainte ultime (asymptote) et de définir ce point comme étant à la rupture ; ce choix est caractérisé par le paramètre R_f tel que :

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rupture}}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{ultime}}} \quad (4.33)$$

Le point à la rupture est également supposé vérifier le critère de Mohr-Coulomb ;

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rupture}} = \frac{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (4.34)$$

Par suite, l'expression finale du module d'Young vaut :

$$E_t = K_h P_a \left(\frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin \varphi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi} \right]^2 \quad (4.35)$$

D'une façon similaire, l'expression du coefficient de Poisson tangent ν_t peut être déterminée par une approximation hyperbolique dans le diagramme $(\varepsilon_1, -\varepsilon_3)$. L'hyperbole est définie ainsi :

$$\varepsilon_1 = \frac{-\varepsilon_3}{c - d \cdot \varepsilon_3} \quad (4.36)$$

où c et d sont deux constants dépendant de l'essai triaxial.

L'expression du coefficient de Poisson tangent se déduit par dérivation :

$$v_t = -\frac{d\varepsilon_3}{d\varepsilon_1} = \frac{c}{(c-d.\varepsilon_1)^2} = \frac{c}{(d.\varepsilon_1 - 1)^2} \quad (4.37)$$

On peut faire apparaître les contraintes σ_1 et σ_3 par l'équation 4.36, il vient avec $c = v_t^0$;

$$v_t = \frac{v_t^0}{\left(1 - \frac{d.(\sigma_1 - \sigma_3)}{E_t^0 \left(1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ultime}}\right)}\right)^2} \quad (4.38)$$

Le coefficient de Poisson peut être exprimé en fonction de la pression de confinement p_a que :

$$v_t^0 = A - B \lg\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \quad (4.39)$$

où A et B sont les paramètres de modèle de Wong et Duncan.

Par suite, l'expression finale du module d'Young vaut :

$$v_t = \frac{E_t^2 \left[A - B \lg\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \right]}{\left[E_t - d(\sigma_1 - \sigma_3) \right]^2} \quad (4.40)$$

Un paramètre de déchargement E_{ur} a été ajouté afin de faire apparaître des déformations irréversibles. Le module au déchargement-rechargement est alors pris sous la forme suivante :

$$E_t = E_{ur} p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (4.41)$$

La figure 4.15 représente la réponse de la loi de Wong et Duncan à un essai triaxial avec un cycle de déchargement-rechargement.

La loi de Wong et Duncan présente certains inconvénients notables. En premier lieu, il est impossible de la justifier pour d'autres chemins de contraintes que ceux ayant servi à son élaboration. En second lieu, l'expression du coefficient de Poisson tangent peut conduire à des valeurs supérieures à 0,5, autrement dit des valeurs qui violent le principe de stabilité du matériau. Enfin, les incréments de contraintes et de déformations ont les mêmes directions principales, ce qui est en contradiction avec les observations expérimentales.

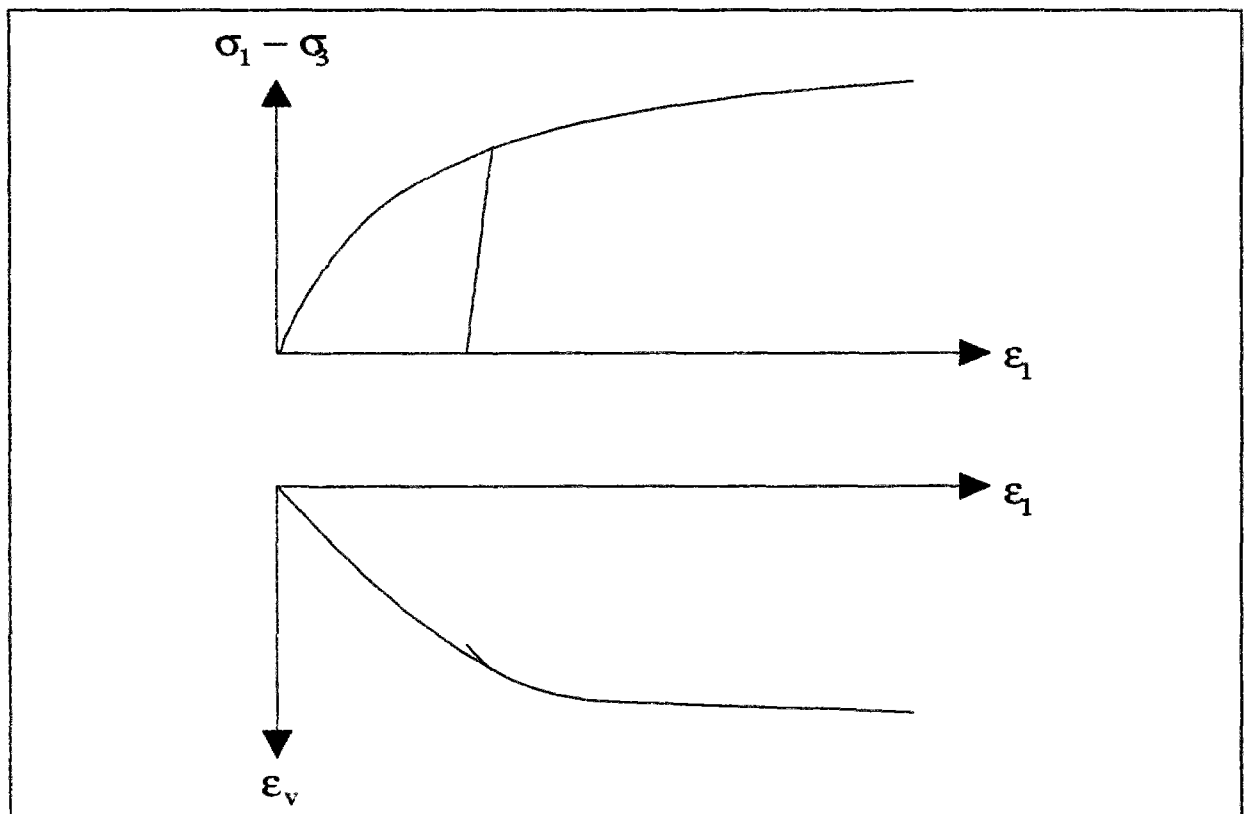


Figure 4.15 - Simulation d'un essai triaxial par le modèle de Wong et Duncan.

4.4.5 - Modèle élastoplastique avec écrouissage de Nova (version 1982)

La loi de comportement de Nova (1982) est une loi élastoplastique avec écrouissage isotrope adaptée à la description du comportement des sables. Elle a été développée à partir de résultats d'essais sur éprouvettes cylindriques, ce qui explique sa formulation en fonction des invariants des contraintes p (pression moyenne) et q (déviateur des contraintes) et des invariants de déformations plastiques ϵ_v^p (déformation volumique plastique) et ϵ_d^p (déformation déviatorique plastique).

Un des fondements de cette loi est la relation contrainte-dilatance adoptée par Nova selon le niveau de contraintes actuel du matériau, niveau caractérisé par le rapport de contraintes q / p . L'expression de la relation contrainte-dilatance permet de construire le potentiel plastique. La règle de normalité est appliquée pour des faibles rapports de contraintes q / p , autrement dit, la surface de charge est confondue avec le potentiel plastique. Pour des rapports élevés, le potentiel plastique diffère de la surface de charge, qui est alors construite à partir de l'expression proposée par Tatsuoka et Ishihara (1974).

L'évolution de l'écrouissage est gouvernée par une combinaison linéaire des deux invariants de déformations plastiques ϵ_v^p et ϵ_d^p .

La formulation mathématique de la loi peut être résumée par les équations suivantes.

L'élasticité non linéaire isotrope s'exprime comme suit :

$$d\epsilon_{ij} = L_0 d\eta_{ij} + B_0 \frac{dp}{3p} \delta_{ij} \quad \eta_{ij} = \frac{s_{ij}}{p} \quad (4.42)$$

où B_0 et L_0 sont deux paramètres de la loi ; s_{ij} , le tenseur des contraintes déviatoriques, et δ_{ij} le tenseur de Kronecker.

La relation contrainte-dilatance proposée par Nova est différente selon que le rapport de contraintes $\eta = q / p$ est supérieur ou inférieur à $M / 2$, (M est un paramètre de la loi) :

* si $q / p < M / 2$, la relation contrainte-dilatance est donnée par l'équation,

$$d = \frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_d^p} = \frac{a p}{q} \quad (4.43)$$

où a est une constante. On déduit de cette relation l'équation différentielle liant les contraintes p et q , soit :

$$q dq = -a p dp \quad (4.44)$$

L'intégration de cette équation différentielle permet d'exprimer le potentiel plastique et la surface de charge sous la forme :

$$G(p, q, p_c) = \frac{4\mu q^2}{M^2 p^2} + 1 - \frac{p_c^2}{p^2} = 0 \quad (4.45)$$

Le paramètre μ est défini par $4a\mu = M^2$; p_c est la constante d'intégration de l'équation différentielle, devenant par la suite le paramètre d'écrouissage de la surface de charge.

Dans le cas où $q / p < M / 2$, la règle de normalité est supposée vérifiée. L'expression de la surface de charge se déduit de celle du potentiel plastique.

* si $q / p > M / 2$, la relation contrainte-dilatance est exprimée par l'équation,

$$d = \frac{d\epsilon_v^p}{d\epsilon_d^p} = \frac{M - \eta}{\mu} \quad (4.46)$$

On déduit de cette relation l'équation différentielle liant les contraintes p et q , soit :

$$\frac{dq}{dp} - \frac{q}{\mu p} = -\frac{M}{\mu} \quad (4.47)$$

L'intégration de cette équation différentielle conduit au potentiel plastique G :

$$G(p, q, p_c) = \eta - \frac{M}{1 - \mu} \left[1 - \mu \left(\frac{p}{p_{cg}} \right)^{\frac{1 - \mu}{\mu}} \right] = 0 \quad (4.48)$$

où P_{cg} est le point d'intersection du potentiel plastique avec l'axe de compression isotrope. En fait, P_{cg} représente la constante d'intégration de l'équation différentielle.

Dans le cas où $q / p > M / 2$, la règle d'écoulement est non associée. La surface de charge est exprimée à partir de l'expression de Tatsuoka et Ishihara (1974), soit :

$$F(p, q, p_c) = \frac{q}{p} - M + \ln \frac{p}{p_u} = 0 \quad \text{avec} \quad p_u = \frac{p_c}{\sqrt{1+\mu}} \exp\left(\frac{-M}{2m}\right) \quad (4.49)$$

Le paramètre d'écrouissage p_c suit une loi d'évolution proche de celle de l'écrouissage dans les modèles Cam-Clay ; la différence provient de la prise en compte du terme déviatorique ε_d^p dans la loi de Nova :

$$p_c = p_{c0} \exp\left(\frac{\varepsilon_v^p + D\varepsilon_d^p}{l - B_0}\right) \quad (4.50)$$

où p_{c0} désigne une pression isotrope de référence, et m, D, l, B_0 sont des paramètres de la loi de comportement.

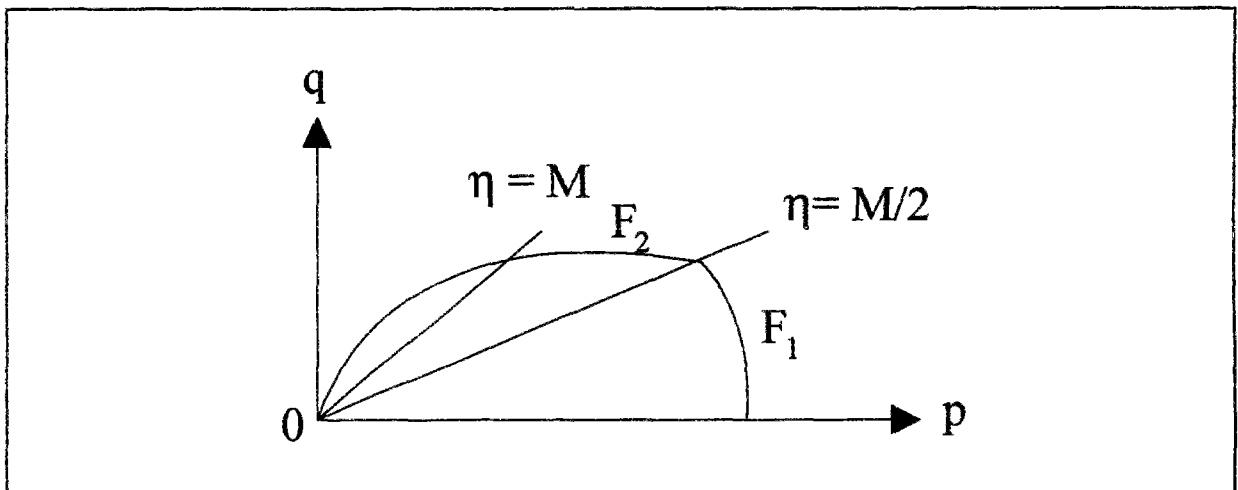


Figure 4.16 - Surface de charge du modèle de Nova dans le plan (p, q).

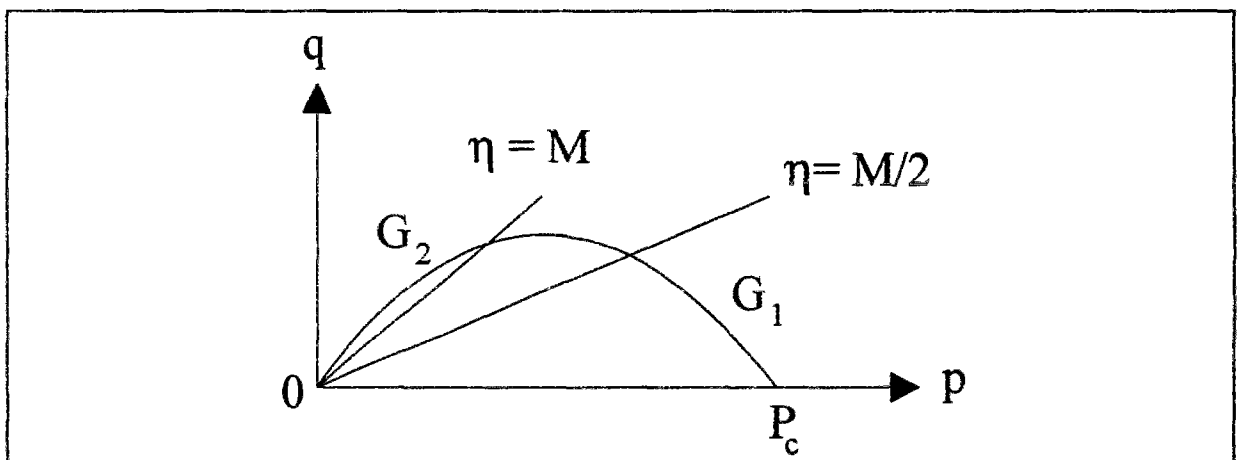


Figure 4.17 - Potentiel plastique du modèle de Nova dans le plan (p, q).

Les figures 4.16 et 4.17 représentent la surface de charge et le potentiel plastique dans le plan des contraintes (p , q).

Le modèle de Nova comprend 8 paramètres mécaniques au total (B_0 , L_0 , M , m , l , D , m , p_{c0}) ; mais seulement 7 d'entre eux sont des paramètres adimensionnels. Le huitième p_{c0} est en fait un paramètre introduit nécessairement par la forme logarithmique de la relation d'écrouissage. Ce paramètre peut dépendre de l'état initial et être alors égal à la pression de confinement pour un essai triaxial de compression, ou bien calculé en fonction de l'état des contraintes en place, de façon qu'il *n'existe pas de domaine élastique initial* en tout point d'un massif de sable. Il peut aussi être déterminé à partir de l'existence d'un domaine élastique. Il n'est alors plus lié à l'état initial des contraintes. Le choix du calcul de p_{c0} a une influence importante sur les performances de ce modèle.

Examinons le cas d'un essai triaxial de compression. La non existence d'un domaine élastique initial permet à ce modèle d'avoir à tout instant une réponse différente en chargement ou en déchargement. Le chemin de chargement est toujours élastoplastique. Au départ, la première surface de charge est activée ($q / p < M / 2$) et, par la suite, la deuxième surface de charge sur laquelle la rupture se produit (figure 4.16). En revanche, le chemin de déchargement est élastique non linéaire.

La figure 4.18 représente la réponse du modèle de Nova à un essai triaxial avec deux cycles de déchargement-rechargement.

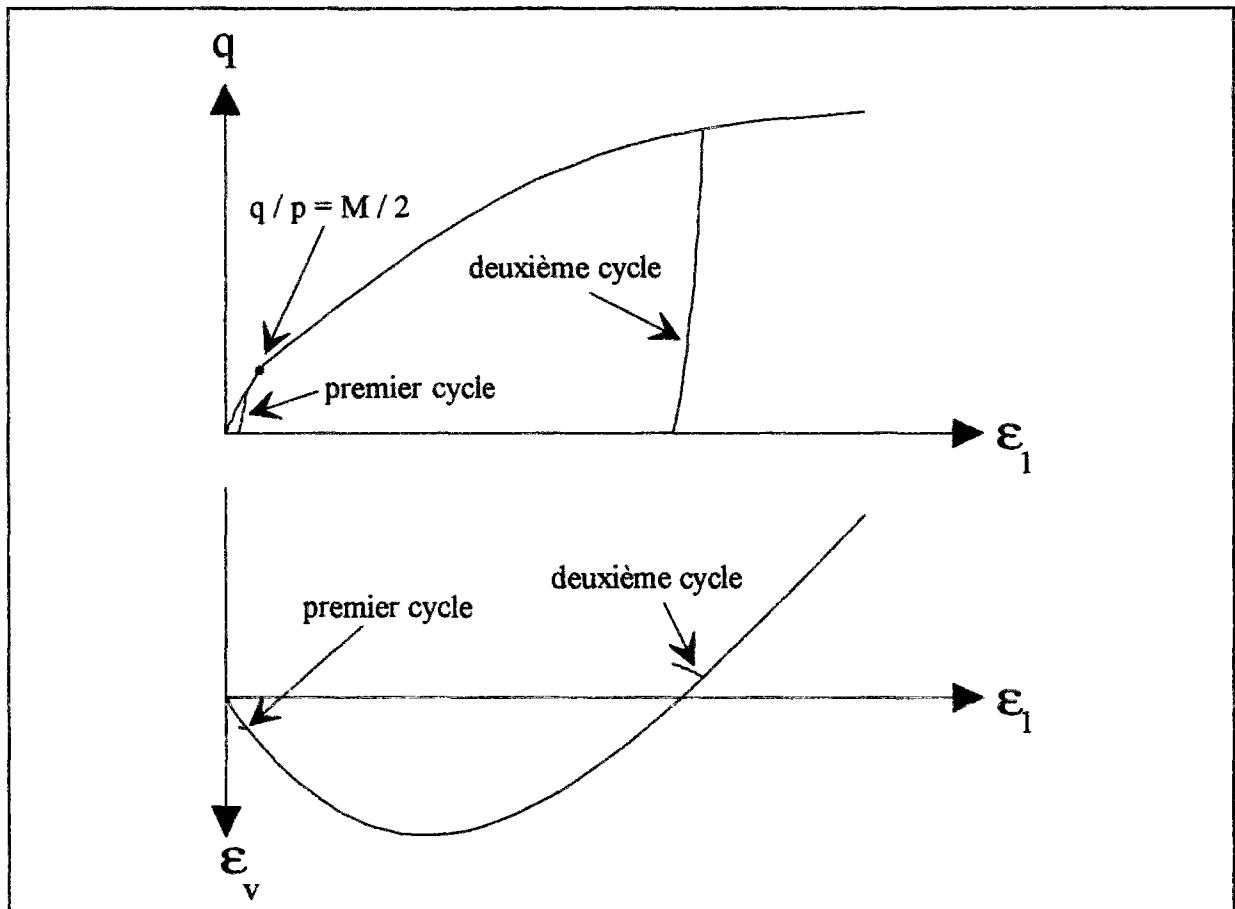


Figure 4.18 - Simulation d'un essai triaxial par le modèle de Nova.

4.5 - Comparaison quantitative de la réponse des lois de comportement

Pour cette comparaison, l'exemple du sable de Karlsruhe a été choisi.

Des essais en laboratoire et in situ ont été réalisés pour la détermination des propriétés mécaniques du sol. Ces essais font partie d'un projet d'excavation devant un rideau de palplanches qui sera étudié dans le chapitre 5.

Les échantillons ont été prélevés entre les profondeurs de 1 et 4m. Les analyses sur ces échantillons ont indiqué la présence d'une couche de sable fin à moyen avec des passages de sable graveleux. Le sable, qui a une densité relative de 0,584, peut être classé comme un sable moyennement dense à dense avec un poids volumique moyen de 16,5 kN/m³.

Deux essais de plaque avec un cycle de chargement-déchargement-rechargement ont été effectués. Ils ont donné des modules de 32500 et 22900 kPa en chargement et 50870 et 35360 kPa en déchargement avec un rapport de 1,6 entre les modules en chargement et en déchargement.

Un essai triaxial en compression isotrope a été effectué (figure 4.19). Il est à noter que cet essai est le seul qui comporte un cycle de chargement-déchargement-rechargement.

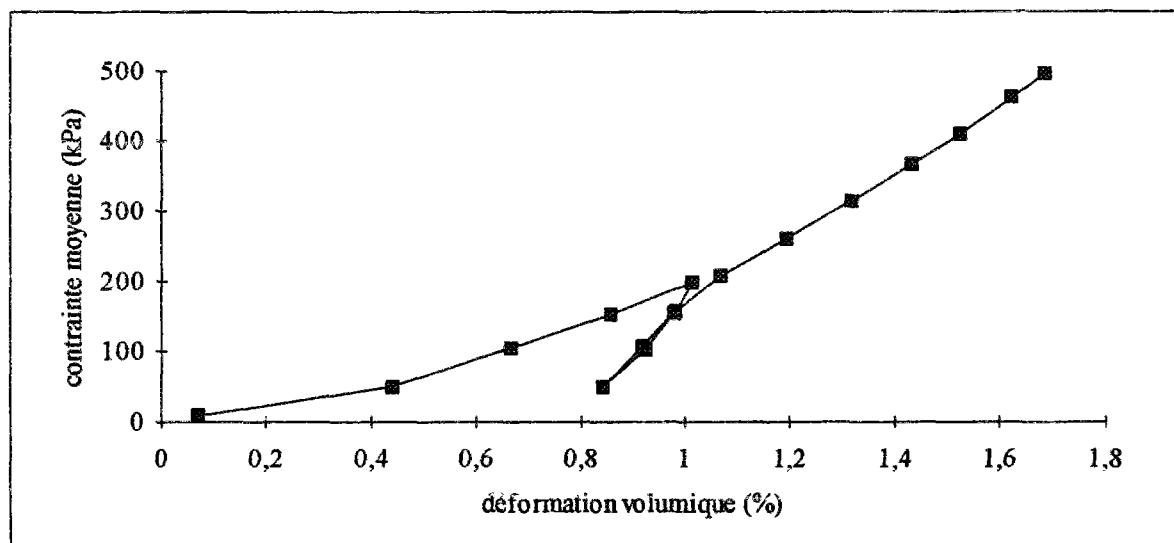


Figure 4.19 - Présentation de l'essai triaxial isotrope sur le sable de Karlsruhe (Université de Karlsruhe, 1993).

Six essais triaxiaux de compression axisymétriques drainés avec trois valeurs de pression de confinement (σ_3) de 100, 200 et 300 kPa ont été également effectués sur des échantillons reconstitués. La figure 4.20 regroupe l'ensemble de ces essais.

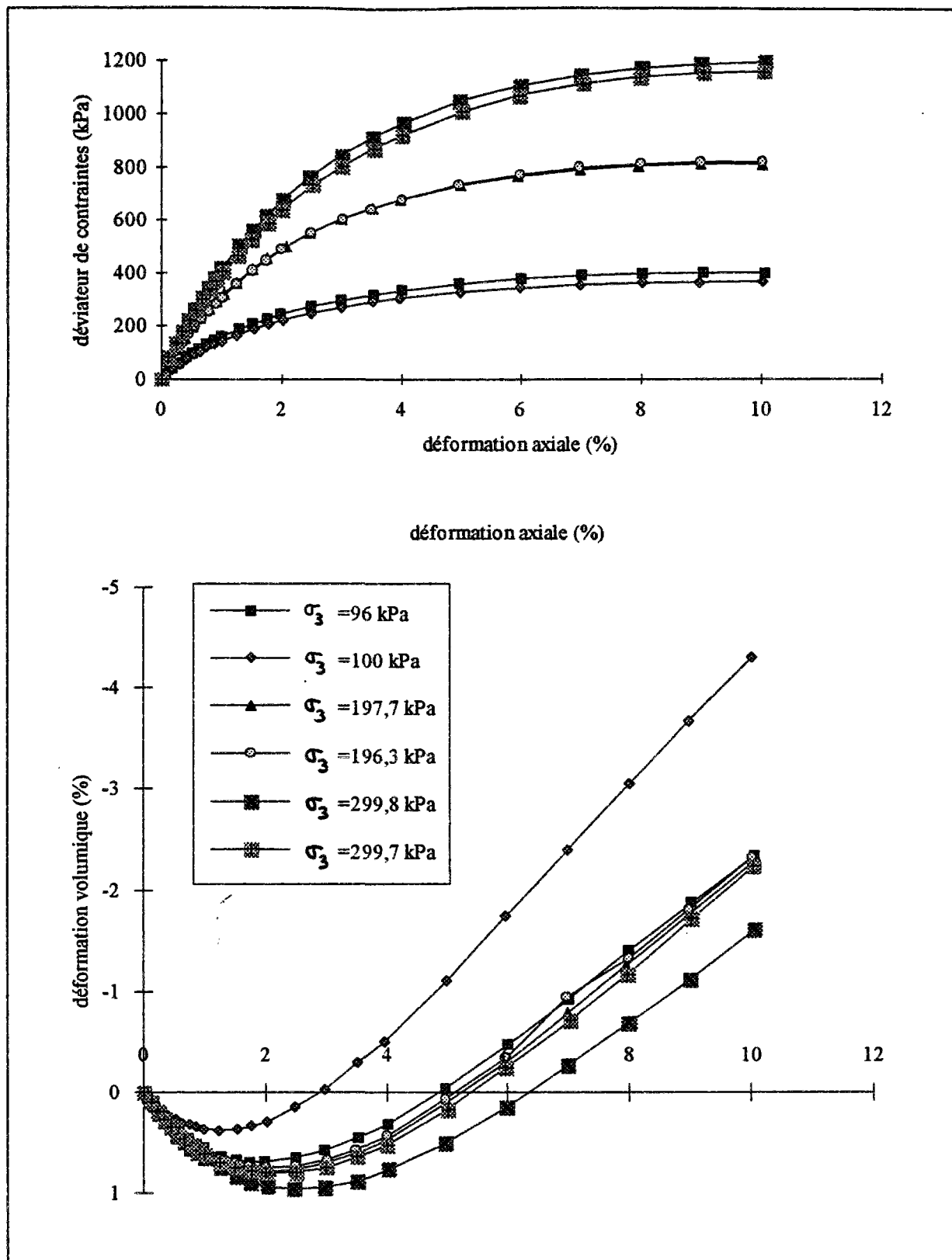


Figure 4.20 - Présentation des essais triaxiaux axisymétriques de compression drainés sur le sable de Karlsruhe (Université de Karlsruhe, 1993).

4.5.1 - Détermination des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb comprend au total 5 paramètres (E , ν , ϕ , c et ψ). L'élasticité associée à ce modèle est l'élasticité linéaire.

Le coefficient de Poisson $\nu = 0,25$ a été déterminé à partir de la moyenne des six essais triaxiaux de compression axisymétriques (figure 4.21).

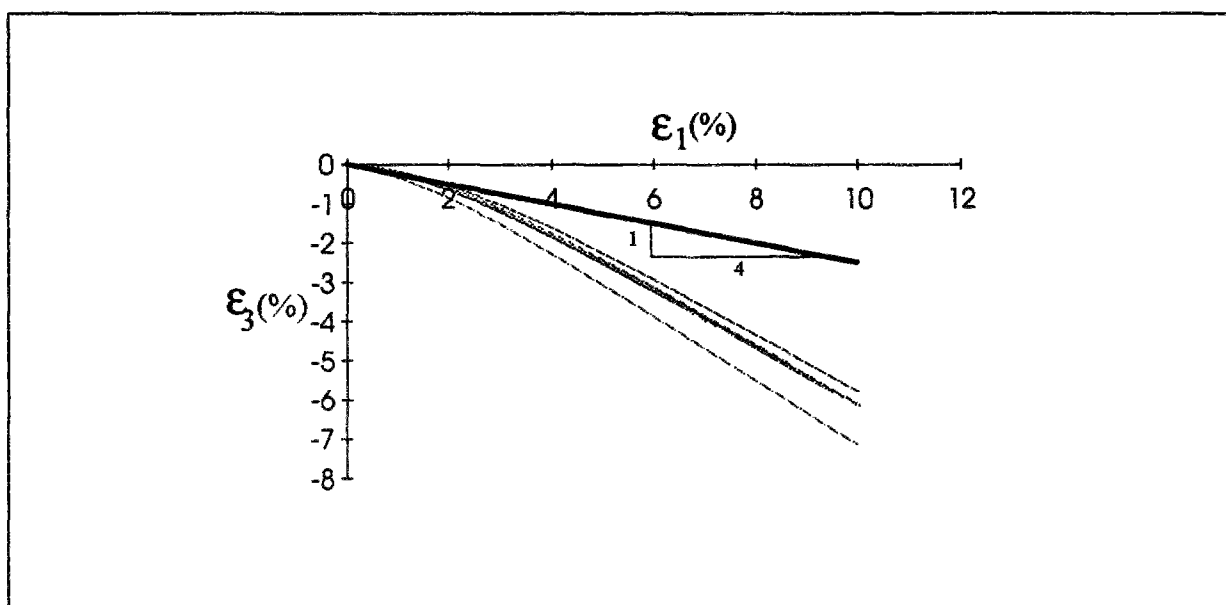


Figure 4.21 - Détermination du coefficient de Poisson.

La figure 4.13 montre clairement la manière dont on peut déterminer les paramètres E et ψ à partir des résultats des essais triaxiaux. Le tableau 4.1 résume les valeurs du module d'élasticité E et de l'angle de dilatance ψ calculées pour tous les essais. Le module d'élasticité E du sable de Karlsruhe est déterminé pour une résistance correspondant à 40% de la résistance ultime et une déformation axiale de 1%.

Tableau 4.1 - Détermination des paramètres E et ψ

Essai No.	σ_3 (kPa)	E (kPa)	ψ°
1	96	15000	10,89
2	100	15000	13,94
3	197,7	30000	11,37
4	196,3	30000	11,37
5	299,8	45000	10,33
6	299,7	45000	11,67
moyenne	-	30000	11,6

On observe que le module d'élasticité augmente avec la valeur de la contrainte de confinement.

La détermination de la cohésion c et de l'angle de frottement φ a été effectuée de la façon suivante : Pour chaque essai, la valeur de la contrainte axiale σ_1 à la rupture et la valeur de la pression de confinement σ_3 sont reportées dans un diagramme $((\sigma_1 + \sigma_3) / 2), (\sigma_1 - \sigma_3) / 2$). Un ensemble de points est obtenu, dans lequel une droite est inscrite par la méthode des moindres carrés (figure 4.22). La pente de cette droite ($\sin \varphi$), fournit la valeur de l'angle de frottement ($\varphi = 41,6^\circ$) et l'ordonnée à l'origine ($c \cos \varphi$) donne la valeur de la cohésion ($c = 2,35 \text{ kPa}$).

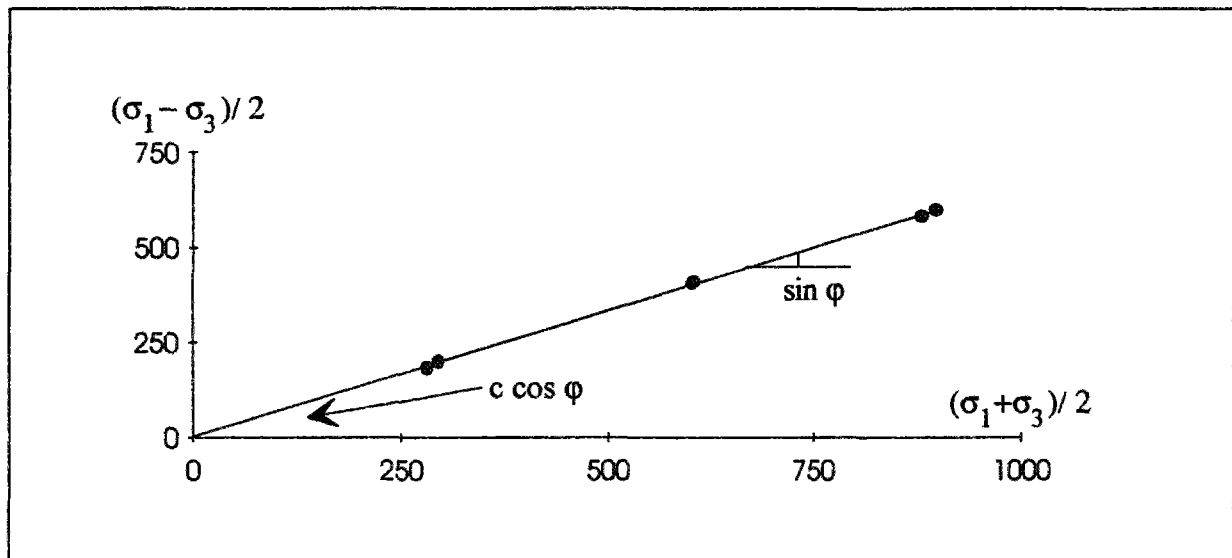


Figure 4.22 - Détermination des paramètres c et φ .

4.5.2 - Détermination des paramètres du modèle de Wong et Duncan

4.5.2.1 - Détermination des paramètres K_h , n et R_f

La recherche des paramètres K_h et n doit être effectuée en deux étapes ; la première étape consiste à déterminer les valeurs des modules instantanés E_t^0 pour chaque essai triaxial et, dans une seconde étape, le report de ces valeurs dans un diagramme $(\lg \sigma_3, \lg E_t^0)$ fournit les paramètres cherchés.

Les modules instantanés sont obtenus en utilisant pour chaque essai la loi hyperbolique entre contraintes et déformations. La simplicité de cette relation permet la transformation suivante :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_1}{\frac{1}{E_t^0} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ultime}}} \Rightarrow \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = \frac{1}{E_t^0} + \frac{\varepsilon_1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ultime}} \quad (4.51)$$

L'illustration graphique de ces relations est montrée par la figure 4.23.

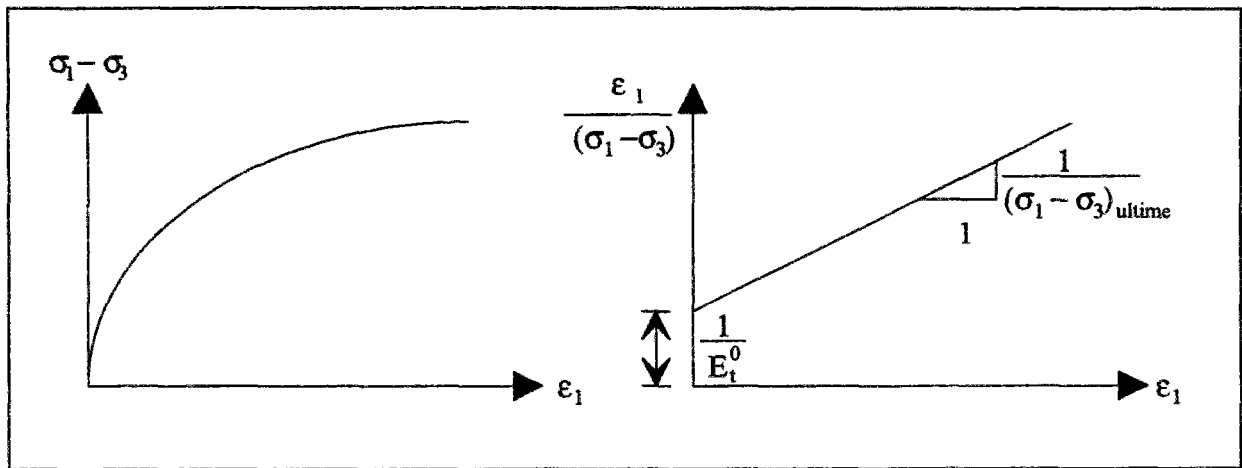
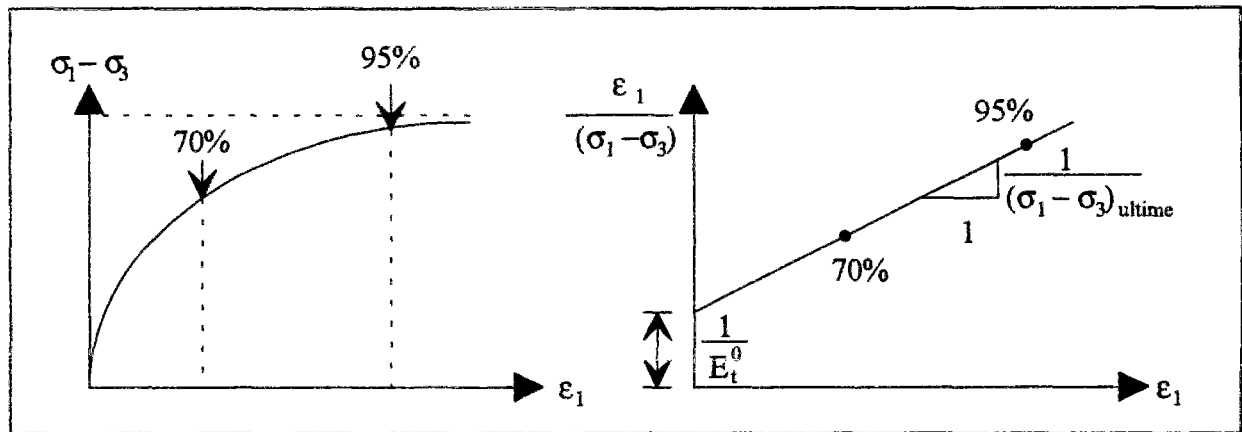


Figure 4.23 - Transformation de l'hyperbole en droite affine.

L'expérience acquise par Duncan et d'autres mécaniciens des sols en réalisant des simulations de courbes contraintes-déformations pour différents sols, a montré qu'après le report des points de mesures sur le diagramme transformé, les points sont parfois assez loin d'un alignement parfait. Ainsi une concavité supérieure ou inférieure selon que le sable est dense ou lâche, est observée. D'après Wong et Duncan (1974), un bon calage peut être obtenu en faisant passer la droite du plan $(\varepsilon_1, \varepsilon_1 / (\sigma_1 - \sigma_3))$ par deux points correspondant respectivement à 70% et 95% de la contrainte à la rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$. En pratique, ces deux points sont reportés dans le plan transformé et suffisent à définir la droite, et en conséquence la valeur de E_t^0 .



**Figure 4.24 - (a) Définition des points de calage sur la courbe expérimentale
(b) Détermination de E_t^0 et $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ultime}$.**

De la figure 4.24, on déduit facilement pour un essai triaxial donné :

$$\begin{aligned} \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ultime}} &= \left(\frac{\varepsilon_1^{95\%}}{(\sigma_1 - \sigma_3)^{95\%}} - \frac{\varepsilon_1^{70\%}}{(\sigma_1 - \sigma_3)^{70\%}} \right) \frac{1}{\varepsilon_1^{95\%} - \varepsilon_1^{70\%}} \\ &= \frac{1}{0,665(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}} \left(\frac{0,70\varepsilon_1^{95\%} - 0,95\varepsilon_1^{70\%}}{\varepsilon_1^{95\%} - \varepsilon_1^{70\%}} \right) \end{aligned} \quad (4.52)$$

$$\frac{1}{E_t^0} = \frac{\frac{\varepsilon_1^{70\%} \varepsilon_1^{95\%}}{(\sigma_1 - \sigma_3)^{70\%}} - \frac{\varepsilon_1^{70\%} \varepsilon_1^{95\%}}{(\sigma_1 - \sigma_3)^{95\%}}}{\varepsilon_1^{95\%} - \varepsilon_1^{70\%}} = \frac{1}{2,66(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}} \frac{\varepsilon_1^{70\%} \varepsilon_1^{95\%}}{\varepsilon_1^{95\%} - \varepsilon_1^{70\%}} \quad (4.53)$$

Pour six essais, six valeurs de E_t^0 sont ainsi déterminées (tableau 4.2) ; le report de ces valeurs dans un diagramme $(\lg \frac{\sigma_3}{P_a}, \lg \frac{E_t^0}{P_a})$ permet alors de déduire K_h et n selon la figure 4.25. L'ajustement par la méthode des moindres carrés donne une droite dont la pente est égale à n ($n = 0,88$) et l'ordonnée à l'origine donne la valeur de α et ensuite K_h ($K_h = 10^\alpha = 237,2$).

Tableau 4.2 - Détermination des paramètres E_t^0 , $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ultime}$ et R_f

Essai No.	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}$ (kPa)	$\varepsilon_1^{70\%}$ (%)	$\varepsilon_1^{95\%}$ (%)	E_t^0 (kPa)	$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ultime}$ (kPa)	R_f
1	400,0	2,503	6,510	26164,90	489,1	0,818
2	365,4	2,732	6,488	20596,06	468,9	0,779
3	812,3	2,731	6,474	45742,88	1043,6	0,778
4	819,4	2,759	6,480	45363,92	1058,8	0,774
5	1193,9	2,982	7,003	61149,36	1542,8	0,774
6	1160,2	2,996	7,030	59108,95	1500,1	0,773

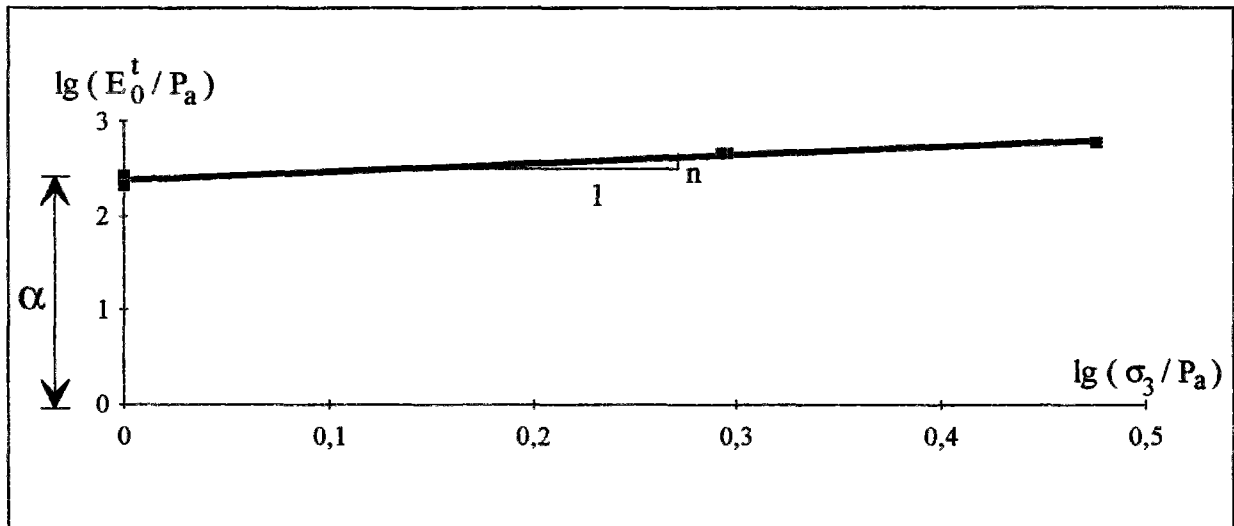


Figure 4.25 - Détermination des paramètres K_h et n .

D'autre part, la connaissance de $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ultime}$ pour chaque essai permet de calculer le rapport R_f , qui est un autre paramètre de la loi de Wong et Duncan :

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_{rupture}}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ultime}} \quad (4.54)$$

La valeur de R_f retenue finalement est la moyenne arithmétique des valeurs déduites pour chaque essai (tableau 4.2), soit $R_f = 0,785$.

4.5.2.2 - Détermination des paramètres A, B et d

Comme précédemment, deux étapes sont nécessaires pour déterminer ces paramètres ; la première étape consiste à évaluer pour chaque essai triaxial le coefficient de Poisson instantané ν_t^0 , puis on trace le diagramme $(\lg \frac{\sigma_3}{P_a}, \nu_t^0)$ qui fournit les paramètres cherchés au moyen d'un ajustement par la méthode des moindres carrés.

Pour un essai donné, le coefficient instantané ν_t^0 est estimé à l'aide de la loi hyperbolique donnée par Wong et Duncan, que l'on transforme également en une droite comme suit :

$$\epsilon_1 = \frac{-\epsilon_3}{\nu_t^0 - \epsilon_3 d} \quad \Rightarrow \quad -\frac{\epsilon_3}{\epsilon_1} = \nu_t^0 - \epsilon_3 d \quad (4.55)$$

L'illustration graphique de ces relations est montrée sur la figure 4.26.

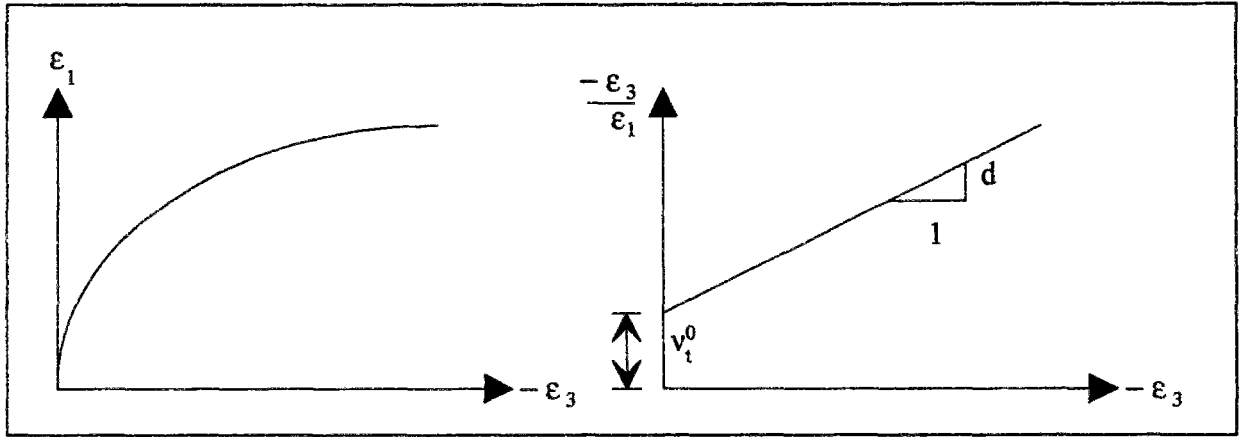


Figure 4.26 - Transformation de l'hyperbole en droite affine pour le coefficient de Poisson.

Comme dans le cas des modules d'Young, les hyperboles ou les droites reliant les déformations axiale et radiale sont déterminées par la connaissance de ces déformations aux deux points correspondant respectivement à 70% et 95% de la contrainte de rupture $(\sigma_1 - \sigma_3)_{\text{rupture}}$. Pour un essai triaxial donné, on a :

$$d = \frac{-\frac{\epsilon_3^{95\%}}{\epsilon_1^{95\%}} + \frac{\epsilon_3^{70\%}}{\epsilon_1^{70\%}}}{-\epsilon_3^{95\%} + \epsilon_3^{70\%}} = \frac{\epsilon_3^{70\%} \epsilon_1^{95\%} - \epsilon_3^{95\%} \epsilon_1^{70\%}}{\epsilon_1^{70\%} \epsilon_1^{95\%} (\epsilon_3^{70\%} - \epsilon_3^{95\%})} \quad (4.56)$$

$$\nu_t^0 = \frac{(-\frac{\epsilon_3^{70\%}}{\epsilon_1^{70\%}})(-\epsilon_3^{95\%}) - (-\frac{\epsilon_3^{95\%}}{\epsilon_1^{95\%}})(-\epsilon_3^{70\%})}{-\epsilon_3^{95\%} + \epsilon_3^{70\%}} = \frac{\epsilon_3^{70\%} \epsilon_3^{95\%} (\epsilon_1^{95\%} - \epsilon_1^{70\%})}{\epsilon_1^{70\%} \epsilon_1^{95\%} (\epsilon_3^{70\%} - \epsilon_3^{95\%})} \quad (4.57)$$

Pour six essais, six valeurs de v_t^0 et d sont ainsi déterminées (tableau 4.3). Le report des valeurs de v_t^0 dans un diagramme $(\lg \frac{\sigma_3}{P_a}, v_t^0)$ permet alors, par la méthode des moindres carrés d'ajuster une droite et de déduire $A = 0,354$ et $B = 0,01$ (figure 4.27). Quant au paramètre d , c'est une moyenne arithmétique qui est retenue ($d = 6,83$).

Tableau 4.3 - Détermination des paramètres v_t^0 et d

Essai No.	$\varepsilon_1^{70\%}$ (%)	$\varepsilon_1^{95\%}$ (%)	$\varepsilon_3^{70\%}$ (%)	$\varepsilon_3^{95\%}$ (%)	v_t^0	d
1	2,503	6,510	-0,925	-3,603	0,306	6,869
2	2,732	6,488	-1,335	-4,279	0,411	5,804
3	2,731	6,474	-0,995	-3,503	0,294	7,048
4	2,759	6,480	-1,027	-3,560	0,300	6,993
5	2,982	7,003	-1,019	-3,637	0,273	6,785
6	2,996	7,030	-1,121	-3,868	0,302	6,409

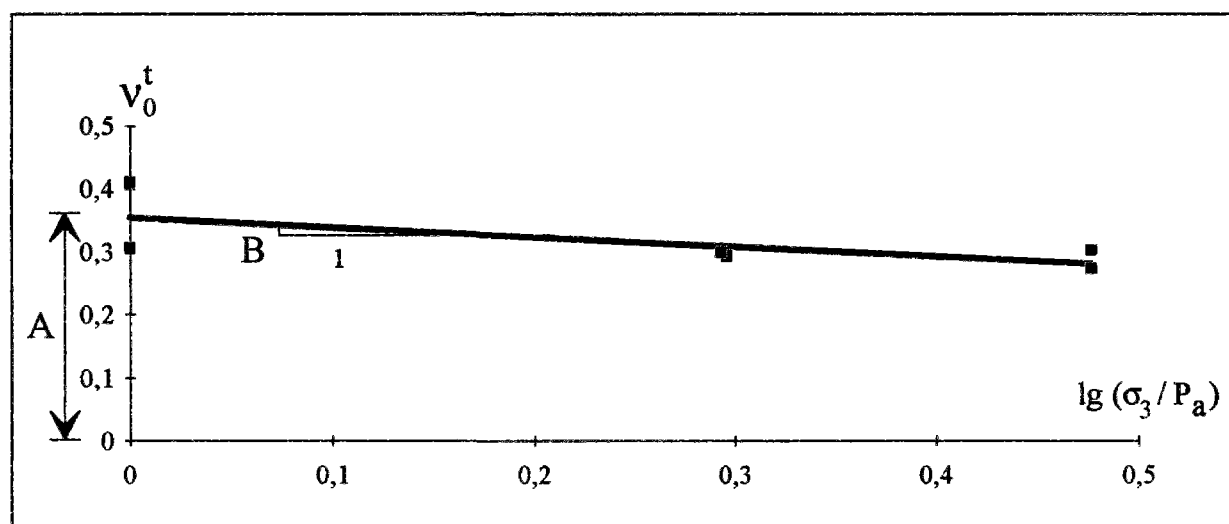


Figure 4.27 - Détermination des paramètres A et B.

$P_a = 100$ kPa désignant toujours la pression atmosphérique.

4.5.3 - Détermination des paramètres du modèle de Nova

Les relations différentielles de l'élastoplasticité permettent de déduire les expressions des déformations incrémentales élastique et plastique en fonction du seul état de contraintes et de l'incrément des contraintes. Le calcul peut être mené dans le cas d'un état de contrainte quelconque ; dans le cas particulier d'un essai triaxial axisymétrique de compression, les relations différentielles se simplifient grandement, il devient même possible de les intégrer de manière explicite (Nova, 1978 ; Mestat, 1990).

Tableau 4.4 - Expressions des déformations élastiques et plastiques du modèle de Nova

Elasticité	$d\epsilon_1^e = \left(2L_0 + \frac{B_0}{3(1-x)} \right) dx$ $d\epsilon_2^e = d\epsilon_3^e = \left(-L_0 + \frac{B_0}{3(1-x)} \right) dx$ $0 \leq x \leq 1$
Plasticité $q / p \leq M / 2$	$d\epsilon_1^p = \frac{l-B_0}{3} \frac{(1+ax)^2 dx}{(1+ax^2)(1+bx)(1-x)}$ $d\epsilon_2^p = d\epsilon_3^p = \frac{l-B_0}{3} \frac{(1+ax)(1-\frac{a}{2}x) dx}{(1+ax^2)(1+bx)(1-x)}$ $a = \frac{36\mu}{M^2} \quad b = \frac{12\mu D}{M^2}$
Plasticité $q / p \geq M / 2$	$d\epsilon_1^p = \frac{l-B_0}{m} \frac{\left(1 + \frac{M-3x}{3\mu} \right) (m+3(1-x)) dx}{\left(\frac{M}{\mu} \left(1 - \frac{3x}{M} \right) + D \right) (1-x)}$ $d\epsilon_2^p = d\epsilon_3^p = \frac{l-B_0}{m} \frac{\left(-\frac{1}{2} + \frac{M-3x}{3\mu} \right) (m+3(1-x)) dx}{\left(\frac{M}{\mu} \left(1 - \frac{3x}{M} \right) + D \right) (1-x)}$

Les relations différentielles sont paramétrées en fonction d'une seule variable, notée x , et définie par :

$$x = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + 2\sigma_3} = \frac{q}{3p} \quad \text{tel que } x \in [0, 1[\quad (4.58)$$

Les expressions des incréments de déformations élastique et plastique, en fonction de x et de dx , sont regroupées dans le tableau 4.4. Ces relations permettent de calculer, en tout point de l'essai triaxial, les tangentes $d\sigma_1/d\epsilon_1$ et $d\epsilon_v/d\epsilon_1$, en écrivant :

$$\frac{d\sigma_1}{d\epsilon_1} = \frac{d\sigma_1}{dx} \frac{dx}{d\epsilon_1} \quad \frac{d\epsilon_v}{d\epsilon_1} = \frac{d\epsilon_v}{dx} \frac{dx}{d\epsilon_1} \quad (4.59)$$

Les paramètres du modèle de Nova ($B_0, L_0, M, \mu, l, D, m, p_{c0}$) peuvent être obtenus à partir d'un essai triaxial axisymétrique de compression avec un cycle de déchargement-rechargement. Lorsque l'on dispose de plusieurs essais, les paramètres sont déterminés pour chaque essai, puis des paramètres moyens sont déduits par une simple moyenne arithmétique.

Lorsque l'essai triaxial axisymétrique de compression ne contient pas de cycle de déchargement-rechargement, tous les paramètres à part B_0 peuvent être déterminés. Dans ce cas, un essai triaxial isotrope avec un cycle de déchargement-rechargement peut permettre la détermination du paramètre B_0 .

Ceci est notre cas. Dans les pages suivantes, après la détermination du paramètre B_0 à partir d'un essai triaxial isotrope avec un cycle de déchargement-rechargement (figure 4.19), nous présentons la procédure appliquée pour la détermination des autres paramètres à partir de six essais triaxiaux axisymétriques de compression (figure 4.20).

4.5.3.1 - Détermination du paramètre B_0

Le chemin de l'essai triaxial en compression isotrope ($\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3 = p$), permet d'éliminer toutes les quantités déviatoriques ($\forall i, \eta_i = 0$). Par conséquent, on se retrouve toujours dans le cas $q/p \leq M/2$. La représentation d'un tel essai par le modèle de Nova est très simple à obtenir, soit :

$$d\varepsilon_v^e = B_0 \frac{dp}{p} \quad d\varepsilon_v^p = (l - B_0) \frac{dp}{p} \quad (4.60)$$

En intégrant ces deux équations, on obtient :

$$\varepsilon_v^e = B_0 \ln \frac{P}{P_0} + \varepsilon_{v0} \quad \varepsilon_v^p = (l - B_0) \ln \frac{P}{P_{c0}} \quad (4.61)$$

où (p_0, ε_{v0}) est un état élastique initial.

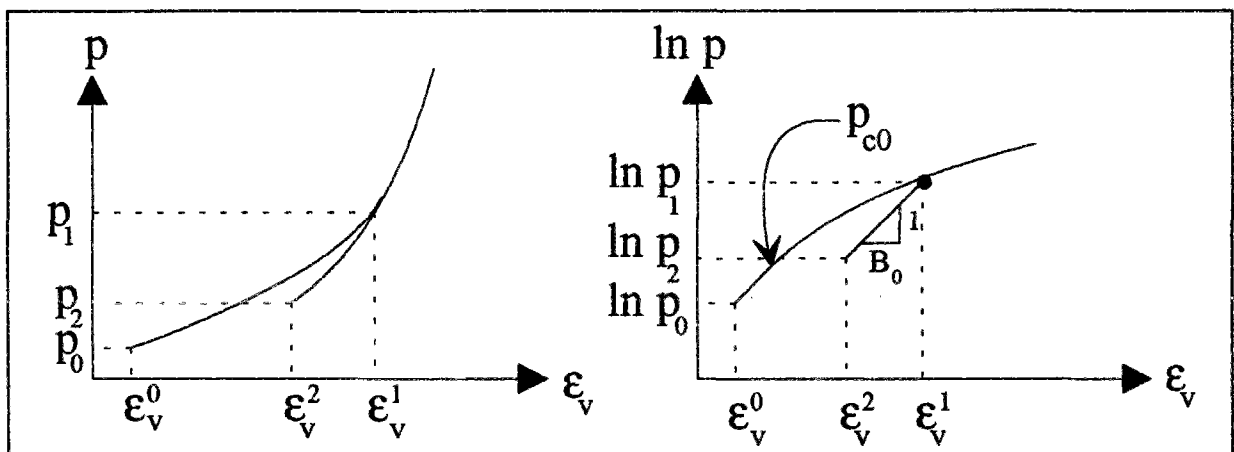


Figure 4.28 - Résultats (contrainte-déformation) d'un essai de compression isotrope.

Puisqu'on considère que la partie de la courbe en déchargement est élastique, celle-ci nous permet d'estimer le paramètre B_0 de la façon suivante :

$$B_0 = \frac{\varepsilon_v^1 - \varepsilon_v^2}{\ln \frac{P_1}{P_2}} = \frac{0,01015 - 0,00843}{\ln \frac{197,93}{50,33}} = 0,00126 \quad (4.62)$$

4.5.3.2 - Détermination des paramètres B_0 , L_0 et l

La méthodologie de la détermination des paramètres du modèle de Nova consiste à déterminer sur les courbes expérimentales des essais triaxiaux axisymétriques de compression, les valeurs des tangentes en certains points particuliers, puis d'identifier celles-ci aux expressions analytiques pour obtenir les paramètres du modèle (figure 4.29).

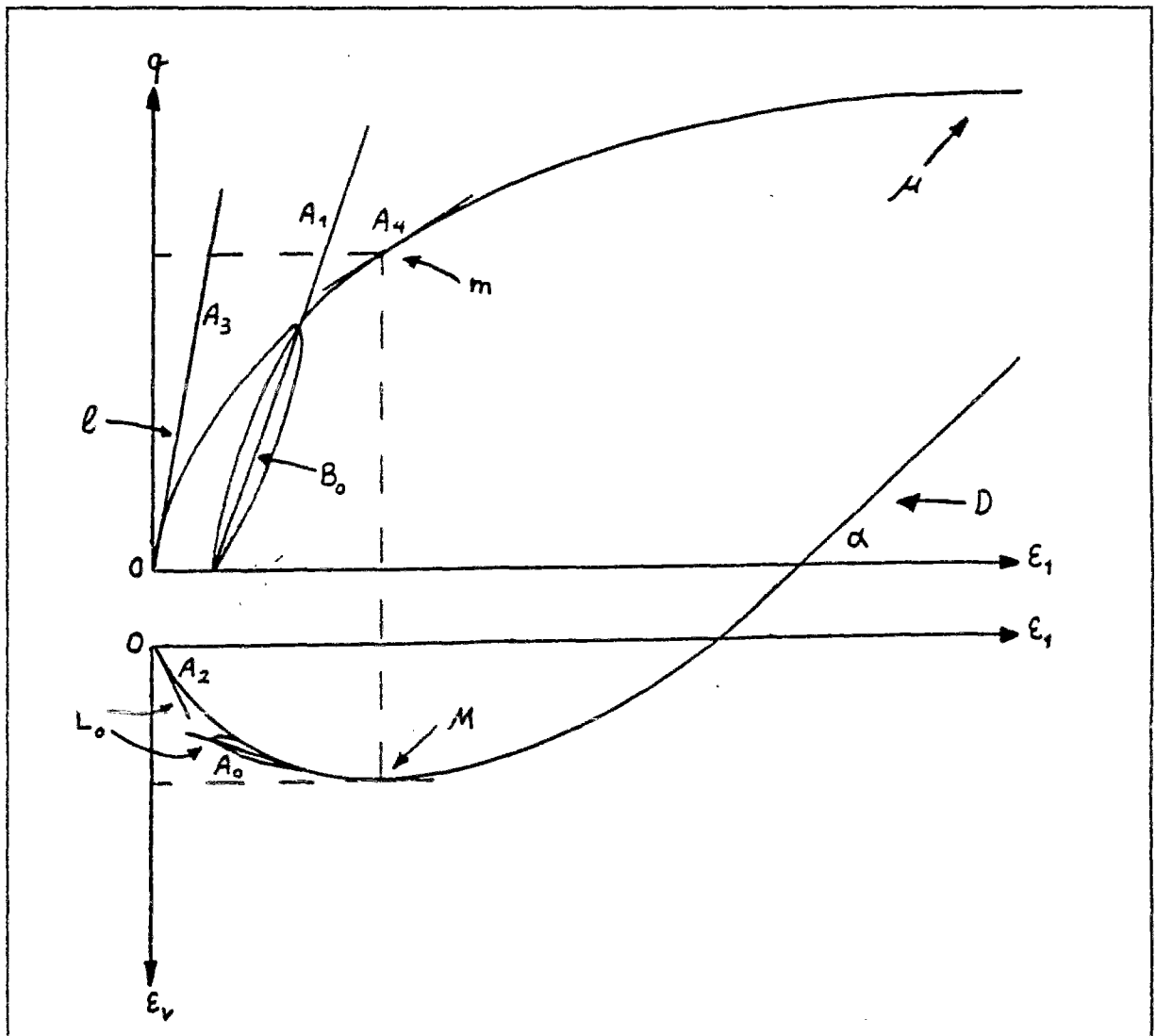


Figure 4.29 - Tangentes significatives aux courbes expérimentales.

4.5.3.3 - Calcul des tangentes au cours d'un déchargement et détermination des paramètres L_0 et B_0

Dans le cas d'un déchargement, le comportement est supposé élastique. Le tableau 4.4 permet de déduire les tangentes aux courbes $(\varepsilon_1, \sigma_1)$ et $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$. D'où ;

$$\frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1} = \frac{d\sigma_1}{d\varepsilon_1^e} = \frac{9\sigma_3}{(1-x)[6L_0(1-x) + B_0]} \quad (4.63)$$

$$\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1} = \frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1^e} = \frac{3B_0}{6L_0(1-x) + B_0} \quad (4.64)$$

L'estimation des tangentes aux courbes de déchargement est relativement aisée, car ces courbes sont en général très régulières et assimilables à des droites. En conséquence, une extrapolation simple permet d'obtenir les pentes au déchargement complet, soit A_0 pour la courbe $(\varepsilon_1, \sigma_1)$ et A_1 pour la courbe $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$. Pour un déchargement complet ($x = 0$), les relations précédentes deviennent :

$$A_0 = \frac{9\sigma_3}{6L_0 + B_0} \quad A_1 = \frac{3B_0}{6L_0 + B_0} \quad (4.65)$$

Les relations précédentes conduisent aux expressions des paramètres L_0 et B_0 :

$$B_0 = 3\sigma_3 \frac{A_1}{A_0} \quad L_0 = \sigma_3 \frac{3 - A_1}{2A_0} \quad (4.66)$$

4.5.3.4 - Calcul des tangentes au cours d'un chargement et détermination des paramètres l et L_0

Les relations différentielles contenues dans le tableau 4.4 permettent d'exprimer, comme précédemment, les tangentes aux courbes triaxiales. Pour les points proches de l'état initial, le déviateur q est proche de zéro, donc ces points ont un rapport de contraintes q / p inférieur à $M / 2$:

$$d\varepsilon_1 = \left[2L_0 + \frac{B_0}{3(1-x)} + \frac{(l-B_0)(1+ax)^2}{3(1+ax^2)(1+bx)(1-x)} \right] dx \quad (4.67)$$

$$d\varepsilon_v = \left[\frac{B_0}{(1-x)} + \frac{(l-B_0)(1+ax)}{(1+ax^2)(1+bx)(1-x)} \right] dx \quad (4.68)$$

Par conséquent, les tangentes initiales aux courbes triaxiales sont :

$$A_2 = \frac{9\sigma_3}{6L_0 + l} \quad A_3 = \frac{3l}{6L_0 + l} \quad (4.69)$$

Les relations précédentes conduisent aux expressions des paramètres l et L_0 :

$$l = 3\sigma_3 \frac{A_3}{A_2} \quad L_0 = \sigma_3 \frac{3-A_3}{2A_2} \quad (4.70)$$

Remarque : la seconde relation permet d'obtenir une autre estimation du paramètre L_0 .

Pour six essais, six valeurs de pentes A_2 et A_3 , ainsi que les paramètres l et L_0 sont déterminées (tableau 4.5). Les valeurs retenues ($l = 0,00889$ et $L_0 = 0,00416$) sont les moyennes arithmétiques des valeurs présentées dans le tableau 4.5.

Tableau 4.5 - Détermination des paramètres l et L_0

Essai No.	A_2 (kPa)	A_3	l	L_0
1	28530	0,82	0,00828	0,00367
2	28120	0,65	0,00693	0,00418
3	57340	0,81	0,00838	0,00378
4	57980	0,77	0,00782	0,00378
5	66440	0,86	0,01164	0,00483
6	69840	0,80	0,01030	0,00472
moyenne	51375	0,785	0,00889	0,00416

4.5.3.5 - Calcul de la charge de rupture de l'échantillon

La charge de rupture de l'échantillon au cours d'un essai triaxial de compression correspond à la contrainte axiale maximale qu'il peut supporter. La rupture se produit donc pour un rapport de contrainte q / p supérieur à $M / 2$. Cette charge est calculée d'après l'équation exprimant le maximum de la courbe contrainte-déformation ou l'existence d'une asymptote pour $q / p > M / 2$.

Si σ_r représente la contrainte axiale maximale relevée sur la courbe expérimentale, celle-ci doit vérifier l'équation $d\sigma_1 / d\varepsilon_1 = 0$. Au voisinage de la rupture, cette équation est proche de $d\sigma_1 / d\varepsilon_1^p = 0$, d'où, d'après le tableau 4.4 :

$$3x_r = M + \mu D \quad (4.71)$$

De cette équation, on déduit une relation entre les paramètres M , μ , D et la contrainte à la rupture σ_r :

$$M + \mu D = \frac{3(\sigma_r - \sigma_3)}{\sigma_r + 2\sigma_3} \quad (4.72)$$

4.5.3.6 - Calcul de la pente de dilatance et détermination du paramètre D

Les expressions contenues dans le tableau 4.4 permettent d'exprimer la tangente en tout point de la courbe (ε_1 , ε_v). Toutefois, au voisinage de la rupture, cette tangente est équivalente à la tangente $d\varepsilon_v^p / d\varepsilon_1^p$. Le calcul de la pente de dilatance ne fait ainsi intervenir que les termes

du potentiel plastique pour $q / p > M / 2$; les termes provenant de la partie élastique peuvent être négligés. Il vient donc :

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_1^p} = \frac{3(M-3x)}{3\mu+M-3x} \quad (4.73)$$

Lorsque l'on tend vers la rupture, la valeur de cette tangente tend vers la limite :

$$\frac{d\varepsilon_v^p}{d\varepsilon_1^p} = \frac{3(M-3x_r)}{3\mu+M-3x_r} = \frac{-3D}{3-D} \quad (4.74)$$

Si α désigne la pente de l'asymptote à la courbe $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$, calculée avec les valeurs expérimentales, le paramètre D est déterminé par la relation :

$$D = \frac{3\alpha}{-3+\alpha} \quad (4.75)$$

Pour six essais, six valeurs de pente α , ainsi que le paramètre D ont été déterminées (tableau 4.6). La valeur retenue pour le paramètre D est la moyenne arithmétique des valeurs présentées dans le tableau 4.6 ($D = 0,432$).

Tableau 4.6 - Détermination du paramètre D

Essai No.	α	D
1	-0,466	0,40335
2	-0,635	0,52407
3	-0,491	0,42194
4	-0,491	0,42194
5	-0,437	0,38144
6	-0,507	0,43370
moyenne	-0,5045	0,432

4.5.3.7 - Calcul de l'extremum de déformation volumique et détermination des paramètres M, μ et m

La courbe expérimentale $(\varepsilon_1, \varepsilon_v)$, obtenue sur des matériaux sableux denses ou moyennement denses, présente, d'une façon générale, un extremum de déformation volumique (figure 4.29). Cet extremum définit l'état caractéristique du matériau. Si x_m représente le rapport des contraintes correspondant à l'état caractéristique, x_m vérifie l'équation suivante :

$$\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_1} = 0 \quad (4.76)$$

soit encore, sous une forme développée :

$$B_0 + \frac{(l - B_0)(M - 3x_m)[m + 3(1 - x_m)]}{m(M + \mu D - 3x_m)} = 0 \quad (4.77)$$

Si A_4 représente la valeur de la tangente à la courbe (σ_1, ϵ_1) à l'état caractéristique (figure 4.29), A_4 s'exprime, d'après les expressions théoriques du modèle de Nova, comme suit :

$$A_4 = \frac{9\sigma_3}{(1 - x_m) \left[6L_0(1 - x_m) + B_0 + \frac{(l - B_0)(M + 3\mu - 3x_m)(m + 3 - 3x_m)}{m(M + \mu D - 3x_m)} \right]} \quad (4.78)$$

La combinaison des deux équations précédentes conduit à une expression plus simple pour A_4 :

$$A_4 = \frac{3\sigma_3(M - 3x_m)}{(1 - x_m)[2L_0(1 - x_m)(M - 3x_m) - \mu B_0]} \quad (4.79)$$

D'autre part, l'élimination de μ grâce à la relation, $\mu D = 3x_r - M$, entraîne les expressions suivantes :

$$\frac{3x_r - M}{M - 3x_m} = \frac{\beta}{B_0} \quad \text{avec} \quad \beta = (1 - x_m)2DL_0 - \frac{3\sigma_3 D}{A_4(1 - x_m)} \quad (4.80)$$

De cette dernière relation, le paramètre M peut être déduit puis, connaissant M et D , il est facile de déduire μ . D'où :

$$M = \frac{3(B_0 x_r + \beta x_m)}{B_0 + \beta} \quad \mu = \frac{3\beta(x_r - x_m)}{D(B_0 + \beta)} \quad (4.81)$$

Pour sa part, le paramètre m est déterminé en reportant les expressions de M et μ dans la relation donnant la tangente A_4 . D'où, après simplifications :

$$m = \frac{-3(l - x_m)(l - B_0)}{l + \beta} \quad (4.82)$$

Pour six essais, six valeurs de pente A_4 , x_m , x_r et β , ainsi que les paramètres M , μ et m sont déterminés (tableau 4.7). Les valeurs retenues pour les paramètres ($M = 1,285$ et $\mu = 0,973$ et $m = 0,384$) sont les moyennes arithmétiques des valeurs présentées dans le tableau 4.7.

Tableau 4.7 - Détermination des paramètres M , μ et m

Essai No.	A_4 (kPa)	x_m	β	x_r	M	μ	m
1	76,47	0,44	-2,711	0,58	1,32	1,04177	0,436
2	87,06	0,35	-2,775	0,55	1,05	1,14540	0,400
3	128,93	0,46	-3,593	0,57	1,40	0,78237	0,322
4	136,53	0,45	-3,307	0,58	1,35	0,92465	0,328
5	171,55	0,46	-3,701	0,57	1,38	0,86544	0,456
6	187,96	0,41	-3,514	0,56	1,23	1,03795	0,457
moyenne	131,42	0,43	-3,417	0,57	1,285	0,973	0,384

4.5.3.8 - Principe d'ajustement pour le modèle de Nova

Seule la confrontation de la simulation numérique des essais avec les résultats expérimentaux permet de valider les paramètres ainsi obtenus.

Dans un but de validation, le logiciel de simulation LOIS-LCPC a été utilisé. Ce logiciel, développé par Mestat (1991), permet d'intégrer de manière explicite pas à pas les équations différentielles d'une loi de comportement correspondant à la réponse d'un échantillon de sol soumis à des chemins de sollicitations homogènes, appelés également chemins de sollicitations triaxiales.

Les résultats des simulations initiales avec les paramètres obtenus ci-dessus sont présentés sur les figures 4.31.a, b et c. La différence observée entre les courbes expérimentales et théoriques, malgré le calage géométrique des paramètres, s'explique par l'utilisation d'expressions incrémentales et non totales, fonction uniquement de l'état des contraintes, dans la méthodologie. Autrement dit, la déformation axiale n'est jamais prise rigoureusement en compte et il n'y a aucune raison pour que les simulations théoriques recouvrent parfaitement les résultats expérimentaux, même proches de l'état caractéristique. On peut, ainsi, avoir des tangentes égales aux tangentes expérimentales, parce qu'imposées par le calcul de détermination en certains points, mais situées à des abscisses différentes : ε_1 (simulé) différent de ε_1 (expérimental).

La figure 4.30 pose clairement le problème : supposons que l'identification avec les valeurs expérimentales impose à deux points, 1 (expérimental) et 2 (simulé), d'avoir une tangente de même valeur sur la courbe en contrainte et de présenter un extremum au point correspondant sur la courbe en déformation volumique. Rien n'impose, dans la simulation, que les points 1 et 2 soient confondus. Il faut s'en remettre à la consistance du modèle de comportement pour obtenir un décalage plus ou moins important par rapport à l'expérience.

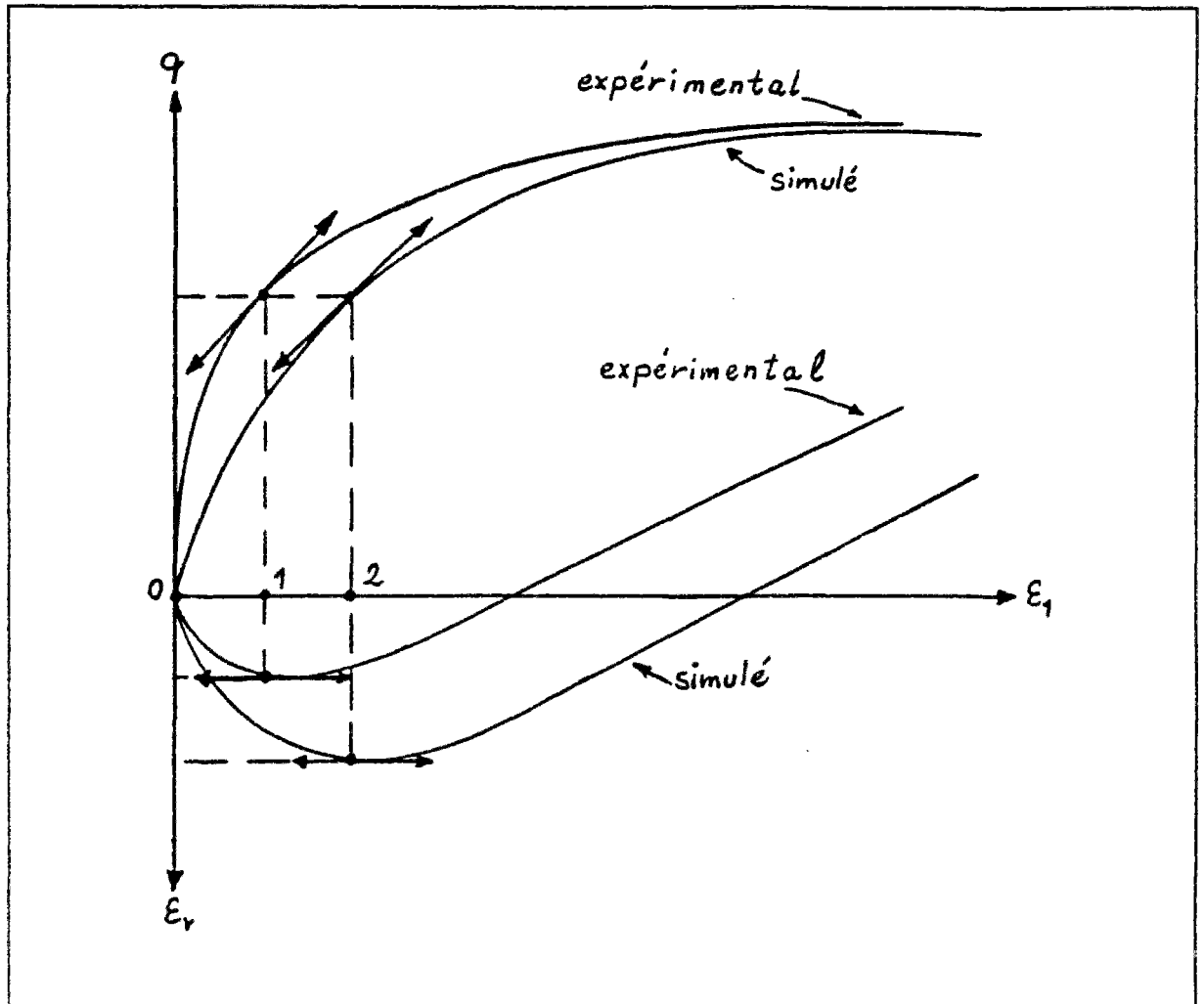


Figure 4.30 - Principe de l'ajustement des paramètres.

La figure 4.30 montre également qu'il suffirait de rapprocher les points 1 et 2 pour obtenir une meilleure concordance entre les deux courbes. Ce rapprochement peut être réalisé en redressant la courbe simulée par une augmentation de la valeur de la tangente imposée dans la méthodologie. Une valeur qui aura moins de rapport avec la valeur expérimentale mais qui permettra de mieux représenter l'extremum de déformation volumique.

Pour le modèle de Nova, toute modification de la tangente A_4 (figure 4.29) entraîne, d'après les relations établies en 4.5.3.7, une modification des paramètres M , μ et m . Les résultats de l'étude menée par Mestat et al. (1990) montre que la tangente A_4 est peu affectée par les paramètres M et μ .

Soient deux jeux de paramètres, notés respectivement (jeu 1) et (jeu 2), distincts uniquement par des valeurs différentes du paramètre m ; m_1 et m_2 . Ce paramètre intervient dans le domaine $q / p > M / 2$ et, puisque les paramètres élastiques sont identiques, on ne considère que la partie plastique des déformations. Nous avons donc :

$$d\varepsilon_1(2) - d\varepsilon_1(1) = \frac{(m_1 - m_2)(l - B_0)(3\mu + M - 3x)}{m_1 m_2 (M + \mu D - 3x)} dx \quad (4.83)$$

$$d\varepsilon_v(2) - d\varepsilon_v(1) = \frac{(m_1 - m_2)3(l - B_0)(M - 3x)}{m_1 m_2 (M + \mu D - 3x)} dx \quad (4.84)$$

En intégrant ces deux équations entre les bornes $x = M / 6$ et un point $x > M / 6$, nous obtenons :

$$\varepsilon_1(2) - \varepsilon_1(1) = \frac{(m_1 - m_2)(l - B_0)}{m_1 m_2} \left[x + \frac{\mu(D-3)}{3} \ln(M + \mu D - 3x) + cte \right] \quad (4.85)$$

$$\varepsilon_v(2) - \varepsilon_v(1) = \frac{(m_1 - m_2)(l - B_0)}{m_1 m_2} [3x + \mu D \ln(M + \mu D - 3x) + cte] \quad (4.86)$$

Pour le calcul de la constante d'intégration, nous cherchons un point dont les valeurs de $\varepsilon_1(2) - \varepsilon_1(1)$ et $\varepsilon_v(2) - \varepsilon_v(1)$, pour tous les essais, sont des constantes. Pour cela, le choix de $x = M / 6$ paraît logique, car les valeurs de ε_1 et ε_v , par rapport aux autres points sont petites.

Tableau 4.8 - Valeurs des déformations axiale et volumique d'un point $x = M / 6$

Essai No.	$\varepsilon_1(\text{théorique}) (\%)$	$\varepsilon_1(\text{expérimentale}) (\%)$	$\varepsilon_v(\text{théorique}) (\%)$	$\varepsilon_v(\text{expérimentale}) (\%)$
1	0,580	0,374	0,364	0,218
2	0,601	0,452	0,375	0,245
3	0,570	0,530	0,360	0,311
4	0,583	0,413	0,366	0,300
5	0,589	0,512	0,368	0,396
6	0,600	0,535	0,374	0,390
moyenne	0,587	0,469	0,369	0,310

Les constantes d'intégrations dans les équations précédentes pour un point $x = M / 6 = 0,214$ sont :

$$cte = 0,00118 \frac{m_1 m_2}{(m_1 - m_2)(l - B_0)} - 0,164 \quad (4.87)$$

$$cte = 0,00059 \frac{m_1 m_2}{(m_1 - m_2)(l - B_0)} - 0,668 \quad (4.88)$$

Enfin, les valeurs théoriques et simulées d'un point correspondant à l'extremum de déformation volumique (tableau 4.9) permettent de calculer deux valeurs ajustées de $m_1 = 0,91$ et $0,58$ par les relations 4.85 et 4.86. La moyenne arithmétique de ces deux valeurs vaut $m_1 = 0,745$.

Tableau 4.9 - Valeurs des déformations axiale et volumique d'un point correspondant à l'extremum de déformation volumique

Essai No.	ϵ_1 (théorique) (%)	ϵ_1 (expérimentale) (%)	ϵ_v (théorique) (%)	ϵ_v (expérimentale) (%)
1	3,267	1,745	0,991	0,699
2	2,022	1,227	0,873	0,379
3	3,677	2,079	0,969	0,791
4	3,618	1,996	0,976	0,756
5	3,712	2,466	0,969	0,962
6	2,849	1,996	0,981	0,806
moyenne	3,191	1,918	0,960	0,732

Le tableau 4.10 regroupe les paramètres initiaux et ajustés. Les figures 4.31.a, b et c présentent les résultats des simulations ajustées en considérant $m_1 = 0,745$ et en conservant les autres paramètres tels qu'ils ont été déterminés auparavant : on observe une bonne concordance avec les résultats expérimentaux.

Tableau 4.10 Paramètres initiaux et ajustés du modèle de Nova

Paramètres	M	l	B_0	L_0	μ	D	m
initial	1,285	0,00889	0,00126	0,00416	0,973	0,432	0,384
ajusté	1,285	0,00889	0,00126	0,00416	0,973	0,432	0,745

4.5.4 - Comparaison de la réponse des lois de comportement avec les résultats des essais

Les figures 4.32.a, b et c présentent les résultats de la simulation des essais triaxiaux avec les modèles de Mohr-Coulomb, de Wong et Duncan et de Nova.

On constate que la rigidité du sol augmente avec la pression de confinement, ce que le module élastique constant associé au modèle de Mohr-Coulomb ne peut pas prendre en considération. En revanche, le coefficient de Poisson ne varie pas beaucoup avec la pression de confinement et un coefficient de Poisson constant semble suffisant.

Malgré un bon calage des courbes dans le plan contrainte déviatorique-déformation axiale, on constate que le modèle de Wong et Duncan ne peut pas modéliser le phénomène de dilatance dans le plan de déformation volumique-déformation axiale.

Les réponses du modèle de Nova par rapport à celles des autres modèles sont les plus proches des résultats expérimentaux.

La figure 4.33 présente la réponse du modèle de Nova à l'essai triaxial en compression isotrope. Nous rappelons que parmi les essais réalisés sur le sable de Karlsruhe, cet essai est le seul qui comporte un cycle de chargement-déchargement-rechargement. La simulation a été effectuée avec les paramètres ajustés cités auparavant. La réponse du modèle semble très satisfaisante dans les deux plans (p , ϵ_v) et ($\ln p$, ϵ_v), en chargement et en déchargement.

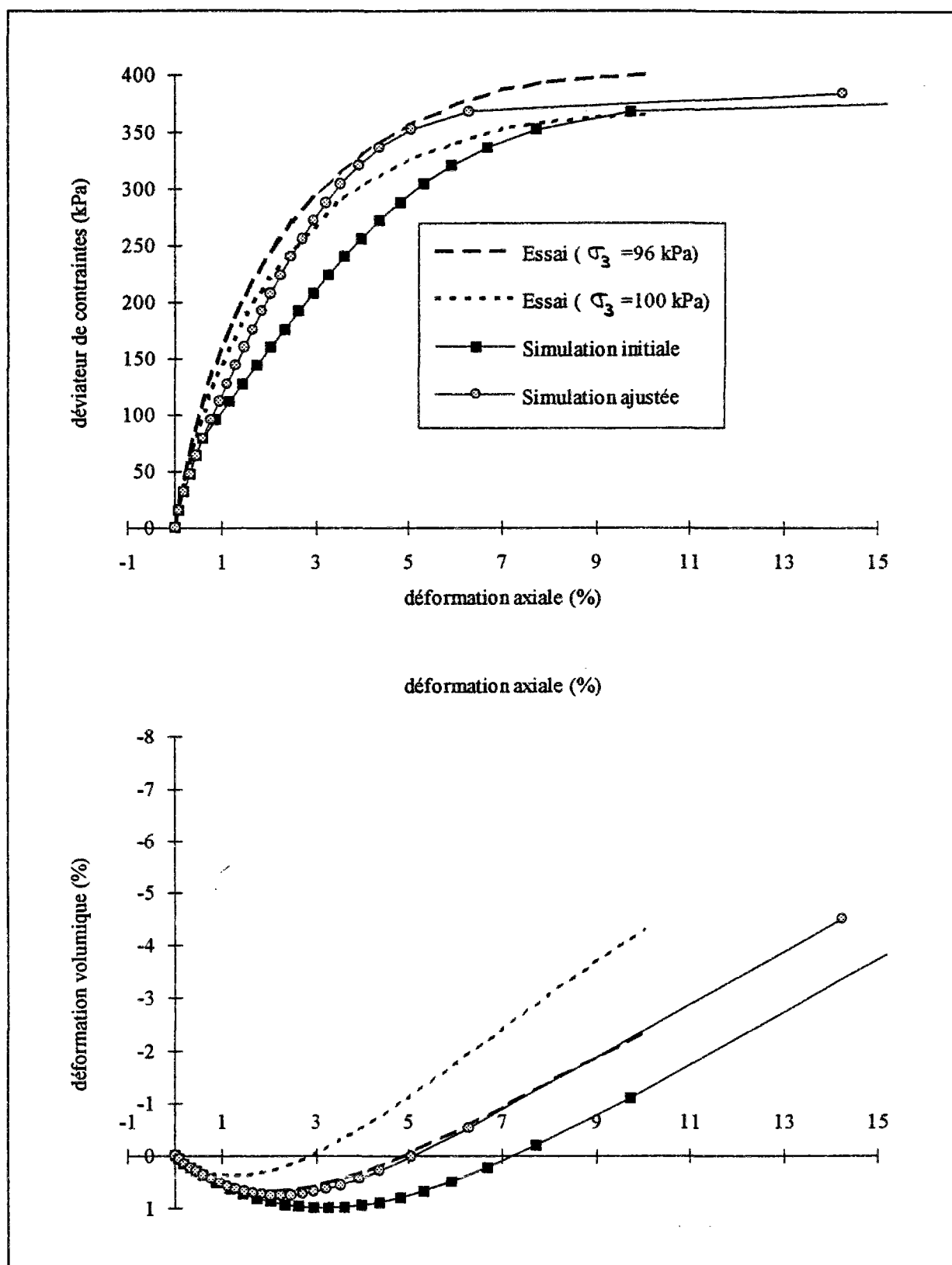


Figure 4.31.a - Réponse du modèle de Nova pour la simulation des essais triaxiaux sur le sable de Karlsruhe.

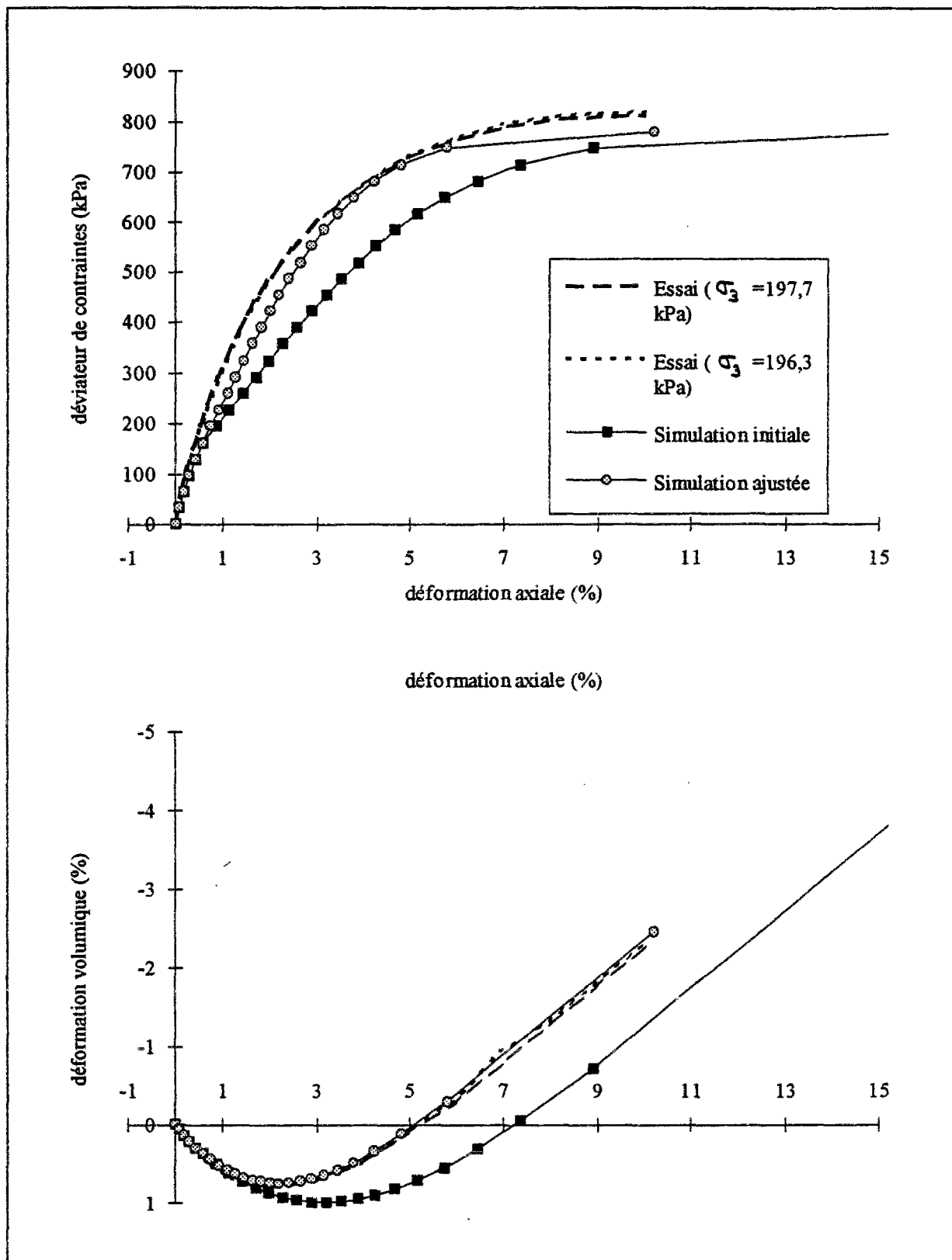


Figure 4.31.b - Réponse du modèle de Nova pour la simulation des essais triaxiaux sur le sable de Karlsruhe.

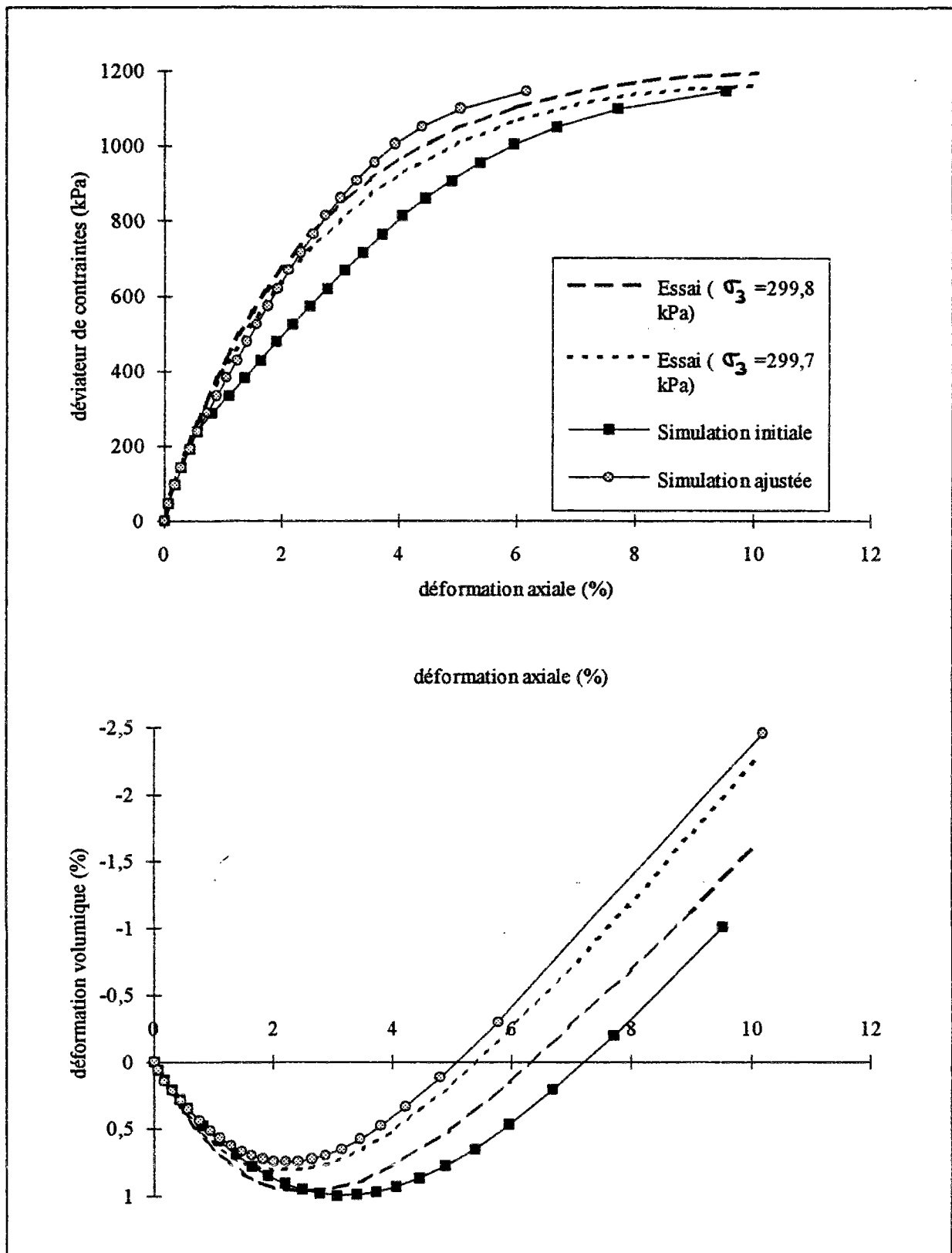


Figure 4.31.c - Réponse du modèle de Nova pour la simulation des essais triaxiaux sur le sable de Karlsruhe.

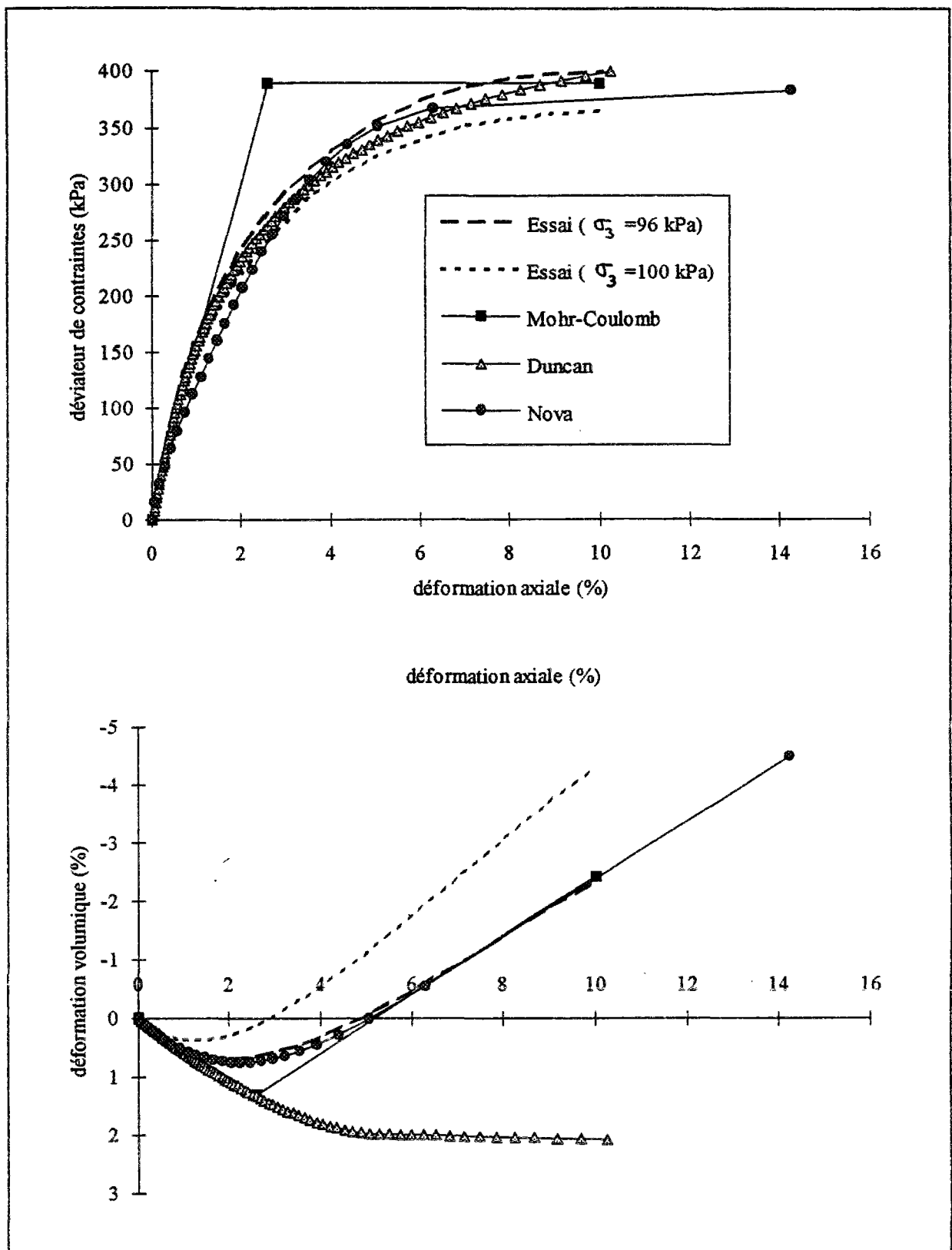


Figure 4.32.a - Réponse des différents modèles pour la simulation des essais triaxiaux sur le sable de Karlsruhe.

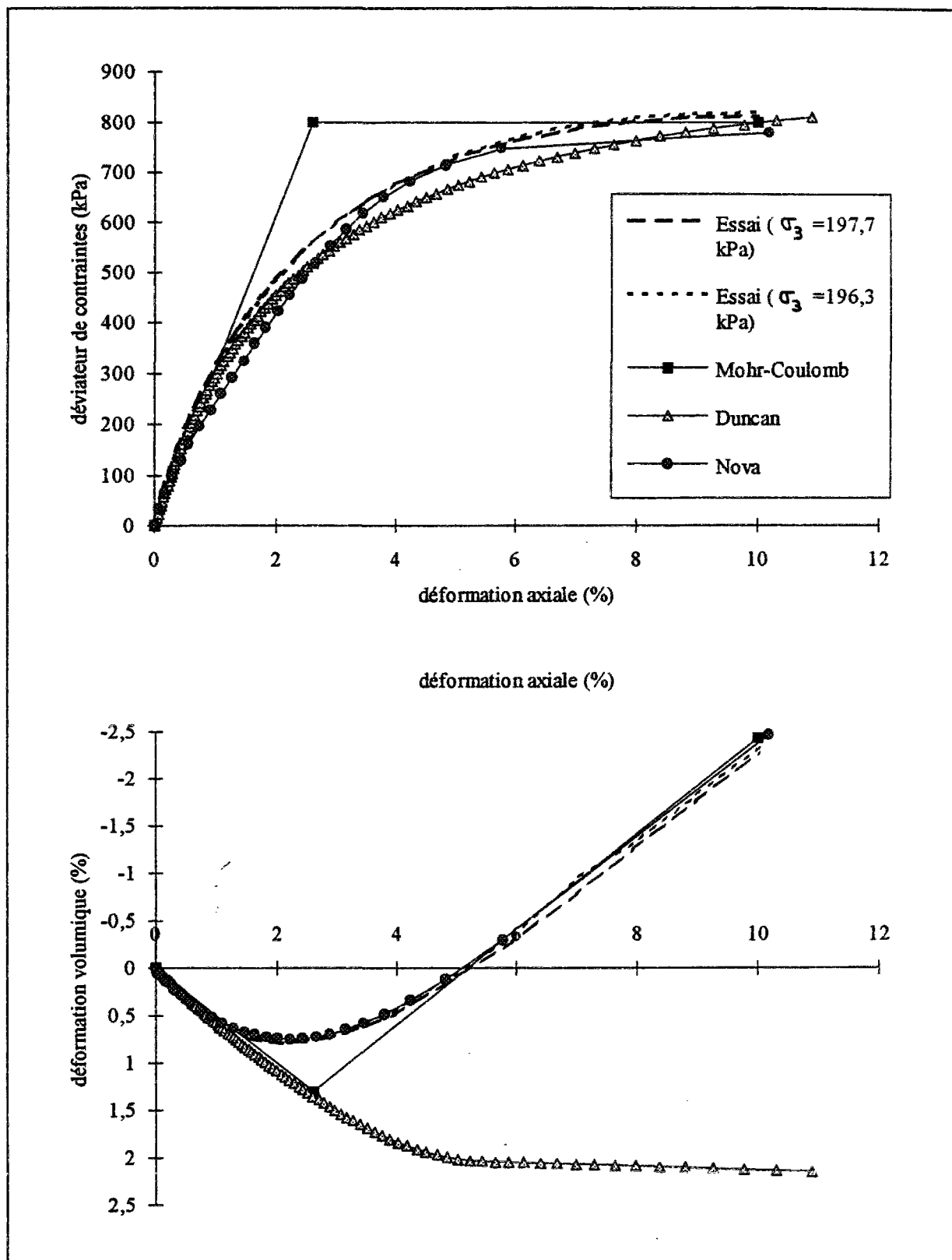


Figure 4.32.b - Réponse des différents modèles pour la simulation des essais triaxiaux sur le sable de Karlsruhe.

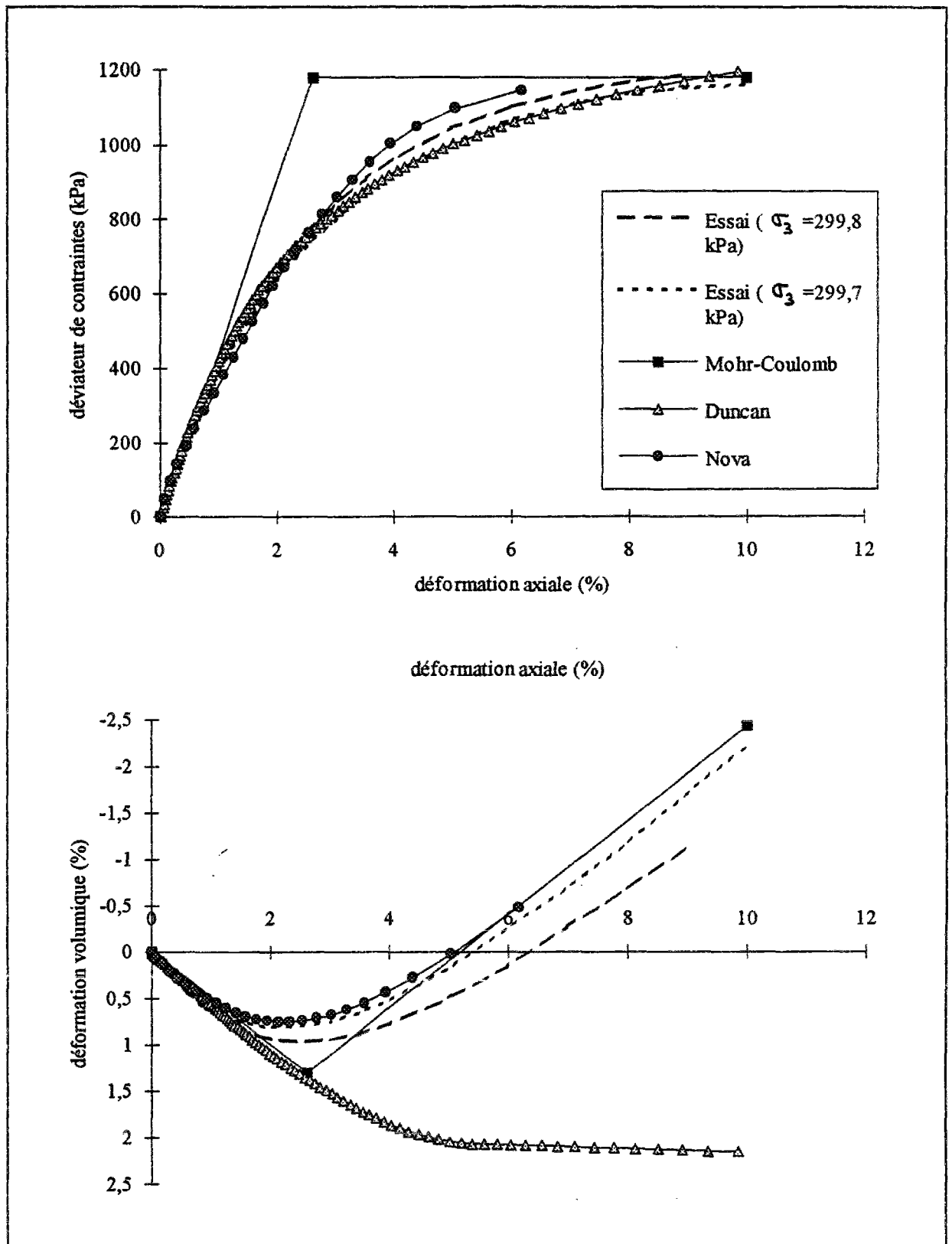


Figure 4.32.c - Réponse des différents modèles pour la simulation des essais triaxiaux sur le sable de Karlsruhe.

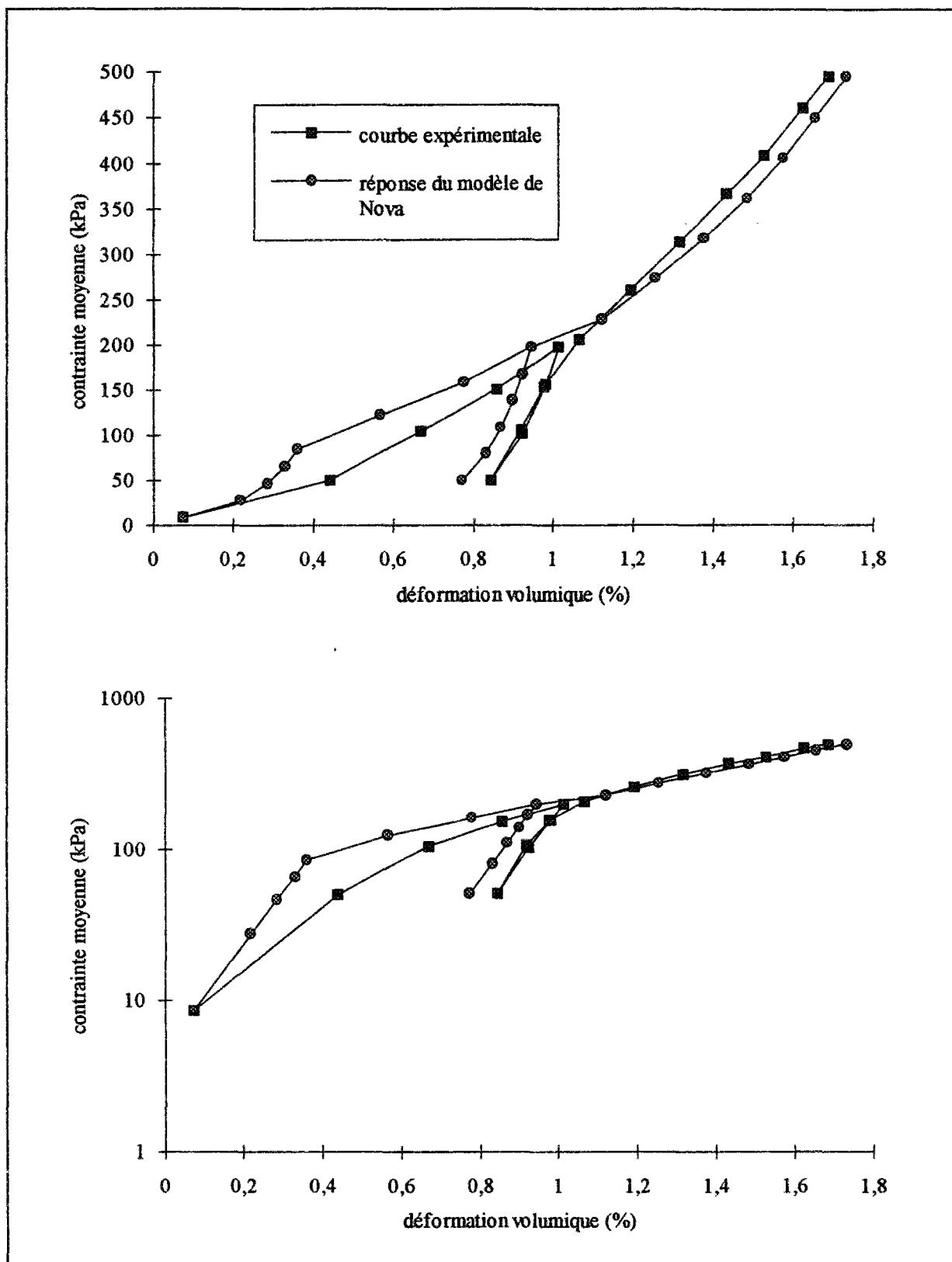


Figure 4.33 - Réponse du modèle de Nova pour la simulation de l'essai triaxial isotrope sur le sable de Karlsruhe.

La réponse du modèle Mohr-Coulomb à un essai triaxial isotrope est la réponse de la partie élastique linéaire du modèle soit $p = K \varepsilon_v$ ($K = E/[3(1-2\nu)]$), identique en chargement et en déchargement. Le modèle de Wong et Duncan n'est pas capable de modéliser cet essai.

4.6 - Notion de déchargement en sollicitation multiaxiale

Pour un ouvrage dans lequel l'état de contraintes n'est pas homogène et varie d'intensité et de direction en tout point, les notions de déchargement n'est plus évidente et devient dépendante du cadre théorique choisi.

Il est possible que le matériau soit en chargement dans une direction tandis qu'il est en déchargement dans les autres directions (c'est à dire qu'un accroissement de la contrainte normale peut être accompagné par une diminution de la contrainte de cisaillement). De plus, un chargement dans un système de coordonnées peut entraîner quelques déchargements dans un autre système de coordonnées. Pour éviter les ambiguïtés concernant les systèmes de coordonnées, on utilise donc des conditions exprimées avec des invariants.

4.6.1 - Comportement à modules variables et modélisation du déchargement

Les modèles à modules variables peuvent être considérés comme un cas particulier de l'hypoélasticité dans lesquels le comportement est supposé incrémentalement isotrope avec des modules différents en chargement et en déchargement.

La relation incrémentale contrainte-déformation est formulée en remplaçant les constantes K et G d'un modèle élastique linéaire par les expressions K_t et G_t , fonction des invariants de contraintes. K_t est supposé dépendre de la contrainte moyenne p , tandis que G_t dépend de la contrainte moyenne p et de la contrainte déviatorique q . Donc les relations incrémentales s'écrivent comme suit :

$$ds_{ij} = 2G_t de_{ij} \quad dp = K_t d\varepsilon_{kk} \quad (4.89)$$

avec :

$$s_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij} = \sigma_{ij} - p \quad e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3} \varepsilon_{kk} \delta_{ij} \quad q = \sqrt{3 J_2(\sigma_{ij})} = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}}$$

Différentes fonctions K_t et G_t sont considérées pour le chargement initial, le déchargement et le rechargement ultérieurs. Naturellement, la séparation des parties déviatorique et volumique empêche la dilatance en cisaillement. On remarque aussi que, dans ces modèles, les directions principales des contraintes coïncident avec les directions principales des déformations.

Les notions de chargement, de déchargement et de rechargement sont exprimées en fonction des modules K_t et G_t , de la contrainte moyenne p et de la contrainte déviatorique q et de leurs incréments dp et dq . On dit que :

il y a chargement si :	$p = p_{\max}$	et	$dp > 0$	alors	$K_t = K_c$
il y a déchargement si :	$p \leq p_{\max}$	et	$dp < 0$	alors	$K_t = K_d$
il y a rechargement si :	$p < p_{\max}$	et	$dp > 0$	alors	$K_t = K_r$
il y a chargement si :	$q = q_{\max}$	et	$dq > 0$	alors	$G_t = G_c$
il y a déchargement si :	$q \leq q_{\max}$	et	$dq < 0$	alors	$G_t = G_d$
il y a rechargement si :	$q < q_{\max}$	et	$dq > 0$	alors	$G_t = G_r$
(4.90)					

où les sous-indices c, d et r indiquent le chargement, le déchargement et le rechargement respectivement, $p_{\max}$ et $q_{\max}$ sont les valeurs antérieures maximales de p et de q. Le cas $dp = 0$ et $dq = 0$ définit l'état de chargement neutre.

On peut observer que les conditions sur p, q et leurs incréments ne fournissent pas une définition unique pour le chargement et le déchargement. Le matériau peut être par exemple en chargement pour la contrainte déviatorique ($q > 0$) et en déchargement pour la contrainte moyenne ($p < 0$) simultanément, autrement dit *cette définition n'est pas générale*.

Dans la plupart des applications, K_r est égale à K_d , tandis que trois approches ont été proposées pour G_r .

$$\begin{cases} G_r = G_d \\ G_r = G_c \\ G_r = \alpha G_c + \beta G_d \end{cases} \quad (4.91)$$

(α et β sont des paramètres dépendant des invariants p et q).

Ce modèle est également insuffisant pour satisfaire la condition de continuité des chemins de contraintes au voisinage du chargement neutre en cisaillement. Ceci est illustré sur la figure 4.34, où le point A reste sur la surface ($q = \text{constante}$). Considérons deux chemins AB et AB', très proches l'un de l'autre, mais opposés par rapport à la surface. Dans le chemin extérieur AB, le module de cisaillement G_c est considéré, tandis qu'au contraire pour le chemin AB', G_t est égal à G_d . En conséquence, quand les points B et B' sont infiniment proches, il y a une différence finie entre les déformations. Cette violation de la continuité au voisinage du chargement neutre n'est pas mécaniquement acceptable.

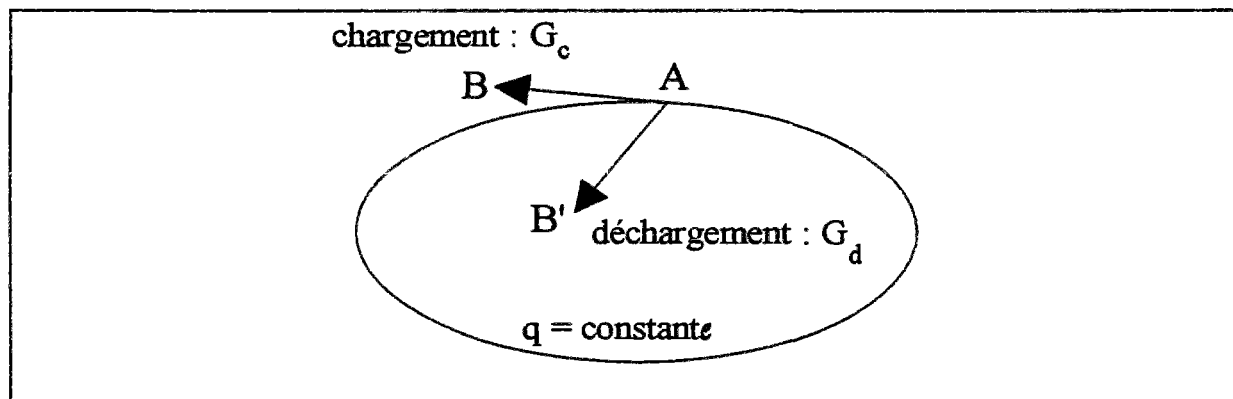


Figure 4.34 - Continuité des modèles à modules variables.

Une autre remarque concerne les intensités relatives des modules de chargement et de déchargement. Pour éviter la production d'énergie pendant les cycles de chargement, les conditions *nécessaires* sont :

$$\begin{aligned} K_d &\geq K_c \geq 0 \\ G_d &\geq G_c \geq 0 \end{aligned} \quad (4.92)$$

4.6.2 - Comportement hypoélastique et modélisation du déchargement

D'une manière générale, la notion de déchargement est liée à celle du travail incrémental d'une déformation $d\varepsilon_{ij}$ dans un état de contraintes σ_{ij} . Ce travail, noté dW , est alors exprimé sous la forme suivante :

$$dW = \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij} \quad (4.93)$$

On définit alors trois domaines :

$$\begin{aligned} \text{Il y a } \mathbf{chargement} \text{ si : } & \quad W = W_{\max} \quad \text{et} \quad dW > 0 \\ \text{Il y a } \mathbf{déchargement} \text{ si : } & \quad W \leq W_{\max} \quad \text{et} \quad dW < 0 \\ \text{Il y a } \mathbf{rechargement} \text{ si : } & \quad W < W_{\max} \quad \text{et} \quad dW > 0 \end{aligned} \quad (4.94)$$

où $W = \int \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij}$ est le travail total et $W_{\max}$, la valeur antérieure maximale de W .

Si $dW = 0$, le point matériel est dans un état neutre. La seule objection à cette définition, est l'ambiguïté rencontrée dans la condition de chargement neutre ($dW = 0$), où l'on peut arbitrairement utiliser soit le module de déchargement, soit le module de chargement (ou le module de rechargement). Il en résulte qu'un changement infinitésimal de contraintes au voisinage du chargement neutre peut produire des variations finies de déformations et la condition de continuité peut être violée, ce qui n'est pas physiquement acceptable. Ceci dépend essentiellement de la forme du chargement appliqué. Il semble qu'à part des conditions complexes de chargement multidimensionnels, le chemin de chargement neutre ne se produise pas.

Dans le cas d'un matériau hypoélastique et isotrope, le travail incrémental peut être exprimé en fonction des paramètres mécaniques et de l'état de contraintes. La relation de comportement hypoélastique s'écrit :

$$d\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} d\sigma_{ij} - \frac{\nu}{E} d\sigma_{kk} \delta_{ij} \quad (4.95)$$

où E est le module d'Young et ν le coefficient de Poisson, qui peuvent dépendre eux-mêmes de l'état de contraintes ; δ_{ij} est le tenseur de Kronecker.

En multipliant la loi de comportement par σ_{ij} , on peut exprimer le travail dW sous la forme suivante, en faisant apparaître les invariants du tenseur des contraintes :

$$dW = \frac{2(1+\nu)}{3E} q dq + \frac{3(1-2\nu)}{E} p dp \quad (4.96)$$

où q est la contrainte déviatorique et p la contrainte moyenne.

Pour que le travail incrémental change de signe, il faut que les produits ($q dq$) ou/et ($p dp$) changent de signe. Si l'on suppose que le coefficient de Poisson ne dépend pas de l'état des contraintes, il est possible d'étudier les variations de dW dans un plan (p, q).

Le travail incrémental peut se mettre sous la forme suivante :

$$dW = \frac{2(1+\nu)}{3E} [q dq + \alpha p dp] \quad \text{avec} \quad \alpha = \frac{9(1-2\nu)}{2(1+\nu)} \quad (4.97)$$

Alors, pour tout point M de coordonnées (p_0, q_0) , la condition $dW = 0$ met en évidence une droite de pente $(-\alpha p_0 / q_0)$ qui partage le plan (p, q) en deux demi-plans. Tous les chemins situés au-dessus de cette droite sont des chemins en chargement et tous les chemins situés au-dessous sont en déchargement (figure 4.35).

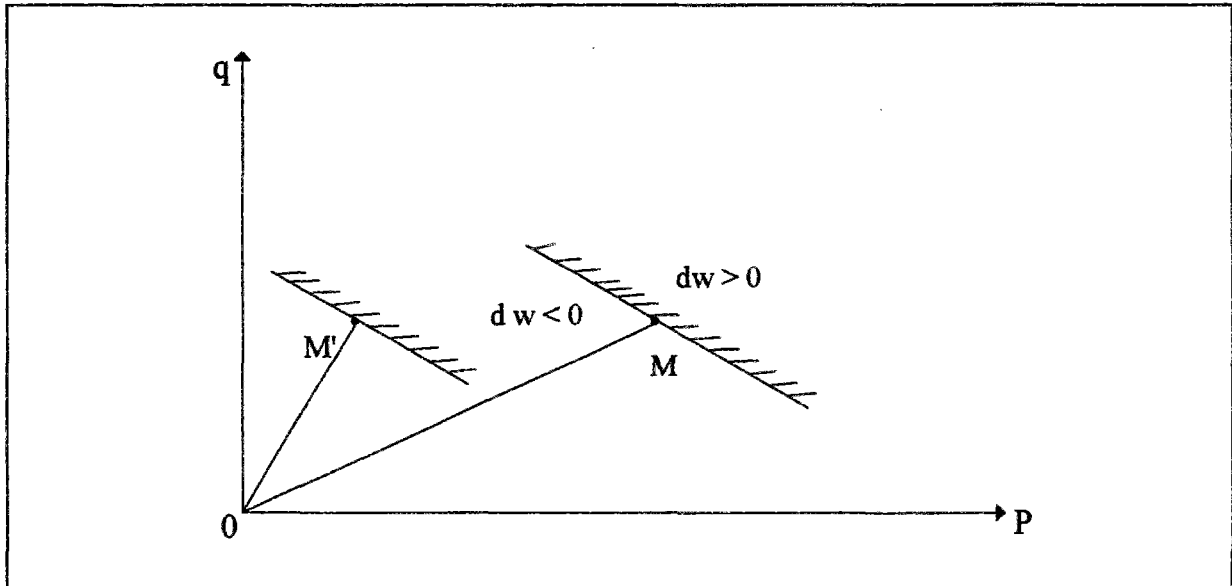


Figure 4.35 - Zone de déchargement dans le plan (p, q) pour deux points de contraintes M et M' .

Ainsi, selon que le signe du travail incrémental est positif ou négatif, le module d'Young a une valeur différente (cas de l'hypoélasticité linéaire) ou une expression différente, fonction de l'état de contraintes (cas de l'hypoélasticité non linéaire) (Wong et Duncan, 1974 ; Desai et Siriwardane, 1984). Il est donc intéressant d'étudier les variations de ces quantités en chaque point d'intégration d'une modélisation en éléments finis, afin de distinguer les zones potentielles de déchargement. Une telle analyse est développée dans la section 4.8.

4.6.3 - Comportement élastoplastique et modélisation du déchargement

Pour un matériau élastoplastique, comme nous l'avons déjà vu, la notion de déchargement est liée à la définition de la plasticité du point matériel :

$$\begin{aligned}
 &\text{il y a } \mathbf{chargement} \text{ si :} && F(\sigma_{ij}, k) = dF(\sigma_{ij}, k) = 0 && \text{et} && \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0 \\
 &\text{il y a } \mathbf{déchargement} \text{ si :} && F(\sigma_{ij}, k) = 0 && \text{et} && \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0 \\
 &\text{il y a } \mathbf{chargement neutre} \text{ si :} && F(\sigma_{ij}, k) = 0 && \text{et} && \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} = 0
 \end{aligned}
 \tag{4.98}$$

La notion de "chargement plastique" est différente de la notion présentée précédemment pour un matériau hypoélastique : elle ne concerne que les points plastiques situés sur la frontière du domaine élastique et elle indique si l'accroissement des contraintes $d\sigma_{ij}$ à partir d'un point M a tendance à sortir du domaine élastique (la forme de ce domaine évolue s'il y a écrouissage) ou à rentrer dans le domaine élastique (figure 4.36).

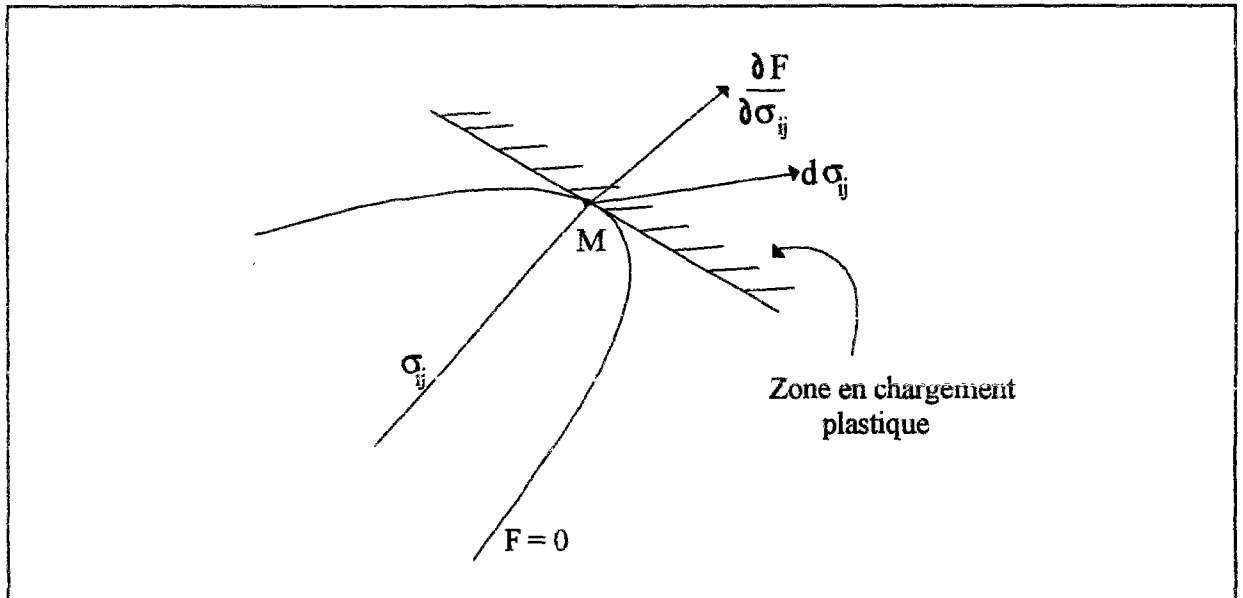


Figure 4.36 - Cas d'un chargement plastique dans l'espace des contraintes.

Par ailleurs, pour un point élastoplastique M, le travail incrémental dW peut se décomposer comme suit :

$$dW = \sigma_{ij} d\epsilon_{ij} = \sigma_{ij} d\epsilon_{ij}^e + \sigma_{ij} d\epsilon_{ij}^p = dW^e + dW^p \tag{4.99}$$

A l'intérieur du domaine élastique, la déformation plastique est nulle ou n'évolue pas ($d\epsilon_{ij}^p = 0$). La définition "hypoélastique" du chargement peut s'appliquer et des points peuvent être en chargement élastique ($dW^e > 0$) ou en déchargement élastique ($dW^e < 0$) (figure 4.37).

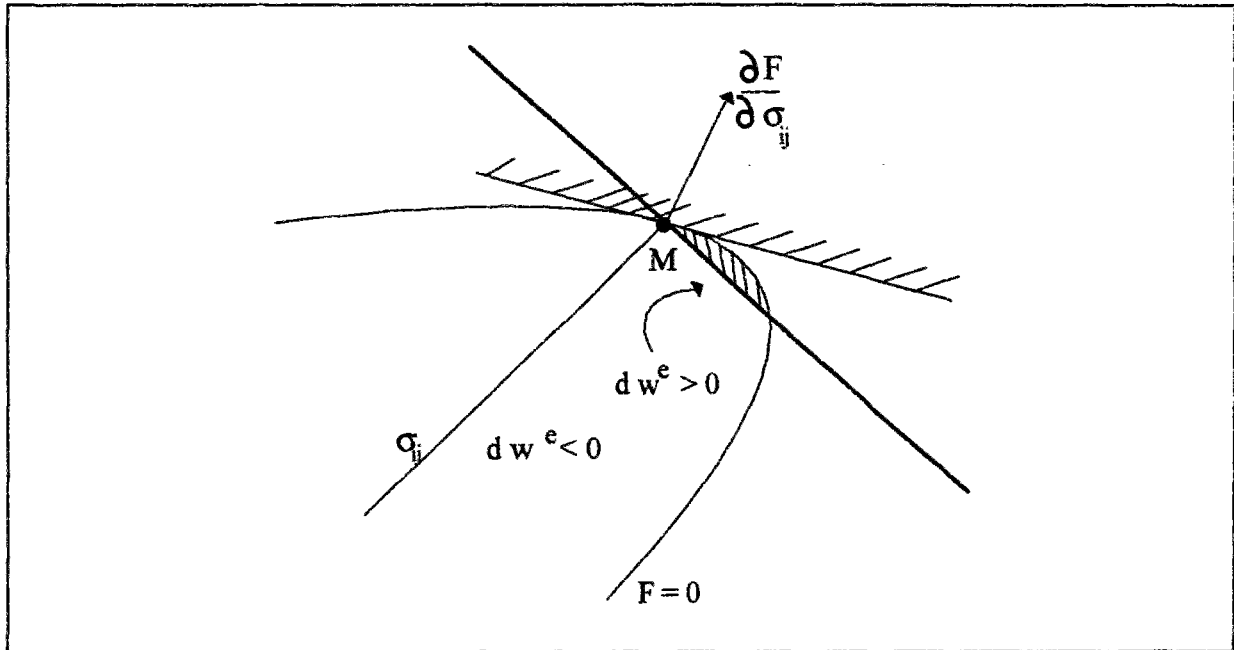


Figure 4.37 - Zones de comportement dans l'espace des contraintes en un point M.

Dans le domaine élastoplastique ($F(\sigma_{ij}, \epsilon_{ij}^p) = 0$), en utilisant la loi d'écoulement et le potentiel plastique G , le travail incrémental peut être mis sous la forme suivante :

$$dW = dW^e + dW^p = dW^e + d\lambda \frac{\partial G}{\partial \sigma_{ij}} \sigma_{ij} \quad (4.100)$$

Par exemple, pour un matériau de Mohr-Coulomb, le travail incrémental s'écrit en tenant compte du critère de plasticité :

$$dW = dW^e + d\lambda [(\sigma_1 + \sigma_3)(\sin \varphi - \sin \psi) + 2c \cos \varphi] \quad (4.101)$$

La convention de signe sur les contraintes est celle de la mécanique des sols : les compressions sont positives. Pour une loi d'écoulement associée ($\varphi = \psi$) et une cohésion nulle, le travail incrémental total est égal au travail incrémental élastique quel que soit le chemin de contraintes.

Ce cas particulier montre bien qu'il n'y a pas de relation entre les notions de "chargement hypoélastique" et de "chargement élastoplastique", chaque notion étant liée à un type de comportement. Toutefois, il est possible de construire une loi de comportement élastoplastique capable de représenter les courbes expérimentales (figure 4.1) et qui permettrait de distinguer les zones de comportement dans un massif de sol : une zone en chargement plastique, une zone en chargement élastique, une zone en déchargement élastique et une zone en rechargement élastique.

Par exemple, si H est le module d'écrouissage, si E_c et E_d sont les modules au chargement et au déchargement élastiques, alors le module tangent E_t vaut soit E_{tc} , soit E_{td} , définis par :

$$\frac{1}{E_{tc}} = \frac{1}{E_c} + \frac{1}{H} \quad \frac{1}{E_{td}} = \frac{1}{E_d} + \frac{1}{H} \quad (4.102)$$

selon la direction de l'incrément de contraintes dans l'espace (figure 4.37). Le module initial en chargement E_c est donc différent de celui en déchargement. Pour les lois de comportement usuelles, les modules E_d et E_r sont souvent confondus. Comme pour l'hypoélasticité, on peut étudier de manière approchée les zones potentiellement en chargement et en déchargement élastiques dans les ouvrages, sans exprimer complètement ces lois de comportement.

Deux remarques importantes peuvent être faites sur la réponse des modèles élastoplastiques parfaits à un essai triaxial. Premièrement, la phase plastique est équivalente à l'état de rupture. Les résultats des essais triaxiaux montrent qu'avant ce stade des déformations irréversibles se produisent. Evidemment, un comportement élastique linéaire isotrope ne peut pas décrire ce phénomène. Deuxièmement, même après l'état plastique, lors d'un déchargement, le chemin suivi par le modèle est identique à celui du chargement initial (figure 4.38).

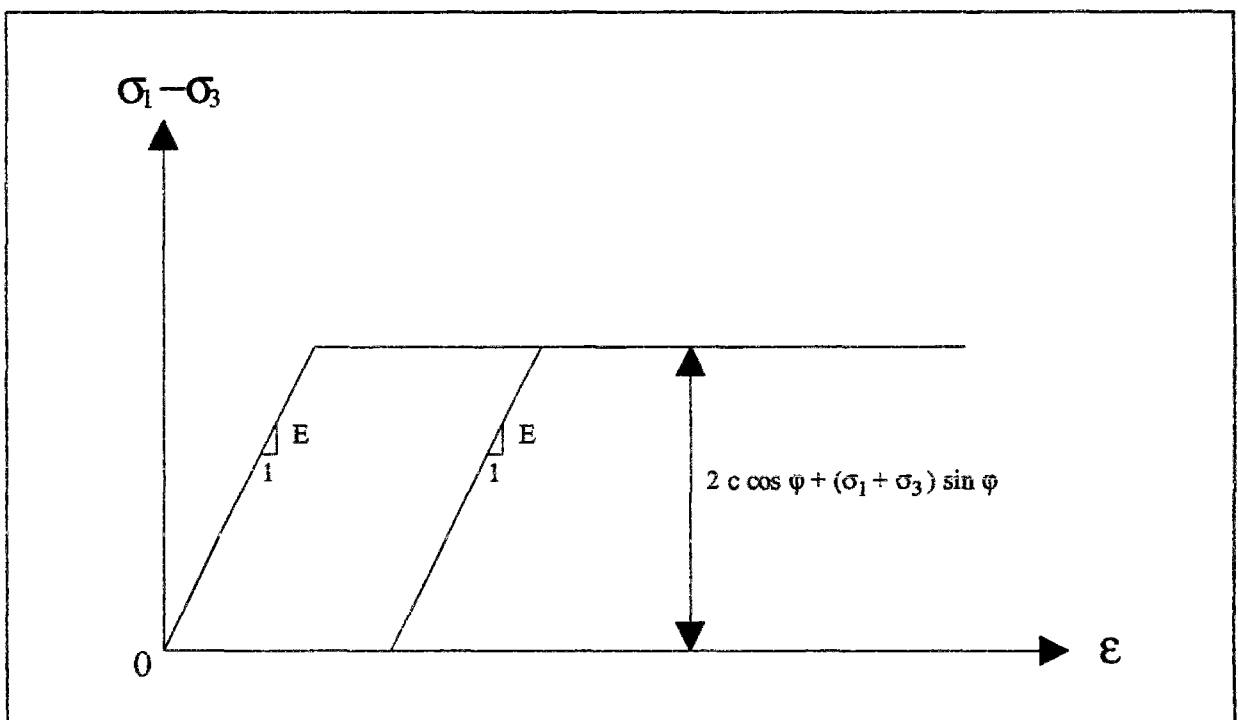


Figure 4.38 - Comportement élastoplastique parfait dans un essai triaxial avec un cycle de déchargement-rechargement.

Pour remédier à ces deux inconvénients, nous proposons, dans un cadre très simple basé sur les paragraphes précédents, d'imposer des chemins différents en chargement et en déchargement élastique (le chemin en rechargement élastique est confondu avec celui du déchargement élastique) (figure 4.39). Le coefficient de Poisson est supposé indépendant du chemin de contraintes suivi. Il reste à vérifier si cette modification peut apporter une amélioration à la modélisation d'un ouvrage réel. Nous étudions ceci dans la partie 4.10.

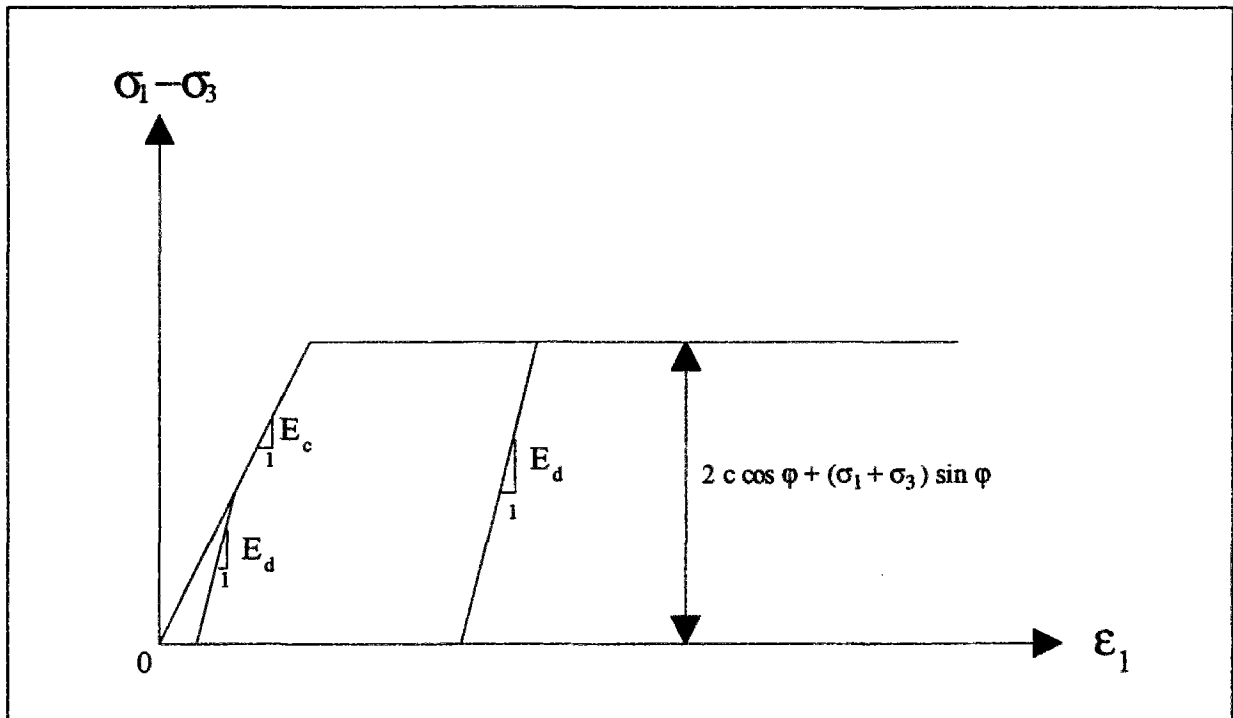


Figure 4.39 - Comportement élastoplastique parfait dans un essai triaxial avec les modules élastiques différents en chargement et en déchargement.

4.7 - Programmation dans le code de calcul CESAR-LCPC

Le code de calcul par élément finis CESAR-LCPC permet de résoudre, entre autres, des problèmes de mécanique statique. Quelques lois de comportement adaptées à divers types de matériaux (sols, bétons, roches et métaux) ont été introduites dans le module d'exécution MCNL (Mécanique en Comportement Non Linéaire). Les lois de comportement considérées sont de type élastoplastique parfait, élastoplastique avec écrouissage isotrope ou de type élastique non linéaire.

D'une manière générale, les sous-programmes de CESAR peuvent être classés selon trois niveaux de programmation distincts :

- un niveau global, qui est spécifique à l'ensemble du maillage et qui correspond à une étape dans un algorithme de résolution d'un problème de mécanique ou de diffusion ; ce niveau est indépendant du type d'élément fini ;
- un niveau élémentaire, qui dépend de la nature et du type des éléments finis ; c'est le niveau de calcul et d'assemblage pour un élément fini ;
- un niveau local, qui caractérise le calcul en un point matériel, représenté par un noeud ou par un point d'intégration interne à l'élément fini. Ce niveau est, en général, indépendant de la nature et du type des éléments finis. C'est le niveau de l'application de la loi de comportement pour la détermination du champ de contraintes et pour l'actualisation de toutes les quantités

non linéaires à partir d'un accroissement du champ de déformations et de l'histoire des sollicitations.

Le fichier `lmnoli.f` contient les sous-programmes qui effectuent l'intégration des lois de comportement élastoplastiques ou élastiques non linéaires (niveau des calculs au point d'intégration).

Le sous-programme TSTCHA a été créé dans le fichier `lmnoli.f`. Il permet de distinguer les chemins en chargement, en déchargement et en rechargement, selon les valeurs du travail incrémental dW . L'appel du sous-programme TSTCHA a été ajouté dans les sous-programmes CDUNCA et CPLAS1. Ces deux sous-programmes se trouvent également dans le fichier `lmnoli.f`. CPLAS1 est un sous-programme d'aiguillage vers les sous-programmes de lois de comportement élastoplastiques à un mécanisme plastique (CRITnn), dans lesquelles le test du critère de plasticité et le calcul des quantités plastiques s'effectuent. CDUNCA est le sous-programme correspondant au modèle élastique non linéaire de Wong et Duncan.

En ce qui concerne la programmation d'un modèle élastoplastique parfait avec deux modules élastiques différents en chargement et en déchargement, quelques modifications ont été faites dans le sous-programme CPLAS1. L'appel du sous-programme TSTCHA dans CPLAS1 permet de connaître le chemin en chargement ou/et en déchargement et l'appel des sous-programmes des lois de comportement (CRIT10 et CRIT14) permet le test sur le critère de plasticité des modèles de Mohr-Coulomb, de Tresca, de Drucker-Prager et de Von Mises. En considérant les conditions correspondant à ces tests, le module en chargement ou en déchargement peut être choisi.

4.7.1 - Exemple de validation pour un comportement élastoplastique parfait

Pour valider notre programmation, nous considérons la simulation d'un essai oedométrique réalisé sur un matériau dont le comportement peut être décrit par une loi de type Von Mises sans écrouissage.

Au cours d'un essai oedométrique, deux des contraintes principales restent égales, tandis que la contrainte principale majeure croît de façon monotone en chargement et décroît de la même façon en déchargement. A chaque instant de chargement, les conditions de l'essai se traduisent par les équations $d\sigma_{ij} = (d\sigma_1, d\sigma_3, d\sigma_3)$ et $d\varepsilon_{ij} = (d\varepsilon_1, 0, 0)$.

Le modèle de Von Mises se caractérise par une élasticité linéaire de Hooke (E, ν) et une surface de charge associée $F(\sigma_{ij}) = G(\sigma_{ij})$ telle que :

$$F(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2(\sigma_{ij})} - k \leq 0 \quad (4.103)$$

avec : $\sqrt{J_2(\sigma_{ij})} = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{6}}$ et k un paramètre de la loi de comportement.

Dans la phase élastique en chargement, les conditions de l'essai conduisent aux relations suivantes :

$$d\varepsilon_1^e = \frac{1}{E} d\sigma_1 - \frac{2\nu}{E} d\sigma_3 \quad (4.104)$$

$$d\varepsilon_3^e = -\frac{\nu}{E} d\sigma_1 + \frac{1-\nu}{E} d\sigma_3 \quad (4.105)$$

$$\text{Or } d\varepsilon_3 = d\varepsilon_3^e = 0$$

Par conséquent :

$$d\sigma_3 = \frac{\nu}{1-\nu} d\sigma_1 \quad (4.106)$$

et donc :

$$d\varepsilon_1^e = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E(1-\nu)} d\sigma_1 \quad (4.107)$$

Si l'état initial est tel que les contraintes et les déformations sont nulles (courbe de chargement vierge), et si E et ν sont constants, les équations ci-dessus peuvent être écrites en déformations et contraintes totales.

La limite d'élasticité, c'est à dire le point L de la figure 4.40, est définie à l'aide du critère de plasticité $|\sigma_1 - \sigma_3| = k\sqrt{3}$. Ce critère et l'équation $\sigma_3 = \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_1$ entraînent les relations suivantes :

$$\sigma_1^L = \frac{k\sqrt{3}(1-\nu)}{1-2\nu} \quad \varepsilon_1^L = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E(1-\nu)} \sigma_1^L = \frac{1}{B} \sigma_1^L \quad (4.108)$$

D'autre part, les dérivées partielles de $F(\sigma_{ij})$ s'expriment par :

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_i} = \frac{1}{2\sqrt{J_2}} (\sigma_i - \frac{1}{3} \sigma_{kk} \delta_{ij}) \quad (4.109)$$

Pour un essai oedométrique, les expressions ci-dessus se simplifient :

$$\frac{\partial F}{\partial \sigma_1} = \frac{1}{\sqrt{3}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{|\sigma_1 - \sigma_3|} \quad \frac{\partial F}{\partial \sigma_2} = \frac{\partial F}{\partial \sigma_3} = \frac{-1}{2\sqrt{3}} \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{|\sigma_1 - \sigma_3|} \quad (4.110)$$

Pour la phase plastique en chargement, nous avons :

$$d\varepsilon_1 = d\varepsilon_1^e + d\lambda \frac{1}{\sqrt{3}} \quad d\varepsilon_3 = d\varepsilon_3^e - d\lambda \frac{1}{2\sqrt{3}} = 0 \quad (4.111)$$

Donc :

$$d\varepsilon_1 = d\varepsilon_1^e + 2 d\varepsilon_3^e \quad (4.112)$$

Par ailleurs :

$$d\epsilon_1^e + 2 d\epsilon_3^e = d\epsilon_v^e = \frac{3(1-2\nu)}{E} d\sigma_1 = \frac{1}{K} d\sigma_1 \quad (4.113)$$

D'où, en combinant les deux dernières équations :

$$d\epsilon_1 = \frac{3(1-2\nu)}{E} d\sigma_1 = \frac{1}{K} d\sigma_1 \quad (4.114)$$

Supposons que le point M est le point final en chargement. Si maintenant, à partir de ce point, on diminue la contrainte σ_1 (déchargement) jusqu'au point final N, pour que le comportement en déchargement soit plastique, l'état des contraintes doit être tel que $|\sigma_1 - \sigma_3| = k\sqrt{3}$.

Par ailleurs, d'après ce qui précède :

$$\sigma_1^N - \sigma_3^N = \sigma_1^N - \sigma_3^M - \frac{\nu}{1-\nu} (\sigma_1^N - \sigma_1^M) \quad (4.115)$$

$$\sigma_1^N - \sigma_3^N = \sigma_1^N - (\sigma_1^M - k\sqrt{3}) - \frac{\nu}{1-\nu} (\sigma_1^N - \sigma_1^M) \quad (4.116)$$

$$\sigma_1^N - \sigma_3^N = \left(\frac{1-2\nu}{1-\nu} \right) (\sigma_1^N - \sigma_1^M) + k\sqrt{3} \quad (4.117)$$

En conclusion dans le cas où ;

$$\left(\frac{1-2\nu}{1-\nu} \right) (\sigma_1^N - \sigma_1^M) + k\sqrt{3} > 0 \quad (4.118)$$

donc :

$$|\sigma_1^N - \sigma_3^N| = \left(\frac{1-2\nu}{1-\nu} \right) (\sigma_1^N - \sigma_1^M) + k\sqrt{3} < k\sqrt{3} \quad (4.119)$$

et il n'y a pas de plasticité en déchargement.

En revanche, dans le cas où déjà ;

$$\left(\frac{1-2\nu}{1-\nu} \right) (\sigma_1^N - \sigma_1^M) + k\sqrt{3} < 0, \quad (4.120)$$

$$|\sigma_1^N - \sigma_3^N| = -\left(\frac{1-2\nu}{1-\nu} \right) (\sigma_1^N - \sigma_1^M) - k\sqrt{3} = k\sqrt{3} \quad (4.121)$$

montre qu'il y aura de plasticité en déchargement quand :

$$(\sigma_1^M - \sigma_1^N) = 2k\sqrt{3} \left(\frac{1-2\nu}{1-\nu} \right) = 2\sigma_1^L \quad (4.122)$$

Si maintenant, à partir du point M, on diminue totalement la contrainte σ_1 (déchargement) jusqu'au point final N ($\sigma_1^N = 0$), deux cas peuvent être distingués :

- le comportement en déchargement est purement élastique ($M = M_1$) ;
- le comportement en déchargement est au départ élastique et ensuite plastique ($M = M_2$).

C'est la position du point M qui différencie ces deux cas (figure 4.40).

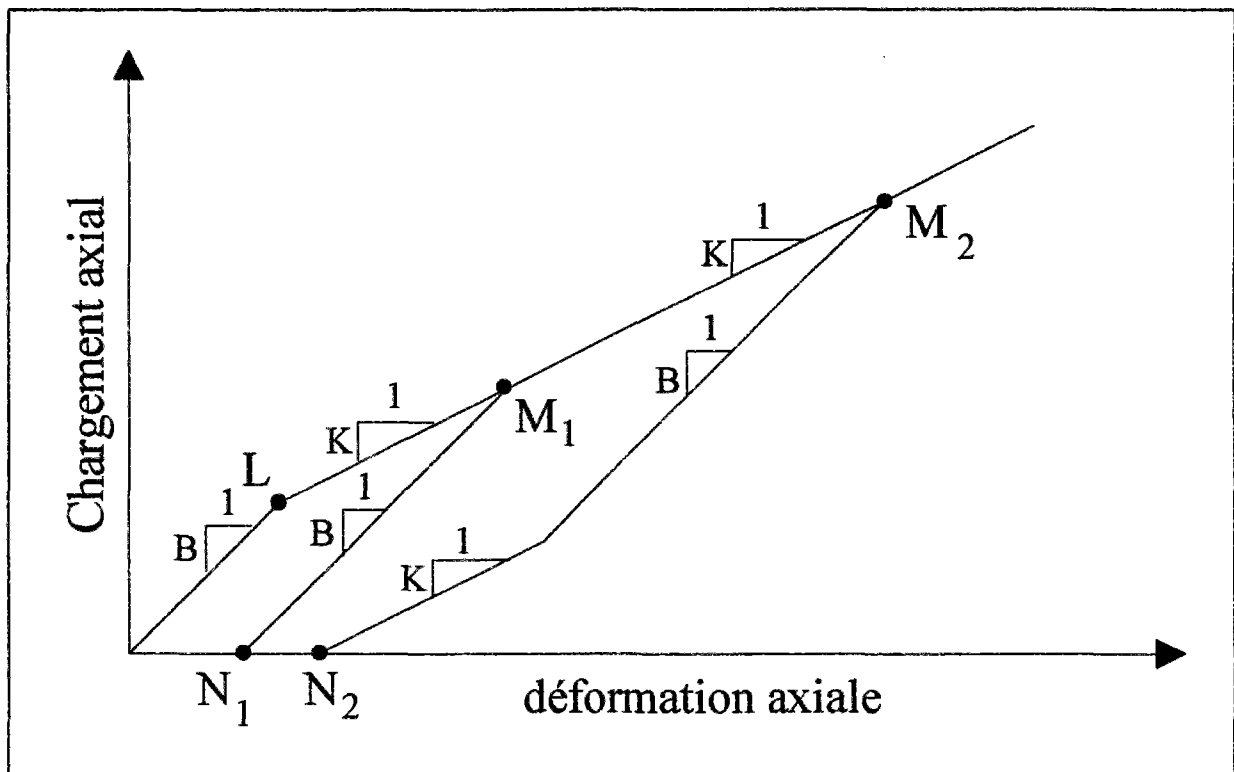


Figure 4.40 - Modélisation de l'essai oedométrique avec un modèle de Von Mises.

On voit que :

- si $\sigma_1^L \leq \sigma_1^M \leq 2\sigma_1^L$ le déchargement est purement élastique ;
- si $2\sigma_1^L \leq \sigma_1^M$ le déchargement est au départ élastique et ensuite plastique.

4.7.2 - Exemple de validation pour un comportement élastoplastique parfait avec deux modules différents en chargement et en déchargement

Supposons maintenant que le module élastique en chargement E_c est différent de celui en déchargement E_d . Ceci se traduit simplement par deux pentes différentes B_c en chargement élastique et B_d en déchargement élastique telles que :

$$\Delta \varepsilon_1 = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E_c(1-\nu)} \Delta \sigma_1 = \frac{1}{B_c} \Delta \sigma_1 \quad (4.123)$$

$$\Delta \varepsilon_1 = \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E_d(1-\nu)} \Delta \sigma_1 = \frac{1}{B_d} \Delta \sigma_1 \quad (4.124)$$

La simulation d'un essai oedométrique en élément finis est effectuée en déformation axisymétrique. On considère un quart de l'éprouvette, représenté par un élément quadrilatère à 8 noeuds (figure 4.41).

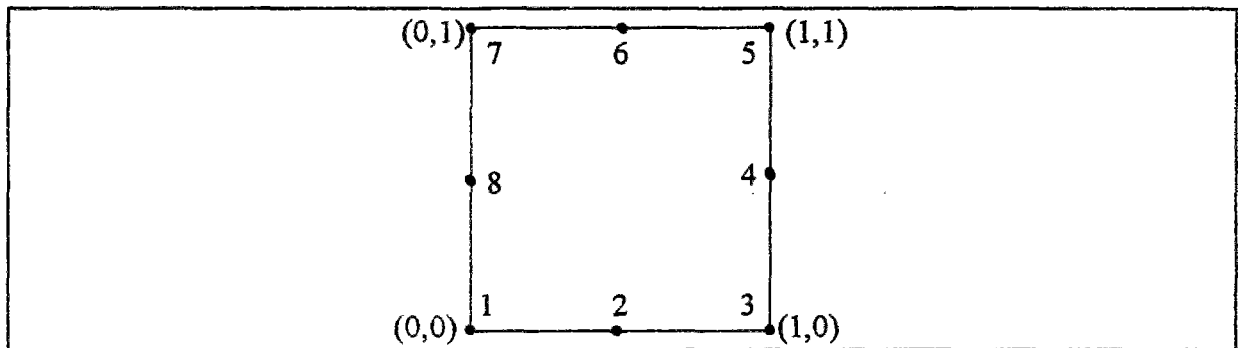


Figure 4.41 - Modélisation d'un essai oedométrique en éléments finis.

Les conditions aux limites sont les suivantes :

$u = 0$ aux noeuds 1, 3, 4, 5, 7 et 8 ;

$v = 0$ aux noeuds 1, 2, 3.

Le chargement est constitué par une pression verticale uniformément répartie sur les noeuds 5, 6 et 7. Le chargement est appliqué en plusieurs incréments.

Les paramètres figurant dans le tableau 4.11 sont choisis pour cet exemple.

Tableau 4.11 - Paramètres de calcul pour les exemples

No. d'exemple	E_c (kPa)	E_d (kPa)	σ^0 (kPa)	σ^M (kPa)	σ^N (kPa)
1	18000	18000	0	100	0
2	18000	18000	0	150	0
3	18000	36000	0	100	0
4	18000	36000	0	150	0

et les paramètres suivants sont identiques pour tous les exemples.

$\nu = 0,25$ $k = 23,09$ kPa

En appliquant équations 4.108, la limite d'élasticité vaut :

$\sigma_1^L = 60$ kPa et $\varepsilon_1^L = 0,277776\%$.

Dans les deux exemples 1 et 3, la contrainte axiale σ_1 est augmentée jusqu'à 100 kPa ($\sigma_1^L < 100 \text{ kPa} < 2\sigma_1^L$) avant un déchargement total tandis que, dans les exemples 2 et 4, elle atteint 150 kPa ($2\sigma_1^L < 150 \text{ kPa}$) avant le déchargement. Dans les exemples 1 et 2, le module en chargement E_c est égal à celui en déchargement E_d , tandis que, dans les exemples 3 et 4, $E_d = 2E_c$.

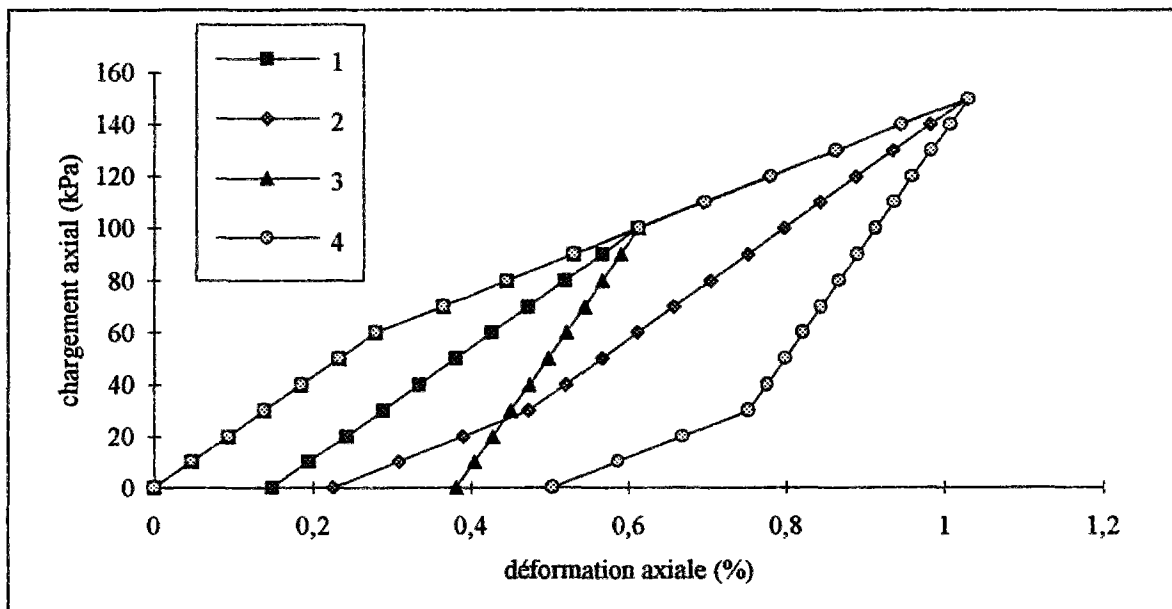


Figure 4.42 - Exemples de validation de la programmation.

Le tableau 4.12 présente les valeurs de la déformation axiale ϵ_1 : ϵ^0 à l'état initial ; ϵ^L au début de la plasticité en chargement ; ϵ^M à la fin du chargement ; ϵ^R au début de la plasticité en déchargement (si elle existe) et ϵ^N au moment du déchargement total.

$$\epsilon^L = \epsilon^0 + \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E_c(1-\nu)}(\sigma^L - \sigma^0) \quad (4.125)$$

$$\epsilon^M = \epsilon^L + \frac{3(1-2\nu)}{E_c}(\sigma^M - \sigma^L) \quad (4.126)$$

$$\epsilon^R = \epsilon^M + \frac{(1+\nu)(1-2\nu)}{E_d(1-\nu)}(\sigma^R - \sigma^M) \quad (4.127)$$

$$\epsilon^N = \epsilon^R + \frac{3(1-2\nu)}{E_d}(\sigma^N - \sigma^R) \quad (4.128)$$

Tableau 4.12 - Valeurs des déformations axiales

No. d'exemple	ϵ^0 (%)	ϵ^L (%)	ϵ^M (%)	ϵ^R (%)	ϵ^N (%)
1	0	0,2777760	0,6111108	-	0,1481508
2	0	0,2777760	0,1027773	0,472221	0,222231
3	0	0,2777760	0,6111108	-	0,3796308
4	0	0,2777760	0,1027773	0,749997	0,499998

Des calculs analytiques et des calculs en éléments finis conduisent à des résultats identiques : ceci montre que la programmation est correcte.

On note que la possibilité qu'apparaisse la plasticité au déchargement nécessite un test sur la plasticité à tout moment, y compris pendant le déchargement.

On note aussi qu'au contraire des résultats des essais oedométriques, dans lesquels les déformations axiales atteignent une limite avec l'augmentation du chargement, dans le modèle de Von Mises (ou en général tous les modèles élastoplastiques parfaits) la déformation axiale augmente continûment avec l'augmentation du chargement.

4.8 - Comportement d'un massif de sol en déchargement

Afin d'illustrer les considérations théoriques précédentes, on étudie l'étendue des zones en déchargement dans un milieu homogène. Cette étude est menée à l'aide du programme de calcul en éléments finis CESAR-LCPC.

La variable la plus importante qui détermine l'amplitude et l'allure des mouvements autour d'une excavation n'est pas la rigidité du système de soutènement, mais bien les caractéristiques du sol autour de l'excavation (Peck, 1969). C'est pour cette raison que nous avons choisi l'exemple d'une fouille non soutenue, pour connaître la réponse de différentes lois de comportement. Si un modèle de sol n'est pas capable de bien modéliser les mouvements autour d'une fouille non blindée, il semble difficile d'admettre qu'il soit capable de modéliser correctement les mouvements autour d'une fouille en interaction avec un système de soutènement.

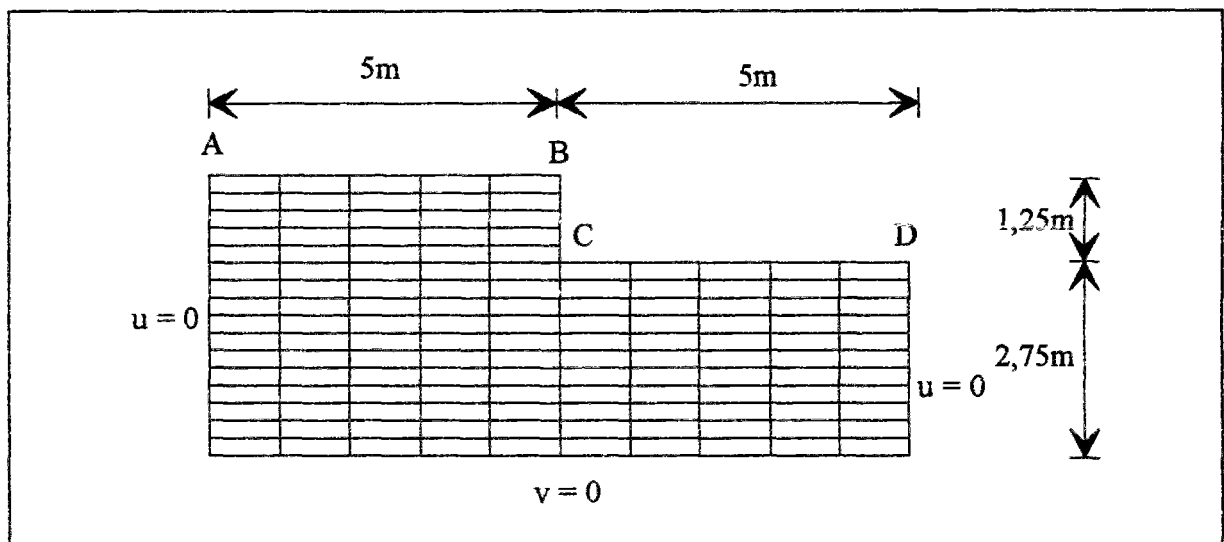


Figure 4.43 - Géométrie et conditions aux limites.

Pour cette étude on considère le sable de Karlsruhe. Avant l'excavation, le massif de sol est en équilibre sous l'action de la force de gravité. L'état initial des contraintes σ_0 est supposé

d'origine géostatique avec $\gamma = 16,5 \text{ kN/m}^3$, $K_0 = 0,34$ et la configuration initiale est non-déformée ($\varepsilon_0 = 0$). La hauteur finale de la fouille est égale à 1,25m et sa largeur vaut 10m. Le calcul est réalisé dans l'hypothèse des déformations planes. Le maillage est constitué de 533 noeuds et de 160 éléments quadrilatéraux à huit noeuds (figure 4.43).

4.8.1 - Stabilité d'un talus vertical

On considère l'exemple d'un remblai devant un mur de soutènement lisse. Comme l'interface sol-mur est lisse, la contrainte verticale à une profondeur z en dessous de la surface horizontale du remblai vaut $\sigma_v = \gamma z$. Dans ce cas, la contrainte horizontale, σ_h , est la contrainte principale mineure. Un déplacement du soutènement vers l'extérieur jusqu'à la position a, b (figure 4.44) ou au delà ramène σ_h à la valeur qui correspond à la pression active de Rankine :

$$\sigma_h = \gamma z K_A - 2c\sqrt{K_A} \quad \text{avec} \quad K_A = \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (4.129)$$

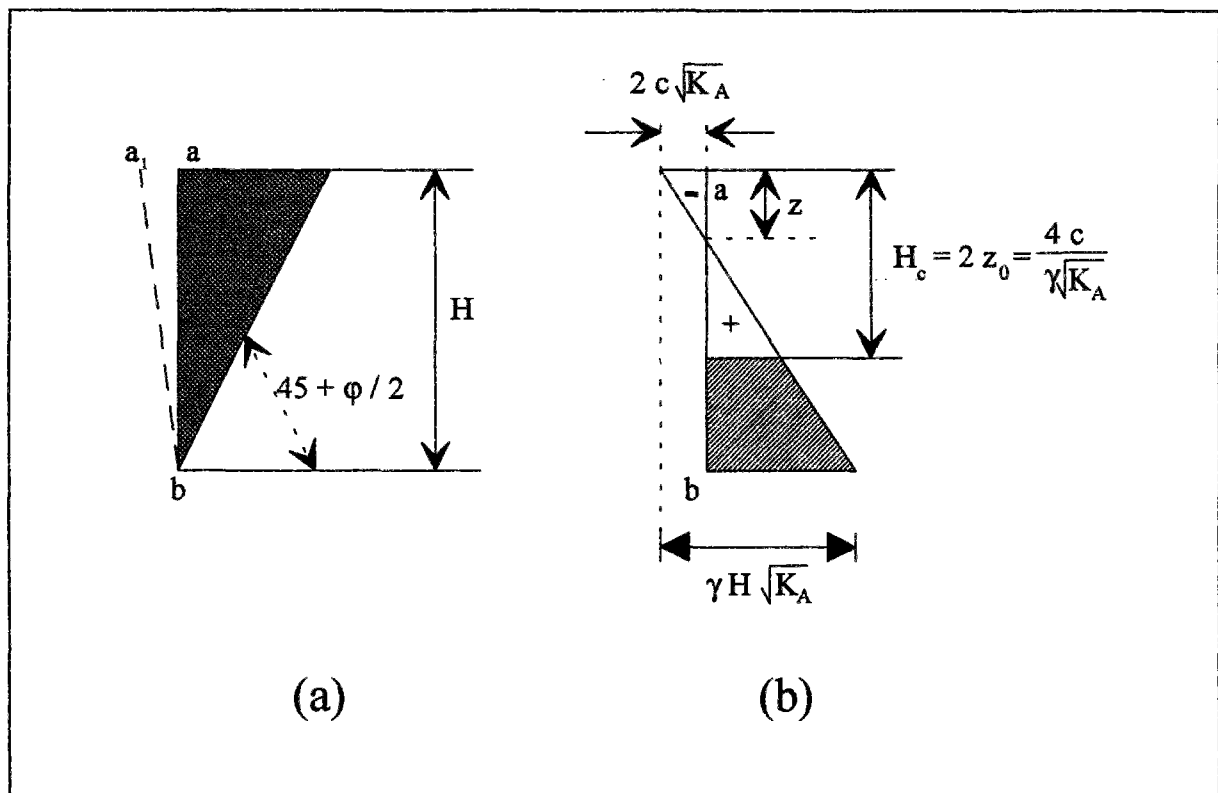


Figure 4.44 - Mode de rupture derrière un mur vertical lisse :
(a) coupe en travers du mur de soutènement ;
(b) pression développée derrière le mur (Terzaghi et Peck, 1965).

La variation de cette contrainte en fonction de la profondeur est présentée sur la figure 4.44. A la profondeur

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_A}} \quad (4.130)$$

la contrainte σ_h est nulle. A une profondeur supérieure à z_0 , la pression contre le mur est négative, à condition qu'aucune fissure ne s'ouvre entre le mur et la partie supérieure du sol. La poussée des terres contre le mur vaut :

$$P_A = \int_0^H \sigma_h dz = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A - 2cH\sqrt{K_A} \quad (4.131)$$

Si le mur a une hauteur H telle que :

$$H = H_c = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_A}} = 2z_0 \quad (4.132)$$

la poussée des terres, P_A , est nulle. Par conséquent, si la hauteur d'un talus vertical est inférieure à H_c , ce talus doit, en principe, demeurer en équilibre sans le secours d'un support latéral. Toutefois, la pression contre le mur augmente de $-2c\sqrt{K_A}$, à la crête du mur, jusqu'à $+2c\sqrt{K_A}$, à la profondeur H_c , alors que, sur la face verticale d'un talus sans support, la contrainte normale est nulle en tout point ; à cause de cette différence, la plus grande profondeur à laquelle on peut descendre sans blindage d'une fouille à talus vertical est légèrement inférieure à H_c (Terzaghi et Peck, 1965).

Le calcul analytique basé sur le commentaire ci-dessus montre que le talus à la profondeur de 1,25m reste stable.

$$H_c = \frac{4c}{\gamma\sqrt{K_A}} = \frac{(4)(2,35)}{(16,5) \operatorname{tg}(45 - 41,6/2)} = 1,27m \quad (4.133)$$

4.8.2 - Cas d'une modélisation avec la loi de comportement élastique linéaire

Dans une première approximation, la loi de comportement élastique linéaire isotrope de Hooke ($E = 45000 \text{ kPa}$, $\nu = 0,25$) avec un champ de contraintes initiales géostatiques et un champ de déformations initiales nulles est adoptée. Les champs de contraintes et de déformations ainsi obtenus peuvent être interprétés comme les résultats de la première itération qui serait effectuée dans un calcul non linéaire avec une loi de comportement hypoélastique ou élastoplastique. Cette interprétation suppose qu'il n'y a pas eu de correction sur les contraintes. La recherche du signe du travail incrémental en tout point du maillage permet alors de mettre en évidence les points soumis à un chargement, à un déchargement ou à un rechargement. Ce type de calcul est intéressant car il va initier tout un processus de calcul des modules de déformations et définir une approximation des zones en déchargement et en chargement(s).

Tableau 4.13 - Critères de chargement pour un matériau élastique linéaire

chargement élastique	déchargement (élastique)
$dW > 0$	$dW < 0$

Pour un calcul élastique linéaire, la zone de sol en déchargement s'étend sous la fouille sur une distance importante dans le massif non excavé. Cette étendue dépend faiblement du coefficient de Poisson et du coefficient de poussée des terres au repos. La zone en chargement est située derrière la face verticale de la fouille (figure 4.45).

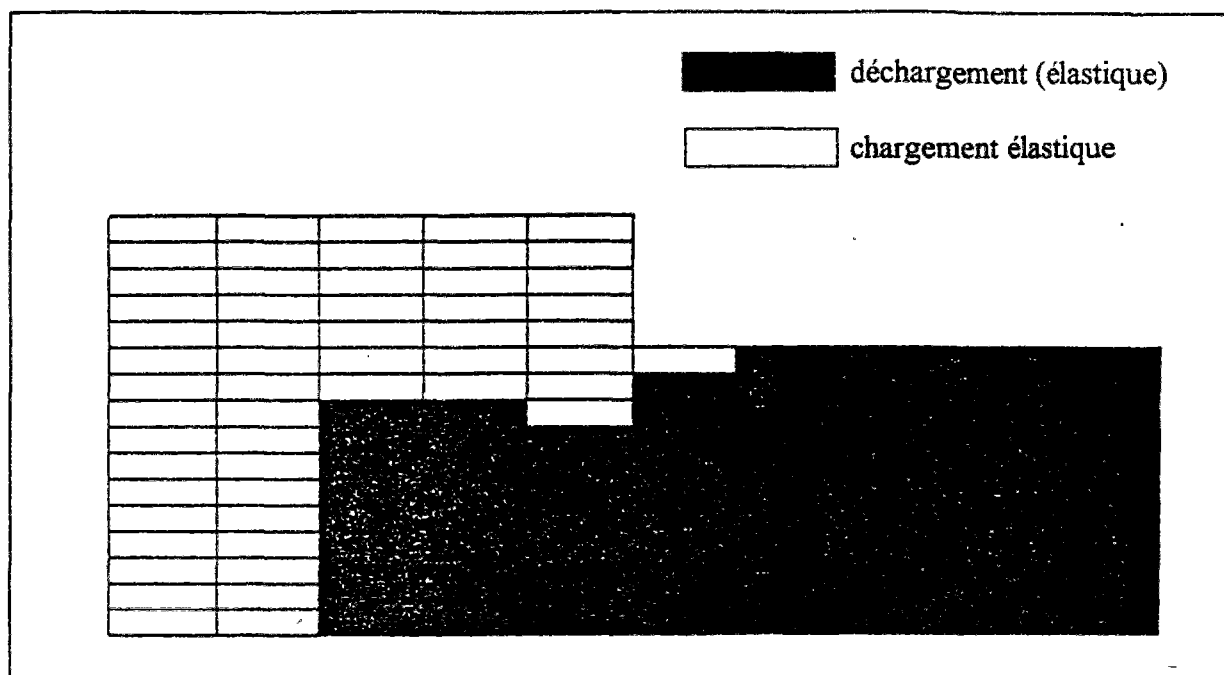


Figure 4.45 - Zones en chargement et en déchargement pour une excavation dans un milieu élastique linéaire.

4.8.3 - Cas d'une modélisation avec la loi de Wong et Duncan

Pour le deuxième exemple le massif de sol obéit à la loi de comportement élastique non linéaire de Wong et Duncan. Les paramètres du modèle ($K_h = 237,2$, $R_f = 0,785$, $n = 0,88$, $A = 0,354$, $B = 0,01$ et $d = 6,83$) ont été déduits des essais triaxiaux réalisés sur le sable de Karlsruhe. Le paramètre du module en déchargement $E_{ur} = 1,5 K_h = 355,8$ a été choisi pour cet exemple. Les zones en chargement, en déchargement et en rechargement sont données sur la figure 4.46.

Tableau 4.14 - Critères de chargement pour un matériau hypoélastique

chargement élastique	déchargement (élastique)	rechargement (élastique)
$dW > 0$	$dW < 0$	$dW > 0$
$W = W_{\max}$	$W \leq W_{\max}$	$W < W_{\max}$

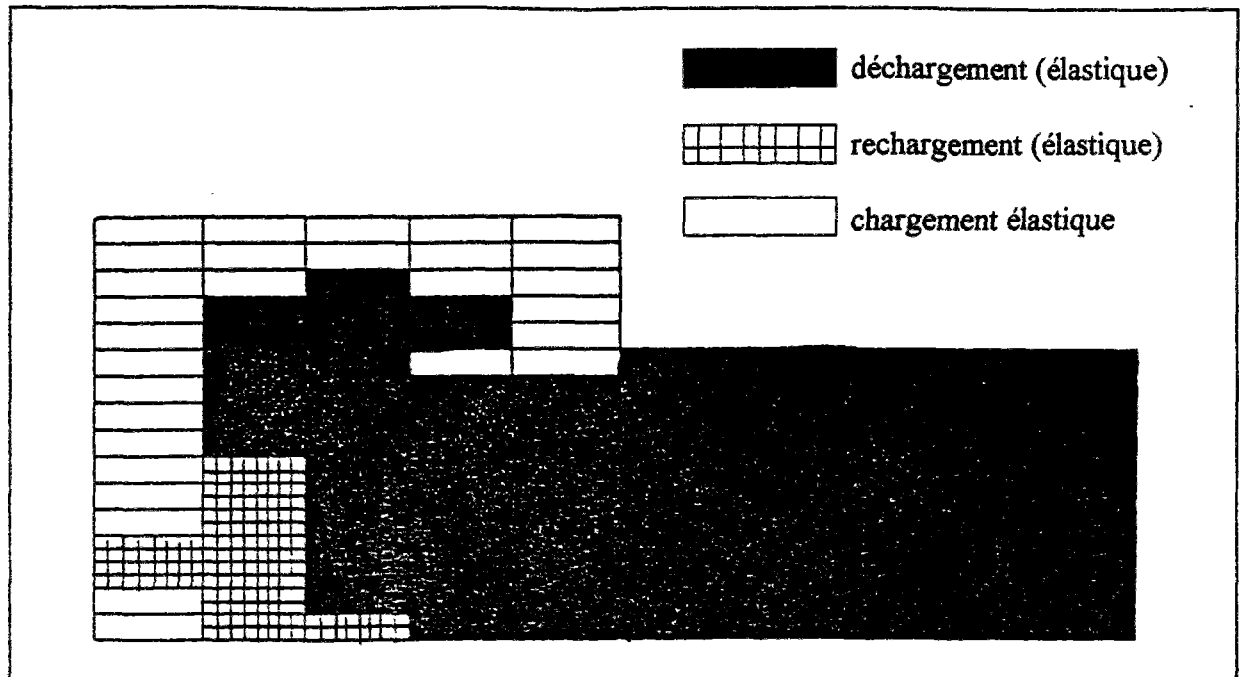


Figure 4.46 - Zones en chargement, en déchargement et en rechargement pour une excavation dans un milieu élastique non linéaire de Wong et Duncan.

4.8.4 - Cas d'une modélisation avec une loi de comportement élastoplastique parfait

Pour le troisième exemple, on considère la loi de comportement élastique linéaire-plastique parfait avec le critère de Mohr-Coulomb non associé ($E = 45000$ kPa, $\nu = 0,25$, $\varphi = 41,6^\circ$, $\psi = 11,6^\circ$, $c = 2,35$ kPa). Les zones en chargement (élastique et élastoplastique), en déchargement et en rechargement sont données sur la figure 4.47.

Tableau 4.15 - Critères de chargement pour un matériau élastoplastique parfait

chargement élastique	chargement élastoplastique	déchargement (élastique)	rechargement (élastique)
$dW > 0$	$dW > 0$	$dW < 0$	$dW > 0$
$W = W_{\max}$	$W = W_{\max}$	$W \leq W_{\max}$	$W < W_{\max}$
$F(\sigma_{ij}, k) < 0$	$F(\sigma_{ij}, k) = dF(\sigma_{ij}, k) = 0$	$F(\sigma_{ij}, k) = 0$	$F(\sigma_{ij}, k) = 0$
—	$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0$	$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0$	$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0$

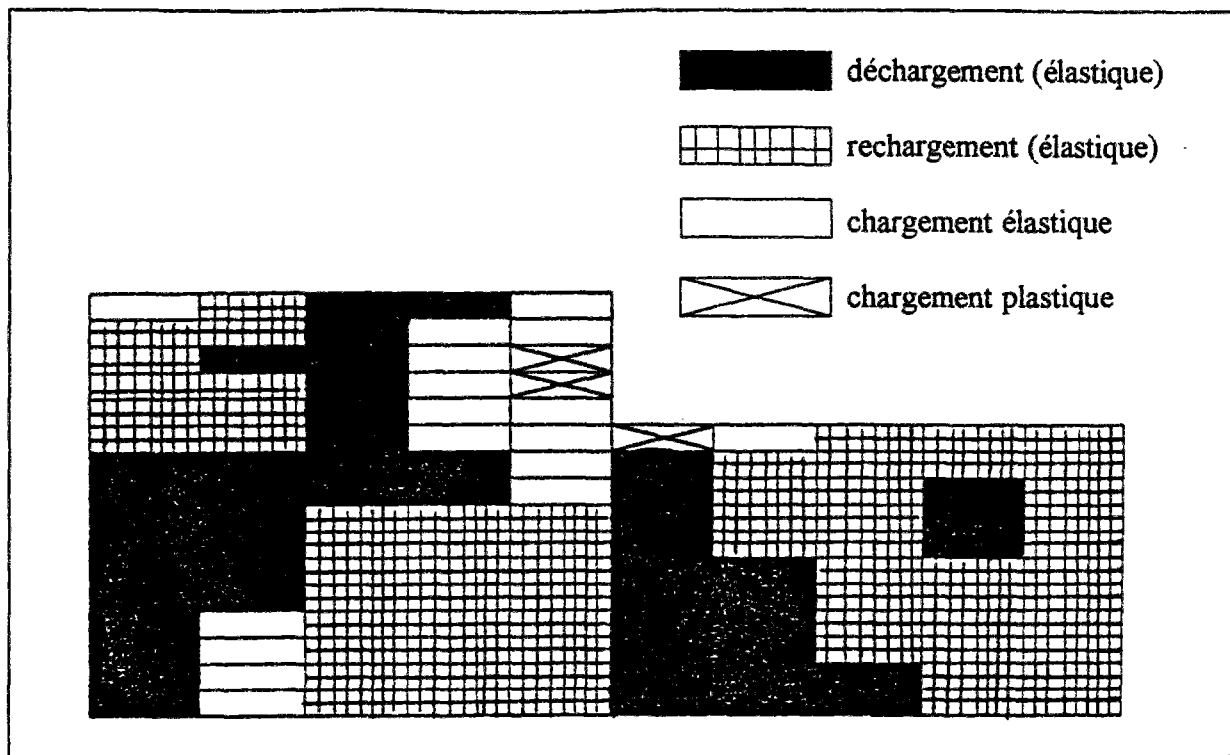


Figure 4.47 - Zones en chargement (élastique et élastoplastique), en déchargement et en rechargement pour une excavation dans un milieu élastoplastique parfait avec le critère de Mohr-Coulomb.

4.8.5 - Cas d'une modélisation avec la loi de comportement de Nova

Enfin, le quatrième exemple consiste en une excavation dans un massif de sol qui obéit au modèle élastoplastique de Nova ($M = 1,285$, $l = 0,00889$, $B_0 = 0,00126$, $L_0 = 0,00416$, $\mu = 0,973$, $D = 0,432$, $m = 0,745$). Par souci de simplicité, dans le code de calcul par éléments finis CESAR-LCPC, la partie élastique du modèle de Nova a été linéarisée et remplacée par une élasticité linéaire de Hooke ($E = 45000$ kPa, $\nu = 0,25$). Les zones en chargement (élastique et élastoplastique), en déchargement et en rechargement sont données sur la figure 4.48.

Tableau 4.16 - Critères de chargement pour un matériau élastoplastique avec écrouissage

chargement élastique	chargement élastoplastique	déchargement (élastique)	rechargement (élastique)
$dW > 0$	$dW > 0$	$dW < 0$	$dW > 0$
$W = W_{\max}$	$W = W_{\max}$	$W \leq W_{\max}$	$W < W_{\max}$
$F(\sigma_{ij}, k) < 0$	$F(\sigma_{ij}, k) = dF(\sigma_{ij}, k) = 0$	$F(\sigma_{ij}, k) = 0$	$F(\sigma_{ij}, k) = 0$
—	$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} > 0$	$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0$	$\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} < 0$

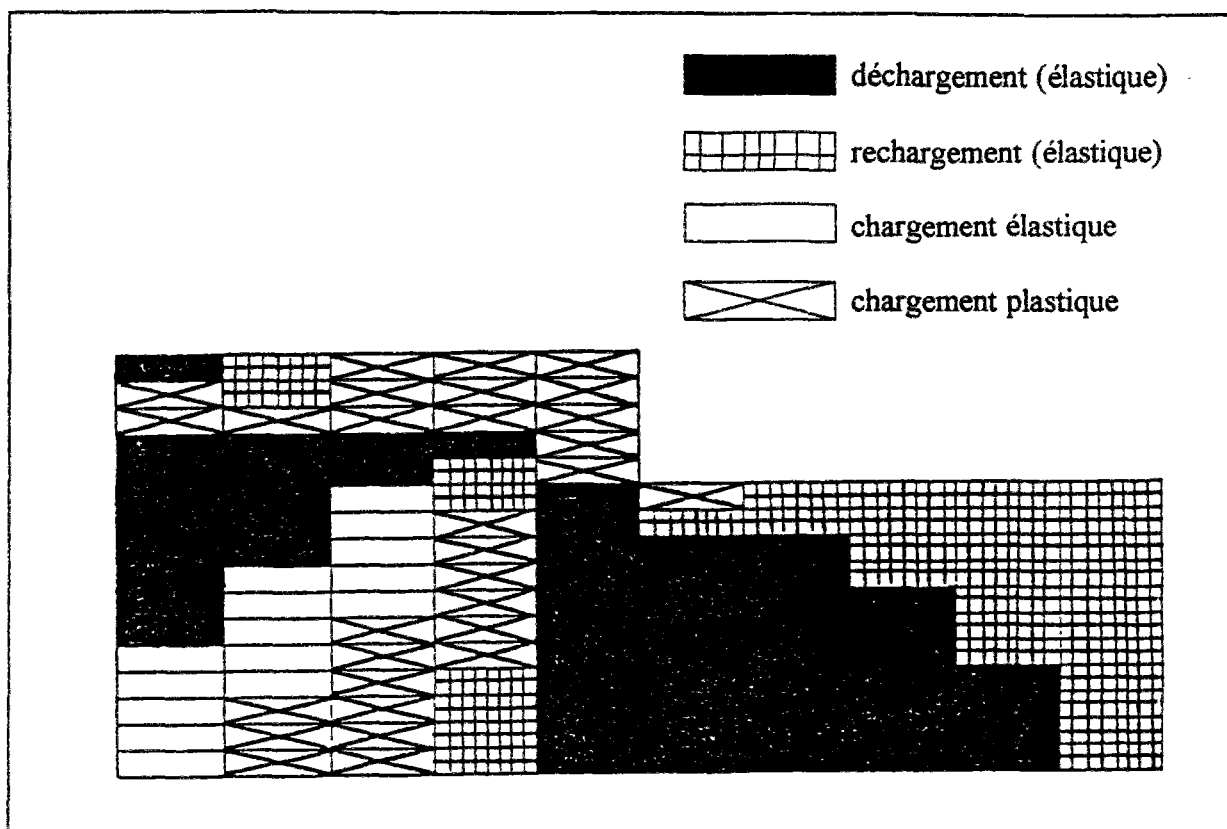


Figure 4.48 - Zones en chargement (élastique et élastoplastique), en déchargement et en rechargement pour une excavation dans un milieu élastoplastique de Nova.

La réponse des modèles élastique non linéaire de Wong et Duncan, élastoplastique parfait de Mohr-Coulomb et élastoplastique avec écrouissage de Nova montre que, par rapport à un modèle élastique linéaire, la zone en déchargement se développe en profondeur et relativement loin de l'excavation.

Mais, quoi qu'il se passe loin de la fouille et dans la profondeur, c'est le comportement des éléments situés autour de l'excavation qui influe sur les mouvements dans ces régions. L'ensemble de ces modèles montre que la zone située derrière la face verticale est en chargement.

En ce qui concerne les mouvements au fond de la fouille, la réponse du modèle de Wong et Duncan est un déchargement élastique (similaire au cas de l'élasticité linéaire) tandis que la réponse des modèles élastoplastiques est un rechargement (élastique). On note que, dans tous ces modèles, la rigidité en déchargement et en rechargement est confondue.

A la surface du sol et loin de la fouille, on observe une zone en rechargement (élastique) dans les modélisations avec les modèles élastoplastiques.

En conclusion, c'est la réponse en chargement (plastique ou élastique) des modèles qui gouverne les mouvements derrière la face verticale de la fouille, tandis que c'est la réponse en déchargement (rechargement) qui contrôle les mouvements au fond de fouille.

4.9 - Réponse des lois de comportement aux mouvements autour d'une excavation non soutenue

L'excavation considérée dans la partie précédente a été effectuée en cinq phases successives : chaque phase consiste en l'excavation d'une couche de hauteur 0,25m. La réponse des lois de comportement en termes de déplacements horizontaux et de tassements d'un point B situé à la surface du sol et au coin de l'excavation (figure 4.43) au cours des cinq phases est présentée sur la figure 4.49. On note que la plastification avec le modèle de Mohr-Coulomb commence pendant l'excavation de la couche située entre les profondeurs 0,5m et 0,75m (troisième phase).

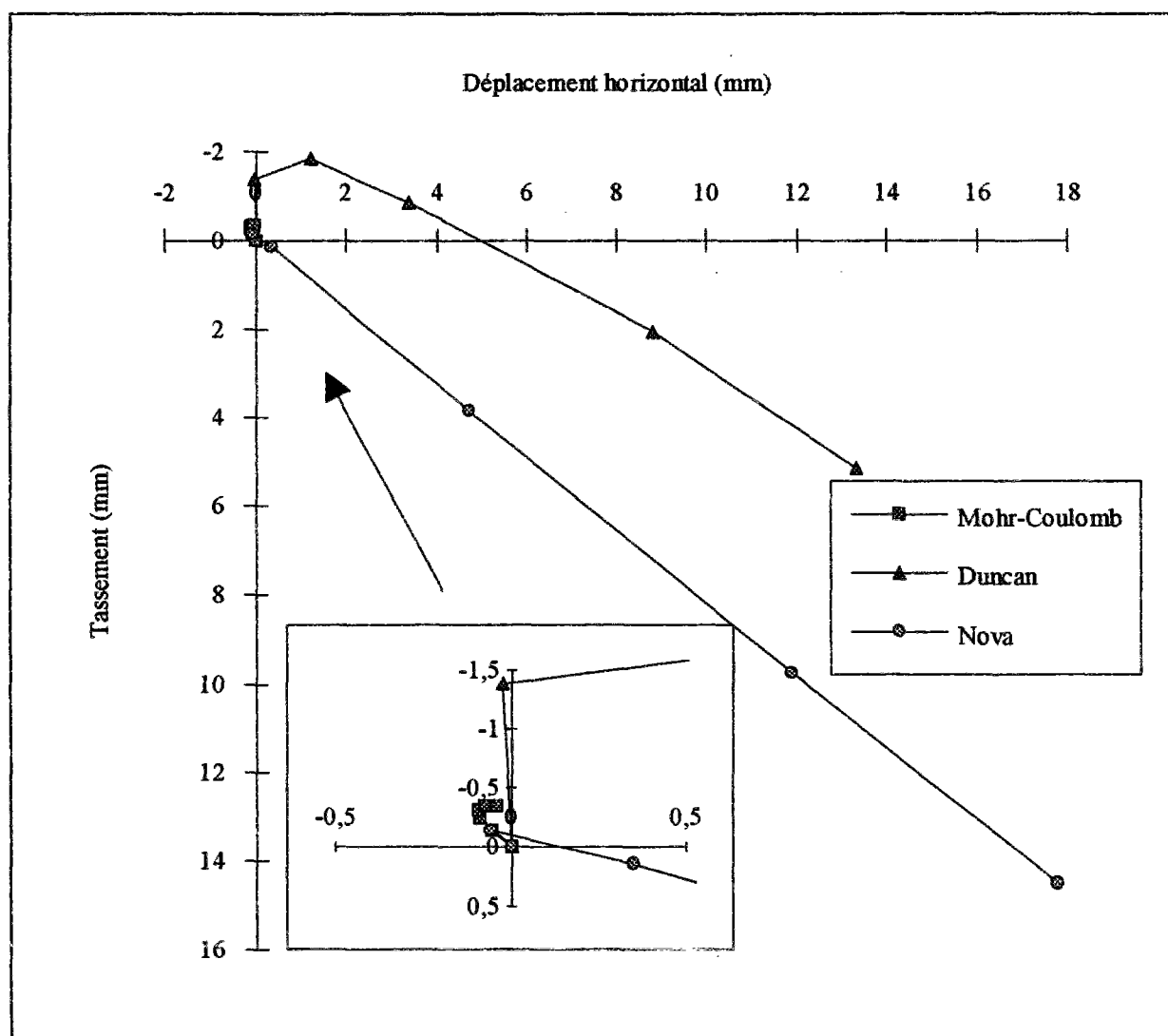


Figure 4.49 - Mouvements d'un point situé au coin de l'excavation et à la surface du sol en fonction des phases successives.

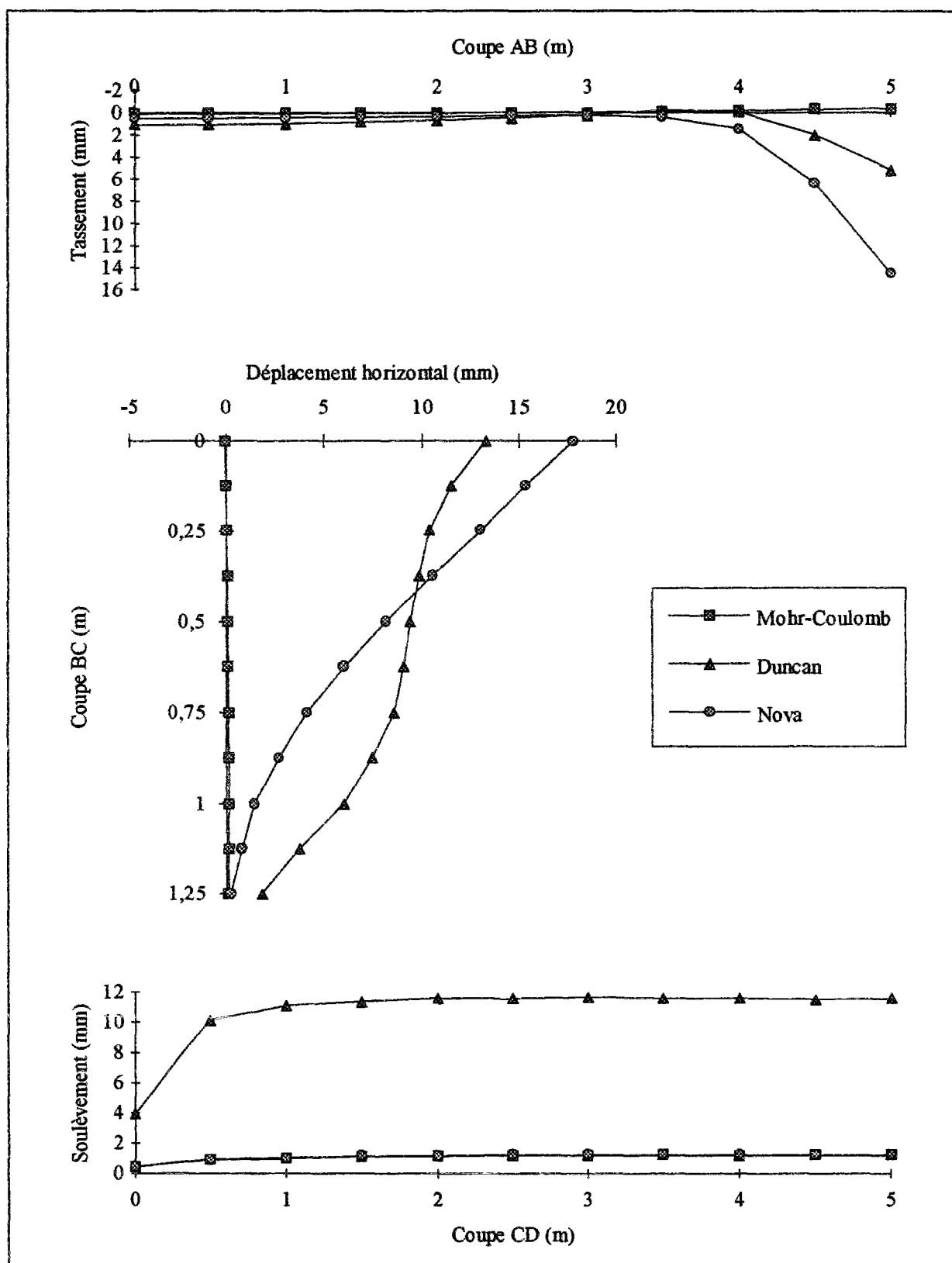


Figure 4.50 - Déplacements autour de l'excavation (phase 5).

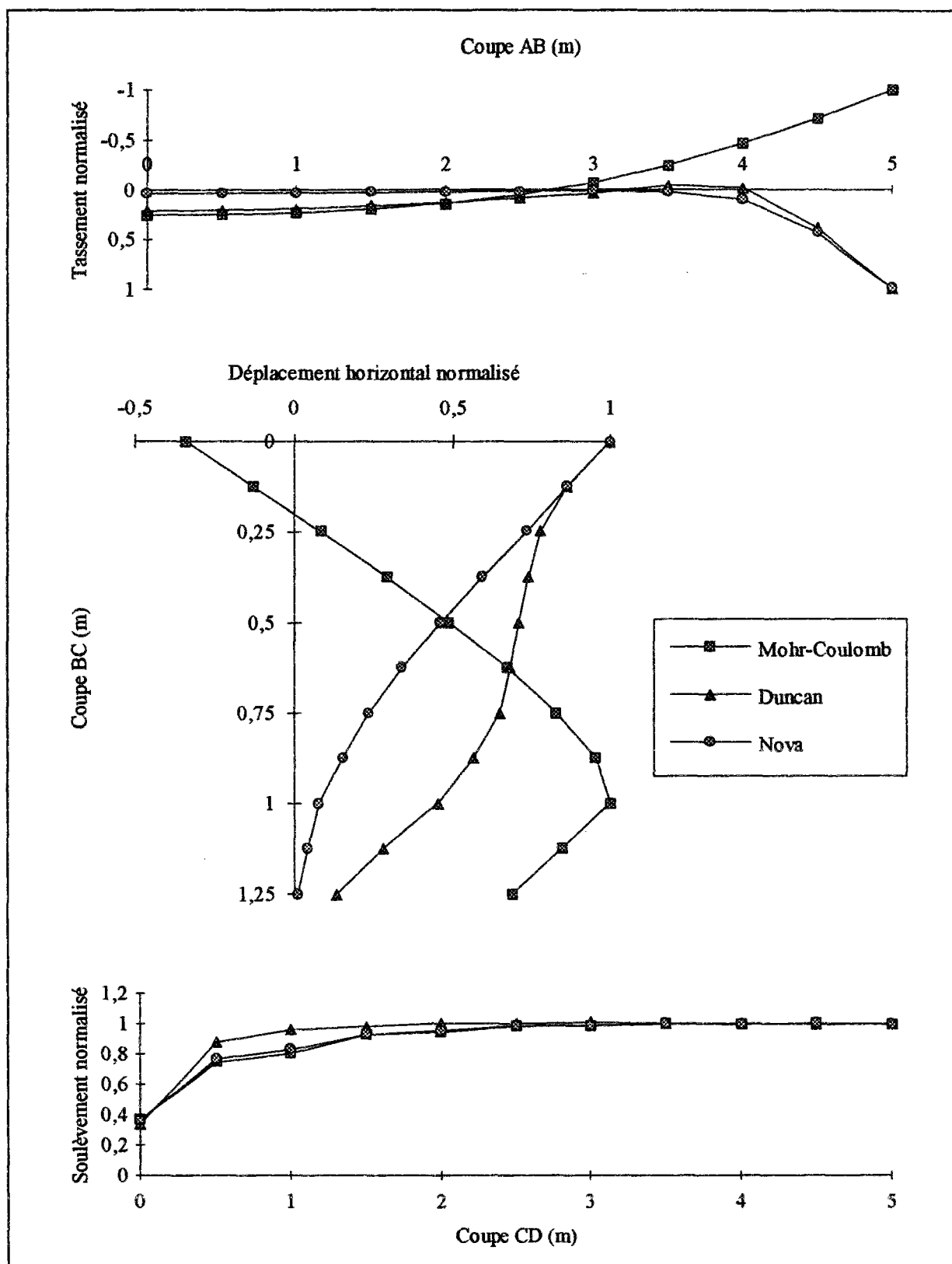


Figure 4.51 - Déplacements normalisés autour de l'excavation (phase 5).

Au point B, on observe des mouvements très différents en direction et en ordre de grandeur pour ces différents modèles. Dans la modélisation avec le modèle de Mohr-Coulomb, la zone plastique est située autour du point C (figure 4.43) et le point B reste élastique. La réponse pour le point B reste toujours un soulèvement dans la direction verticale et un mouvement horizontal qui, au départ, a tendance à s'éloigner de l'excavation et par la suite à s'approcher de l'excavation (figure 4.49). En revanche, les modèles de Wong et Duncan et de Nova avec une réponse non linéaire en chargement montrent un tassement et un déplacement vers la fouille (figure 4.49).

La figure 4.50 présente une comparaison à la phase 5 du tassement de la surface de sol, du déplacement horizontal vers la fouille et du soulèvement du fond de la fouille pour les modèles considérés. Les coupes AB, BC et CD sont définies sur la figure 4.43.

L'ordre de grandeur des déplacements horizontaux montre l'effet de l'élasticité linéaire en chargement entre le modèle de Mohr-Coulomb et les modèles de Wong et Duncan et de Nova.

Par ailleurs, la différence entre le soulèvement obtenu par le modèle de Wong et Duncan et ceux des modèles de Mohr-Coulomb et de Nova est du même ordre de grandeur que la rigidité en déchargement (rechargement) de ces modèles.

Afin de mieux comparer les formes des mouvements autour de l'excavation, nous avons présenté les courbes normalisées de ces mouvements sur la figure 4.51. Les valeurs normalisées du tassement, du déplacement horizontal vers la fouille et du soulèvement du fond de fouille ainsi obtenues sont définis respectivement comme les rapports : valeur du tassement / valeur maximale du tassement du modèle, valeur du déplacement horizontal / valeur maximale du déplacement horizontal du modèle et valeur du soulèvement / valeur maximale du soulèvement du modèle.

Les courbes normalisées des tassements (figure 4.51) montrent que la réponse du modèle de Mohr-Coulomb est un soulèvement à la surface du sol tandis que la réponse des modèles de Wong et Duncan et de Nova est un tassement.

Les courbes de déplacements horizontaux normalisés (figure 4.51) montrent que le déplacement horizontal maximum du modèle de Mohr-Coulomb est situé en profondeur, tandis que, pour les modèles de Wong et Duncan et de Nova, le déplacement horizontal maximum est situé à la surface du sol.

Les courbes des soulèvements normalisés sont très similaires (figure 4.51).

4.10 - Influence du module d'élasticité sur les mouvements autour de l'excavation

La simplicité de la détermination des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb, le sens mécanique bien connu des paramètres et le temps de calcul relativement moins important que pour les modèles plus complexes ont conduit un grand nombre d'ingénieurs à l'utiliser pour l'analyse en éléments finis d'un problème en géotechnique.

Confrontés à certains problèmes dans la modélisation d'une excavation tels que les mouvements verticaux à la surface du sol, des chercheurs ont tenté d'améliorer le modèle de Mohr-Coulomb. L'expérience montre que la rigidité du sol augmente avec la profondeur. Cette

observation a amené certains chercheurs à choisir un module élastique linéaire fonction de la profondeur.

Dans ce même contexte, il est intéressant d'examiner plusieurs types de modèles de Mohr-Coulomb et de comparer des calculs avec quatre modèles :

- élasticité linéaire de Hooke ;
- élastoplasticité parfaite avec le critère de Mohr-Coulomb non associée ;
- élastoplasticité parfaite avec le critère de Mohr-Coulomb non associée et deux modules d'Young différents en chargement et en déchargement ;
- élastoplasticité parfaite avec le critère de Mohr-Coulomb non associée et un module d'Young fonction de la profondeur.

Le tableau 4.17 résume les paramètres choisis pour cette analyse.

Tableau 4.17 - Paramètres de calcul pour les exemples

Calcul No.	E_c (kPa)	E_d (kPa)	ν	c (kPa)	ϕ°	ψ°
1	45000	45000	0,25	-	-	-
2	45000	45000	0,25	2,35	41,6	11,6
3	30000	45000	0,25	2,35	41,6	11,6
4	$5000 + 10000 z$ (z étant la profondeur)	$5000 + 10000 z$ (z étant la profondeur)	0,25	2,35	41,6	11,6

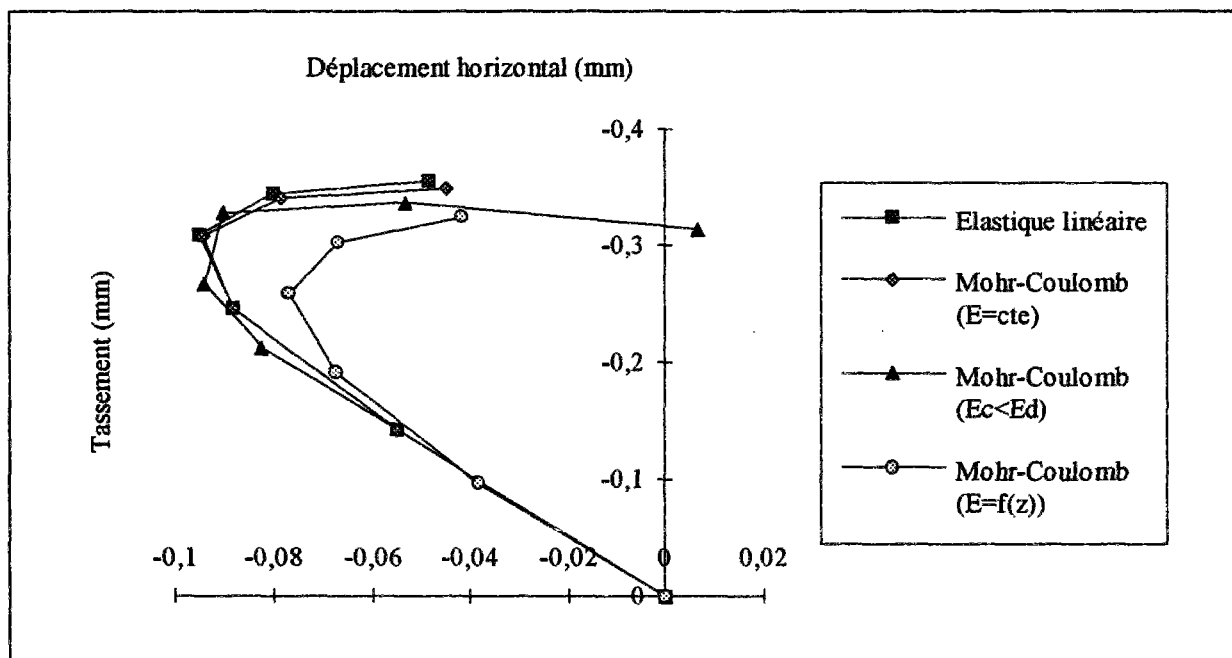


Figure 4.52 - Effet du module d'élasticité sur les mouvements à la surface de l'excavation.

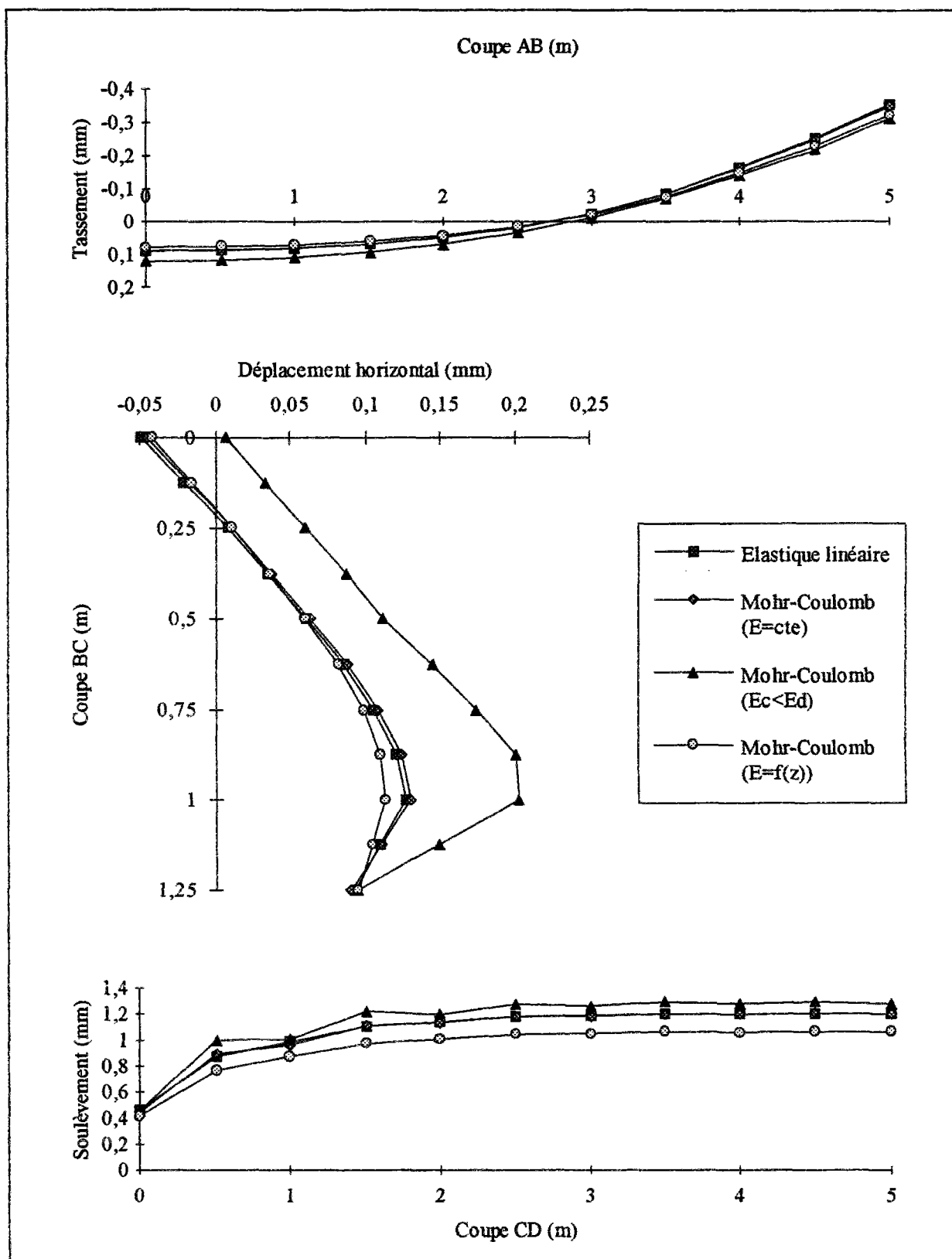


Figure 4.53 - Effet du module d'élasticité sur les mouvements autour de l'excavation.

La figure 4.52 présente les mouvements du point B situé à la surface du sol (figure 4.43) en fonction de la progression de l'excavation. On observe que le soulèvement à la surface diminue avec la réduction du module d'Young (calculs 3 et 4). Pour sa part, le déplacement vers l'excavation est plus grand lorsque la rigidité en chargement est plus faible (calcul 3).

La figure 4.53 présente une comparaison entre le tassement à la surface du sol, le déplacement horizontal vers la fouille et le soulèvement au fond de la fouille obtenus pour chaque modèle dans le cas de l'excavation à la profondeur de 1,25m. Les coupes AB, BC et CD sont définies sur la figure 4.43.

Les calculs 3 et 4 peuvent seulement jusqu'à un certain point améliorer les résultats, mais ces améliorations ne sont pas vraiment significatives par rapport à celles que peut apporter la non linéarité des modèles en chargement. Ces différentes considérations n'ont pas réussi à fournir aux modèles de type "élastique linéaire-plastique parfait" la capacité de modéliser le tassement à la surface du sol.

Le module élastique en chargement a une grande influence sur les mouvements latéraux. Lorsque l'on diminue de 50% la rigidité en chargement, le déplacement latéral augmente de 150%.

4.11 - Conclusions

La notion de chargement-déchargement-rechargement multiaxial basée sur le signe du travail incrémental a été présentée dans ce chapitre. Cette notion, qui englobe la notion de chargement-déchargement unidirectionnel (une seule direction de contrainte intervient dans le chargement), permet de distinguer les zones en chargement et en déchargement dans un ouvrage pour lequel l'état de contraintes n'est pas homogène et varie d'intensité et de direction en tout point. Cette notion est applicable aux modèles élastoplastiques et hypoélastiques.

Pour cette étude, les modèles "élastique linéaire", "élastique non-linéaire de Wong et Duncan", "élastoplastique parfait avec le critère de Mohr-Coulomb" et "élastoplastique avec écrouissage isotrope de Nova" ont été examinés.

Après avoir étudié la réponse de ces modèles dans le cas d'une éprouvette de sol, nous avons analysé l'étendue des zones en chargement(s)-déchargement pour une excavation dans un milieu homogène.

Les résultats ont mis en évidence que la zone derrière la face verticale est en chargement et que la zone située au-dessous de la fouille est en déchargement. C'est donc la réponse en chargement qui gouverne les mouvements derrière la face verticale de l'excavation et c'est la réponse en déchargement qui gouverne les soulèvements au fond de la fouille.

Les résultats des analyses sur les mouvements autour d'une excavation montrent que la non linéarité de la partie en chargement des modèles joue un rôle important dans la simulation de ces mouvements. La réponse d'un modèle élastoplastique avec critère de Mohr-Coulomb en termes de mouvements à la surface est très influencée par la partie élastique de ce modèle, car la plastification des éléments autour de l'excavation commence et se développe au coin du fond

de la fouille et c'est la partie élastique linéaire en chargement du modèle qui répond aux mouvements dans le massif du sol et en surface. La prise en compte d'un module élastique variable en fonction de la profondeur ou de deux modules élastiques différents en chargement et en déchargement n'apporte pas d'amélioration notable pour la modélisation des mouvements autour d'une excavation.

Chapitre 5

Simulation de l'excavation devant un rideau de palplanches : modélisation et validation

5.1 - Introduction

Dans la littérature, on peut trouver de nombreux exemples de modélisations d'excavation dans un milieu argileux. En revanche, ce problème a été rarement étudié dans un milieu sableux et les expériences en vraie grandeur dans un tel milieu sont peu nombreuses.

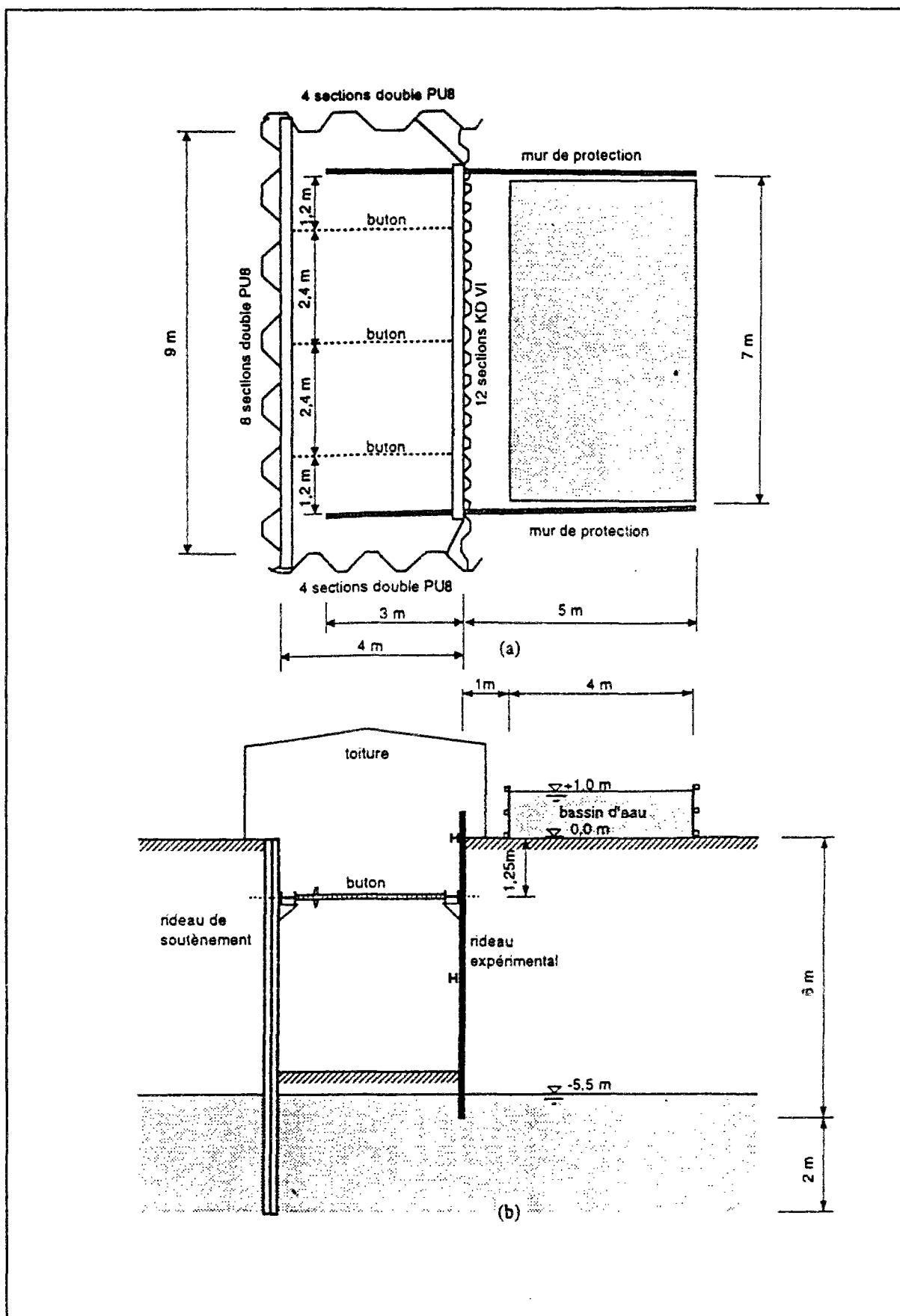
Récemment, l'université de Karlsruhe a réalisé une expérimentation qui consistait à creuser une fouille devant un rideau de palplanches butonné dans un milieu sableux. La quantité et la qualité des essais et mesures réalisés en laboratoire et in situ en font un bon exemple pour l'étude et la vérification de la procédure de modélisation par éléments finis.

Ce chapitre présente la modélisation en éléments finis de cet ouvrage. Pour cette étude, une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage adaptée aux milieux sableux est choisie et nous démontrons les avantages de ce choix par rapport à une loi de comportement élastoplastique parfaite en comparant les résultats des calculs avec les observations in situ.

5.2 - Présentation de l'expérimentation

L'université de Karlsruhe a réalisé une expérimentation en vraie grandeur sur un rideau de palplanches de type "KRUPP KD VI" de 7m de longueur (rideau expérimental), installé par vibrofonçage jusqu'à 6m de profondeur dans un massif de sol sableux. L'expérimentation a été effectuée sur le site de "Hochstetten" proche de Karlsruhe en Allemagne au cours du deuxième trimestre 1993. Deux murs de protection en bentonite ont été construits perpendiculairement aux extrémités du rideau expérimental. La zone d'excavation est de 9m de longueur et de 4m de largeur. Un autre rideau de palplanches de type "ARBED PU 8" de 8m de profondeur (rideau de soutènement) a été mis en place en face du premier rideau et à une distance de 4m. La nappe phréatique est située à la profondeur de 5,5m. La figure 5.1 représente l'ensemble du site.

L'instrumentation a consisté à mesurer la déformée du rideau, les efforts dans les boutons, les tassements à la surface du sol et la pression des terres appliquée sur les deux côtés du rideau (figure 5.2). A l'exception de quelques doutes concernant le fonctionnement des appareils de mesure de la pression des terres au début de l'expérience, les autres mesures ont été jugées satisfaisantes.



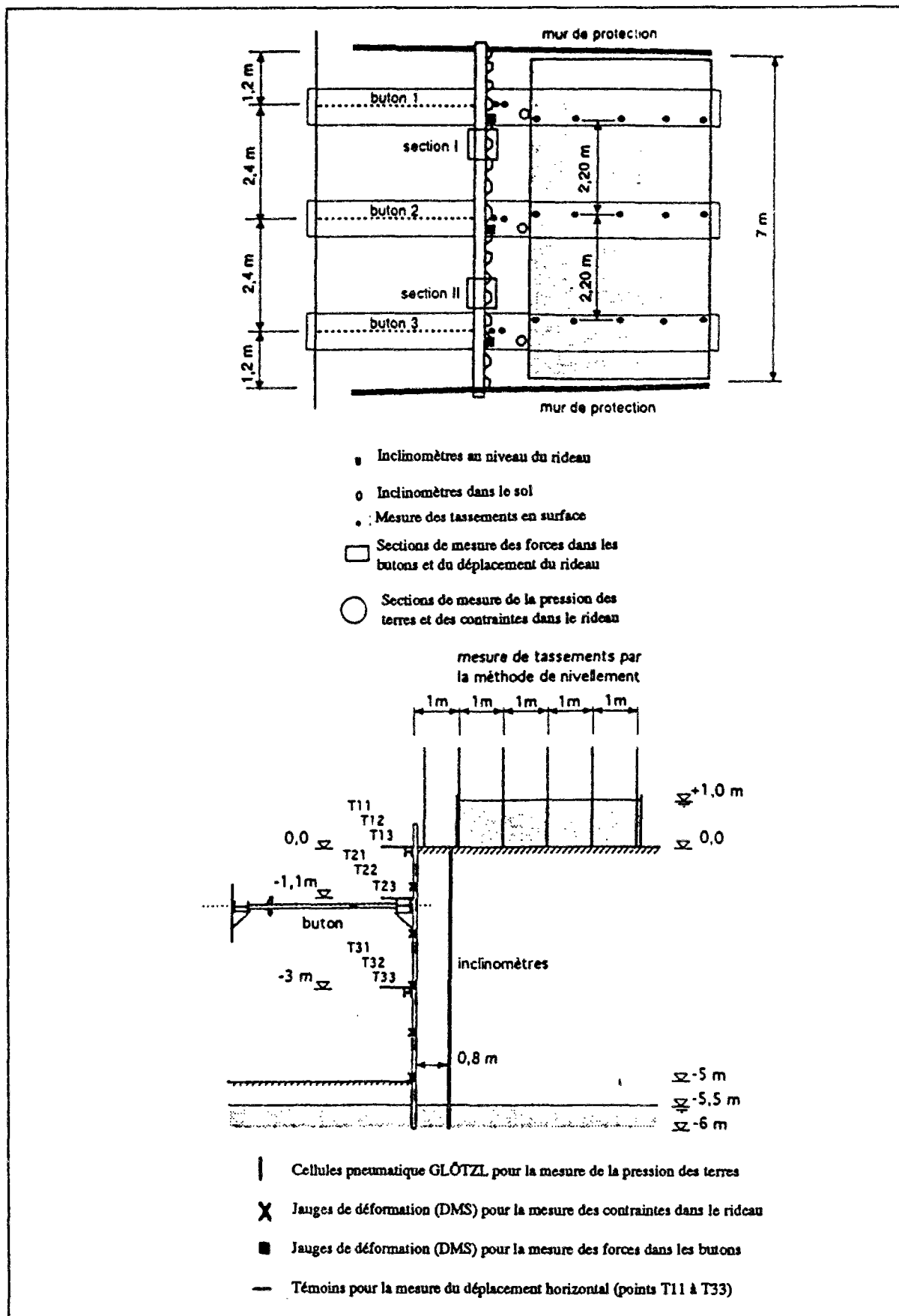


Figure 5.2 - Dispositif de mesure : (a) vue en plan ; (b) profil transversal.

L'exécution de l'ouvrage a comporté les étapes suivantes :

- 1 - Installation des rideaux de palplanches par vibrofonçage ;
- 2 - Excavation jusqu'à une profondeur de 1,75m ;
- 3 - Installation de trois butons espacés horizontalement de 2,4m et situés à une profondeur de 1,25m. Les butons sont préchargés par une force de 11 kN par bouton, soit 4,5 kN par mètre de longueur du rideau ;
- 4 - Reprise de l'excavation jusqu'à une profondeur de 4m ;
- 5 - Reprise de l'excavation jusqu'à une profondeur de 5m ;
- 6 - Application d'une surcharge de 10 kPa, à la surface, sur une zone située entre 1 et 5m derrière la tête du rideau expérimental. La surcharge est exercée par l'intermédiaire d'un bassin rempli d'eau ;
- 7 - Diminution de l'effort de précontrainte dans les butons jusqu'à l'état limite. Cet état est atteint lorsque les forces dans les butons demeurent approximativement constantes.

En 1993, le Dutch Center for Civil Engineering et l'université de Karlsruhe ont organisé un concours de prévision international concernant cette expérimentation. Les techniques utilisées pour les calculs prévisionnels peuvent être réparties en trois groupes : les calculs par éléments finis (18 prévisions), aux modules de réaction (23 prévisions) et par des méthodes semi-empiriques (2 prévisions). La liste des participants, des méthodes de calcul et des modèles utilisés est présentée dans le tableau 5.1.

La figure 5.3 représente l'ensemble des résultats de ces prévisions. On peut constater une grande dispersion des résultats obtenus, non seulement d'une méthode de calcul à l'autre mais aussi, pour une méthode particulière, d'une modélisation à une autre. Ces dispersions proviennent pour une large part de la manière dont chaque participant a déterminé ses paramètres de calcul.

Le LCPC a participé à ce concours en utilisant la méthode de calcul aux modules de réaction (programme DENEbola). La figure 5.4 présente les résultats de ces analyses, comparés avec les valeurs expérimentales (Josseaume, 1993).

Par la suite, dans le but d'améliorer leurs modélisations et de se rapprocher mieux des résultats expérimentaux, certains participants ont effectué d'autres séries de calculs, avec de nouveaux paramètres. Une série d'analyses effectuées par Josseaume et al. (1994), tout en restant scrupuleusement dans les règles proposées par le LCPC pour la détermination des paramètres de la méthode de calcul aux modules de réaction, est présentée sur la figure 5.5.

Dans ce travail, nous présentons la modélisation en éléments finis de cet ouvrage. Bien que réalisée après l'expérience, notre étude s'est appuyée uniquement sur les informations fournies aux participants, sans interférence avec les résultats des mesures.

Tableau 5.1 Liste des participants au concours de prévision

Nr.	Predictor	Country	Analysis Method	Software
1	J.A. Amcas, Buro De Weger, Rotterdam	NL	elastic method (SRM ?)	TECHNO-SOFT
2	Dr.-Ing. C. Athanasios, NOTEBY, Oslo	N	SRM, non linear	VEGG
3	ir. Ron C.A. Beem, ir. K.J. Bakker, Utrecht	NL	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS
4	Dr. Adam F. Bolt, Politechnika Gdansk	PL	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS
5	Dr. D.L. Borin, GEOSOLVE, London	GB	SRM	WALLAP
6	Ing. H.E. Braasinga, Prof. ir. A.F. van Tol, Rotterdam	NL	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS
7	N.H. Christensen, Danish Geotechnical Institute, Lyngby	DK	SRM, non linear	Z-SOIL
8	M.Sc. Ulf Eldahl, PEAB Entr. AB, Grundteknik, Malmö	S	FEM, elastic-perfect plastic DRUCKER-PRAGER-model	ABAQUS
9	Fraands Haahr, Danish Geotechnical Institute	DK	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	MSHEET
10	ir. H.R. Havinga, Delft Geotechnica, Pred.1	NL	SRM, non linear	PLUTO
11	ir. H.R. Havinga, Delft Geotechnica, Pred.2	NL	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	(Smith)
12	Dr. D.K.H. Ho, Longmac Ass. PTY LTD, Ryde	AUS	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	ABAQUS
13	Dipl.-Ing. H. Hügel, M.Sc. M. Raju, IBF, Univ. Karlsruhe	D	FEM, hypoplastic model (pyknometry, barotropy)	DIANA
14	ir. Erik van Jaarsveld, DIANA Analysis, Delft	NL	FEM, perfect plastic MOHR-COULOMB-model	MSHEET
15	ir. H.L. Jensen, FUGRO B.V., Leidschendam	NL	SRM, non linear	DENEBOLA
16	H. Jousseume, LCPG, Paris	F	SRM, non linear	
17	Z. Kuralowicz, Politechnika Gdansk	PL	semi-empirical method	
18	J.H.M. Lentfert, Visser und Smit Hanab, Papendrecht	NL	SRM, non linear	
19	K. Mortensen, Danish Geotechnical Institute, Arhus	DK	SRM	PARO12
20	Dipl.-Ing. P. Nosek, SOLETANCHE, Praha	CZ	SRM	
21	Prof.-Ing. Roberto Nova, Politecnico di Milano	I	SRM, elastic-plastic, vertical displacement: BRANSBY & MILLIGAN	
22	ir. J.P. Oostveen, Delft University of Technology	NL	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS
23	J.M. Rodriguez-Ortiz, F.J. Castaneda, Madrid	E	SRM, non linear	FREW
24	D. Puller, A. Chodorowski, Ove Arup & Partner, Berlin	D	FEM, elasto-plastic isotropic hardening model	FEEREPTGT
25	Dr. Rütts, HAB Weimar (Univ.)	D	SRM, empirical earth pressure redistribution	
26	Dr. Rütts, Dr. Schmidt, Dr. Wendt, IAB Weimar (Univ)	D	SRM	
27	Dr. rer. nat. H.-J. Schäffner, BAW Berlin	D	SRM	
28	Dr.-Ing. T. Schanz, Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik	D	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS
29	Dr.-Ing. A. Schmitt, ISPC, Esch-sur-Alzette	L	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PECRLAS
30	Prof. I. Shahrour, Laboratoire Mecanique de Lille	F	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	FREW
31	Dr. B. Simpson, Ove Arup & Partners, London - no suction	GB	SRM	FREW
32	Dr. B. Simpson, Ove Arup & Partners, London - with suction	GB	FEM, elasto-plastic isotropic hardening model	
33	Prof. I.M. Smith, University of Manchester	GB	SRM	
34	Dr. T. Thantafyllidis, Leighton-Brückner Found. Eng., Pred.1	Hong-Kong	SRM	FREW
35	Dr. T. Thantafyllidis, Leighton-Brückner Found. Eng., Pred.2	Hong-Kong	SRM	FREW
36	M.G.A. van den Elzen, Buro de Weger, Rotterdam	NL	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	PLAXIS (?)
37	ir. H. van Veen, Multiconsult B.V., Rotterdam	NL	SRM, non linear	PLAXIS
38	ir. J.J. Vlagma, IHN LEEUWARDEN bv	NL	FEM, elastic-perfect plastic MOHR-COULOMB-model	
39	Dr. P.-A. von Wolfersdorff, M. Gillier, IBF, Univ. Karlsruhe	D	SRM, elasto-plastic	PLAXIS
40	ir. A.C. Vriend, Ing. P.H. Langhorst, Gouda	NL	SRM, elasto-plastic	DAMWAND3
41	H. Wahnund, R. Massat, K. Güttel, Ed. Züblin AG, Stuttgart	D	SRM, elasto-plastic	QWALLS
42	Prof. Dr.-Ing. Weissenbach, Universität Dortmund	D	empirical earth pressure redistribution, estimation using experience values	
43	ir. G.M. Wolank, Bouwdienst Rijkswaterstaat, Utrecht	NL	SRM, elasto-plastic	DAMWAND4

SRM - Subgrade Reaction Method
FEM - Finite Element Method

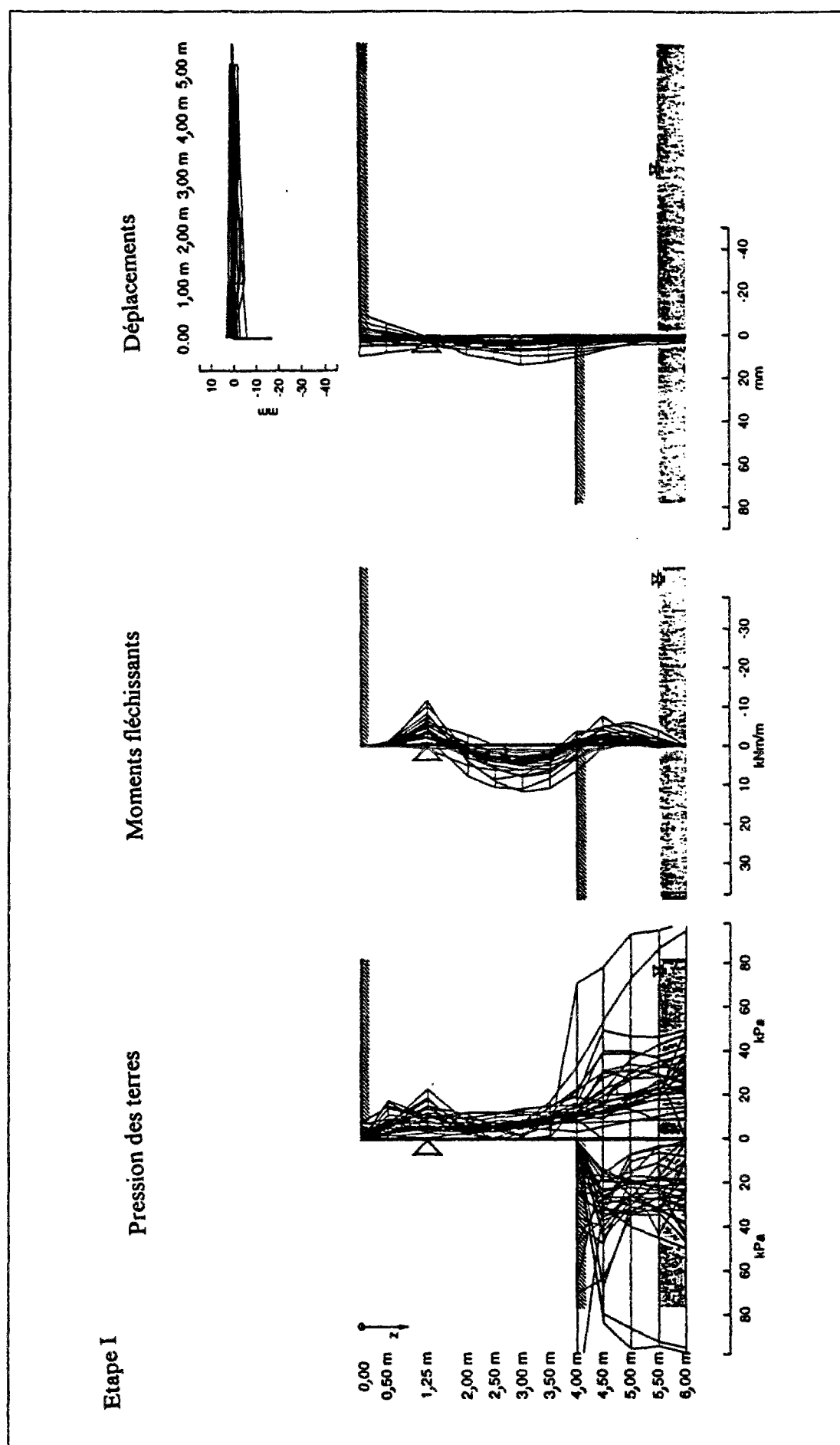


Figure 5.3.a - Ensemble des résultats des prévisions :
excavation jusqu'à une profondeur de 4m.

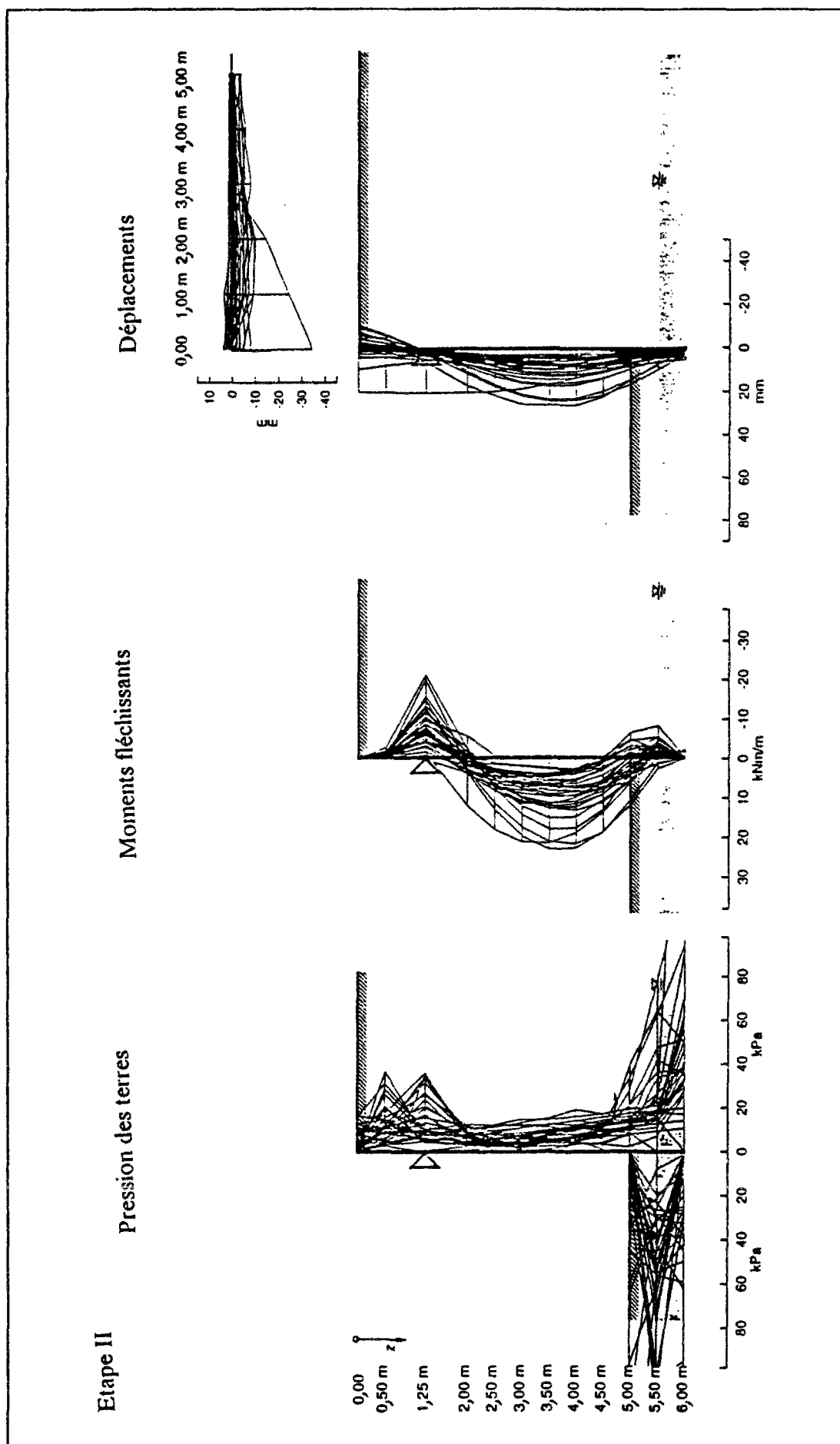


Figure 5.3.b - Ensemble des résultats des prévisions :
excavation jusqu'à une profondeur de 5m.

Déplacements



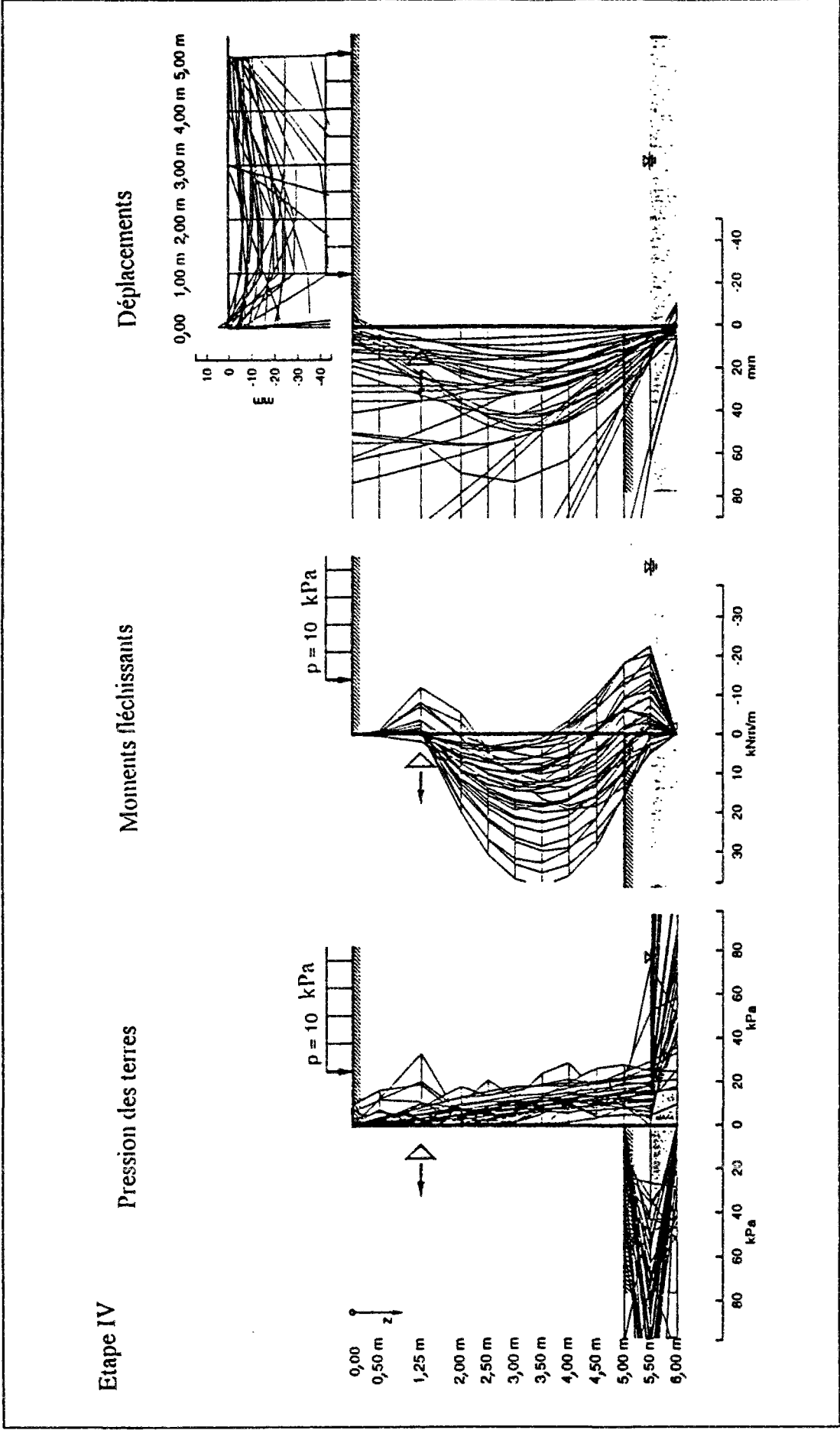


Figure 5.3.d - Ensemble des résultats des prévisions :
déchargement des boutons.

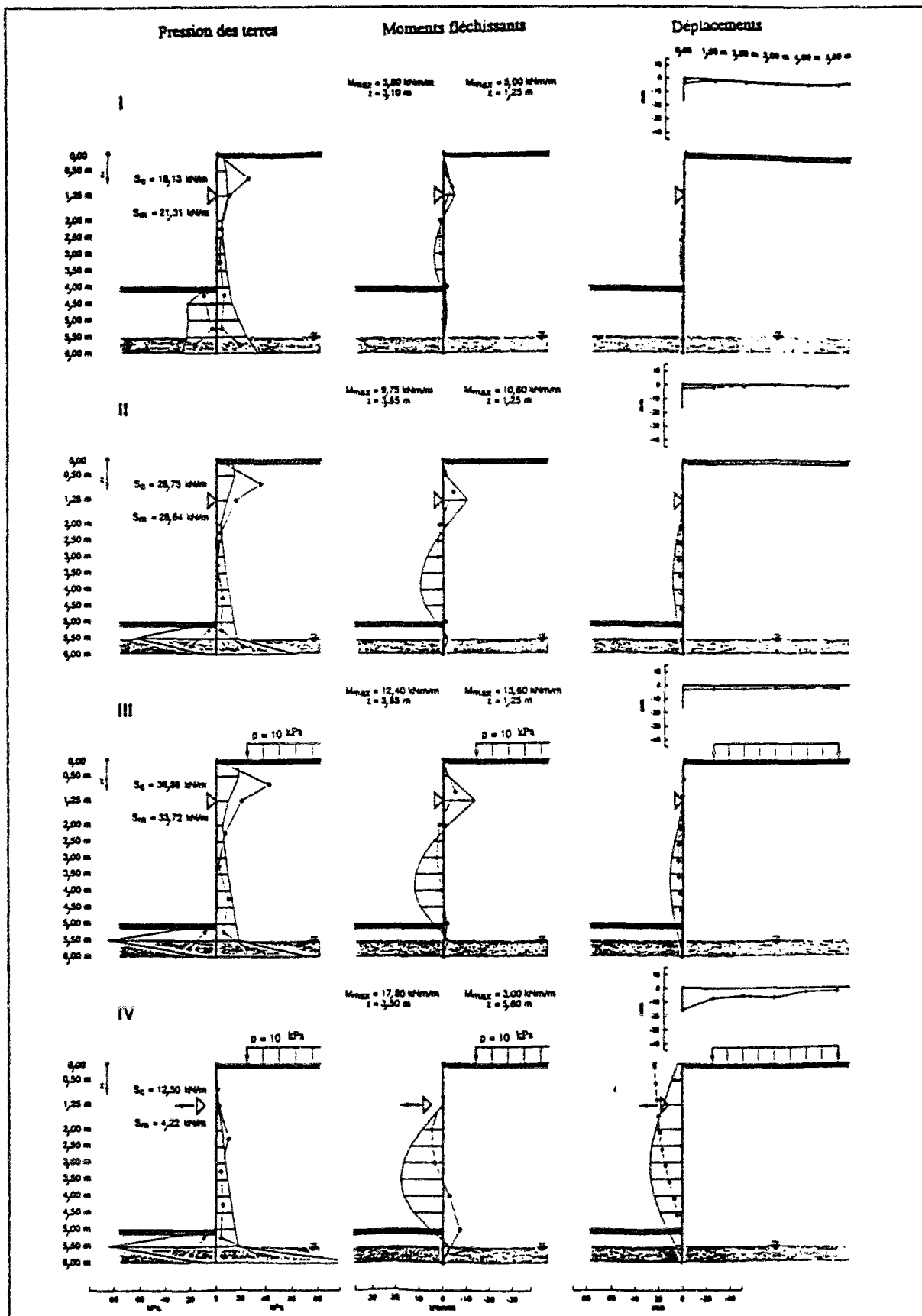


Figure 5.4 - Résultats de prévisions par la méthode du module de réaction (programme DENEbola) présentées par Josseume et Delmer (1993).

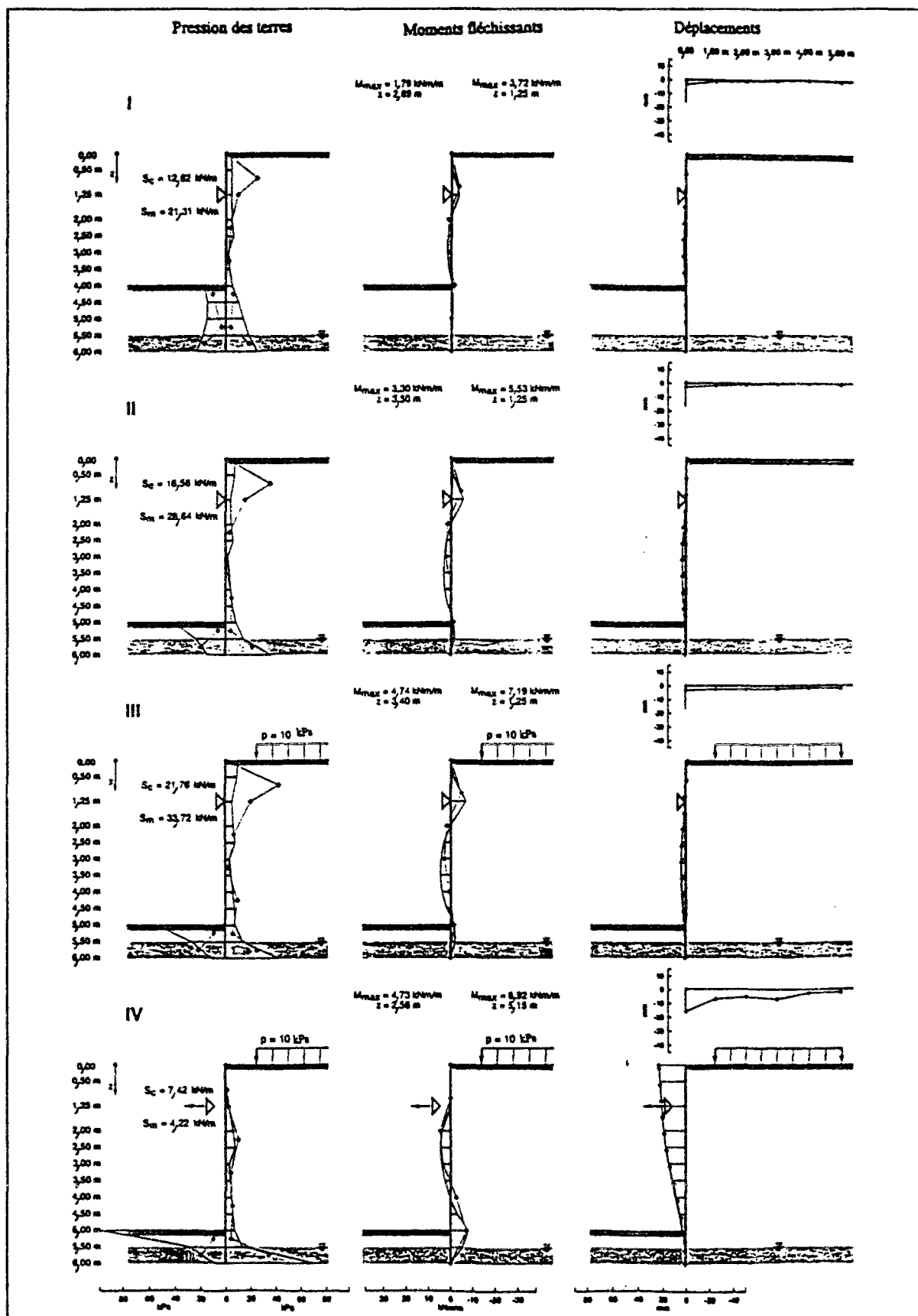


Figure 5.5 - Calcul à rebours par la méthode du module de réaction (programme DENEbola) effectué par Josseume et al. (1994).

5.3 - Caractéristiques du massif de sol et modélisation

5.3.1 - Caractérisation mécanique du sol

Des essais en laboratoire et in situ ont été réalisés pour la détermination des propriétés mécaniques du sol.

Les échantillons ont été prélevés entre les profondeurs de 1 à 4m. Les analyses sur ces échantillons ont indiqué la présence d'une couche de sable fin à moyen avec des passages de sable graveleux. Le sable de densité relative de 0,584, peut être classé comme un sable moyennement dense à dense. Le tableau 5.2 regroupe les principales caractéristiques du sol.

Tableau 5.2 - Caractéristiques du sable de Karlsruhe

Poids volumique du sol sec	16,5 kN/m ³
Poids volumique des particules solides	26,5 kN/m ³
Teneur en eau à la saturation	23 %
Poids volumique	20,3 kN/m ³

Deux essais de plaque avec un cycle de chargement-déchargement-rechargement ont été effectués. Ils ont donné des modules de 32500 et 22900 kPa en chargement et 50870 et 35360 kPa en déchargement, avec un rapport de 1,6 entre les modules en chargement et en déchargement.

Six essais triaxiaux de compression axisymétrique drainés avec trois valeurs de pression de confinement (σ_3) de 100, 200 et 300 kPa ont été effectués sur des échantillons reconstitués.

Un essai triaxial en compression isotrope a été également effectué. Il est à noter que cet essai est le seul qui comporte un cycle de chargement-déchargement-rechargement.

5.3.2 - Modélisation du comportement du massif de sable

L'analyse des différentes lois de comportement effectuée dans le chapitre précédent nous a conduit à choisir le modèle de Nova pour la modélisation du sable entre les profondeurs de 0 et 5,5m.

Rappelons que le modèle de Nova (1982) est un modèle élastoplastique avec écrouissage, adapté à la description du comportement des sables. La partie élastique de ce modèle est à l'origine non linéaire et la partie plastique avec écrouissage est définie par une surface de charge composée de deux parties, situées de part et d'autre de la condition $q / p \leq M / 2$, où q est le déviateur des contraintes, p la pression moyenne et M un paramètre du modèle. Pour la partie $q / p \leq M / 2$ la loi d'écoulement est associée et, pour la partie $q / p \geq M / 2$, elle est non associée.

Ce modèle comporte huit paramètres, dont seulement sept paramètres sont adimensionnels. Le huitième paramètre P_{co} , est une pression de référence, calculée pour chaque point du massif en écrivant qu'il n'existe pas de domaine élastique initial, c'est-à-dire en résolvant l'équation initiale $F = 0$, où F désigne la surface de charge du modèle. Cette détermination semble également conforme aux observations expérimentales, qui montrent que les sables ne présentent pas de domaine d'élasticité initial.

Les autres paramètres du modèle ont été déterminés à partir des résultats des essais triaxiaux de compression axisymétrique drainés et à l'aide de calages successifs avec le logiciel de simulation LOIS-LCPC (Mestat, 1992). La méthodologie de la détermination et de l'ajustement des paramètres a été présentée en détails dans le chapitre 4. Les valeurs des paramètres sont données dans le tableau 5.3.

Tableau 5.3 Valeurs des paramètres du modèle de Nova pour la couche de sable au-dessus de la nappe phréatique

M	l	B_0	L_0	μ	D	m
1,285	0,00889	0,00126	0,00416	0,973	0,432	0,745

Par souci de simplicité et de réduction des temps de calcul, dans le code de calcul par élément finis CESAR-LCPC, la partie élastique non linéaire du modèle de Nova a été remplacée par une élasticité linéaire de Hooke. Le module élastique choisi pour le sable de Karlsruhe est la valeur moyenne déduite des deux essais de plaque en déchargement soit $E = 45000$ kPa. Le coefficient de Poisson $\nu = 0,25$ a été déterminé par moyenne à partir de six essais triaxiaux.

Pour le comportement du sol en dessous de la nappe phréatique (5,5m), une loi de comportement élastique linéaire-plastique parfaite avec critère de Mohr-Coulomb et non associée a été choisie. La détermination des paramètres du critère de Mohr-Coulomb a été effectuée à partir des mêmes essais triaxiaux en compression axisymétrique drainée. Le module d'Young choisi pour cette couche est la moyenne des modules en déchargement des deux essais de plaque, soit $E = 45000$ kPa. Le choix du module élastique en déchargement paraît logique car c'est une réponse en déchargement (rechargement) qui intervient dans le massif de sol situé en dessous de la zone à excaver (voir chapitre 4). Le tableau 5.4 regroupe les paramètres de la couche de sol en dessous de la nappe phréatique.

Tableau 5.4 Valeurs des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour la couche de sable au-dessous de la nappe phréatique

E (kPa)	ν	c (kPa)	φ°	ψ°
45000	0,25	0	41,6	11,6

Le coefficient de poussée des terres au repos $K_0 = 0,34$ est calculé à partir de la relation de Jaky (1944) :

$$K_0 = 1 - \sin \varphi = 0,34$$

5.4 - Description de la modélisation en élément finis

Le massif de sol est modélisé avec des éléments quadrilatéraux à huit noeuds. Cinq groupes d'éléments de sol sont considérés : trois groupes à excaver par étapes, un groupe correspondant au sol non excavé situé au-dessus de la nappe phréatique et un dernier représentant le sol sous la nappe phréatique (figure 5.6).

Comme, dans ce projet, deux types de rideaux de palplanches sont considérés (le rideau expérimental et le rideau de soutènement), il faut modéliser les deux. Par souci de simplicité l'expérimentation a été modélisée en déformation plane.

Le comportement des rideaux est supposé élastique linéaire isotrope. Les rideaux de palplanches sont également représentés avec des éléments de massif. Comme il a été montré au chapitre 2, la modélisation en éléments de massif se fait en imposant la conservation de la rigidité en flexion (EI) et de la rigidité axiale (EA) du rideau. Cette conservation se traduit par les deux équations :

$$E_{\text{rideau}} I_{\text{rideau}} = E_{\text{eq.}} \frac{t_{\text{eq.}}^3}{12} \quad E_{\text{rideau}} A_{\text{rideau}} = E_{\text{eq.}} t_{\text{eq.}}$$

où E est le module d'élasticité, I le moment d'inertie, A la section et t l'épaisseur. L'indice "rideau" indique les propriétés réelles du rideau et l'indice "eq." les propriétés équivalentes des éléments quadrilatéraux utilisés pour présenter les rideaux de palplanches. Le tableau 5.5 regroupe les paramètres pour les deux rideaux de palplanches.

Tableau 5.5 - Paramètres des rideaux de palplanches

Type de rideau	E_{rideau} (kPa)	I_{rideau} (cm ⁴)	A_{rideau} (cm ²)	$E_{\text{eq.}}$ (kPa)	$t_{\text{eq.}}$ (cm)
KPUPP KD VI	210 000 000	968	106	24 393 600	10
ARBED PU 8	210 000 000	11610	116	6 823 837	35

L'interface entre les rideaux de palplanches et le sol est modélisée par des éléments de massif de 0,5cm d'épaisseur, dont le comportement est représenté par un critère orienté, de caractéristiques $\varphi = 20^\circ$, $c = 0$ kPa, $\psi = 0^\circ$. Plusieurs groupes d'éléments d'interfaces sont mis en place le long du contact rideau - éléments de massif de sol et, au moment de la désactivation d'un groupe d'élément correspondant à une couche de sol à excaver, le groupe d'éléments d'interface adjacent est aussi désactivé.

Le maillage d'éléments finis est composé de 820 éléments quadrilatères à huit noeuds et de 2559 noeuds (figure 5.7).

Le calcul est fait suivant les phases qui simulent les différentes étapes d'exécution :

Dans la première, troisième et quatrième phases, l'excavation est simulée comme décrite dans le chapitre 3.

Le préchargement du bouton est modélisé pendant la deuxième phase, par une force nodale de 4,5 kN appliquée aux deux extrémités d'un élément de barre ($E = 2,1.10^8$ kPa, $A = 0,02$ m²) représentant le bouton à la profondeur de 1,25m.

Le chargement appliqué en surface à la phase cinq est modélisé par une pression uniformément répartie de 10 kPa, sur une zone située entre 1 et 5m derrière la tête du rideau expérimental.

Le déchargement du bouton est modélisé par la désactivation de l'élément de barre et l'application d'une force nodale équivalente à la force calculée à la phase précédente dans le bouton mais dans la direction opposée.

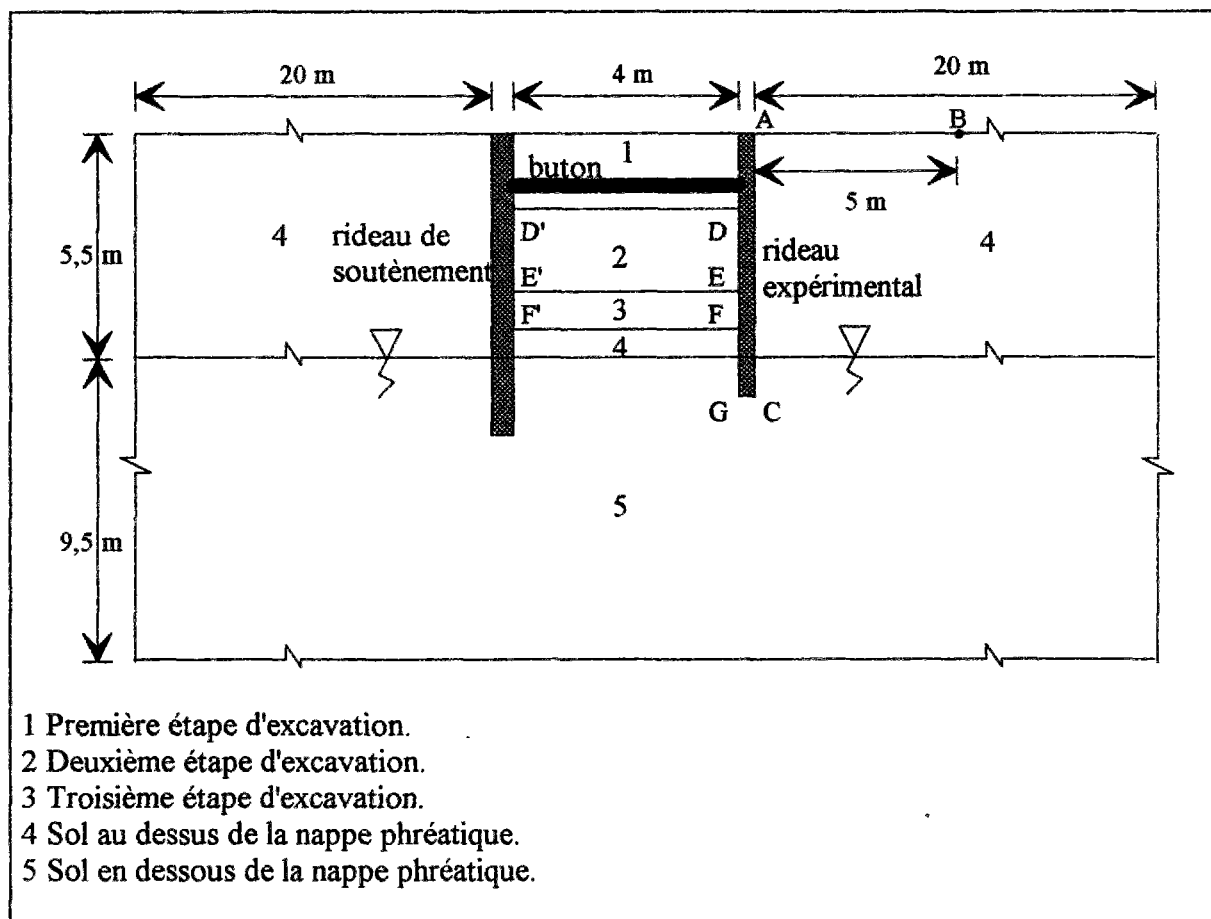


Figure 5.6 - Schéma des groupes d'éléments pour le calcul CESAR-LCPC.

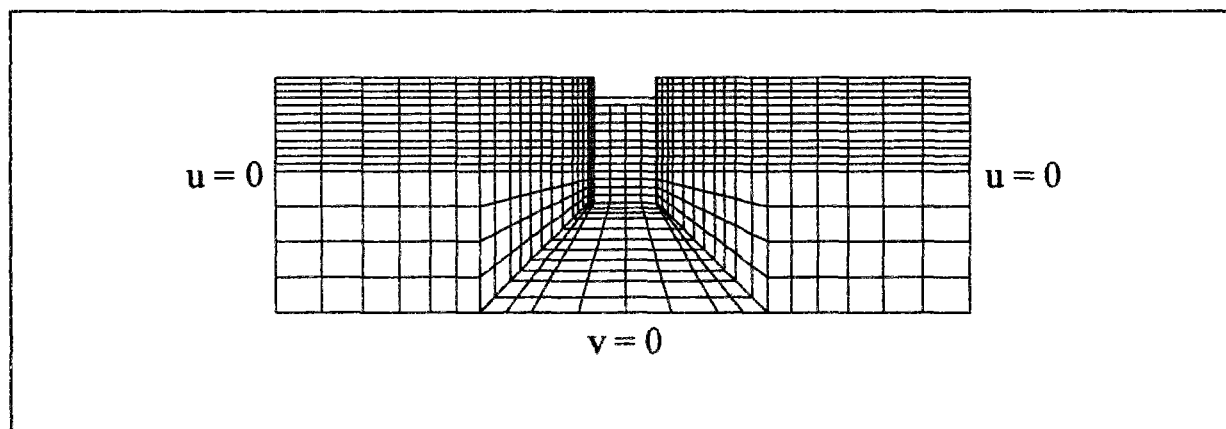


Figure 5.7 - Maillage utilisé pour la modélisation de l'ouvrage.

5.5 - Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux

Les résultats des calculs des différentes phases sont comparés avec les mesures in situ sur les figures 5.8 à 5.13. La position des coupes suivant lesquelles on a étudié les variations a été présentée sur la figure 5.6.

5.5.1 - Forces dans le bouton

Les valeurs estimées des forces dans le bouton sont inférieures aux valeurs mesurées sur le site (tableau 5.6). L'erreur relative commise dans les différentes phases est aussi indiquée dans le tableau 5.6.

Tableau 5.6 - Comparaison des forces dans le bouton

Valeurs en kN/m	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6
Expérience	21,3	28,6	33,7	4,2
Calcul	12,0	18,1	29,6	8,9
Erreur relative	44%	37%	12%	53%

5.5.2 - Déplacement horizontal du rideau de palplanches

Le déplacement latéral calculé du rideau est différent de celui de l'expérience (figures 5.8 à 5.13). Un déplacement latéral moyen vers l'excavation de l'ordre de 1mm en pied du rideau est donné par le modèle tandis que les résultats in situ ne montrent aucun déplacement.

Dans la première phase de l'excavation, le déplacement calculé en tête du rideau est d'environ 50% inférieur au déplacement mesuré. La différence entre les déplacements latéraux mesurés et calculés du rideau pour les phases deux à cinq est du même ordre de grandeur que celle de la première phase (tableau 5.7). Dans la sixième phase, le modèle sous-estime le déplacement latéral.

Tableau 5.7 Comparaison des déplacements latéraux en tête du rideau de palplanches

Valeurs en mm	phase 1	phase 2	phase 3	phase 4	phase 5	phase 6
Expérience	8,55	8,25	7,15	5,35	5,15	30,05
Calcul	3,96	3,83	3,28	2,88	2,35	11,68

5.5.3 - Déplacement vertical du rideau de palplanches

Pendant les trois premières phases (même pendant la mise en place du bouton), l'expérience montre un tassement du rideau. Dans les phases qui suivent, on observe alternativement un soulèvement (phase quatre), un tassement (phase cinq) et un soulèvement (phase six) (tableau 5.8).

En revanche, le modèle présente toujours un soulèvement du rideau, à l'exception de la cinquième phase où l'on applique une surcharge en surface. Les éléments de massif autour du pied du rideau sont en déchargement et leur mouvement vers le haut entraîne le soulèvement du rideau de palplanches.

**Tableau 5.8 - Comparaison des mouvements verticaux du rideau de palplanches
(le déplacement vertical vers le bas est compté positivement)**

Valeurs en mm	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6
Expérience	0,1	0,37	0,5	-0,13	0,37	0,17
Calcul	-1,42	-1,46	-2,88	-3,15	-1,41	-1,54

5.5.4 - Mouvements verticaux du sol en surface

Les profils des mouvements verticaux du sol en surface pour les différentes phases sont présentés sur les figures 5.8 à 5.13 et le tableau 5.9 regroupe les mouvements verticaux maximaux mesurés et calculés. Les valeurs des tassements du sol calculées dans toutes les phases semblent réalistes.

Tableau 5.9 - Comparaison des mouvements verticaux maximaux

Valeurs en mm	phase 1	phase 2	phase 3	phase 4	phase 5	phase 6
Expérience	3,40	0,80	3,60	3,00	3,57	16,33
Calcul	1,74	1,77	1,45	1,62	8,64	19,28

5.5.5 - Moments fléchissants

Les profils des moments fléchissants pour les différentes phases sont présentés sur les figures 5.8 à 5.13 et le tableau 5.10 regroupe les moments fléchissants maximaux et minimaux, mesurés et calculés. Les valeurs des moments fléchissants calculées dans tous les phases sont proches de l'expérience.

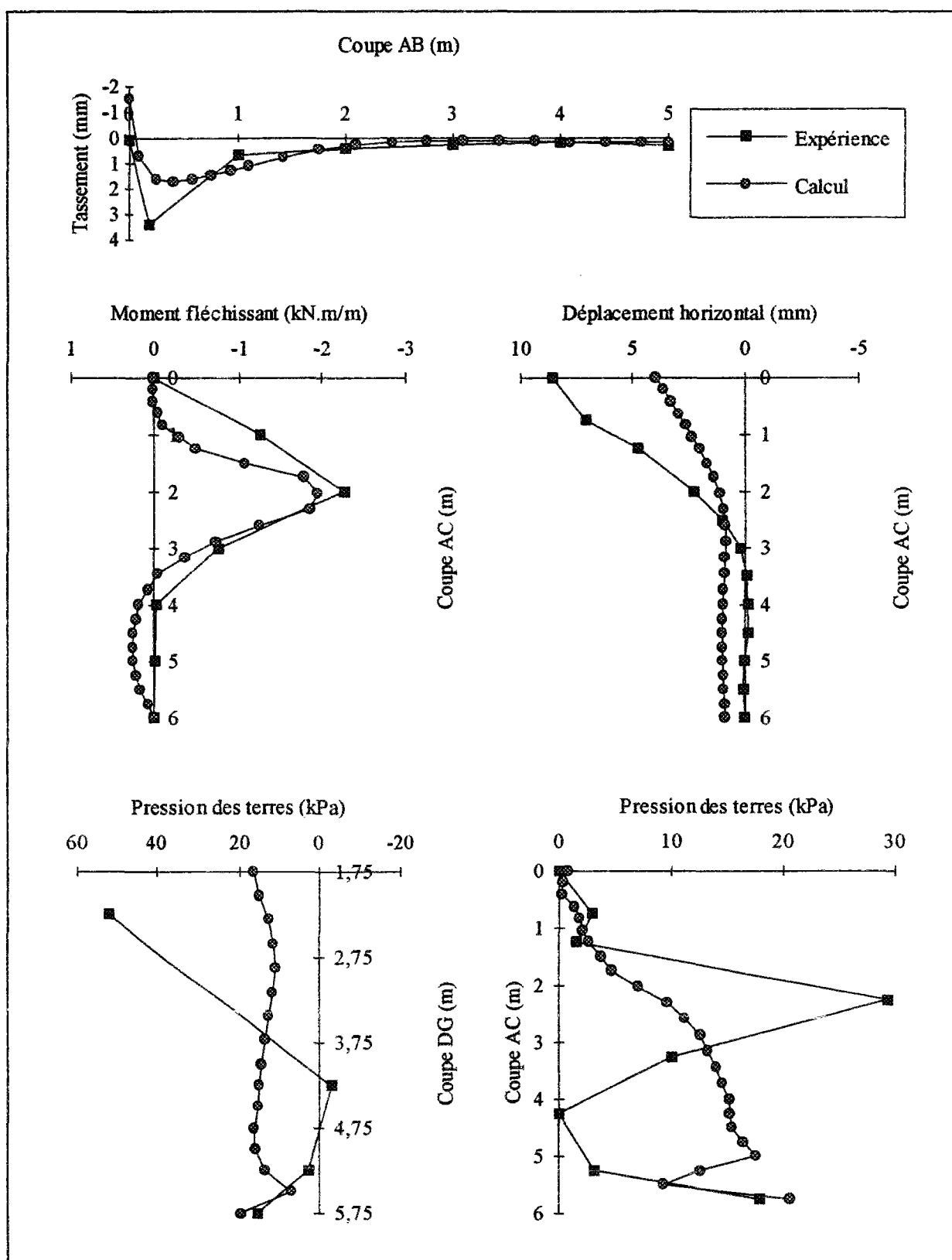
Tableau 5.10 - Comparaison des moments fléchissants maximaux et minimaux

Valeurs en kN.m/m		phase 1	phase 2	phase 3	phase 4	phase 5	phase 6
Expérience	minimum	-2,26	-2,66	-3,58	-4,41	-5,06	-7,33
	maximum	0	0,06	1,37	2,2	2,76	4,67
Calcul	minimum	-1,96	-1,80	-4,00	-5,14	-6,71	-2,62
	maximum	0,26	0,26	1,91	2,57	4,86	6,29

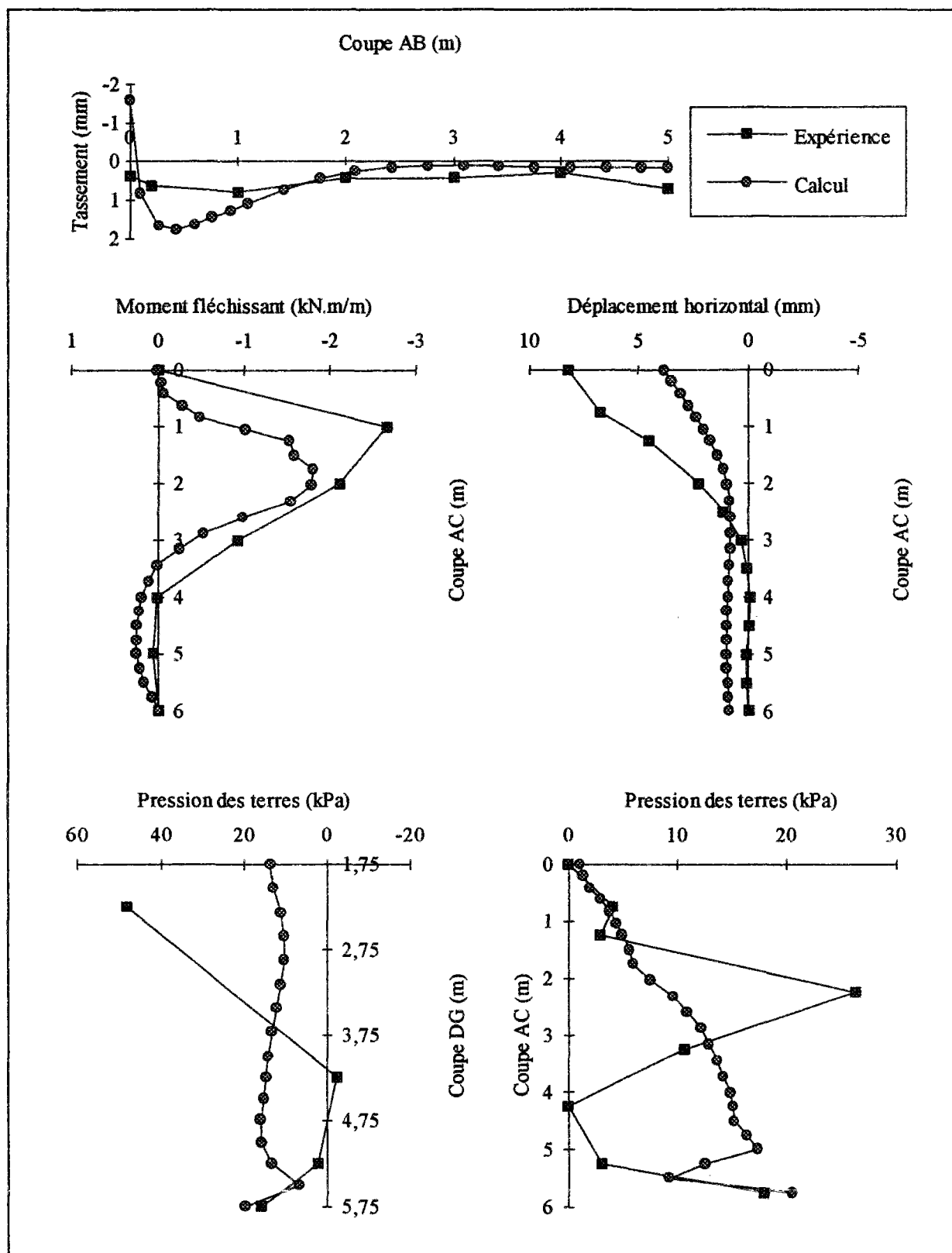
5.5.6 - Pressions des terres

Le rideau de palplanches a été mis en place par vibrofonçage, ce qui provoque un remaniement du sol au voisinage du rideau.

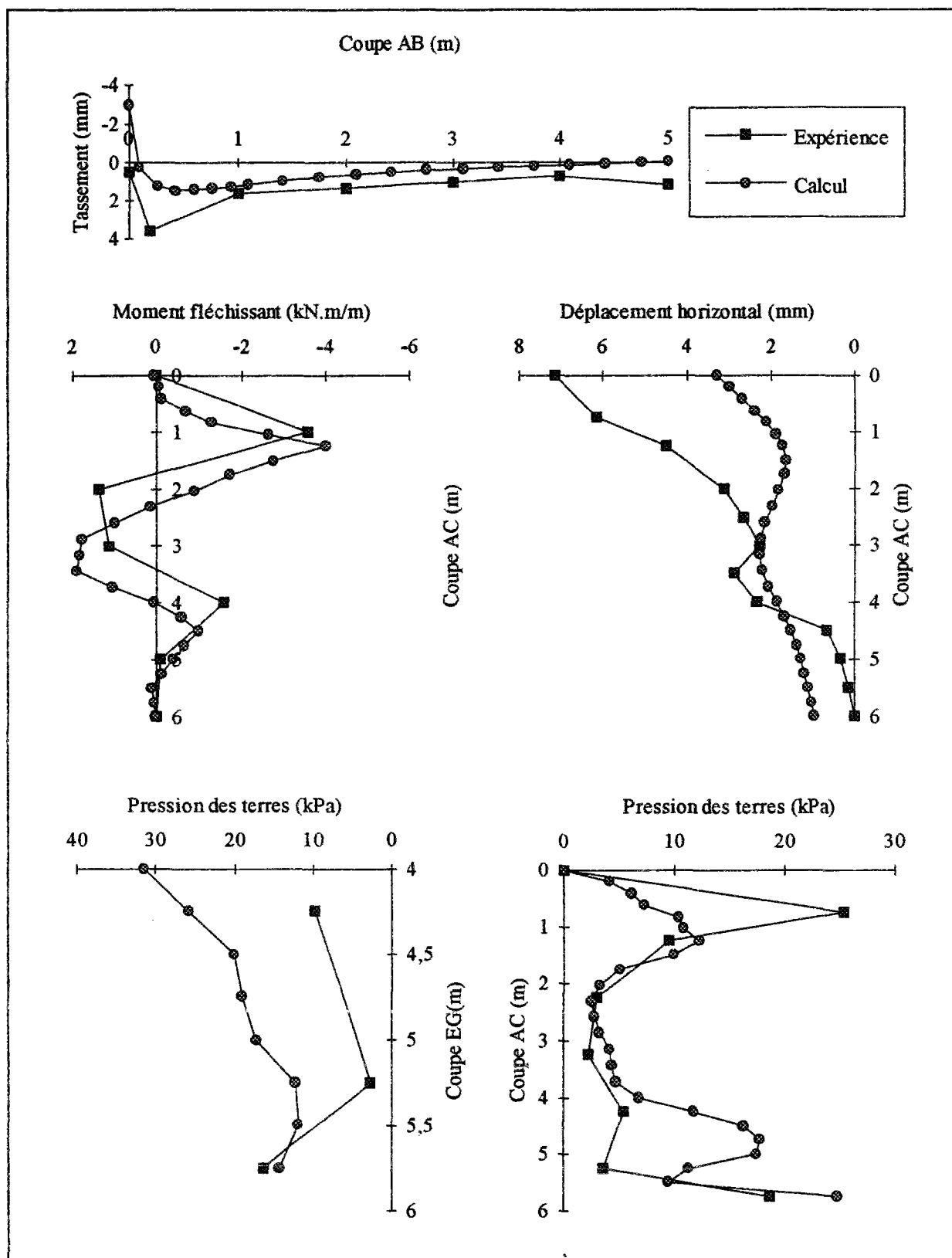
Dans cette modélisation, la procédure d'installation du rideau n'est pas prise en compte, autrement dit nous avons considéré que l'installation du rideau ne change pas l'état initial des contraintes dans le massif de sol. Cette hypothèse affecte certainement les résultats du calcul.



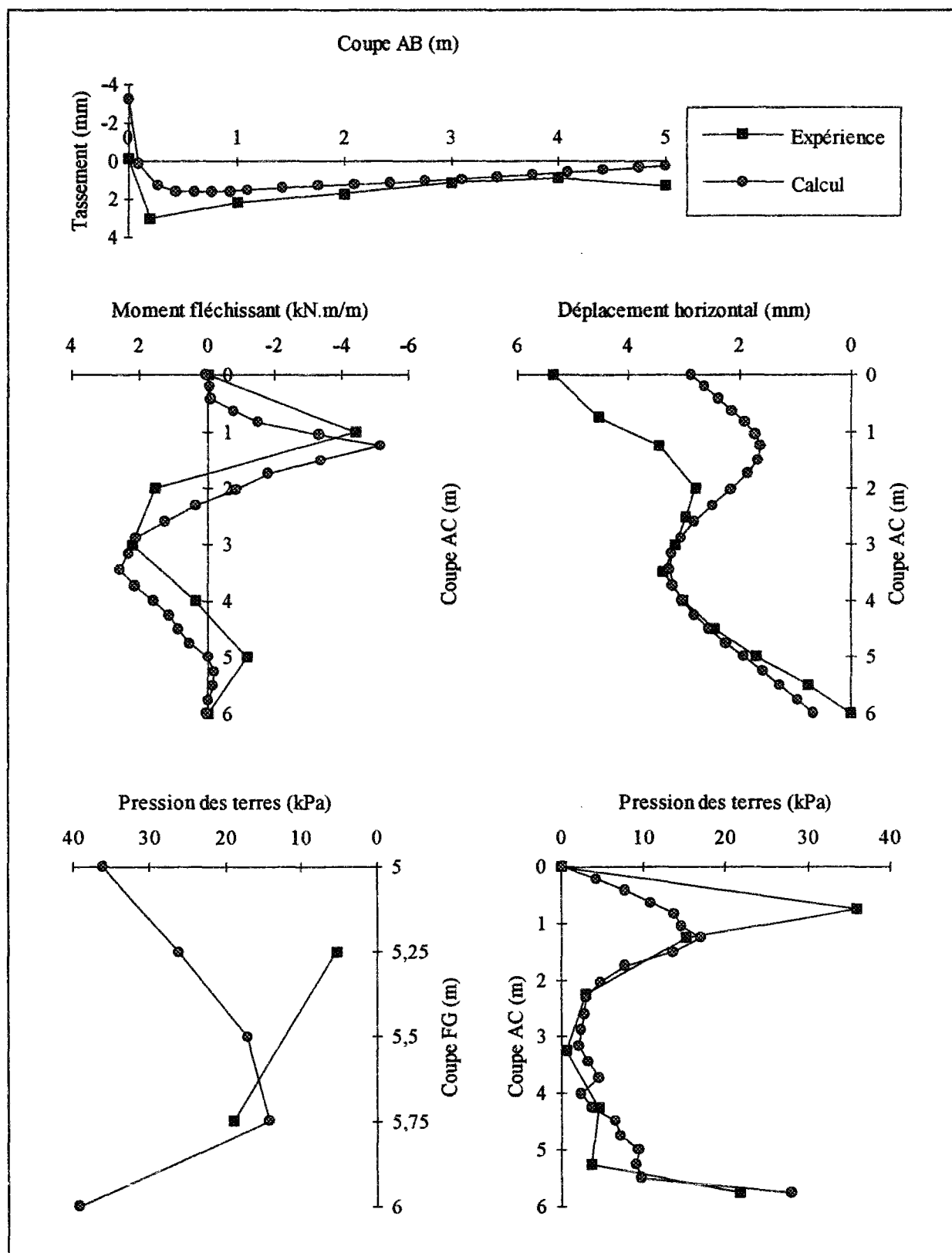
**Figure 5.8 - Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux
Phase 1 : excavation jusqu'à une profondeur de 1,75m.**



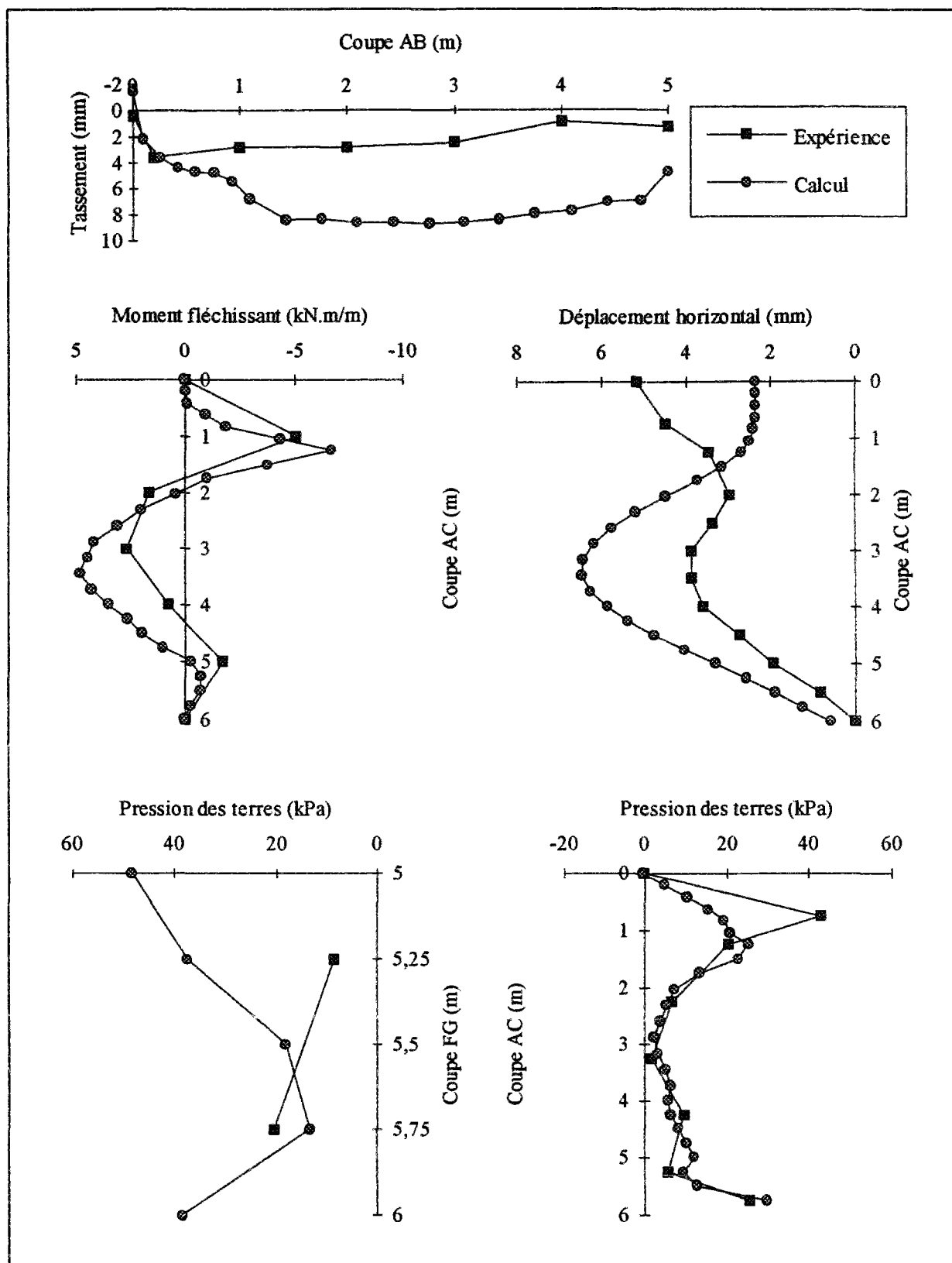
**Figure 5.9 - Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux
Phase 2 : installation du buton.**



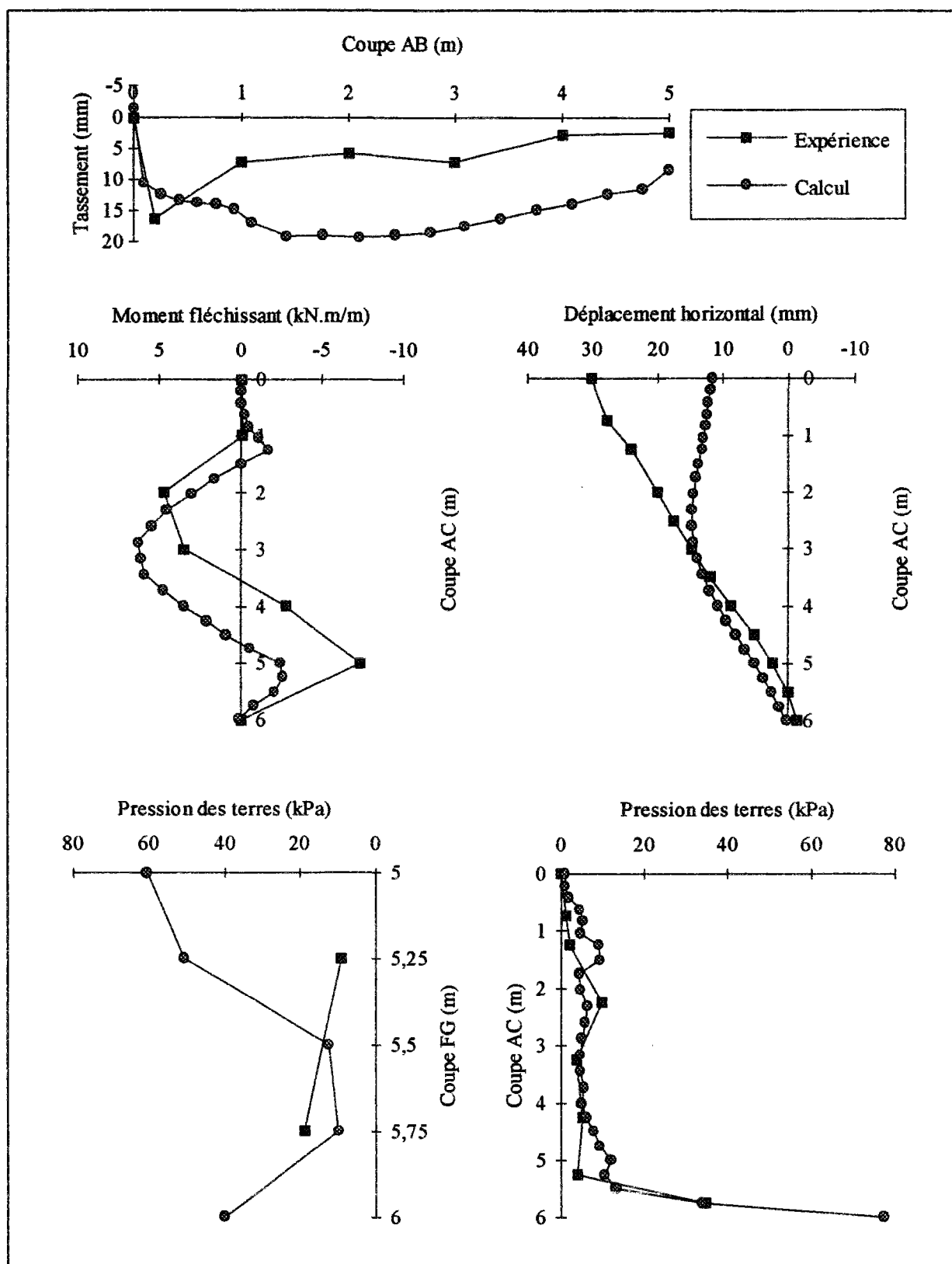
**Figure 5.10 - Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux
Phase 3 : excavation jusqu'à une profondeur de 4m.**



**Figure 5.11 - Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux
Phase 4 : excavation jusqu'à une profondeur de 5m.**



**Figure 5.12 - Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux
Phase 5 : application d'une surcharge en surface derrière le rideau.**



**Figure 5.13 - Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux
Phase 6 : déchargement du bouton.**

Les résultats expérimentaux, même avant la mise en place des boutons, montrent une valeur importante de pression des terres à deux mètres de profondeur, ce qui ne peut pas être retrouvé dans une modélisation où la pression des terres a été déterminée à partir du coefficient de poussée des terres au repos $K_0 = 0,34$.

Les valeurs des pressions des terres calculées dans les deux premières phases sont différentes des valeurs expérimentales. Mais, d'après le rapport d'expérimentation, il existe quelques incertitudes concernant la mise en place des capteurs de pression et il est probable qu'un vide s'est maintenu entre le sol et ces appareils de mesure.

Les profils des pressions de butée des terres dans les phases suivantes sont proches de ceux de l'expérience, mais ceux des pressions de poussée sont moins satisfaisants.

5.6 - Comparaison entre diverses modélisations

Le modèle élastoplastique parfait avec critère de Mohr-Coulomb est fréquemment utilisé pour la modélisation en élément finis des ouvrages en géotechnique. Afin de comparer la réponse de ce modèle avec le modèle de Nova, nous avons réalisé une deuxième série de calculs.

Deux séries d'essais in situ ont été réalisées sur le site de Karlsruhe pour déterminer la valeur de la cohésion capillaire. Les résultats obtenus ont conduit à des valeurs de la cohésion capillaire comprises entre 2,7 et 4,0 kPa. Compte tenu de cette cohésion capillaire et des résultats obtenus dans le chapitre 4 avec les essais triaxiaux, nous avons choisi les paramètres indiqués dans le tableau 5.11 pour la modélisation du massif de sol situé au-dessus de la nappe phréatique. Le modèle élastoplastique parfait avec critère de Mohr-Coulomb est non associé et le module d'Young choisi pour cette couche est la moyenne des modules en chargement déduits des deux essais de plaque, soit $E = 30000$ kPa.

Tableau 5.11 Valeurs des paramètres du modèle de Mohr-Coulomb pour la couche de sable au-dessus de la nappe phréatique

E (kPa)	ν	c (kPa)	φ°	ψ°
30000	0,25	3	41,6	11,6

Le massif du sol en dessous de la nappe a les mêmes caractéristiques que dans le cas précédent (tableau 5.4).

Les valeurs des paramètres des deux rideaux de palplanches, du bouton et des éléments d'interfaces sont également identiques à celles utilisées dans l'analyse avec le modèle de Nova.

L'usage d'un modèle élastique linéaire est dangereux pour la modélisation d'une fouille excavée dans des terrains plastiques, car il sous-estime les efforts imposés à la paroi et aux butons. Dans le but de connaître le rôle de la partie élastique linéaire du modèle Mohr-Coulomb, nous avons réalisé une troisième modélisation avec une loi élastique linéaire, en supposant que le sol a les caractéristiques suivantes :

- sol situé au dessus de la nappe phréatique : $E = 30000 \text{ kPa}$ $\nu = 0,25$
- sol situé en dessous de la nappe phréatique : $E = 45000 \text{ kPa}$ $\nu = 0,25$

Les résultats des calculs sont comparés aux mesures sur les figures 5.14 à 5.19. La position des coupes est indiquée, sur la figure 5.6.

5.6.1 - Forces dans le bouton

Les valeurs estimées des forces dans le bouton sont comparées dans le tableau 5.12 aux valeurs mesurées sur le site. On constate que les réponses des deux modèles sont proches mais inférieures aux mesures. Ceci est dû probablement à la sous-estimation de la rigidité du bouton.

Tableau 5.12 - Comparaison des forces dans les butons

Valeurs en kN/m	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6
Expérience	21,3	28,6	33,7	4,2
Nova	12,0	18,1	29,6	8,9
Mohr-Coulomb	10,0	22,0	27,3	8,2
Elasticité linéaire	5,5	6,8	9,4	0

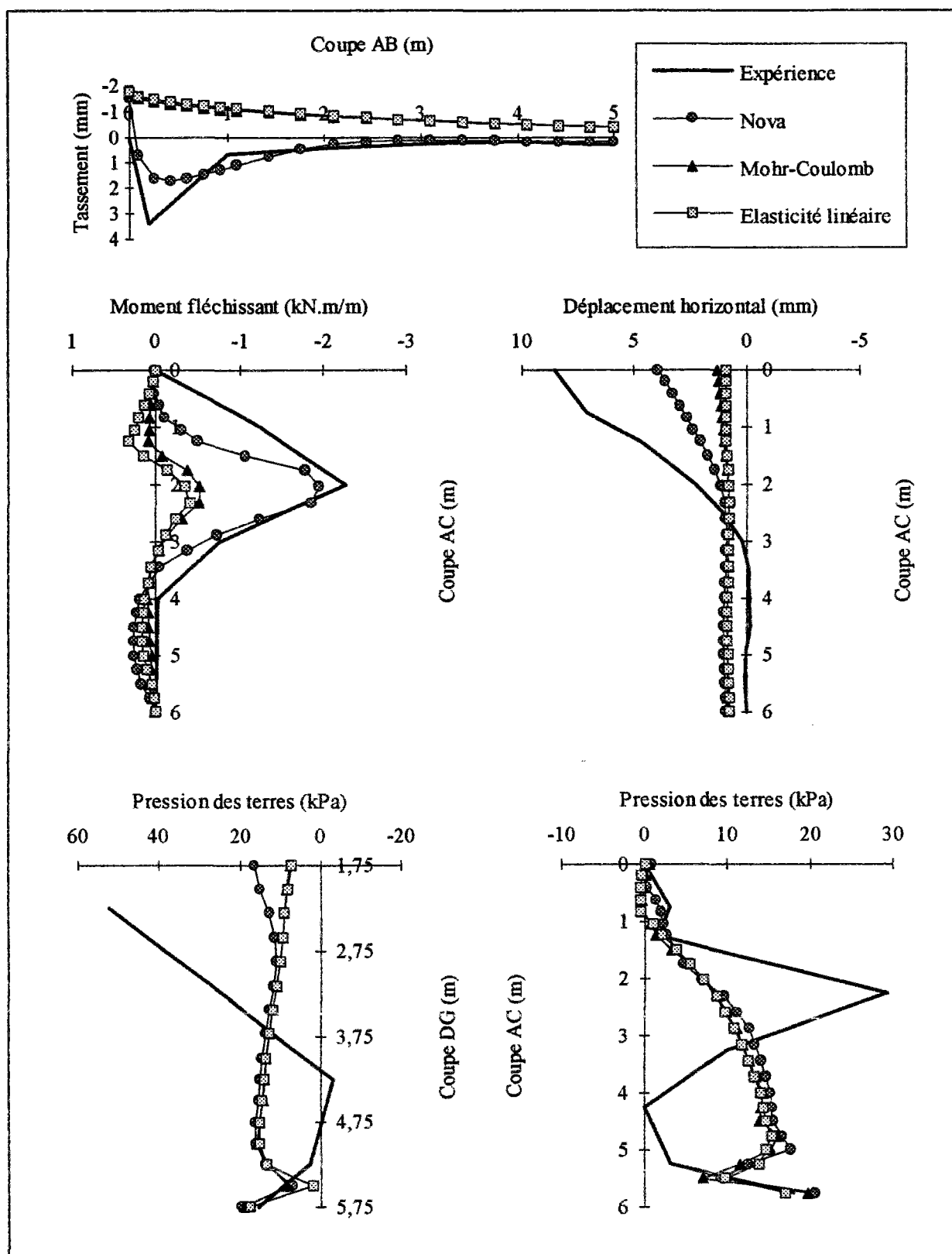
5.6.2 - Déplacement horizontal du rideau de palplanches

Dans la première phase d'excavation (jusqu'à la profondeur de 1,75m), la réponse du modèle de Mohr-Coulomb est très proche de celle du modèle élastique linéaire. Ceci montre l'effet de la partie élastique du modèle de Mohr-Coulomb dans les excavations peu profondes.

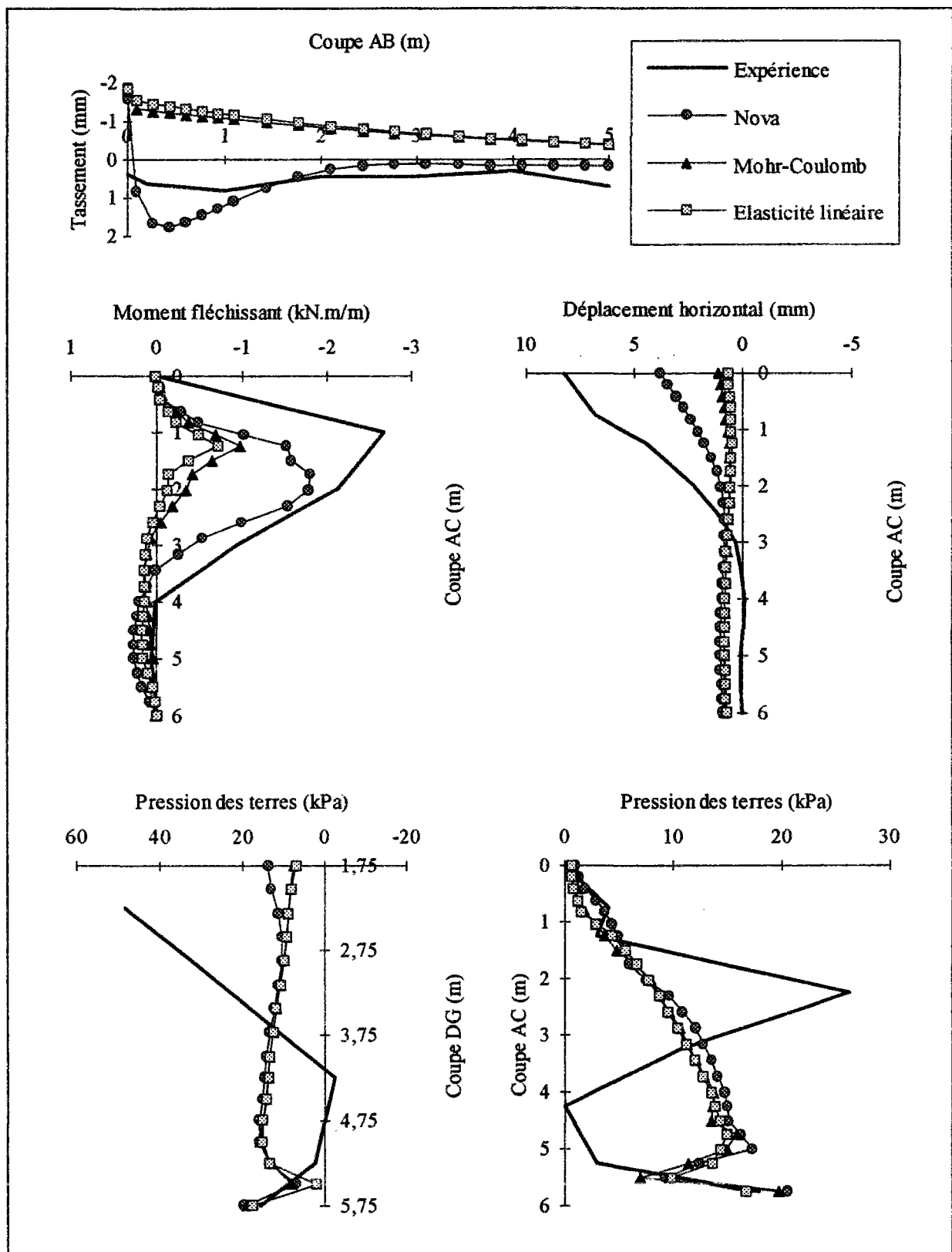
Pour l'excavation jusqu'à la profondeur 4m, lorsqu'une zone importante de sol devient plastique, la réponse du modèle de Mohr-Coulomb est proche de celle du modèle de Nova et des mesures. Ensuite, pour l'excavation jusqu'à la profondeur de 5m, la réponse du modèle de Mohr-Coulomb est supérieure à celle du modèle de Nova et aux mesures. Le modèle de Mohr-Coulomb est donc moins performant pour cette nouvelle excavation.

La plastification des éléments du massif de sol, dans la réponse du modèle de Mohr-Coulomb, commence et se développe autour du pied du rideau de palplanches. Cet effet peut être observé sur les profils de déformée du rideau (figures 2.14 à 2.19).

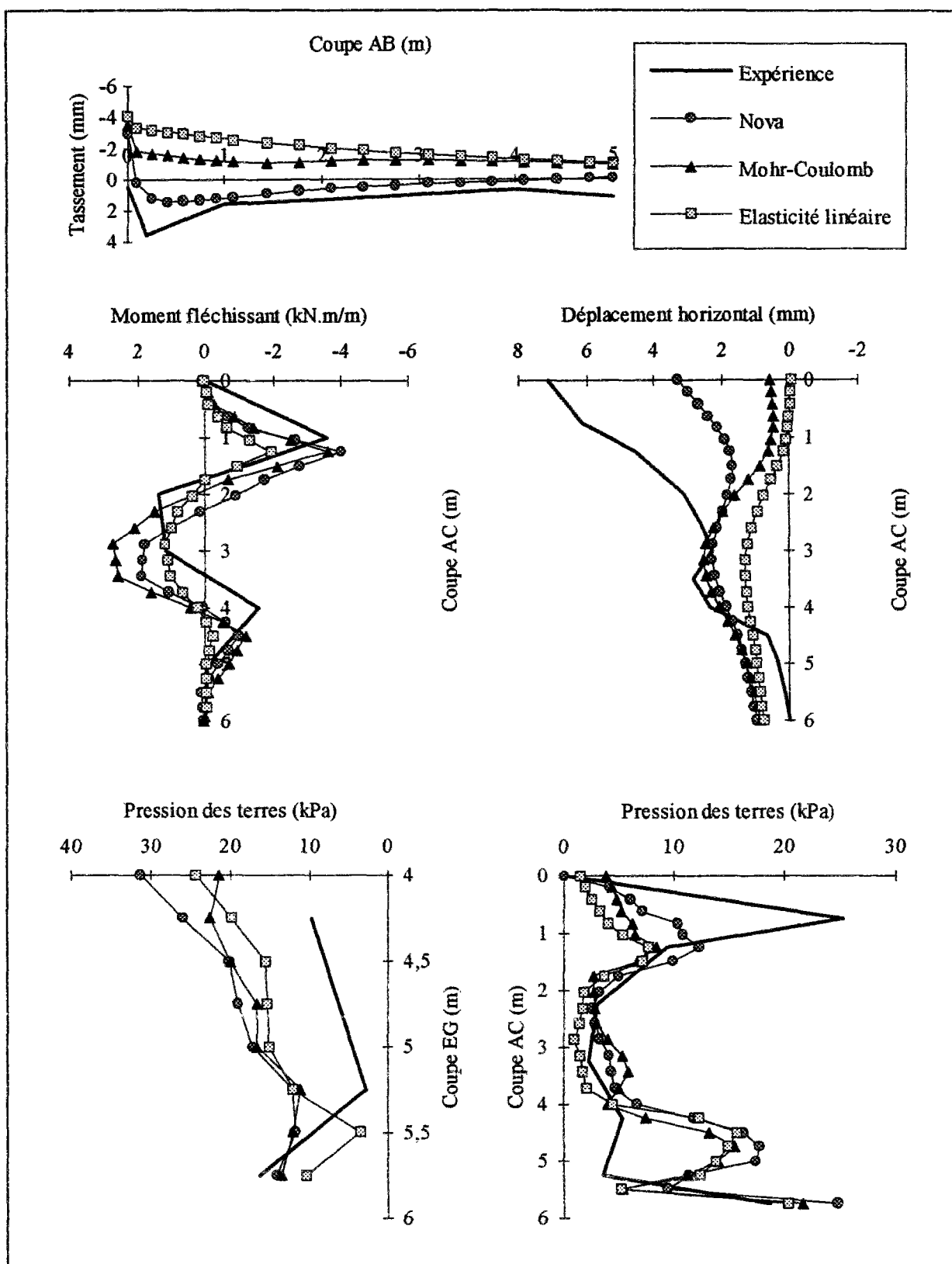
Enfin, en comparant les profils de déformé de rideau dans les trois phases successives d'excavation, on aperçoit un changement très brutal dans la réponse du modèle de Mohr-Coulomb. Dans la sixième phase, le modèle de Mohr-Coulomb surestime grandement les déplacements latéraux du rideau.



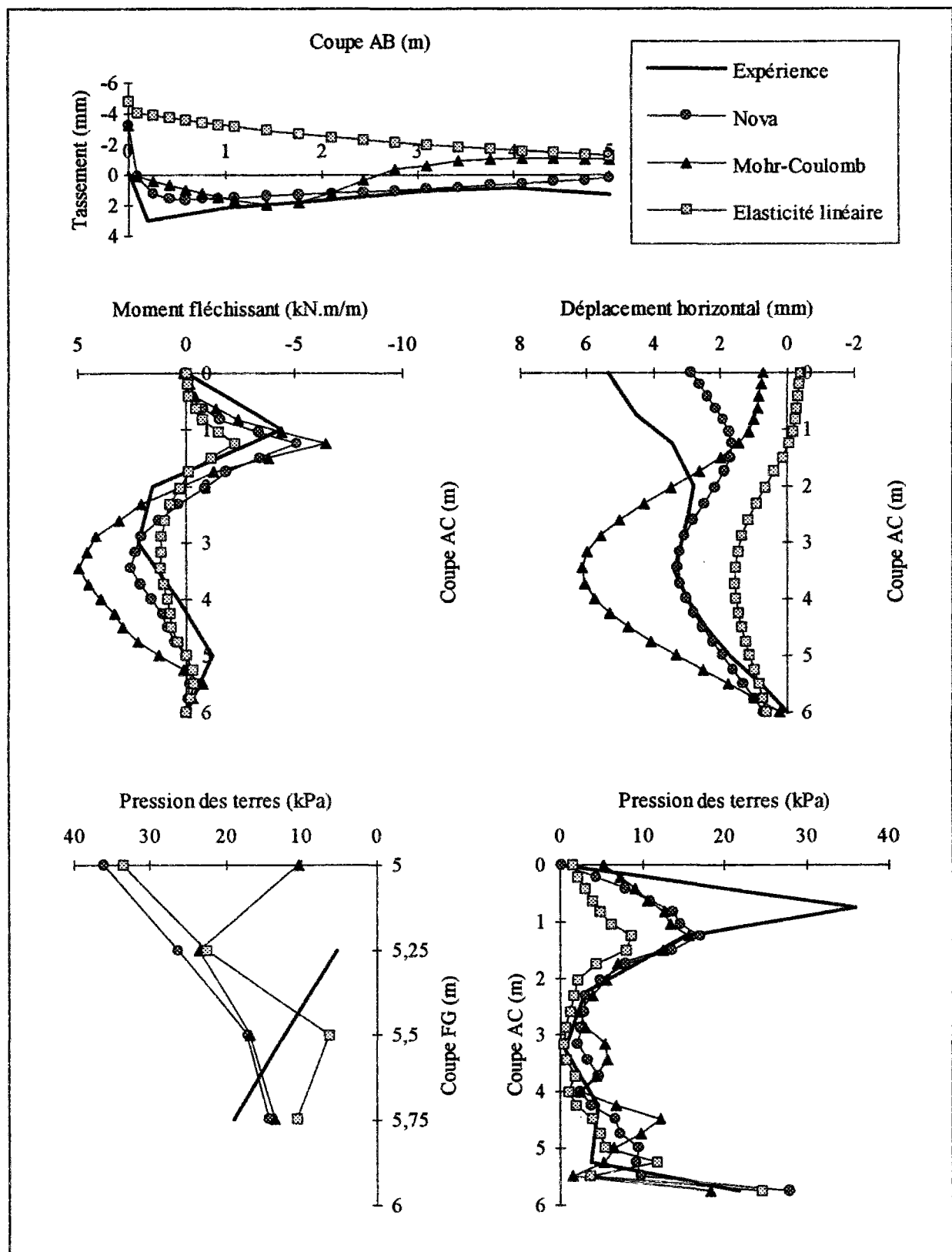
**Figure 5.14 - Comparaison entre les mesures et les résultats numériques des modèles de Nova, de Mohr-Coulomb, d'élasticité linéaire
Phase 1 : excavation jusqu'à une profondeur de 1,75m.**



**Figure 5.15 - Comparaison entre les mesures et les résultats numériques des modèles de Nova, de Mohr-Coulomb, d'élasticité linéaire
Phase 2 : installation du buton.**



**Figure 5.16 - Comparaison entre les mesures et les résultats numériques des modèles de Nova, de Mohr-Coulomb, d'élasticité linéaire
Phase 3 : excavation jusqu'à une profondeur de 4m.**



**Figure 5.17 - Comparaison entre les mesures et les résultats numériques des modèles de Nova, de Mohr-Coulomb, d'élasticité linéaire
Phase 4 : excavation jusqu'à une profondeur de 5m.**

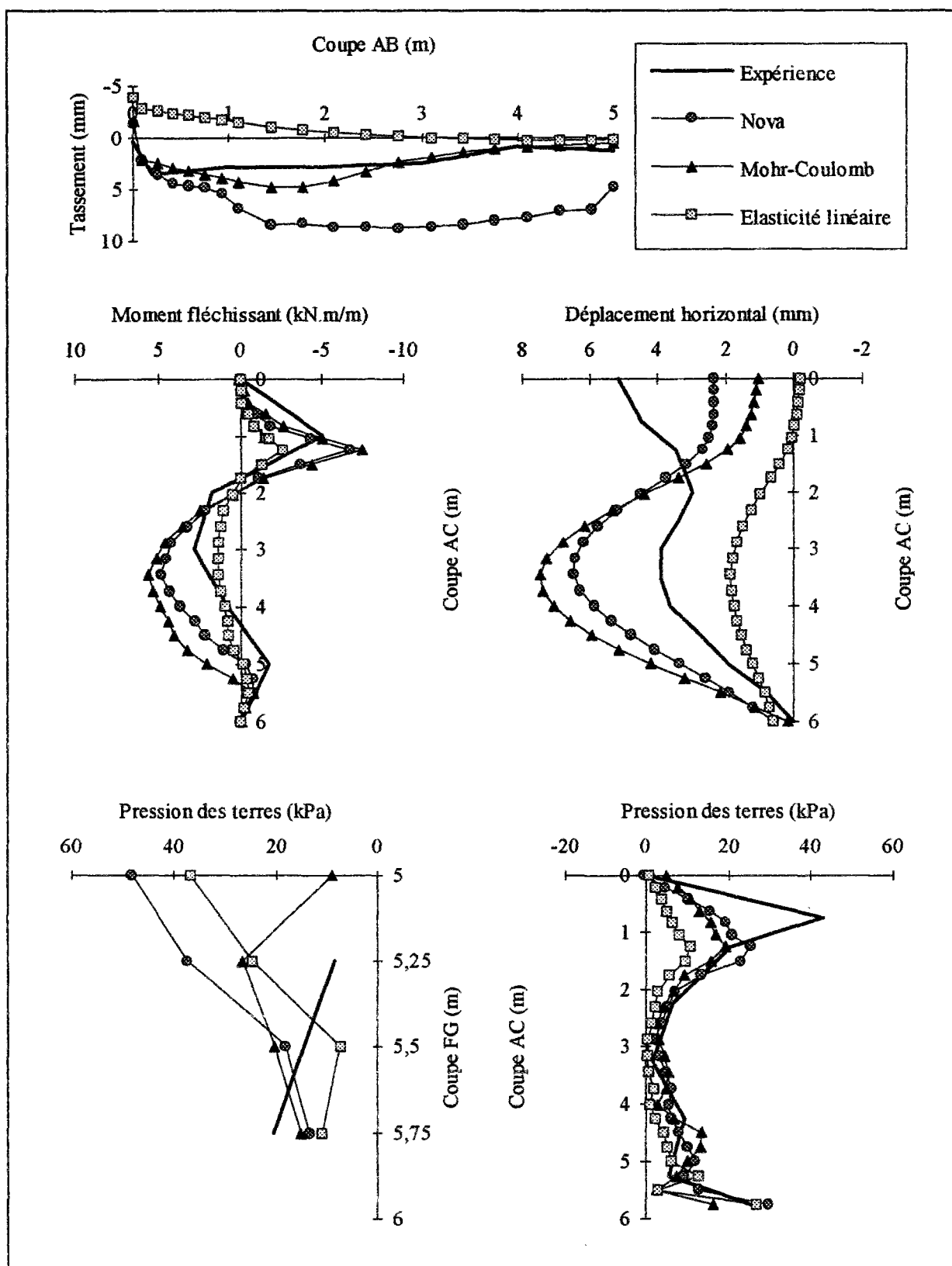


Figure 5.18 - Comparaison entre les mesures et les résultats numériques des modèles de Nova, de Mohr-Coulomb, d'élasticité linéaire
Phase 5 : application d'une surcharge en surface derrière le rideau.

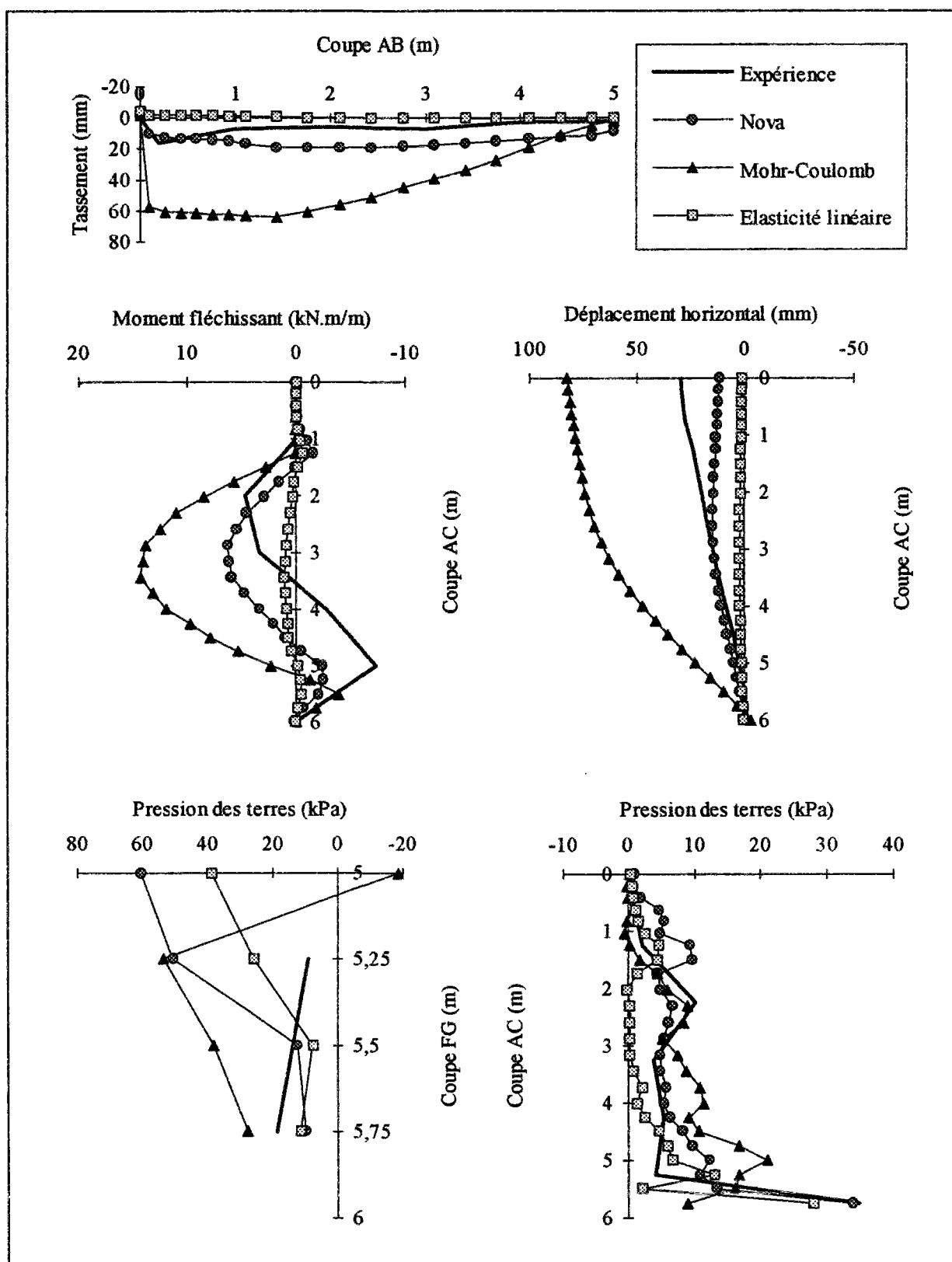


Figure 5.19 - Comparaison entre les mesures et les résultats numériques des modèles de Nova, de Mohr-Coulomb, d'élasticité linéaire Phase 6 : déchargement du bouton.

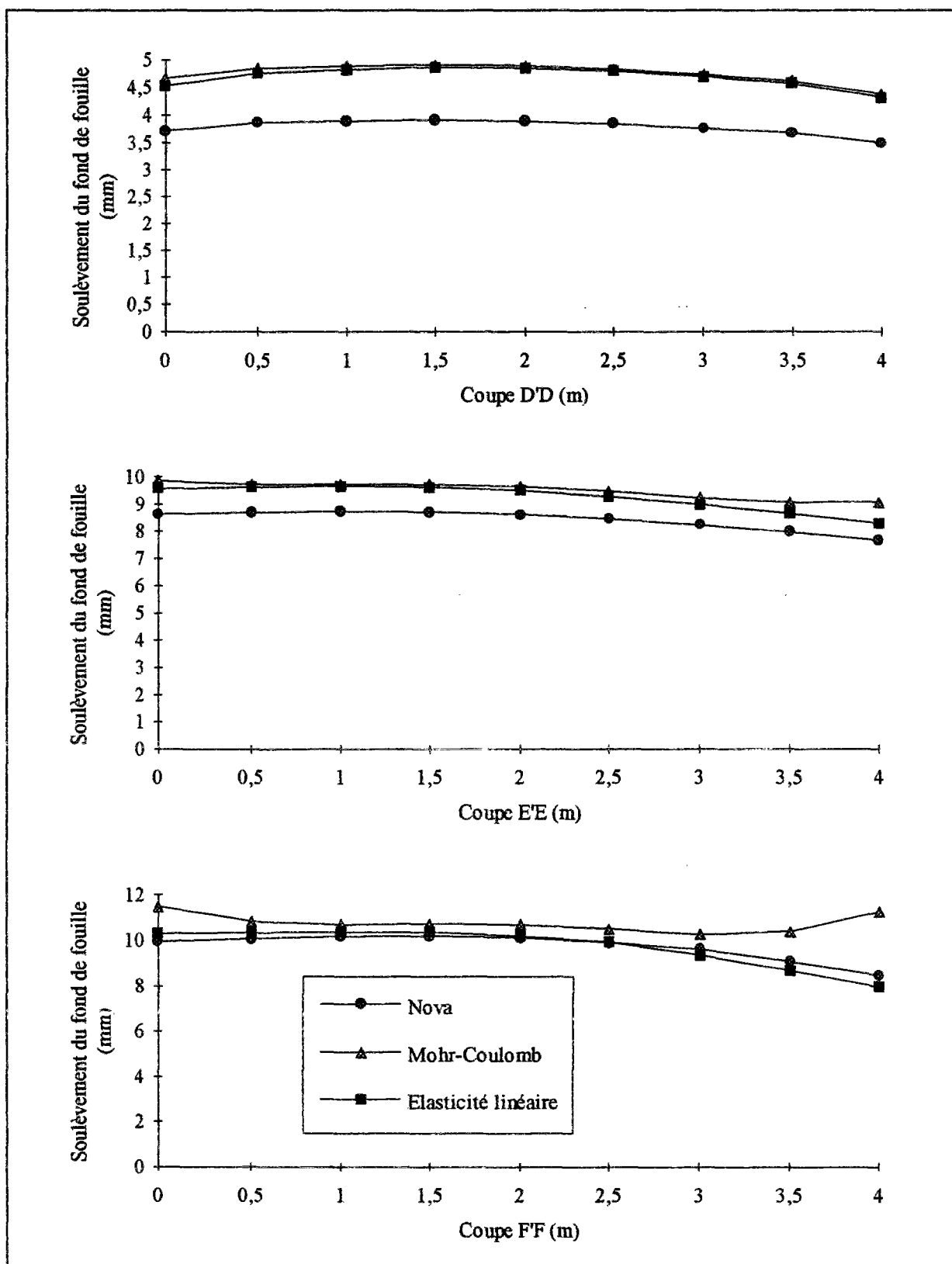


Figure 5.20 - Réponses des modèles de Nova, de Mohr-Coulomb et d'élasticité linéaire pour le soulèvement du fond de fouille.

5.6.3 - Déplacement vertical du rideau de palplanches

Le tableau 5.13 compare les mouvements verticaux du rideau de palplanches. On voit que les réponses des modèles de Nova et de Mohr-Coulomb sont proches et, à l'exception de la cinquième phase où l'on applique une surcharge en surface, les modèles présentent toujours un soulèvement du rideau. On rappelle que le massif de sol autour du pied dans les deux modélisations est décrit par le même modèle. Les éléments de massif autour du pied du rideau sont en déchargement et leurs mouvements vers le haut entraînent le soulèvement du rideau de palplanches.

**Tableau 5.13 - Comparaison des mouvements verticaux du rideau de palplanches
(le déplacement vertical vers le bas est compté positivement)**

Valeurs en mm	Phase 1	Phase 2	Phase 3	Phase 4	Phase 5	Phase 6
Expérience	0,1	0,37	0,5	-0,13	0,37	0,17
Nova	-1,42	-1,46	-2,88	-3,15	-1,41	-1,54
Mohr-Coulomb	-1,67	-1,74	-3,51	-3,29	-1,69	-1,47
Elasticité linéaire	-1,76	-1,82	-4,05	-4,83	-3,92	-3,99

5.6.4 - Mouvements verticaux du sol en surface

La réponse du modèle de Mohr-Coulomb aux mouvements à la surface du sol est très proche de la réponse du modèle élastique linéaire (figures 2.14 à 2.19) et on obtient un soulèvement du sol au lieu d'un tassement. La plastification des éléments autour de l'excavation commence et se développe au voisinage du pied du soutènement et c'est la partie élastique linéaire en chargement du modèle de Mohr-Coulomb qui répond aux mouvements dans le massif de sol derrière le rideau et en surface (voir chapitre 4). Ceci explique pourquoi on ne peut pas bien modéliser les tassements en surface par un modèle élastoplastique parfait ayant une élasticité linéaire.

5.6.5 - Moments fléchissants

Dans la première phase d'excavation (jusqu'à la profondeur de 1,75m), la réponse du modèle de Mohr-Coulomb est très proche de celle du modèle élastique linéaire. Pour l'excavation jusqu'à la profondeur 4m, lorsqu'une zone importante de sol devient plastique, la réponse du modèle de Mohr-Coulomb est proche de celle du modèle de Nova et des mesures. Ensuite, pour l'excavation jusqu'à la profondeur de 5m, la réponse du modèle de Mohr-Coulomb est supérieure à celle du modèle de Nova et aux mesures. Dans la sixième phase, le modèle de Mohr-Coulomb surestime grandement les moments fléchissants (figures 5.14 à 5.19).

Le tableau 5.14 regroupe les moments fléchissants maximaux et minimaux, calculés par les modèles et mesurés sur le site expérimental.

Tableau 5.14 - Comparaison des moments fléchissants maximaux et minimaux

Valeurs en kN.m/m		phase 1	phase 2	phase 3	phase 4	phase 5	phase 6
Expérience	minimum	-2,26	-2,66	-3,58	-4,41	-5,06	-7,33
	maximum	0	0,06	1,37	2,2	2,76	4,67
Nova	minimum	-1,96	-1,80	-4,00	-5,14	-6,71	-2,62
	maximum	0,26	0,26	1,91	2,57	4,86	6,29
Mohr-Coulomb	minimum	-0,51	-0,98	-3,59	-6,44	-7,47	-4,00
	maximum	0,10	0,14	2,75	4,96	5,67	14,32
Elasticité linéaire	minimum	-0,40	-0,70	-1,90	-2,21	-2,57	-0,52
	maximum	0,16	0,17	1,15	1,19	1,36	1,07

5.6.6 - Pressions des terres

Dans la première phase d'excavation, les pressions des terres calculées avec les différents modèles sont très similaires. Ceci est dû à la détermination de l'état initial des contraintes : dans les trois cas, l'état initial des contraintes après l'installation des rideaux et avant l'excavation est supposé géostatique, ce qui n'est pas réaliste.

5.6.7 - Soulèvement du fond de fouille

La figure 5.20 présente une comparaison de la réponse des différents modèles au soulèvement du fond de fouille à la fin de chaque phase d'excavation. D'après les analyses du chapitre 4, on conclut que c'est la réponse en déchargement (rechargement) du modèle qui intervient dans le comportement du sol situé en dessous de la zone à excavée.

Rappelons que dans cette analyse, pour la couche du sol située au-dessus de la nappe, le module élastique du modèle de Mohr-Coulomb et de l'élasticité linéaire est de 30000 kPa et celui du modèle de Nova de 45000 kPa. Par ailleurs, le module élastique de la couche de sol située en dessous de la nappe phréatique pour les trois modélisations est égal à 45000 kPa.

Les réponses des modèles de Mohr-Coulomb et d'élasticité linéaire au soulèvement du fond de fouille, dans les trois phases d'excavation, se ressemblent. La différence observée entre ces deux modèles pour l'excavation aux profondeurs de 4 et 5m est due au développement de la plasticité en déchargement dans la réponse du modèle de Mohr-Coulomb.

Puisque la rigidité en déchargement du modèle de Nova est plus élevée que celle des modèles de Mohr-Coulomb et d'élasticité linéaire, la réponse de ce modèle au soulèvement est plus petite. Pour une excavation à la profondeur de 5m, où l'on s'approche de la couche de sol située en dessous de la nappe phréatique, c'est le modèle correspondant à cette couche qui gouverne le soulèvement au fond de fouille et c'est pourquoi on trouve des soulèvements similaires pour ces trois modèles.

L'absence de résultats expérimentaux ne nous a pas permis de savoir si le choix d'une élasticité linéaire en déchargement est suffisant pour modéliser le soulèvement du fond de fouille.

5.7 - Conclusions

Dans ce chapitre, les résultats de plusieurs modélisations en élément finis d'une expérimentation en vraie grandeur ont été présentés. Cette expérience consiste en une excavation en plusieurs phases devant un rideau de palplanches butonné dans un milieu sableux, qui a ensuite été chargé et amené à l'état limite par la diminution des forces dans les butons.

Les résultats de la modélisation mettent en évidence que la réponse du modèle de Nova semble plus proche de la réalité observée que celle obtenue avec le modèle de Mohr-Coulomb.

La raison principale de cette différence est la partie élastique linéaire du modèle de Mohr-Coulomb, qui intervient dans la réponse en chargement de ce modèle. L'élasticité linéaire ne peut pas modéliser correctement le tassement en surface du sol et elle sous-estime l'évolution des mouvements latéraux et des contraintes dans le massif du sol.

La réponse des modèles en déchargement contrôle le soulèvement au fond de fouille.

Conclusions générales

Nous avons rassemblé dans le premier chapitre les résultats de mesures de mouvements associés à la construction de différents types de soutènements dans divers types de sols afin de disposer de données expérimentales pour vérifier la cinématique du mouvement et les ordres de grandeur de ces mouvements dans les calculs analytiques, et notamment dans les calculs en éléments finis.

Après une étude bibliographique sur la modélisation par éléments finis de l'excavation d'un massif de sol, nous avons présenté dans le deuxième chapitre les techniques disponibles pour modéliser le comportement des ouvrages de soutènement. Cette étude a montré les effets des différents paramètres du sol, du système de soutènement et du modèle, lors de la simulation d'une excavation.

L'étude bibliographique du chapitre trois, sur la modélisation par éléments finis des excavations, nous a conduit à retenir la méthode de Borja et al. (1989) pour la modélisation en élément finis des problèmes d'excavations. Cette méthode permet de modéliser une excavation par étapes dans un milieu élastoplastique aussi bien que dans un milieu élastique et ceci indépendamment du nombre d'étapes de calcul.

Cette méthode a été programmée dans le code de calcul par élément finis CESAR-LCPC.

Des exemples de calcul en comportement élastique linéaire, en comportement élastoplastique parfait (critère de Drucker-Prager) et élastoplastique avec écrouissage (modèle Cam-Clay modifié) en déformations plane et tridimensionnelle ont permis de valider cette programmation.

La convergence des calculs est très rapide, même dans le cas où une zone importante du massif non excavé est devenue plastique.

Afin de comparer les différentes méthodes de modélisation d'une excavation, nous avons également programmé la méthode proposée par Ghaboussi et Pecknold (1984) et Brown et Booker (1985) dans le CESAR-LCPC. Cette méthode aboutit à des résultats finals corrects et indépendants du nombre d'étapes pour les excavations dans un massif élastique linéaire.

La comparaison de la méthode de Borja et al. (1989) avec la méthode de Ghaboussi et Pecknold (1984) et de Brown et Booker (1985) a mis en évidence que l'augmentation du nombre d'étapes d'excavation dans un milieu élastoplastique permet de rapprocher les résultats fournis par les deux méthodes.

La notion de chargement-déchargement-rechargement multiaxial basée sur le signe du travail incrémental a été présentée dans le chapitre quatre. Cette notion, qui englobe la notion de chargement-déchargement unidirectionnel (une seule direction de contrainte intervient dans le chargement), permet de distinguer les zones en chargement et en déchargement dans un ouvrage pour lequel l'état de contraintes n'est pas homogène et varie d'intensité et de direction en tout point. Cette notion est applicable aux modèles élastoplastiques et hypoélastiques.

Pour cette étude, les modèles "élastique linéaire", "élastique non-linéaire de Wong et Duncan", "élastoplastique parfait avec le critère de Mohr-Coulomb" et "élastoplastique avec écrouissage isotrope de Nova" ont été examinés.

Après avoir étudié la réponse de ces modèles dans le cas d'une éprouvette de sol, nous avons analysé l'étendue des zones en chargement(s)-déchargement pour une excavation dans un milieu homogène.

Les résultats ont mis en évidence que la zone derrière la face verticale est en chargement et que la zone située au-dessous de la fouille est en déchargement. C'est donc la réponse en chargement qui gouverne les mouvements derrière la face verticale de l'excavation et c'est la réponse en déchargement qui gouverne les soulèvements au fond de la fouille.

Les résultats des analyses sur les mouvements autour d'une excavation montrent que la non linéarité de la partie en chargement des modèles joue un rôle important dans la simulation de ces mouvements. La réponse de modèle élastoplastique avec critère de Mohr-Coulomb en termes de mouvements à la surface est très influencée par la partie élastique de ce modèle, car la plastification des éléments autour de l'excavation commence et se développe au coin du fond de la fouille et c'est la partie élastique linéaire en chargement du modèle qui répond aux mouvements dans le massif du sol et en surface. La prise en compte d'un module élastique variable en fonction de la profondeur ou de deux modules élastiques différents en chargement et en déchargement n'apporte pas d'amélioration notable pour la modélisation des mouvements autour d'une excavation.

Dans le chapitre cinq, les résultats de plusieurs modélisations en élément finis d'une expérimentation en vraie grandeur ont été présentés. Cette expérience consiste en une excavation en plusieurs phases devant un rideau de palplanches butonné dans un milieu sableux, qui a ensuite été chargé et amené à l'état limite par la diminution des forces dans les butons.

Les résultats de la modélisation mettent en évidence que la réponse du modèle de Nova semble plus proche de la réalité observée que celle du modèle élastoplastique avec critère de Mohr-Coulomb.

La raison principale de cette différence est la partie élastique linéaire du modèle élastoplastique avec critère de Mohr-Coulomb, qui intervient dans la réponse en chargement de ce modèle : l'élasticité linéaire isotrope ne peut modéliser correctement le tassement en surface du sol et elle sous-estime l'évolution des mouvements latéraux et des contraintes dans le massif du sol.

La réponse des modèles en déchargement contrôle le soulèvement au fond de fouille, mais il n'a pas été possible de juger les qualités des modèles testés, faute d'observations sur des ouvrages réels.

Perspectives d'avenir

Le travail présenté dans ce mémoire n'est qu'une étape dans l'étude de la modélisation du déchargement des sols. Il nous semble qu'il pourrait être prolongé dans au moins trois directions :

1) Nous n'avons pas traité les mouvements d'eau dans le massif de sol, bien que l'étude des écoulements d'eau autour des excavations soit toujours un problème important. Dans le cas où l'excavation est effectuée au-dessous de la nappe phréatique, l'écoulement de l'eau à travers les faces latérales et le fond de fouille provoque une augmentation des contraintes effectives et un tassement supplémentaire, par rapport à celui qui a été décrit dans le présent mémoire.

Mais même si le fond de fouille est situé au-dessus de la nappe phréatique, dans le cas d'un massif de sol saturé, le problème des pressions d'eau reste important. L'excavation peut notamment causer une augmentation des pressions interstitielles négatives.

Les deux méthodes de modélisation d'excavation par éléments finis programmées dans le code CESAR-LCPC peuvent être également introduites dans un calcul hydromécanique couplé.

2) La notion de chargement-déchargement multiaxial basée sur le signe du travail incrémental que nous avons appliquée numériquement nécessite une validation par rapport au comportement expérimental des sols, notamment à l'appareil triaxial en appliquant des chemins de chargement-déchargement multi-directionnels.

3) Il pourrait être également intéressant d'étudier la réponse des différents types de lois de comportement en chargement-déchargement pour d'autres exemples d'excavation, comme les tunnels.

Références bibliographiques

Balay J. (1988)

"Parois moulées. Ancrages"

Techniques de l'ingénieur, C252, Paris, 12 pages.

Bathe K.J. (1982)

"Finite element procedures in engineering analysis"

Prentice-Hall, New-Jersey, 735 pages.

Borja R.I., Lee S.R., Seed R.B. (1989)

"Numerical simulation of excavation in elastoplastic soils"

International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, Vol. 13, pp. 231-249.

Bowles J.E. (1982)

"Foundation analysis and design"

McGraw-Hill, 816 pages.

Broms B.B., Wong L.H., Wong K.S. (1986)

"Experience with finite element analysis of braced excavations in Singapore"

Second international symposium on numerical models in geomechanics, Ghent, pp. 309-324.

Brown P.T., Booker J.R. (1985)

"Finite element analysis of excavation"

Computers and geotechnics, Vol. 1, pp. 207-220.

Burland J.B., Simpson B., St John H.D. (1979)

"Movements around excavations in London clay"

Proceeding of the seventh european conference on soil mechanics and foundation engineering, Brighton, pp. 13-29.

Cardoso A.S. (1986)

"A model to simulate excavations supported by nailing"

Second international symposium on numerical models in geomechanics, Ghent, pp. 531-537.

Chan D.H., Morgenstern N.R. (1987)

"Analysis of progressive deformation of the Edmonton Convention Centre excavation"

Canadian geotechnical journal, Vol. 24, pp. 430-440.

Chandrasekaran V.S., King G.J.W. (1974)

"Simulation of excavation using finite elements"

Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 100, No. GT9, pp. 1086-1089.

Chen W.F., Baladi G.Y. (1985)

"Soil plasticity : theory and implementation"

Developments in geotechnical engineering, Vol. 38, Elsevier, New York, 231 pages.

Chen W.F., Han D.J. (1988)

"Plasticity for structural engineers"

Springer Verlag, New York, 610 pages.

Chen W.F., Saleeb A.F. (1982)

"Constitutive equations for engineering materials, Volume 1 : Elasticity and modeling"

John Willey & Sons, 580 pages.

Christian J.T., Wong I.H. (1973)

"Errors in simulating excavation in elastic media by finite elements"

Soils and foundations, Vol. 13, No. 1, pp. 1-10.

Clough G.W., Denby G.M. (1977)

"Stabilizing berm design for temporary walls in clay"

Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 103, No. GT12, pp. 75-90.

Clough G.W., Duncan J.M. (1971)

"Finite element analyses of retaining wall behavior"

Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 97, No. SM12, pp. 1657-1673.

Clough G.W., Hansen L.A., Mana, A.I. (1979)

"Prediction of supported excavation movements under marginal stability conditions in clay"

Third international conference on numerical methods in geomechanics, Aachen, pp. 1485-1502.

Clough G.W., Mana A.I. (1976)

"Lessons learned in finite element analyses of temporary excavations in soft clay"

Conference on numerical methods in geomechanics, Blacksburg, Vol. 1, pp. 496-510.

Clough G.W., Schmidt B. (1981)

"Design and performance of excavations and tunnels in soft clay"

Chapitre 8, Soft clay engineering, Elsevier, pp. 659-634.

Clough G.W., Tsui Y. (1974)

"Performance of tied-back walls in clay"

Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 100, No. GT12, pp. 1259-1273.

Clough G.W., Weber P.R., Lamont J. (1972)

"Design and observation of a tied-back wall"

Performance of earth and earth supported structures, Proceedings of the soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol 1, part 2, pp. 1367-1389.

Costet J., Sanglerat G. (1983)

"Cours pratique de mécanique des sols"

Dunod, Paris, France.

Creed M.J., O'Brien J.M. (1985)

"Simplified finite element analysis of an embedded retaining wall"

Eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, pp. 687-690.

Day R.A. (1990)

"Finite element analysis of sheet pile retaining walls"

PhD thesis, University of London (Imperial college), 241 pages.

Day R.A., Potts D.M. (1993)

"Modelling sheet pile retaining walls"

Computers and geotechnics, Vol. 15, pp. 125-143.

Desai C.S., Sargand S. (1984)

"Hybrid finite element procedure for soil-structure interaction"

Journal of geotechnical engineering, ASCE, Vol. 110, No. 4, pp. 473-486.

(Discussion by Chow Y.K. (1985), Vol. 111, No. 8, pp. 1057-1060).

Desai C.S., Siriwardane H.J. (1984)

"Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials"

Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 468 pages.

Dysli M. (1983)

"Use of ADINA in soil mechanics with case studies for excavations"

Computers & Structures, Vol. 17, No. 5-6, pp. 635-642.

Dysli M., Fontana A., Rybisar J. (1979)

"Enceinte en paroi moulée dans des limons argileux : calculs et observations"

Comptes rendus, Septième congrès européen de mécanique des sols et des travaux de fondations, Vol. 3, pp. 197-205.

Egger P. (1972)

"Influence of wall stiffness and anchor prestressing on earth pressure distribution"

Fifth european conference on soil mechanics and foundation engineering, Madrid, Vol. 1, pp. 259-264.

Fernandes M.M. (1985)

"Performance and analysis of a deep excavation in Lisbon"

Eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, Vol. 4, pp. 2073-2078.

Fernandes M.M. (1986)

"Three dimensional analysis of flexible earth-retaining structures"

Second international symposium on numerical models in geomechanics, Ghent, pp. 433-438.

Finno R.J., Harahap L.S. (1992)

"Finite element analyses of HDR-4 excavation"

Journal of geotechnical engineering, ASCE, Vol. 117, No. 10, pp. 1590-1609.

Finno, R.J., Harahap L.S., Sabatini P.J. (1991)

"Analysis of braced excavations with finite element formulations"

Computers and geotechnics, Vol. 12, pp. 91-114.

Folic R., Pavlovic P. (1986)

"Numerical analysis of anchored reinforced diaphragm walls"

Second international symposium on numerical models in geomechanics, Ghent, pp. 423-431.

Fourie A.B., Potts D.M. (1989)

"Comparaison of finite element and limiting equilibrium analyses for an embedded cantilever retaining wall"

Géotechnique, Vol. 39, No. 2, pp. 175-188.

Frank R., Guenot, A., Humbert, P. (1980)

"Etude par éléments finis de quelques critères de plasticité orientés"

Deuxième congrès international des méthodes numériques dans les sciences de l'ingénieur. GAMNI 2, Dunod, France, pp. 765-775.

Ghaboussi J., Pecknold D.A. (1984)

"Incremental finite element analysis of geometrically altered structures"

International journal for numerical methods in engineering, Vol. 20, pp. 2051-2064.

Goodman R.E., Taylor R.L., Brekke T.L. (1968)

"A model for the mechanics of jointed rock"

Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE, Vol. 94, No. SM3, pp. 637-659.

Gunn M.J., Satkunanthan A., Clayton C.R.L. (1993)

"Finite element modelling of installation effects"

Retaining structures, Thomas Telford, London, pp. 46-55.

Haiun G., Cornet D. (1983)

"Guide pratique pour l'utilisation des palplanches métalliques"

SACILOR, Paris, 96 pages.

Hata S., Yoshida S., Ohta H., Kitamura H., Honda H. (1985)

"A deep excavation in soft clay. Performance of an anchored diaphragm wall"

Fifth international conference on numerical methods in geomechanics, Nagoya, pp. 725-730.

Henry F.D.C. (1986)

"The design and construction of engineering foundations"

Chapman and Hall, U.S.A., 1090 pages.

Ho D.K.H. (1989)

"Analysis of geotechnical construction by the finite element method"

PhD thesis, University of Manchester, 441 pages.

Ho D.K.H., Smith I.M. (1991)

"Analysis of construction processes in braced excavations"

Tenth european conference on soil mechanics and foundation engineering, Florence, pp. 213-217.

Ho D.K.H., Smith I.M. (1993)

"Modelling of soil nailing construction by 3-dimensional finite element analysis"

Retaining structures, Thomas Telford, London, pp. 515-528.

Ishihara K. (1970)

"Relations between process of cutting and uniqueness of solutions"

Soils and foundations, Vol. 10, No. 3, pp. 50-65.

Jardine R.J., Potts D.M., Fourie B., Burland B (1986)

"Studies of the influence of non-linear stress-strain characteristics in soil-structure interaction"

Géotechnique, Vol. 36, No. 3, pp. 377-396.

Josseume H., Delattre L., Mespoulhe L. (1994)

"Sheetpile test Karlsruhe, Post-calculations"

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de la division MSGI.

Lambe T.W., Whitman R.V. (1969)

"Soil mechanics"

John Wiley & Sons, Inc., 553 pages.

Lee F.H., Yong K.Y., Lee S.L. (1989)

"Finite element modelling of a strutted excavation"

Third international symposium on numerical models in geomechanics, Niagara Falls, pp. 577-584.

Lee YL., Arafati N., Leca E., Magnan J.P., Mestat P., Serratrice J.F. (1993)

"Comportement observé et modélisation des marnes rencontrées pendant le creusement du tunnel de Las Planas"

Symposium international sur les sols indurés et roches tendres, Athènes, pp. 1479-1486.

Magnan J.P., Mestat P., Arafati N. (1993)

"Quelques aspects concernant la modélisation du déchargement dans les massifs de sols"

Sixième colloque franco-polonais de mécanique des sols, Douai, pp. 122-129.

Mana A.I. (1978)

"Finite element analyses of deep excavation behavior in soft clay"

PhD thesis, University of Stanford, 309 pages.

Mana A.I., Clough G.W. (1981)

"Prediction of movements for braced cuts in clay"

Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 107, No. GT6, pp. 759-777.

Mayne P.W., Kulhawy F.H. (1982)

"K_o-OCR relationships in soil"

Journal of geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 108, No. GT6, pp. 851-872.

Meftah K., Magnan J.P. (1988)

"Anisotropie de la résistance, de la déformabilité et de la perméabilité des sols. Etat des connaissances"

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport des laboratoires, série Géotechnique No. GT31, 101 pages.

Mestat P. (1990)

"Méthodologie de détermination des paramètres des lois de comportement des sols à partir d'essais triaxiaux conventionnels"

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de la division MSF, Paris, 194 pages.

Mestat P. (1991)

"Simulation numérique du comportement des sols en sollicitations homogènes - Logiciel LOIS-LCPC"

LCPC, Rapport de la division MSGI, Paris, 27 pages.

Mestat P. (1991)

"Sable d'Hostun. Dépouillement des essais triaxiaux de compression drainés réalisés à l'I.M.G. pour le GRECO Rhéologie des géomatériaux. Exemple d'application du logiciel DOCSOL"

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de la division MSGI, 94 pages.

Mestat P. (1993)

"Lois de comportement des géomatériaux et modélisation par la méthode des éléments finis"

Etudes et recherches des laboratoires des ponts et chaussées, série géotechnique GT 52, Paris, 193 pages.

Murphy D.J., Clough G.W., Woolworth R.S. (1975)

"Temporary excavation in varved clay"

Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 101, No. GT3, pp. 279-295.

Naylor D.J. (1978)

"A study of reinforced earth walls allowing strip slip"

ASCE, Speciality conference on earth reinforcement, Pittsburg, Pennsylvania, pp. 618-643.

Naylor D.J., Richards H. (1978)

"Slipping strip analysis of reinforced earth"

International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, Vol. 2, pp. 343-366.

Osaimi A.E., Clough G.W. (1979)

"Pore-pressure dissipation during excavation"

Journal of the geotechnical engineering division, ASCE, Vol. 105, No. GT4, pp 481-499.

Ou C.Y., Hsieh P.G., Chiou D.C. (1993)

"Characteristics of ground surface settlement during excavation"

Canadian geotechnical journal, Vol. 30, pp. 758-767.

Palmer J.H.L., Kenney T.C. (1971)

"Analytical study of a braced excavation in weak clay"

Canadian geotechnical journal, Vol. 9, pp. 145-164.

Peck R.B. (1969)

"Deep excavations and tunneling in soft grounds"

Seventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, Mexico City, State of the art report, pp. 225-290.

Pellet F., Egger P., Descoeudres F. (1995)

"Comportement mécanique d'une paroi expérimentale renforcée par clouage"

Revue Française de Géotechnique, No. 71, pp. 49-60.

Plumelle C. (1991)

"Expérimentation en vraie grandeur de trois parois clouées"

Comptes rendus, Dixième congrès européen de mécanique des sols et des travaux de fondations, Florence, pp. 741-744.

Potts D.M., Fourie A.B. (1984)

"The behaviour of a propped retaining wall : results of a numerical experiment"

Géotechnique, Vol. 34, No. 3, pp. 383-404.

Potts D.M., Fourie A.B. (1985)

"The effect of wall stiffness on the behaviour of a propped retaining wall"

Géotechnique, Vol. 35, No. 3, pp. 347-352.

Recommandations CLOUTERRE (1991)

"pour la conception, le calcul, l'exécution et le contrôle des soutènements réalisés par clouage des sols."

Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 272 pages.

Schlosser F. (1977)

"Murs de soutènement"

Techniques de l'ingénieur, C244, Paris, 13 pages.

Schlosser F., Magnan J.P., Holtz R.D. (1985)

"Construction géotechnique"

Eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, Vol. 1, pp. 211-254.

Schweiger H.F., Freiseder M. (1994)

"Three dimensionnal finite element analysis of diaphragm wall construction"

Computer methods and advances in geomechanics, Siriwardane & Zaman (eds), pp. 2493-2498.

Selvadurai A.P.S. (1979)

"Elastic analysis of soil-foundation interaction"

Developments in geotechnical engineering, Vol. 17, Elsevier, North-Holland, 543 pages.

Shahrour I., Ghorbanbeigi S., von Wolffersdorff P.A. (1995)

"Comportement des rideaux de palplanches : expérimentation en vraie grandeur et prédictions numériques"

Revue Française de Géotechnique, No. 71, pp. 39-47.

Simpson B. (1985)

"Non-linear deformations in London clay adjacent to deep excavations"

Eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, pp. 2639-2640.

Simpson B., O'Riordan N.J., Croft D.D. (1979)

"A computer model for the analysis of ground movements in London clay"

Géotechnique, Vol. 29, No. 2, pp. 149-175.

Smith I.M., Ho D.K.H. (1992)

"Influence of construction technique on the performance of a braced excavation in marine clay"

International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, Vol. 16, pp. 845-867.

Stroh D., Breth H. (1976)

"Deformation of deep excavations"

Numerical methods in geomechanics, ASCE, Blacksburg, pp. 686-700.

Symons I.F., Carder D.R. (1993)

"Stress changes in stiff clay caused by the installation of embedded retaining walls"

Retaining structures, Thomas Telford, London, pp. 227-236.

Symons I.F., Potts D.M., Charles J.A. (1985)

"Predicted and measured behaviour of a propped embedded retaining wall in stiff clay"

Eleventh international conference on soil mechanics and foundation engineering, San Francisco, Vol. 4, pp. 2265-2268.

Terzaghi K., Peck R.B. (1965)

"Mécanique des sols appliquée aux travaux publics et au bâtiment"

Traduit par J. Baudrillard et C. Meunier, Dunod, Paris, 565 pages.

Tsui Y., Clough G.W. (1974)

"Plane strain approximations in finite element analyses of temporary walls"

Analysis and design in geotechnical engineering, ASCE, Vol. 1, pp. 173-197.

Unterreiner P. (1994)

"Contribution à l'étude et à la modélisation numérique des sols cloués : application au calcul en déformation des ouvrages de soutènements"

Thèse de doctorat, Ecole nationale des ponts et chaussées, Paris.

von Wolffersdroff P.A. (1994)

"The results of the sheetpile wall field test in Hochstetten"

Universität Karlsruhe, CUR, 91 pages.

Watson G.V.R., Carder D.R. (1994)

"Comparison of the measured and computed performance of a propped bored pile retaining wall at Walthamstow"

Institution of civil engineers and geotechnical engineering, Vol. 107, pp. 127-133.

Wong K.S., Duncan J.M. (1974)

"Hyperbolic stress-strain parameters for nonlinear finite element analyses of stresses and movements in soil masses"

Report No. TE-74-3 to National Science Foundation, University of California, Berkeley, 90 pages.

Yong K.Y., Lee F.H., Parnpoy U., Lee S.L. (1989)

"Elastoplastic consolidation analysis for excavation in clay"

Computers and geotechnics, Vol. 8, pp. 311-328.

Youssef E., Mestat P. (1992)

"Etude du comportement des sables sous sollicitations homogènes. Validation d'une méthodologie de détermination des paramètres pour les lois de comportement de Nova et de Vermeer"

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de la division MSGI, 169 pages.

Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. (1989)

"The finite element method, Volume 1 : Basic formulation and linear problems"

McGraw Hill, 648 pages.

(1992)

"CESAR-LCPC. Bibliothèque d'exemples. Modélisation des phases de construction d'un tunnel"

Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

(1993)

"Sheetpile wall verification test. Document for the prediction"

Universität Karlsruhe, CUR.